

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'université 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des sciences de la Technologie

Département de : Génie civil & hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURE

Présenté par: Krin Lina

Thème : Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+4)

Sous la direction de :

Pr .Benmarce Abdelaziz

Juin: 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

J'exprime toute ma profonde reconnaissance à mon encadreur **Pr. Benmarce Abdelaziz**, qui m'a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui nous a transmis sa passion pour la modélisation des structures et le calcul sismique des structures.

Je remercie le président de jury ainsi que les membres de jury pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Je tiens à remercier tout le personnel de l'organisme national de contrôle technique et de la construction. (CTC-Guelma), le tuteur de stage, Monsieur **LACHRAF MONTRI** qui m'a suivi et m'a permis d'accomplir dans de meilleures conditions ma période de stage.

Je suis aussi reconnaissante au département de génie civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Je tente en fin à remercier tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.

DÉDICACE

Tout d'abord, je voudrais remercier mon Dieu de m'avoir donné le courage d'aller jusqu'au stade de la remise des diplômes.

Il n'y a rien de mieux que de donner du fond du cœur à ceux que l'on aime et le fruit de notre travail dont nous sommes reconnaissants en exprimant gratitude et reconnaissance tout au long de notre existence.

Je dédie ce petit travail à A met très chers parents qui ont consacré leur vie à mon éducation et à mes études, qui m'ont donné un exemple de diligence et de persévérance, je leur souhaite le bonheur.

- ❖ A ma chère grand-mère.
- ❖ A ma chère sœur Aya.
- ❖ A mes chers frères Alla Eddine et Adem.
- ❖ A mon encadrant Pr.Benmarce Abdelaziz.
- ❖ À Tous mes amis, sans exception.



ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم مبنى يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربع طوابق للاستخدام السكني (R + 4) ، وتقع في بوشقوف-قالمة وتصنف كمنطقة IIa حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر / 99 نسخة معدلة سنة 2003. يتم توفير الهيكل بواسطة نظام مختلط يتكون من العوارض، الأعمدة ، تصميم وحساب المكونات وتعزيز العناصر المختلفة للهيكل حسب مقياس الخرسانة المسلحة / 99 BAEL91 و CBA93 .

تم إجراء دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير العمل الزلزالية باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018 في الواقع، لضمان حسن السلوك الديناميكي للبناء لدينا، تخطيط جيد من جدران القص هو أكثر أهمية من عدد من الجدران المسلحة لضمان ليونة كافية للهيكل، جودة الهيكلية الأساسية في مناطق زلزالية عالية.

الكلمات المفتاحية: عمارة سكنية ، حساب زلزالي ، تسليح

RÉSUMÉ

L'objectif de ce travail est la conception d'un bâtiment composé de rez-de-chaussée plus quatre étages à usage d'habitation (R + 4), situé à Guelma - Bouchegouf et qui est classée comme zone IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 / modifié 2003.

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un système mixte constitué des voiles et des portiques. Le dimensionnement et le calcul de ferrailage des différents éléments composants la structure sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir le BAEL91 modifié 99 et le CBA93.

L'étude du comportement dynamique sous l'effet de l'action sismique a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Mots clés : bâtiment d'habitation, calcul sismique, ferrailage.

Abstract

The objective of this work is to design a building consisting of first floor plus four floors for residential use (R + 4), located in Guelma-Bouchehouf which is classified as zone IIa according to the Algerian RPA seismic regulations 99 / amended 2003.

The bracing of the structure is ensured by a mixed system consisting of sales and gantries. The dimensioning and calculation of reinforcement of the various elements composing the structure are in conformity with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modify 99 and the CBA93.

The study of the dynamic behavior under the effect of the seismic action was made using the software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018. In order to ensure a good dynamic behavior of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sales, in order to guarantee an appropriate ductility of the structure, structural quality indispensable in zones of high seismicity.

Keywords: residential building, seismic calculation, reinforcement.

Sommaire

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

Introduction générale..... 19

chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I . Introduction :	3
II . presentation de l'ouvrage :	3
III. caracteristiques geometriques du batiment :	3
III.1. dimension en élévation :	3
III.2. dimension en plan :	3
IV. donnees geotechniques du site :	3
V. choix de contreventement :	7
VI. les composants de la structure :	7
VI.1. l'infrastructure :	7
VI.2. superstructure :	7
VI.2.1. éléments principaux :	7
VI.2.1.1. poutre :	7
VI.2.1.2. poteaux :	7
VI.2.1.3. voiles :	7
VI.2.2. éléments secondaires :	8
VI.2.2.1. plancher :	8
VI.2.2.2. escaliers :	8
VI.2.2.3. l'acrotère :	8
VI.2.2.4. balcon :	9
VI.2.2.5. murs :	9
VI.2.2.5.1. les murs extérieurs :	9
VI.2.2.5.1. les murs intérieurs :	9
VI.3. autres éléments :	10

chapitre II : caractéristique des matériaux.

I . Introduction :	12
II . principe de beton arme :	12
III. avantages et inconvenients de beton arme :	12
III.1. avantages :	12
III.2. les inconvenients :	13
IV. caracteristiques des materiaux utilises :	13
IV.1. béton :	13
IV.1.1. résistance et caractéristique du béton : (art : a.2.1.1)	13
IV.1.1.1. résistance a la compression (f_{cj}) : (art : a.2.1.1.1)-----	13
IV.1.1.2. résistance a la traction (f_{tj}) : (art : a.2.1.1.2)-----	14
IV.1.1.3. résistance minimale du béton : -----	14
IV.1.1.4. déformation longitudinale du béton : (art : a.2.1.2) -----	14
IV.1.1.5. coefficient de poisson (ν) : (art : a.2.1.3) -----	15
IV.1.1.6. masse volumique : -----	15

IV.1.1.1.7. coefficient de dilatation : -----	15
IV.1.2. présentation de la méthode de calcul aux états limites :.....	15
IV.1.2.1. définition : -----	15
IV.1.2.2. état limite ultime (elu) : -----	15
IV.1.2.2.1. hypothèses de calcul : (art : a.4.3.2).....	16
IV.1.3. diagramme contrainte déformation : (art : a.4.3.4).....	16
IV.1.4. règle des trois pivots : (art : a.4.3.3).....	17
IV.1.5. contrainte de cisaillement : (art : a.5.1.1).....	18
IV.1.2.3. état limite de service (els) : -----	18
IV. 2. acier :	20
IV.2.1. rôles des aciers :	20
IV.2.2. caractéristiques mécaniques des aciers :(cours b.a un 3 ^e année).....	20
IV.2.3. diagramme contrainte-déformation : (art : a.2.2.2)	20
IV.2.4. contrainte limite des aciers :.....	21
IV.2.4.1. état limite ultime : -----	21
IV.2.4.2. état limite de service :-----	21
V. actions et sollicitations :	21
V.1. actions (cba93art a.3.1)	21
V.2. sollicitations (cba93 art a.3.2)	22
V.2.1. sollicitations de calcul vis-a-vis des elu de résistance et de stabilité de forme (cba93art a.3.3.2).....	22
V.2.2. sollicitations de calcul vis-a-vis des els (cba93art a.3.3.3)	23
VI. choix des matériaux dans l'élaboration de notre projet :.....	23

chapitre III : pre dimensionnement de l'élément porteurs.

I . Introduction :.....	26
II . pré-dimensionnement des éléments secondaires :.....	26
II .1. plancher :.....	26
II .1.1. définition :	26
II .1.2.1. type de plancher étudié :.....	26
II .2. dalles pleines :	28
II .2.1. définition :	28
II .2.2. types des dalles :.....	28
II .2.3. dimensionnement des dalles :.....	28
II .3. escalier :.....	28
II .3.1. définition :	28
II .3.2. type de l'escalier :	29
II .3.3. dimensionnement de l'escalier :	29
III . pre-dimensionnement des éléments principaux :	30
III .1. poutres :.....	30
III .1.1. définition :	30
III .1.2. pré-dimensionnement :.....	30
III .1.2.1 poutre principale :.....	31
III .1.2.2 poutre secondaire:	31
III .2. les voiles :.....	32

III.2.1. définition :	32
III.2.2. pré-dimensionnement des voiles :	32
III.3. pré-dimensionnement des poteaux :	33
IV. évaluation des charges :	33
IV.1. plancher en corps creux :	33
IV.1.1. plancher terrasse inaccessible :	33
IV.1.2. plancher etage courant :	34
IV.2. les voiles :	35
IV.3. maçonnerie :	35
IV.3.1. mur extérieur :	35
IV.3.2. mur intérieur :	35
IV.4. les dalles pleines :	36
IV.4.1. escalier :	36
1. paillasse :	36
IV.4.2. balcon :	37
IV.4.2.1. balcon etage courant :	37
IV.4.2.2. balcon terrasse :	37
IV.5. l'acrotère :	37
les poteaux plus sollicités :	38
verification de la resistance des poteaux le plus sollicite :	39
charge permanente.....	39
surcharge d'exploitation :	40
2-deuxieme poteau a-2 :	42
3. troisieme poteau : poteau d'angle a-3	45
surcharge d'exploitation.....	46
4. quatrieme poteau : poteau de rive a-4	47
surcharge d'exploitation.....	48
conclusion :	49

chapitre IV : calcul des éléments secondaires.

I . Introduction :	51
II . l'acrotère :	51
II .1. définition :	51
II .2. calcul de l'acrotère :	51
II .2.1. évaluation des charges et surcharges :	51
II .2.1.1. charge permanente :	51
II .2.1.2. surcharge d'exploitation :	52
II .2.3. calcul les efforts normaux :	52
II .2.4. combinaison des charges :	52
II .2.5. calcul des moments fléchissant :	52
II .2.6. calcul du ferrailage :	53
II .2.6.1. calcul de l'excentricite :	53
II .2.6.2. calcul du moment fictif :	54
II .2.6.3. section des armatures longitudinales :	54
II .2.7. verification a l'état limite de service :	55
II .2.7.1. position de l'axe neutre :	55
II .2.7.2. moment d'inertie de la section :	56

II .2.7.3. verification des contraintes :	56
II .2.8. verification de la condition de cisaillement (cba93 art a.5.1)	57
II .2.9. sections des armatures de répartition :	57
II .2.10. espacement des armatures principales :	57
II .2.11. espacement des armatures de répartition :	57
II .2.12. schéma de ferrailage :	58
III. escalier :	58
III.1. évaluation des charges et surcharges :	58
III.2. combinaisons des charges pour 1ml (1 mètre de projection horizontale) :	59
III.3. calcul la charge equivalente :	59
III.4. calcul les moments de flexion	60
III.5. calcul des armatures longitudinales :	60
III.6. condition de non-fragilité (cba93 art a.4.2) :	61
III.7. vérification a l'els :	61
III.8. vérification de la condition de cisaillement (cba93 art a.5.1) :	62
III.9. vérification de la flèche (cba93 art b.6.5) :	62
III.9. calcul les armatures de répartition :	64
III.10. espacement des armatures principales :	64
III.11. espacement des armatures de répartition :	64
III.12. poutre palière :	64
III.12.1. pré dimensionnement de la poutre palière :	64
III.12.3. poutre palière a la flexion simple :	65
III.12.3.1. evaluation des charges :	65
III.12.3.2. réaction du palier et paillasse :	65
III.12.3.3. combinaison des charges :	65
III.12.3.4. effort de cisaillement :	65
III.12.4. poutre palière a la torsion :	65
III.12.4.1. moment de torsion maximal :	65
III.12.4.2. contrainte de torsion :	66
III.12.5. vérification de la poutre palière :	66
III.12.6. calcul du moment fléchissant :	66
III.12.7. calcul des armatures longitudinales :	66
III.12.7.1. en flexion :	66
III.12.7.2. en torsion :	68
III.12.8. vérification selon le rpa 99 /2003 :	69
III.12.9. schéma de ferrailage :	69
IV. plancher :	70
IV.1. définition :	70
IV.2. dalle de compression :	71
IV.3. calcul des poutrelles :	72
IV.3.1. plancher d'étage courant :	75
IV.3.1.1. vérification les conditions de la méthode forfaitaire :	75
IV.3.1.2. charge permanente et surcharge d'exploitation linéaire appliquée sur les poutrelles d'étage courant :	75
IV.3.1.3. méthode forfaitaire :	76

IV.3.1.5. calcul les armatures longitudinales des poutrelles d'étage courant :-----	79
IV.3.1.5.1. en travée : section en té	79
IV.3.1.5.1. sur appui : section rectangulaire	80
IV.3.1.7. vérification a l'état limite de service :-----	80
IV.3.1.7.1. en travée :(section en té).....	80
IV.3.1.7.2. sur appui : (section rectangulaire)	81
IV.3.1.7.3. vérification de la condition de cisaillement (cba93 art a.5.1) :	82
IV.3.1.7.4. vérification au niveau de l'appui :	82
IV.3.1.7.5 vérification préliminaire de la flèche (cba93 art b.6.5):	83
IV.3.1.7.6. calcul les armatures transversales de poutrelle :	84
IV.3.2. plancher terrasse :	86
IV.3.2.1. vérification les conditions de la méthode forfaitaire :-----	86
IV.3.2.2. charge permanente et surcharge d'exploitation linéaire appliquée sur les poutrelles d'étage terrasse :-----	86
IV.3.2.3. méthode de caquot :-----	87
IV.3.2.4. les valeurs maximales :-----	89
IV.3.2.5. calcul les armatures longitudinales des poutrelles d'étage courant :-----	89
IV.3.2.5.1. en travée : section en té	89
IV.3.2.5.1. sur appui : section rectangulaire	90
IV.3.2.6. condition de non fragilité (cba93 art a.4.2) :-----	90
IV.3.2.7. vérification a l'état limite de service :-----	90
IV.3.2.7.1. en travée :(section en té).....	90
IV.3.2.7.2. sur appui : (section rectangulaire)	91
IV.3.2.7.3. vérification de la condition de cisaillement (cba93 art a.5.1) :	92
IV.3.2.7.4. vérification dans l'appui :	92
IV.3.2.7.5 vérification préliminaire de la flèche (cba93 art b.6.5) :	93
IV.3.2.7.6. calcul les armatures transversales de poutrelle :	94
IV.3.2.7.7. schéma de ferrailage :	95
V.2. calcul le ferrailage du balcon :	96
V.2.1. évaluation des charges :	96
V.2.2. calcul les moments de flexion :	97
V.2.3. calcul les armatures longitudinales de balcon :	97
V.2.3. condition de non fragilité (cba93 art a.4.2) :	98
V.2.4. vérification a els :	98
V.2.5. vérification de la condition de cisaillement (cba93 art a.5.1) :	99
V.2.6. calcul les armatures de répartition :	99
V.2.7. espacement des armatures longitudinales :	99
V.2.8. espacement des armatures de répartition :	100
V.2.9. schéma de ferrailage :	100

chapitre v : étude calcul sismique.

I . Introduction :	102
II . criteres de classification :	102
II .1. classification des zones sismiques :	102
II .2. classification des ouvrages selon leur importance :	102

II.3. classification des sites :	102
II.4. classification des systèmes de contreventement :	103
II.5. classification des ouvrages selon leur configuration :	105
III. caracteristiques de la structure :	107
III.1. centre de gravité (masse) :	107
III.2. centre de torsion (rigidité) :	108
III.3. excentricité théorique :	108
III.4. excentricité accidentelle :	108
III.5. excentricités retenue :	109
IV. choix de la methode de calcul :	109
IV.1. méthodes utilisables :	109
IV.2. méthode dynamique modale spectrale :	110
IV.2.1. principe :	110
IV.2.2. modélisation :	110
IV.2.3. spectre de réponse de calcul :	111
IV.2.3.1. coefficient d'accélération de zone :	112
IV.2.3.2. facteur de correction d'amortissement :	112
IV.2.3.3. coefficient de comportement de la structure :	112
IV.2.3.4. périodes caractéristiques associées a la catégorie de site :	112
IV.2.3.5. facteur de qualité :	112
1. conditions minimales sur les files de contreventement :	113
2. redondance en plan :	113
3. régularité en plan :	113
4. régularité en élévation :	113
5. contrôle de la qualité des matériaux :	114
6. contrôle de la qualité de l'exécution :	114
V. spectre de reponse :	115
V.1. suivant x :	115
V.2. suivant y :	115
VI. resultat de l'analyse dynamique :	116
VI.1. comportement de trois premiers modes :	116
VII. verification le nombre de modes a considerer :	117
VIII. verification de la periode fondamentale de la structure :	118
VIII.1. calcul de la période :	118
IX. calcul de la force sismique a la base :	119
IX.1. calcul le facteur d'amplification dynamique moyen :	119
IX.2. calcul du poids total de l'ouvrage :	120
IX.2. force sismique suivant les deux directions :	120
X. verification de déplacement relatif :	121
XI. verification de la stabilite au renversement :	121
XI.1. moment de renversement :	121
XI.1.1. distribution des forces sismiques et de l'effort tranchant :	122
XI.2. moment stabilisant :	123
XII. verification vis-a-vis de l'effet p - δ :	123
XII.1. l'effet de p- δ suivant x :	124
xII.2. l'effet de p- δ suivant y :	124

verification de l'effort normal reduit :	124
conclusion :	125

chapitre VI : calcul les éléments structuraux.

Introduction:	127
combinaisons des charges :	127
I. calcul des poutres :	127
I.1. poutres principales :	128
I.1.1. poutre principale :	128
I.1.1.1. les valeurs maximales :	128
I.1.1.2. ferrailage longitudinal :	128
I.1.1.3. condition de non fragilité :	129
I.1.1.4. vérification des armatures longitudinales selon le :	129
I.1.1.5. vérification a l'els :	130
I.1.1.6. vérification de l'effort tranchant :	132
I.1.1.7. vérification de la flèche :	132
I.1.1.8. armatures transversales :	132
I.1.1.8.1. la section armatures transversales :	133
I.1.1.9. schéma de ferrailage :	133
I.2. poutres secondaires :	134
I.2.1. les valeurs maximales :	134
I.2.2. ferrailage longitudinal :	134
I.2.3. condition de non-fragilité :	135
I.2.4. vérification des armatures longitudinales selon le (rpa 99/v2003 art 7.5.2.1) :	135
I.2.5. vérification a l'els :	136
I.2.6. vérification de l'effort tranchant : cba93 art a.5.1) :	138
I.2.7. vérification de la flèche (cba93 art a.6.5) :	138
I.2.8. armatures transversales :	138
I.2.8.1. la section armatures transversales :	139
I.2.9. schema de ferrailage :	139
II . poteaux :	140
II .1. méthode de calcul :	140
II .2. ferrailage des poteaux :	141
II .2.1. poteau (40×40) :	141
II .2.1.1. calcul les armatures longitudinales :	142
II .2.1.2. condition de non-fragilité	144
II .2.1.3. vérification des armatures longitudinales :	144
II .2.1.4. vérification a l'Els :	145
II .2.1.5. vérification de l'effort tranchant :	146
II .2.1.6. armatures transversales :	147
II .2.1.7. schéma de ferrailage :	149
III. voiles :	149
III.1. définition :	149
III.2. rôle des voiles de contreventement :	149
III.3. choix le type de section :	150
III.4. ferrailage des voiles :	150

III.4.1. calcul des armatures verticales :.....	151
III.4.1.1. les sollicitations :-----	151
III.4.1.2. caractéristiques de voile :-----	151
III.4.1.3. calcul des contraintes :.....	151
III.4.1.4. longueur de la zone tendue et comprimée :.....	151
III.4.1.5. section d'armatures tendues :.....	152
III.4.1.6. section d'armature de couture :.....	152
III.4.1.7. la section totale des armatures :.....	152
III.4.1.8. les armatures minimales selon le rpa 99/2003 :.....	152
III.4.1.9. choix de la section d'armatures :.....	153
III.4.1.10. calcul de l'espacement des armatures verticales.....	153
III.4.2. vérification de l'effort tranchant :.....	153
III.4.3. calcul des armatures horizontales :.....	153
III.5. schéma de ferrailage :.....	154

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRA STRUCTURE.

I Introduction :.....	156
II. étude de l'infra structure :.....	156
II.1. choix le type de fondation :.....	156
II.2. calcul la surface de fondation :.....	156
II.3. calculées semelles :.....	157
II.3.1. les efforts verticaux sur les poteaux a l'Elu :.....	157
II.3.2. les forces verticales sur les poteaux a l'Els :.....	157
II.3.3. dimensionnement de semelle :.....	158
II.3.3.1. semelle 01 :-----	158
II.3.3.1.1. calcul a et b :.....	158
II.3.3.1.2. calcul le (d) :.....	158
II.3.3.1.3. calcul (a_s) :.....	158
II.3.3.1.4. calcul l'épaisseur de semelle (e) :.....	158
II.3.3.1.5. vérification de ($\sigma \leq \sigma_{sol}$) :.....	159
II.3.3.1.6. schéma de ferrailage :.....	160
II.3.3.2. semelle 02 :-----	160
II.3.3.2.1. calcul a et b :.....	160
II.3.3.2.2. calcul le (d) :.....	160
II.3.3.2.3. calcul (a_s) :.....	160
II.3.3.2.4. calcul l'épaisseur de semelle (e) :.....	161
II.3.3.2.5. vérification de ($\sigma \leq \sigma_{sol}$) :.....	161
II.3.3.2.6. schéma de ferrailage :.....	162
II.3.3.3. semelle filante sous un voile :-----	162
II.3.3.3.1. calcul a et b :.....	162
II.3.3.3.2. calcul la hauteur de la semelle :.....	162
II.3.3.3.3. vérification de ($\sigma \leq \sigma_{sol}$) :.....	163
II.3.3.3.4. calcul la section d'acier :.....	163
II.3.3.3.5. schéma de ferrailage :.....	164
II.4. voile périphérique :.....	164
II.4.1. caractéristiques minimales de voile périphérique :.....	164
II.4.2. caractéristiques de voile périphérique :.....	164
II.4.3. caractéristiques du remblai poussé sur le voile périphérique :.....	164
II.4.4. ferrailage du voile périphérique :.....	165

II.4.4.1. calcul les moments : -----	165
II.4.4.2. calcul la hauteur utile :-----	166
II.4.4.3. calcul les armatures longitudinales :-----	166
II.4.4.4. calcul les armatures de répartition :-----	169
II.4.4.5. l'espacement dans les deux directions :-----	169
II.4.4.6. schéma de ferrailage :-----	169
III. longrine :	169
III.1. définition :	169
III.2. pré- dimensionnement de longrine :.....	169
III.3. ferrailage de longrine :	170
III.3.1. les armatures longitudinales :.....	170
III.3.2. les armatures transversales :.....	170
III.4. calcul de l'espacement :	170
III.5. schéma de ferrailage:.....	171
conclusion :	173
bibliographies	175

Liste des figures

Figure 1 : Schéma statique de voile.	7
Figure 2 : Plancher en corps creux.	8
Figure 3 : Escalier	8
Figure 4 : Mur extérieur	9
Figure 5 : Mur intérieur	9
Figure 6 : Diagramme des déformations limite de la section.	17
Figure 7 : Schéma de Poutrelle.	27
Figure 8 : Schéma de balcon.	28
Figure 9 : Détermination des voiles	33
Figure 10 : Schéma de l'acrotère.	38
Figure 11 : Schéma présentant les poteaux plus sollicités.	38
Figure 12 : Schéma du poteau A-1.	39
Figure 13 : Schéma du poteau A-2.	42
Figure 14 : Schéma du poteau A-3.	45
Figure 15 : Schéma de Quatrième poteau plus sollicité.	47
Figure 16 : Schéma présenter les charges appliquées sur l'acrotère.	53
Figure 17 : Section de l'acrotère à ferrailer.	54
Figure 18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	58
Figure 19 : Schéma statique de l'escalier	59
Figure 20 : Section de l'escalier, ferrailage en travée.	60
Figure 21 : Section de l'escalier ferrailer sur appui.	61
Figure 22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appui.	69
Figure 23 : Schéma de treillis soudé.	72
Figure 24 : Les systèmes des poutrelles.	76
Figure 25 : Le système des poutrelles le plus défavorable.	76
Figure 26 : Diagramme de l'effort tranchant et le moment de flexion.	78
Figure 27 : Diagramme de moment de flexion.	79
Figure 28 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage courant en travée.	85
Figure 29 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage courant sur appui.	85
Figure 30 : Diagramme de moment de flexion et de l'effort tranchant.	88
Figure 31 : Diagramme de moment de flexion.	89
Figure 32 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage de terrasse en travée.	95
Figure 33 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage de terrasse sur appui.	96
Figure 34 : Schéma de balcon étudiant.	96
Figure 35 : Schéma présenter les Charges appliquées sur le balcon.	97
Figure 36 : Section de balcon.	98
Figure 37 : Schéma de ferrailage du balcon.	100
Figure 38 : Schéma du bâtiment 3D.	111
Figure 39 : Disposition des voiles	111
Figure 40 : Spectre de réponse suivant X.	115
Figure 41 : Spectre de réponse suivant Y.	115
Figure 42 : Deuxième mode	117
Figure 43 : Troisième mode.	117

Figure 44 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant suivant la direction X.	122
Figure 45 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant suivant la direction Y.	122
Figure 46 : Schéma de ferrailage pour les poutres principales 30×45.	133
Figure 47 : Schéma de ferrailage pour les poutres secondaires 30×40.	139
Figure 48 : Schéma de ferrailage pour les poteaux 40×40.	149
Figure 49 : Schéma de voile le plus sollicité.	151
Figure 50 : Schéma de ferrailage pour le deuxième type des voiles.	154
Figure 51 : Coupe verticale pour le ferrailage d'un voile.	154
Figure 52 : les efforts verticaux sur les poteaux à ELU.	157
Figure 53 : les efforts verticaux sur les poteaux à ELS.	157
Figure 54 : Schéma de semelle (S ₁).	159
Figure 55 : Schéma de ferrailage pour la semelle (S ₁).	160
Figure 56 : Schéma de semelle (S ₀₂).	161
Figure 57 : Schéma de ferrailage pour la semelle (S ₀₂).	162
Figure 58 : Schéma présenter les dimensions de la semelle sous voile.	163
Figure 59 : Schéma de ferrailage pour la semelle de voile.	164
Figure 60 : Voile périphérique.	165
Figure 61 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	169
Figure 62 : Schéma de ferrailage pour les longrines.	171

Liste Des Tableaux

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	20
Tableau 2 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de plancher terrasse.	34
Tableau 3 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de plancher étage courant.	34
Tableau 4 : charge permanente du voile de contreventement.	35
Tableau 5 : Charge permanente du mur extérieur.	35
Tableau 6 : Charge permanente du mur intérieur.....	35
Tableau 7 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de la paillasse d'escalier.	36
Tableau 8 : Charge permanente et surcharge d'exploitation du palier de l'escalier.....	36
Tableau 9 : Charge permanente et surcharge d'exploitation du balcon d'étage courant.	37
Tableau 10 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse.....	37
Tableau 12 : Charge permanente concentrée appliquée sur le premier poteau plus sollicité...	39
Tableau 13 : Sur charge d'exploitation concentré appliquée sur le premier poteau plus sollicité.	41
Tableau 14 : Vérification de l'effort normal du premier poteau plus sollicité.....	42
Tableau 15 : Charge permanente concentrée appliquée sur le deuxième poteau plus sollicité.	43
Tableau 16 : Surcharge d'exploitation concentré appliquée sur le deuxième poteau plus sollicité.	44
Tableau 17 : Vérification de l'effort normal du deuxième poteau plus sollicité.	44
Tableau 18 : Tableau de moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant.....	77
Tableau 19 : Tableau de moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage courant à L'ELS	78
Tableau 20 : Les valeurs maximales des sollicitations de l'étage courant.	79
Tableau 21 : Moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage de terrasse à L'ELU.	87
Tableau 22 : Moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage de terrasse à L'ELS.....	88
Tableau 23 : Les valeurs maximales des sollicitations de l'étage de terrasse.	89
Tableau 24 : Tableau présenter la charge de garde-corps de balcon.....	96
Tableau 25 : Classification de système de contreventement.....	104
Tableau 26 : Vérification de la distance entre le centre de masse et de gravité.....	106
Tableau 27 : Coordonnées du centre de gravité.	107
Tableau 28 : Coordonnées du centre de torsion	108

Tableau 29 : Valeurs l'excentricité théorique.....	108
Tableau 30 : Valeurs de l'excentricité accidentelle.....	109
Tableau 31 : Tableau présenter l'excentricité retenue.....	109
Tableau 32 : Tableau présenter le critère P_q	114
Tableau 33 : Résultat de l'analyse dynamique.....	116
Tableau 34 : Comportement du trois premiers modes.....	116
Tableau 35 : Vérification du déplacement relatif.....	121
Tableau 36 : Moment de renversement suivant les deux directions.....	122
Tableau 37 : Moment stabilisant.....	123
Tableau 38 : Vérification de stabilisation au renversement.....	123
Tableau 39 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant la direction X.....	124
Tableau 40 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant la direction Y.....	124
Tableau 41 : Vérification de l'effort normal réduit.....	125
Tableau 44 : Sollicitations des poutres principales 30×45.....	128
Tableau 46 : Sollicitations des poutres secondaires 30×40.....	134
Tableau 47 : Sollicitations de poteau 40×40.....	141

Liste des notations

A :	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
B :	Aire D'une section de béton.
CP :	Facteur de force Horizontale.
CT :	Aire D'une section de béton
D :	Facteur d'Amplification Dynamique moyen.
D :	Diamètre.
E :	Module d'élasticité longitudinale.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier.
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
E_v :	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours).
F :	Force ou action en général.
G :	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q :	Charges d'exploitations.
I :	Moment d'inertie.
K :	Coefficient.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent.
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
M_Q :	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations.
	.
M_u :	Moment de calcul ultime.

M_{ser} :	Moment de calcul de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
N :	Effort normal.
S_t :	Espacement des armatures transversales.
T :	Effort Tranchant, période.
W_P :	Poids.
E.L.U :	Etat limite ultime.
E.L.S :	Etat limite service.
a :	Une dimension.
a_i :	Coefficient correcteur.
b :	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
d :	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée
d' :	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
f_{tj} :	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
f_{c28}, f_{t28} :	Grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours.
H :	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I :	Rayon de giration d'une section.
J :	Nombre de jours.
K :	Coefficient en général.

l :	Longueur ou portée (on utilise aussi L).
l_f :	Longueur de flambement.
N :	Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier.
T :	La période.
V :	Effort tranchant a la base.
p_q :	Facteur de pénalité.
r_i :	La rigidité
X :	Coordonnée en général, abscisse en particulier
Y :	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
E :	Déformation relative.
ε_{bc} :	Raccourcissement relatif du béton comprimé.
ε_s :	Allongement relatif de l'acier tendu.
$\varepsilon_{s'}$:	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé.
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature.
B :	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension
p :	Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
σ :	Contrainte normale en général.
λ :	Élancement.
τ :	Contrainte tangente (de cisaillement).
σ_{bc} :	Contrainte de compression.

σ_{st}, σ_{sc} :	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s .
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
B :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
Br :	Section réduite
T ₁ , T ₂ :	Période caractéristique associées à la catégorie du site.
λ_i :	Coefficient instantané
λ_v :	Coefficient différé.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment d'habitation situé à la wilaya de Guelma-Bouchevouf, le bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 4 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage. Dans la seconde traite en présenter les caractéristiques des matériaux le pré dimensionnement des différents éléments: planchers, poutres, l'acrotère, poteaux et les voiles dans le troisième chapitre. Le calcul des éléments secondaires sont présentés au quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre est pour l'analyse dynamique de la structure avec le logiciel de calcul des structures «Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018», après l'analyse dynamique on passe au calcul des éléments structuraux (poutre, poteau, voile), qui est dans le sixième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondation, voile périphérique, longrine) se fait au septième chapitre.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.

I. Introduction :

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, pour assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

II. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment composé de rez-de-chaussée et quatre étages courant à usage d'habitation implanté à **Bouhegouf à la wilaya de Guelma**.

Le Rez-de-chaussée est à usage d'habitation composée à 02 locaux de type F3, ainsi que l'étage courant est aussi à usage d'habitation de même type que le Rez-de-chaussée.

La région de notre ouvrage classifie à une zone de moyenne sismicité qui est une zone II a et l'ouvrage classé dans le groupe d'usage 2 d'après le règlement parasismique algérien (**RPA 99/2003**).

III. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

III.1. Dimension en élévation :

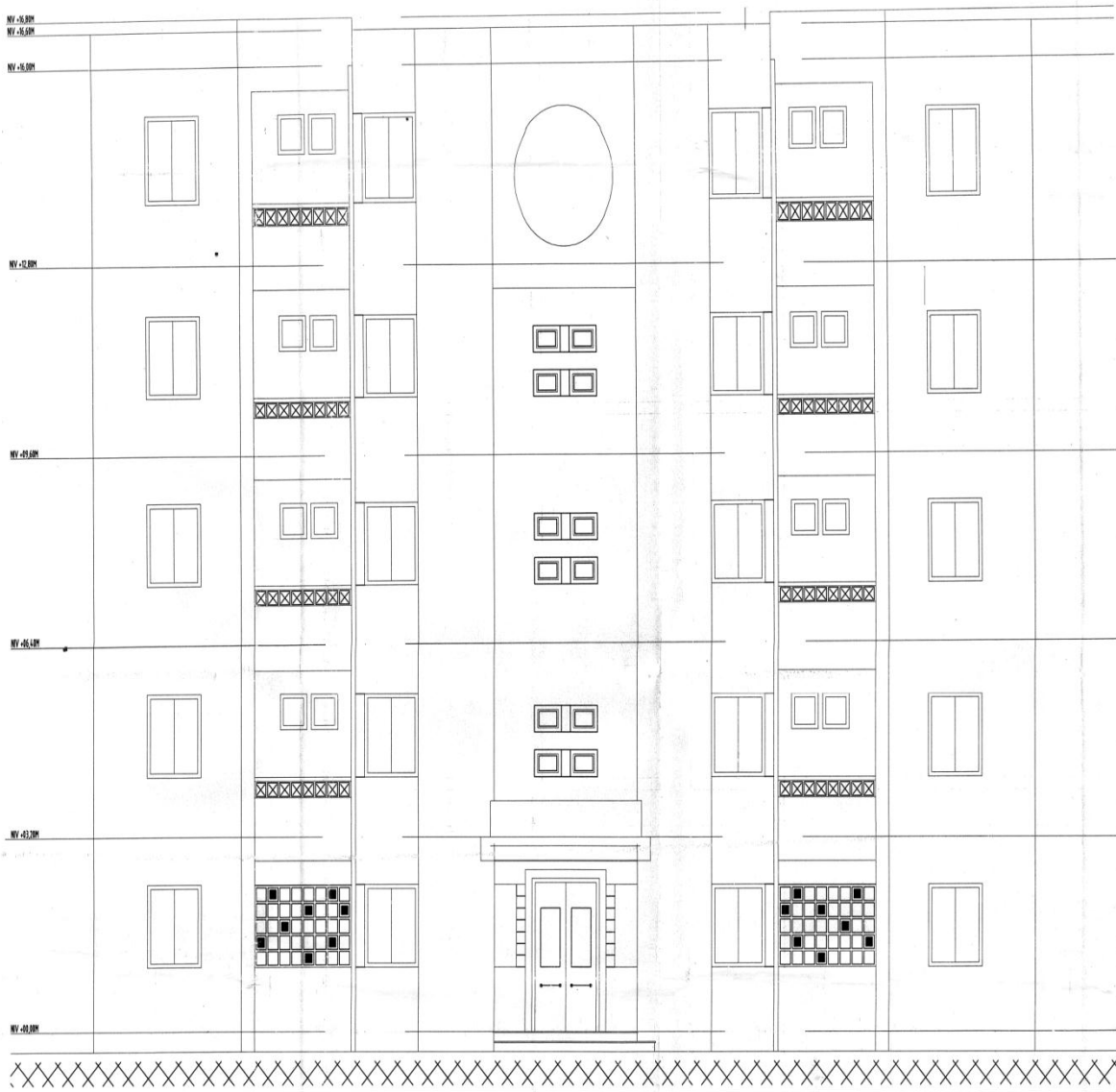
- Hauteur d'étage courant : H = 3,20 m.
- Hauteur de RDC : H = 3,20 m.
- Hauteur totale du bâtiment au niveau (0.00) : H = 16,00 m. (sans acrotère).

III.2. Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment : l = 21,20 m.
- Largeur totale du bâtiment : b = 9,40 m.

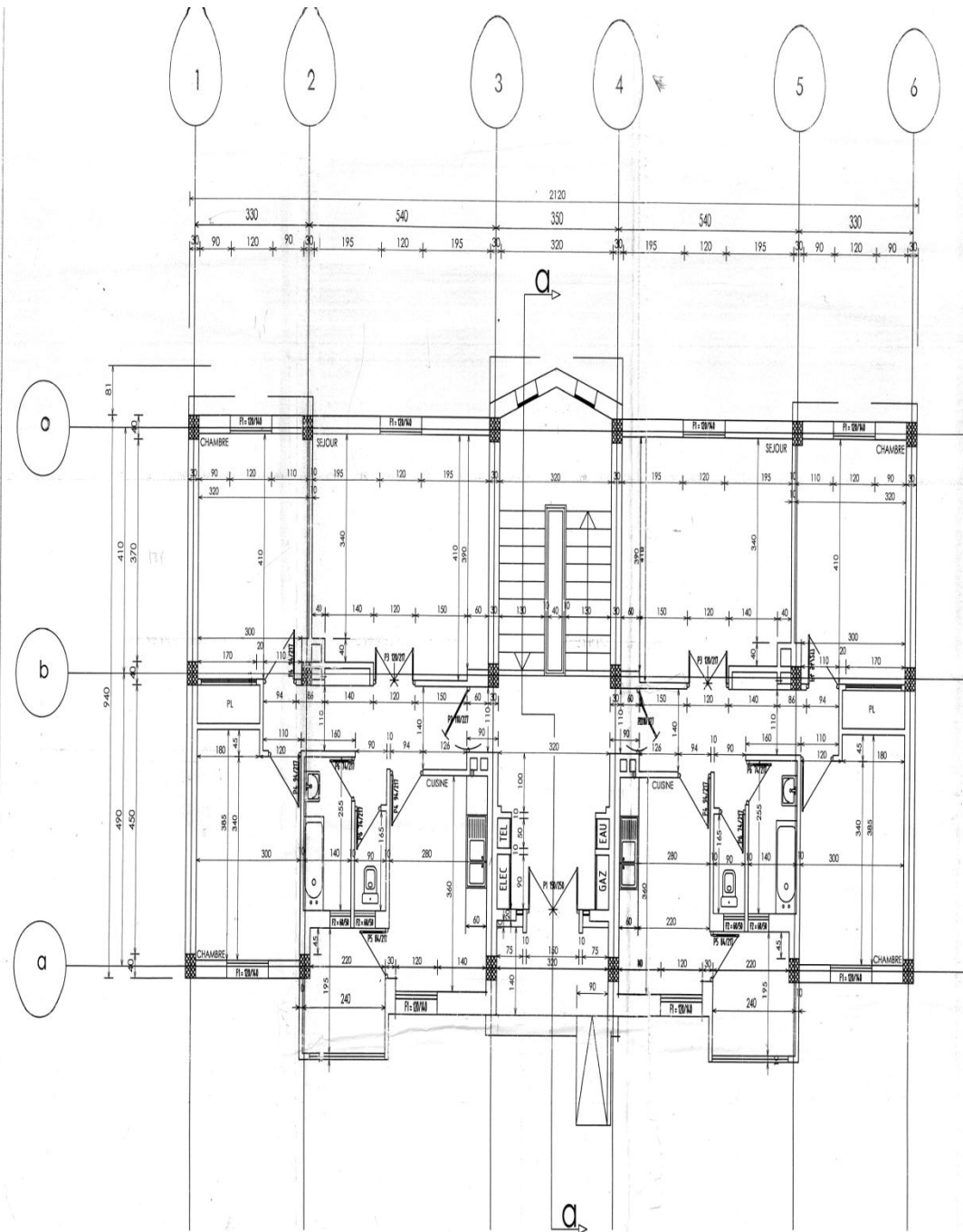
IV. Données géotechniques du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA 99 /2003.
- Le sol de notre site est constitué : **S2**
- Contrainte admissible du sol : $\sigma = 1,70$ bar.
- L'encrage des fondations : D = 2,00 m.
- La densité : $\gamma = 20$ KN/m³



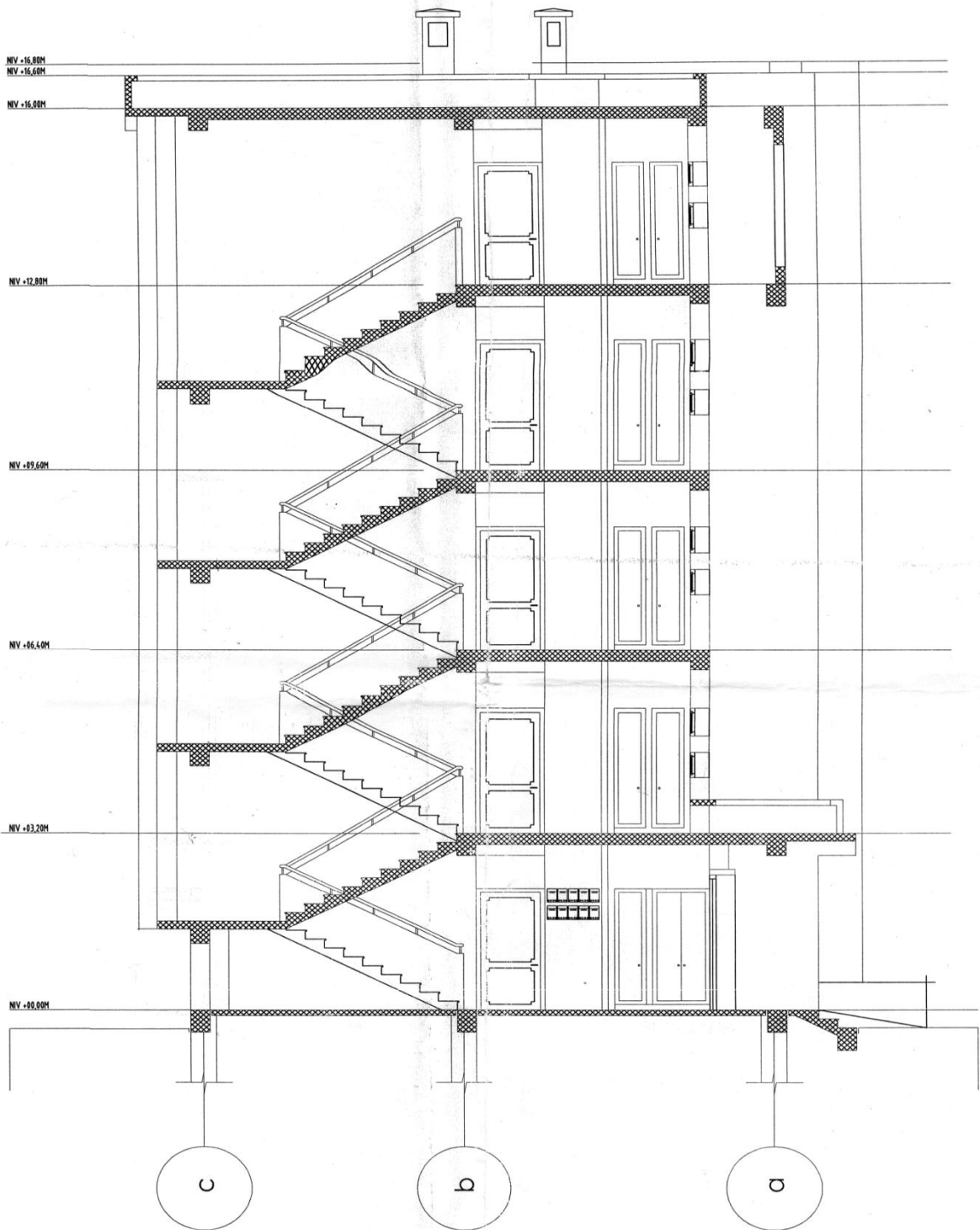
FACEDÉ PRINCIPALE ECH 1/100

Façade principale



PLAN RDC ECH
1/50

Vue en plan



La vue en élévation

V. Choix de contreventement :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

VI Les composants de la structure :

VI1. L'infrastructure :

Correspondent à l'ensemble des ouvrages enlever qui assurer la transmission des charges au sol et pour assurer la stabilité de l'ouvrage contre le phénomène de tassement.

VI2. Superstructure :

VI.2.1. Éléments principaux :

VI2.1.1. Poutre :

Sont des éléments horizontaux dont rôle est de supporter leur poids propre plus le poids du plancher et des murs et transmettre ces charges aux poteaux et les voiles.

VI.2.1.2. Poteaux :

Sont des éléments verticaux, permet la transmission des charges aux fondations.

VI.2.1.3. Voiles :

Sont des murs de contreventement en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

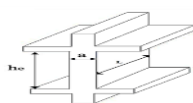


Figure 1 : Schéma statique de voile.

VI.2.2. Éléments secondaires :

VI.2.2.1. Plancher :

Sont les surfaces planes qui délimitent les différents niveaux du bâtiment et supportent les charges et les surcharge. Dans notre bâtiment, le type de plancher est plancher en corps creux

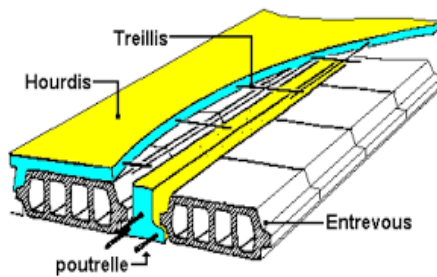


Figure 2 : Plancher en corps creux.

VI.2.2.2. Escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Dans notre cas, on a un seul type d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

L'escalier droit de deux volées semblables (deux volées parallèles) et d'un palier intermédiaire.

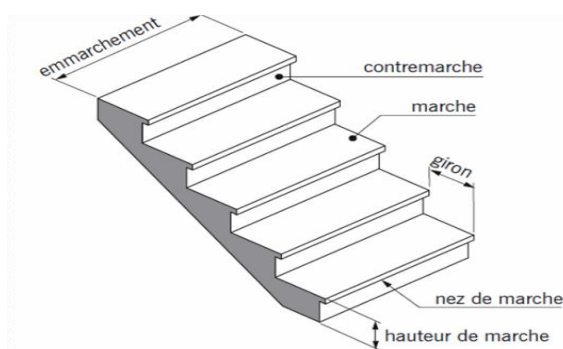


Figure 3 : Escalier

VI.2.2.3. L'Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

VI2.2.4. Balcon :

Sont des parties solidaires de la construction réalisées en console. Les balcons subissent un cisaillement vertical au droit de l'appui. La partie supérieure est sollicitée à l'extension tendue que la partie inférieure est comprimée. La contrainte est maximum à l'appui, mais nulle à l'extrémité libre. La section d'encastrement est généralement renforcée par un gousset tendu que l'extrémité libre la plus mince.

VI2.2.5. Murs :**VI2.2.5.1. Les murs extérieurs :**

Sont en double cloison séparée avec une âme d'air de (15+5+10) cm.

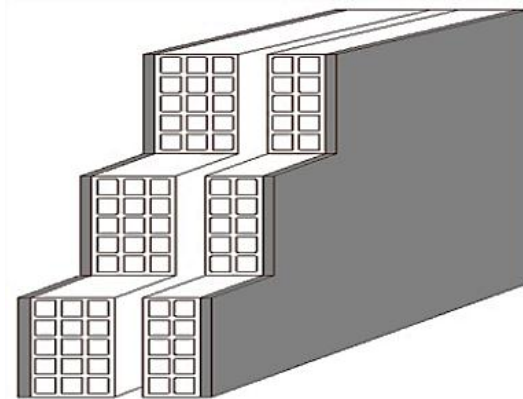


Figure 4 : Mur extérieur

VI2.2.5.1. Les murs intérieurs :

Ils seront constitués par une seule cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

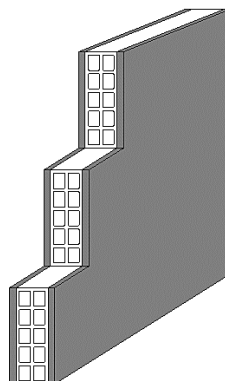


Figure 5 : Mur intérieur

VI3. Autres éléments :

- Toiture terrasse : est le dernier plancher d'un bâtiment.
- Plafond : c'est un enduit de plâtre, ce peut être des plâtres préfabriqués en matériaux de tous genres. Il contribue à l'amélioration de l'isolation qui peut être obtenue tout en obéissant à l'esthétique.
- Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage pour les plancher et les escaliers et les balcons.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

CHAPITRE II :

CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I . Introduction :

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant (ciment), granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. À l'état durci, le béton est caractérisé par sa forte résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. Le béton armé fait l'association du béton avec des armatures en acier de haute adhérence, pour former des éléments de différentes formes, qui résistent aussi bien à la traction qu'à la compression.

II . Principe de béton armé :

Depuis son invention, le principe de béton armé n'a pas varié, le résiste bien à la compression, mais trait médiocrement à la traction, donc il s'agit de renforcer le béton en disposant des ou entrés autant possible suivante la section proportionnelle aux efforts qui s'exercent.

III. Avantages et inconvénients de béton armé :

III.1. Avantages :

a. L'intérêt économique : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résisté à la traction.

b. La souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.

Le béton armé se traite simplement à la préfabrication en usine.

c. Économie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

d. Résistance au feu : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

e. Résistance aux efforts accidentels : le béton armé, en raison de son poids important, est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

f. Durabilité : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air, la seule condition a observé et la protection des armatures.

III.2. Les inconvénients :

a. **Le poids :** les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

b. **L'exécution :** pour exécuter un ouvrage en béton armé, il faut :

- Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteinte une résistance suffisante.

- le placement des armatures

- pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour Le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

c. **Brutalité des accidents :** les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

d. **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :** il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

IV. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Les principaux matériaux utilisés pour la réalisation de ce projet sont :

- **Le béton.**
- **L'acier.**

IV.1. Béton :

IV.1.1. Résistance et caractéristique du béton : (Art : A.2.1.1)

IV.1.1.1. Résistance à la compression (f_{cj}) : (Art : A.2.1.1.1)

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{cj} est choisie à priori, compte tenu des possibilités local, et des rédiés de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance à la compression à (j) jours est donnée par :

- Pour $j \leq 28$ jours :
 - Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa..... $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$.
 - Pour $f_{c28} > 40$ MPa..... $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$.
- Pour $28 < j < 60$ jours..... $f_{cj} = f_{c28}$.
- Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.10 \sqrt{j} f_{c28}$.

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de **200 cm²** de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

On obtient facilement **25 MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

IV.1.1.2. Résistance à la traction (f_{tj}) : (Art : A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notées f_{tj}

est conventionnellement définis par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa.

IV.1.1.3. Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de **15 MPa** quand on utilise des aciers de haute adhérence et de **12 MPa** lorsque l'on utilise des aciers lisses.

IV.1.1.4. Déformation longitudinale du béton : (Art : A.2.1.2)

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton, Module de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}).

▪ Module de déformation longitudinale instantané (E_{ij}) : (Art : A.2.1.2.1)

Sous des contraintes normales de durées d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton, E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3}$ $T \leq 24$ h (E_{ij} et f_{cj} en MPa)

▪ Module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) : (Art : A.2.1.2.2)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte et appliquées au même âge.

Dans ce cas, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

IV.1.1.5. Coefficient de poisson (ν) : (Art : A.2.1.3)

Le coefficient de poisson est pris à 0.2 pour calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

IV.1.1.6. Masse volumique :

Elle varie de 2,2 à 2,5 t/m³ suivant la quantité d'acier mise dans le béton. Dans les calculs, elle peut être considérée égale à 2,5 t/m³ pour un béton courant normalement armé.

IV.1.1.1.7. Coefficient de dilatation :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $(0,7 \div 1,2) \cdot 10^{-5}$, il est de même (coefficient) ordre de celui de l'acier, dans les calculs ont adapté la valeur de 10^{-5} .

IV.1.2. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

IV.1.2.1. Définition :

Un état limite est un état au de là duquel la structure, ou un élément de la structure, et mise hors service, c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue :

- Les états limites ultimes (ELU).
- Les états limites de services (ELS).

IV.1.2.2. État limite ultime (ELU) :

Cette générale aux dont le déplacement entraîne la ruine immédiate ou très rapide de l'ouvrage. On peut définir l'état limite par l'attente de la résistance, à l'instabilité locale ou totale.

- État limite de l'équilibre statique.
- État limite de résistance de l'un des matériaux.
- État limite de stabilité de forme : flambement.

IV.1.2.2.1. Hypothèses de calcul : (Art : A.4.3.2)

- Les sections droites restent planes après déformations (hypothèses de Navier).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.

IV.1.3. Diagramme contrainte déformation : (Art : A.4.3.4)

C'est le diagramme contrainte déformation du béton peuvent être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

- **Contrainte de compression :** $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (MPa)

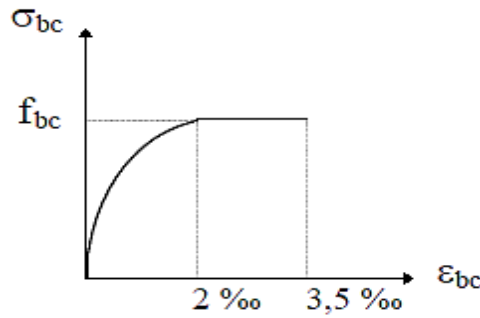
Avec ;

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$	situation accidentelle
$\gamma_b = 1.5$	situation durable (dans le cas général)

θ : dépend de la durée d'application des charges.

$\theta = 1$	lorsque la durée probable d'application des charges est ($T > 24h$)
$\theta = 0.9$	lorsque cette durée est comprise ($1 \leq T \leq 24h$)
$\theta = 0.8$	lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action ($T < 1h$)
$\sigma_{bc} = 14.166$ MPa situation durable	
$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle	



IV.1.4. Règle des trois pivots : (Art : A.4.3.3)

La façon la plus simple caractérisé le comportement du béton armé est de raisonner par les déformations suite à la linéarité de ces dernières et à leurs mesurabilités.

Le pivot est défini comme état un point de déformation limite fixé, à partir duquel ou délimitera les déformations possibles dans la section pour toutes sollicitations.

D’après l’analyse du comportement des matériaux béton-acier, on peut définir trois pivots.

Pivot A : $\epsilon_s = 10\%$ et $\epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

La section est entièrement tendue (traction simple ou composé) soit partiellement comprimée à la limite de 3.5 (flexion simple ou composé).

Pivot B : $\epsilon_s = 10\%$ et $\epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

La section est partiellement comprimée (flexion simple ou composé).

Pivot C :

La section est totalement comprimée (compression simple ou flexion composé).

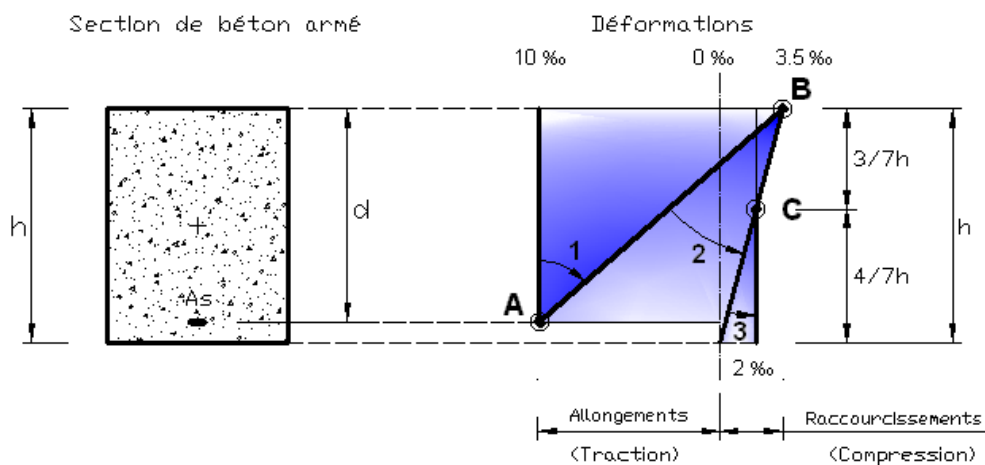


Figure 6 : Diagramme des déformations limite de la section.

IV.1.5. Contrainte de cisaillement : (Art : A.5.1.1)

Est donnée par la formule : $\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d}$

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}_{adm}$

Si : les armatures d'âme à 90° : (Art : A.5.1.2.1.1)

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_{adm} = \min (; 4 \text{ MPa})$
- Fissuration est peu préjudiciable : $\bar{\tau}_{adm} = \min (; 5 \text{ MPa})$

Si : les armatures d'âme à 45° : (Art : A.5.1.2.1.2)

Quelle que soit la fissuration : $\bar{\tau}_{adm} = \min (; 7 \text{ MPa})$

IV.1.2.3. État limite de service (ELS) :

Ce sont des états ou de là desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité, on distingue :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation : flèche maximale.
- État limite de compression du béton.

Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.
- Par conventions, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton ou coefficient d'équivalence est pris égal à : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

On suppose que la section d'acier soit concentrée au son centre de gravité.

État limite de compression du béton : (Art : A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

État limite d'ouverture de fissures : (Art : A.4.5.3)

Les cas de fissures :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

Cas où la fissuration est peu préjudiciable : (Art : A.4.5.3.2)

Aucune vérification ne peut culière n'est requise.

Cas où la fissuration est préjudiciable : (Art : A.4.5.3.3)

Dans ce cas, il faut respecter les règles suivantes

La contrainte de traction des armatures (σ_s) est limitée à : $\sigma_s = \min (f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})$

Cas où la fissuration est préjudiciable : (Art : A.4.5.3.3)

Dans ce cas, il faut respecter les règles suivantes

La contrainte de traction des armatures (σ_s) est limitée à : $\sigma_s = \min (\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot ftj})$

Avec ;

- f_{ij} : résistance caractéristique à la traction.
- η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$	pour les ronds lisse, y compris les treillis soudés.
$\eta = 1.6$	pour les haute adhérence de diamètre de $\Phi \geq 6\text{mm}$.
$\eta = 1.3$	pour $\Phi < 6\text{mm}$.
Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égale à 6mm .	

Cas ou la fissuration est préjudiciable : (Art : A.4.5.3.4)

Il faut respecter les règles suivantes :

- a contrainte de traction des armatures est limitée à : $\sigma_s = \min (\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot ftj})$ (MPa)
- Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égale à **8mm**.

IV. 2. Acier :

IV.2.1. Rôles des aciers :

Le rôle des aciers de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- Les ronds lisses : ce sont des barres laminées de section circulaire.
- Les barre de haute adhérence : ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.
- Les treillis soudés : les treillis soudés sont formés par assemblage de barre lisse ou à haute adhérence par assemblage de chaque point de croisement.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ (Art : A.2.2.1)

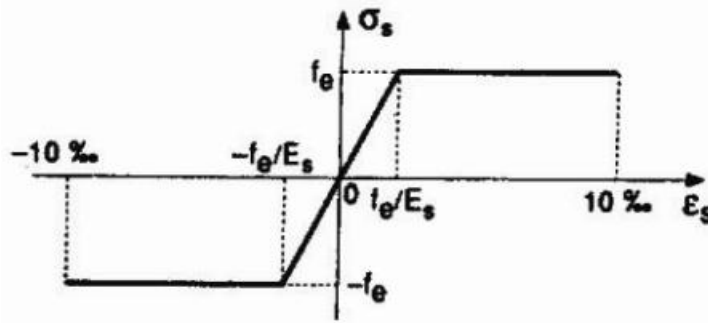
IV.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :(cours B.A un 3^e année)

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

IV.2.3. Diagramme contrainte-déformation : (Art : A.2.2.2)

Diagramme contrainte-déformation : (Art : A.2.2.2)



IV.2.4. Contrainte limite des aciers :

IV.2.4.1. État limite ultime :

On adopte : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

IV.2.4.2. État limite de service :

- Si la fissuration est peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Si la fissuration est préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Si la fissuration est préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ (MPa)
- Si la fissuration est très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ (MPa)

V. Actions et Sollicitations :

V.1. Actions (CBA93Art A.3.1)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc., permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de températures, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'action :

A) Actions permanentes « G » :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportent :

- Le poids propre de la structure (le poids volumique du béton armé étant égal à 25 kN/m³).

• Les charges de superstructure, d'équipements fixes, Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu, Les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la construction.

B) Actions variables « Q » :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes.

- Les surcharges d'exploitation.
- Les actions dues à la température
- Les actions appliquées en cours d'exécution qui peuvent être combinées avec les actions climatiques.

C) Actions accidentelles « F_A » :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme séismes, action du feu, chocs de véhicules, etc.

V.2. Sollicitations (CBA93 Art A.3.2)

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux et les moments de torsion.

V.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELU de résistance et de stabilité de forme (CBA93 Art A.3.3.2)

A) Combinaison fondamentale (CBA93, Art A.3.3.2.1) :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum 1,3\Psi_{oi} \cdot Q_i$$

Avec :

G_{\max} : C'est l'ensemble des actions permanentes défavorables,

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables,

Q_1 : Action variable de base,

Q_i : Actions variables d'accompagnement,

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} * 1.5 & \text{dans le cas général,} \\ * 1.35 & \text{pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité} \\ & \text{d'occupation humaine (et sans action humaine permanente), les} \\ & \text{charges routières étroitement bornées ou de caractère particulière.} \end{cases}$$

B) Combinaison accidentelle (CBA93 Art A.3.3.2.2) :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

Avec :

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} \cdot Q_i$ = valeur quasi-permanente d'une action variable.

V.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS (CBA93 Art A.3.3.3)

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} \cdot Q_i$$

VI. Choix des matériaux dans l'élaboration de notre projet :**• Pour le béton :**

- La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

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

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours :

$$E_{i28} = 11000 \cdot (f_{c28})^{1/3} = 11000 \times (25)^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- Le module de déformation longitudinale différée du béton à 28 jours :

$$E_{v28} = 3700 \cdot (f_{c28})^{1/3} = 3700 \times (25)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

- La résistance de calcul du béton à 28 jours : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,166 \text{ MPa [ELU].}$

- La résistance de calcul du béton à 28 jours : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa [ELA].}$

- La contrainte de compression du béton à 28 jours : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

- Le coefficient de sécurité de béton :

* dans le cas général : $\gamma_b = 1,5$.

* pour les combinaisons accidentelles : $\gamma_b = 1,15$.

• Pour les aciers :

- pour les barres à haute adhérence : la nuance Fe E 400 (limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa).

- La contrainte d'acier :

* dans le cas général : $\gamma_s=1,15 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$.

* pour les combinaisons accidentelles : $\gamma_s=1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$.

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

CHAPITRE III :

**PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ÉLÉMENT
PORTEURS.**

I . Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 /2003) et le règlement de conception et de calcul de structure en béton armé (C.B.A.93).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le prédimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

II . Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.1. Plancher :

II.1.1. Définition :

Le plancher sont des plans horizontaux qui ont un rôle de séparation de deux étages courants et supporter les charges appliquées utilisés dans les bâtiments courants permettent d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

II.1.2.1. Type de plancher étudié :

Le type de plancher étudié est un plancher en corps creux coulé sur place composée d'une dalle très mince reposent sur des nervures.

Le pré-dimensionnement de plancher et nervure comme suite :

Hauteur du plancher :

D'après le CBA 93 : $h \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$ soit $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$

L_{\max} : La longueur Portée entre nu d'appui suivant la direction de nervure

$$L_{\max} = 450 \text{ cm} \rightarrow h \geq \frac{450}{22.5} \rightarrow \boxed{h \geq 20 \text{ cm}}$$

On prend: $h = (16+4) \text{ cm}$

Donc ;

$h_{\text{totale}} = 20 \text{ cm}$ (Hauteur totale du plancher).

$h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux).

$h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm}$ (Hauteur de la table de compression).

Poutrelle :

Détermination de la largeur de la table de compression (b) : $b = 2,1 b_0 + b_0$

b_0 : largeur de poutrelle : $0,3 h \leq b_0 \leq 0,5 h$

$$0,3 \times 21 \leq b_0 \leq 0,5 \times 21 \rightarrow 6,3 \leq b_0 \leq 10,5$$

Donc ; $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10} ; \frac{L_0}{2}\right)$$

$L = 490 \text{ cm}$ (porté maximale de la nervure entre axe).

$L_0 = 55 \text{ cm}$ (distance entre nus des nervures).

$$\rightarrow \frac{b-10}{2} = \min\left(\frac{490}{10} ; \frac{55}{2}\right) = \min(49 ; 27,5) = 27,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b - 10 = 2 \times \frac{55}{2} \rightarrow b = 10 + 55 = 65 \text{ cm}$$

Donc ; la largeur de la table de compression égale :

$b = 65 \text{ cm}$ et la largeur des poutrelles égal $b_0 = 10 \text{ cm}$

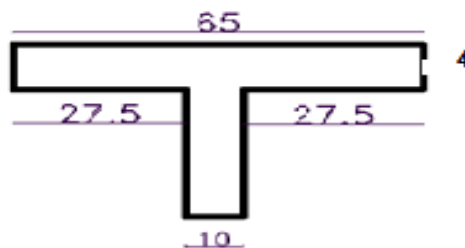


Figure 7 : Schéma de Poutrelle.

II.2. Dalles pleines :

II.2.1. Définition :

Les dalles sont de minces pièces planes de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$), elles reposent avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou des murs, constituant ainsi des planchers ou des couvertures.

II.2.2. Types des dalles :

- Balcon appui sur deux appuis.

II.2.3. Dimensionnement des dalles :

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- Pour une dalle à un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Pour une dalle reposant sur 2 appuis : $\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$
- ✓ $e \geq 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre cas, $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{110}{20} \rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$

On adopte : une épaisseur de $e = 14 \text{ cm}$.

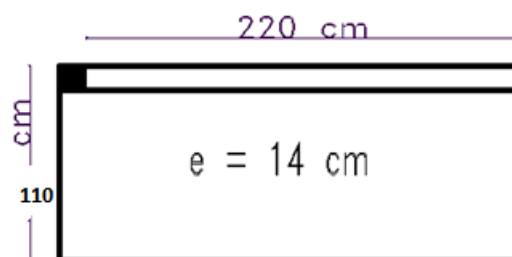


Figure 8 : Schéma de balcon.

II.3. Escalier :

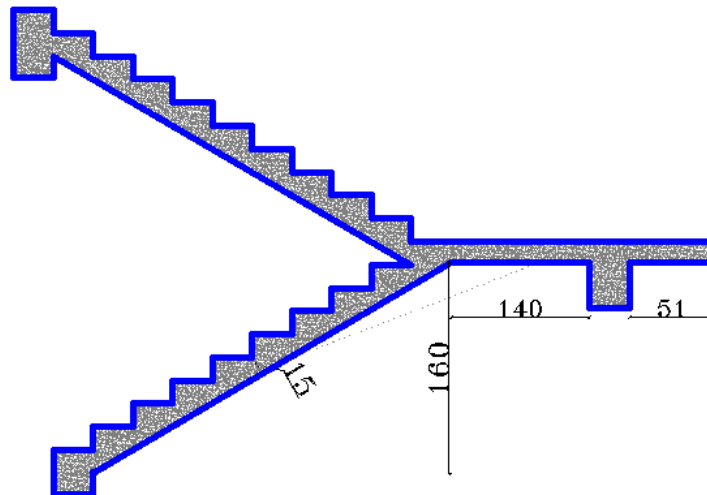
II.3.1. Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

II .3.2. Type de l'escalier :

Le type d'escalier utilisé est un escalier droit composé d'un deux paillasse parallèles et un palier de repos.



II .3.3. Dimensionnement de l'escalier :

D'après la relation de blondel : $59 \leq g + 2h \leq 66$ (g et h en cm)

*On fixera **h = 16 cm** (hauteur de la marche).

$$*n = \frac{H}{h} = \frac{320}{16} = 10 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$*g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30 \text{ cm (giron)}$$

*on vérifie la relation de blondel : $59 \leq 30 + 2 \times 16 \leq 66$

59 ≤ 62 ≤ 66..... Condition vérifiée.

Donc ; **n = 10**

Soit **n = 10 contre marches**

$$*h = \frac{H}{n} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{h = 16 \text{ cm}}$$

$$*g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

*Ont vérifié :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 16 \leq 66$$

59 ≤ 62 ≤ 66Condition vérifiée.

*Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{160}{270} = 0.593 \rightarrow \alpha = \mathbf{30,67^\circ}$$

*Détermination de l'épaisseur de paillasse :

$$l = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{160^2 + 270^2} = 313,847 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{313,847}{30} \leq e \leq \frac{313,847}{20} \rightarrow 10,46 \leq e \leq 15,69$$

On prend : **e = 15 cm**

III. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

III.1. Poutres :

III.1.1. Définition :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leurs sections sont rectangulaires ou en T, leurs portées sont largement supérieures aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux destinés pour la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

III.1.2. Pré-dimensionnement :

Les poutres, elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de cette flèche, imposées par les règles de CBA 93.

$$\frac{L_{\text{Max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{Max}}}{10}; 0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

L_{max}: portée de la poutre (la plus grande distance entre axes).

h : hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement (RPA99/ 2003Art7.5.1) :
pour la zone IIa :

- $h \geq 30$ cm
- $b \geq 20$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$

III.1.2.1 Poutre principale :

***Selon CBA93 :**

La hauteur de la poutre :

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

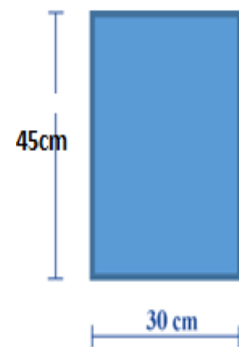
$L = 540$ cm (portée maximale de la poutre entre axe)

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \rightarrow 36 \leq h \leq 54 \text{ on prend ; } h = 45 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend : **b = 30 cm**



***Vérification les conditions du RPA 99/2003 :**

1. $b \geq 20$ cm $\rightarrow 30 > 20$ cm**Condition vérifiée.**
2. $h \geq 30$ cm $\rightarrow 45 > 30$ cm**Condition vérifiée.**
3. $\frac{h}{b} \leq 4.0 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4$**Condition vérifiée.**

Donc on prend les poutres principales de dimension **(30×45) cm²**

III.1.2.2 Poutre secondaire:

***Selon CBA93 :**

La hauteur de la poutre :

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

$L = 490$ cm (portée maximale de la poutre entre axe)

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$\rightarrow 32.67 \leq h \leq 49$$

On prend : $h = 40$ cm

La largeur de la poutre :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$\rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

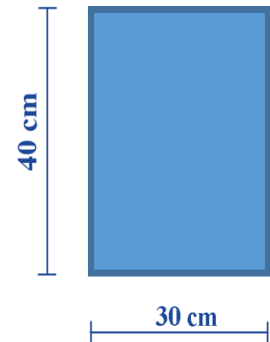
$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30$ cm

***Vérification les conditions du RPA 99 / 2003 :**

1. $b \geq 20$ cm $\rightarrow 30 > 20$ cmcondition vérifiée.
2. $h \geq 30$ cm $\rightarrow 40 > 30$ cmcondition vérifiée.
3. $\frac{h}{b} \leq 4.0 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4.0$...conditions vérifiées.

Donc ; on prend la poutre secondaire de dimension (30×40) cm².



III.2. Les voiles :

III.2.1. Définition :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

III.2.2. Pré-dimensionnement des voiles :

D'après le règlement parasismique algérienne (RPA 99 /2003), les dimensions des voiles doivent satisfaites les conditions suivantes :

($L \geq 4 \times a$) et ($a \geq 15$ cm). Ou (L) étant la longueur du voile et (a) est l'épaisseur du voile.

L'épaisseur (e) des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20 ; a \geq h_e/25 ; a \geq h_e/22.$$

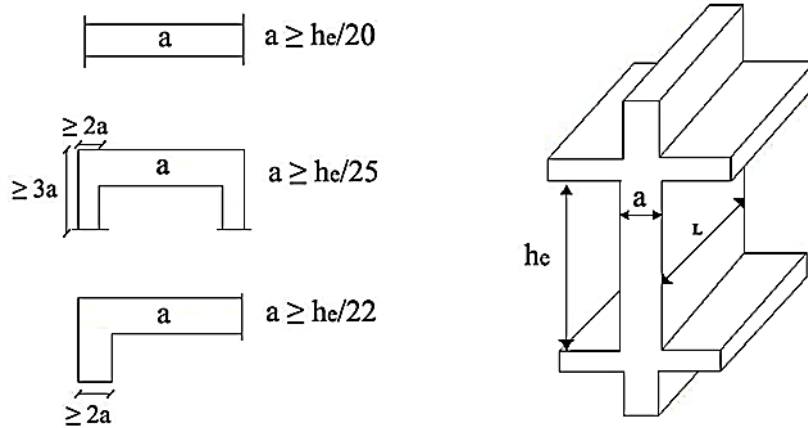


Figure 9 : Détermination des voiles

*Hauteur libre des voiles :

h_e = hauteur d'étage – hauteur des poutres principales

$h_e = 320 - 50 = 270$ cm (pour les poutres 30*45)

$$a \geq \text{Max} \left[\frac{270}{20}; \frac{270}{25}; \frac{270}{22} \right] = \text{max} [13.5 ; 10.8 ; 12.27] = 13.50 \text{ cm}$$

Donc : on prend une épaisseur égale à : $e = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$.

Avec ; $L \geq 4 \times 20 \rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$.

III.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux, il fait après le calcul d'évaluation des charges.

IV. Évaluation des charges :

IV.1. Plancher en corps creux :

IV.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente (G) et d'exploitation (Q) agissent sur le plancher de la terrasse.

Tableau 2 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de plancher terrasse.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (KN/m ²)
Protection lourd gravillon	20	0.04	0.80	$G = 0.80 + 0.30 + 2.20 + 0.16 + 2.85 + 0.20$ G = 6.51
Étanchéité multicouche	6	0.05	0.30	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Dalle en corps creux	13,57	0.20	2.85	
Enduit plâtre	10	0.02	0.20	
	Q = 1 KN/m²		G = 6.51 KN/m²	

IV.1.2. Plancher étage courant :

Charge permanente (**G**) et d'exploitation (**Q**) agissant sur les planchers d'étage courant.

Tableau 3 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de plancher étage courant.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40	$G = 0.40 + 0.60 + 0.34 + 2.85 + 0.20 + 1.00$ G = 5.39
Mortier de pose	20	0.03	0.60	
Lit de sable	17	0.02	0.34	
Dalle en corps creux	13,57	0.20	2.85	
Enduit plâtre	10	0.02	0.20	
Cloison intérieure	10	0.10	1,00	
	Q = 1.5 KN/m²		G = 5.39 KN/m²	

IV.2. Les voiles :

Charge permanente (G) agissent sur les voiles.

Tableau 4 : charge permanente du voile de contreventement.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36	G = 0.36 + 5.00 +0.20 G = 5.56
Mur en béton armé	25	0.20	5.00	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
G = 5.56 KN/m²				

IV.3. Maçonnerie :

IV.3.1. Mur extérieur :

Charge permanente (G) agissent sur les murs extérieurs.

Tableau 5 : Charge permanente du mur extérieur.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (Kg/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (Kg/m ²)
Enduits extérieurs	18	0.02	0.36	G = 0.36 + 1.35 + 0.90 + 0.20 G = 2.81
Brique creuse (15 cm)	9	0.15	1.35	
Brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.90	
Enduit intérieur	10	0.02	0.20	
G = 2.81 KN/m²				

IV.3.2. Mur intérieur :

Charge permanente (G) agissent sur les murs intérieurs.

Tableau 6 : Charge permanente du mur intérieur.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (kg/m ²)
Enduits plâtre	10	0.02	0.20	G = 0.20 + 0.90 + 0.20 G = 1.30
Brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.90	
Enduit plâtre	10	0.02	0.20	
G = 1.30 KN/m²				

IV.4. Les dalles pleines :

IV.4.1. Escalier :

1. Paillasse :

Charge permanente (G) et d'exploitation (Q) agissant sur la paillasse de l'escalier.

Tableau 7 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de la paillasse d'escalier.

Charges	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.02	17	0.34
Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	0.03	20	0.60
Poids propre des marches	0.16/2	22	1.76
Poids propre de la paillasse	0.15	25	$\frac{25 \times 0.15}{\cos(30.67)} = 4.36$
Enduit plâtre	0.02	10	$\frac{0.02 \times 10}{\cos(30.67)} = 0.23$
Garde-corps métallique			0.60
		Q = 2.5 KN/m²	G = 9.37 KN/m²

2. Palier :

Tableau 8 : Charge permanente et surcharge d'exploitation du palier de l'escalier.

Charges	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.02	17	0.34
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		Q = 2.5 KN/m²	G = 5.33 KN/m²

IV.4.2. Balcon :

Charge permanente (G) et charge d'exploitation (Q) agissant sur les balcons.

IV.4.2.1. Balcon étage courant :

Tableau 9 : Charge permanente et surcharge d'exploitation du balcon d'étage courant.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44	$G = 0.44 + 0.60 + 0.34 + 3.50 + 0.20 + 1.00$ G = 6.08
Mortier de pose	20	0.03	0.60	
Lit de sable	17	0.02	0.34	
Dalle plein	25	0.14	3.50	
Enduit plâtre	10	0.02	0.20	
Cloison intérieure	10	0.10	1.00	
	Q = 3.5 KN/m²		G = 6.08 KN/m²	

IV.4.2.2. Balcon terrasse :

Tableau 10 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (kg/m ²)
Protection lourd gravillon	20	0.04	0.80	$G = 0.80 + 0.30 + 2.20 + 0.16 + 3.50 + 0.20$ G = 7.16
Étanchéité multicouche	6	0.05	0.30	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Dalle pleine	25	0.14	3.50	
Enduit plâtre	10	0.02	0.20	
	Q = 1 KN/m²		G = 7.16 KN/m²	

IV.5. L'Acrotère :

$$S = 60 \times 10 + \frac{5 \times 10}{2} + 5 \times 10 = 675 \text{ cm}^2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.688 \text{ KN/m} \quad G = G \times 1m_l = 1,68 \times 1 = 1,68 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/m} \quad Q = Q \times 1m_l = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

Charges permanentes : $G = 1.68 \text{ KN/m}$ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

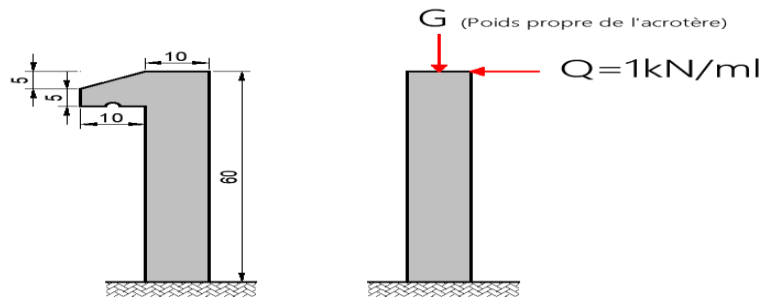


Figure 10 : Schéma de l'acrotère.

Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre verticalement les charges aux fondations.

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$, et selon le CBA93 [Art B.8.4], cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devient $N_u^* = 1,1 N_u$

Il faut vérifier que l'effort normal à l'ELU (N_u) supporter par le poteau plus sollicité inférieur ou égal à l'effort normal limite ($N_{u \text{ lim}}$) exigé par le CBA93.

Si la condition $N_u \leq N_{u \text{ lim}}$ est vérifiée on doit aussi vérifier les conditions de **RPA 99 / 2003**.

Les poteaux plus sollicités :

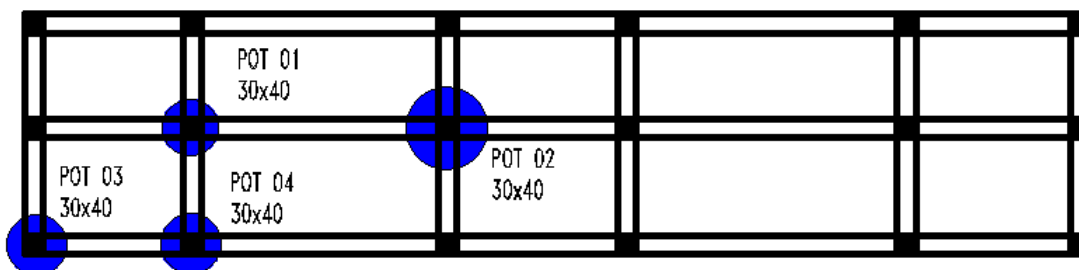


Figure 11 : Schéma présentant les poteaux plus sollicités.

Vérification de la résistance des poteaux le plus sollicité :

On a trois poteaux qui ont une grande Surface afférente.

1-Premier poteau Axe-1:

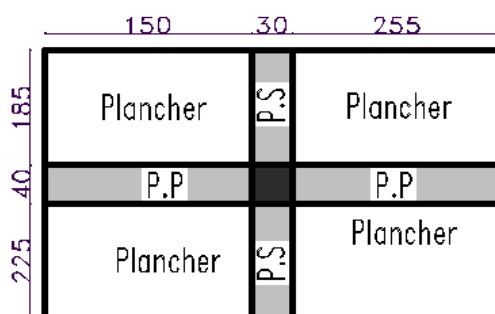


Figure 12 : Schéma du poteau A-1.

Charge permanente :

Tableau 11 : Charge permanente concentrée appliquée sur le premier poteau plus sollicité.

Étage	Élément	a	b	H	L	Poids de l'élément (KN/m ²)	G (KN)	
4 ^e étage	Plancher Terrasse	4.05	4.1	3.200		6.51	108.10	
	Poutre secondaire	0.30	0.40			4.5	25	13.50
	Poutre principale	0.30	0.45			4.	25	13.67
	Poteau	0.30	0.40			25	9.6	
La charge totale d'étage		144.86KN						
3 ^e étage	Plancher étage courant	4.05	4.10	3.20		5.39	89.50	
	Poutre principale	0.30	0.40			4.5	25	13.50
	Poutre secondaire	0.30	0.45			4.05	25	13.67
	Poteau	0.30	0.40			25	9.6	
La charge totale d'étage		144.86+ 126.26= 271.1KN						
2 ^{eme} étage	Plancher étage courant	4.050	4.10	3.200		5.39	89.50	
	Poutre principale	0.300	0.400			4.5	25	13.50
	Poutre secondaire	0.300	0.450			4.	25	13.67
	Poteau	0.300	0.400			25	9.60	
La charge totale d'étage		271.1370+ 126.2697= 397.40KN						

1^{er} étage	Plancher étage courant	4.05	4.10			5.39	89.50
	Poutre principale	0.30	0.40		4.50	25	13.50
	Poutre secondaire	0.30	0.45		4.05	25	13.67
	Poteau	0.300	0.400	3.200		25	9.60
La charge totale d'étage		397.40+ 126.27= 523.67KN					
Rez-de-chaussée	Plancher étage courant	4.05	4.10			5.39	89.50
	Poutre principale	0.30	0.40		4.50	25	13.50
	Poutre secondaire	0.30	0.45		4.05	25	13.67
	Poteau	0.30	0.40	3.20		25	9.60
La charge totale d'étage RDC		523.67640+ 126.2697= 649.95kN					
La charge permanente totale supporter par le poteau de RDC:G = 649.95kN							

Surcharge d'exploitation :

Le calcul des surcharges d'exploitation qui supporter par le poteau est calculé selon la loi de dégression.

Les surcharges des différents niveaux sont différentes : on adoptera pour le calcul de l'effort normal du poteau considéré les valeurs cumulées suivantes :

Q_0 (Terrasse)

$Q_0 + Q$

$Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2)$

$Q_0 + 0,9 (Q_1+ Q_2 +Q_3)$

$Q_0 + 0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ Pour $n \geq 5$

Avec ; Q_0 : Surcharge appliquée sur l'étage terrasse. ($Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$ terrasse inaccessible).

Q_i : Surcharge appliquée sur l'étage courant. ($Q_i = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1.5 \text{ KN/m}^2$)

Pour le 4^{ème} étage : $Q_0 \quad Q = 1 \text{KN/m}^2$

Pour le 3^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Pour le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) Q = 3.85 \text{ KN/m}^2$

Pour le 1^{ème} étage : $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) Q = 5.05 \text{ KN/m}^2$

Pour le RDC : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) Q = 6.10 \text{ KN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation concentrée sur le poteau :

Tableau 12 : Sur charge d'exploitation concentré appliquée sur le premier poteau plus sollicité.

Etage	RDC	1 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Q (kN)	101.29	83.85	63.92	41.51	16.60
La surcharge d'exploitation totale qui supporter par le poteau de RDC: Q = 101.291 KN					

Vérification de poteau selon le CBA93 : $N_u \leq N_{u \text{ lim}}$

- L'effort normal à L'ELU : $N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = 1.35 \times 671.685 + 1.5 \times 94.997$

$N_u = 665.97735 \text{ KN. (RDC)}$

$N'_u = 1.1 \times 665.97735 = 732.575 \text{ kN. (RDC)}$

- L'effort normal limite : $N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \theta \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

A : est la section d'acier prise en compte dans le calcul (A_{min} de RPA = 0.8%B en zone IIa).

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (b - 2\text{cm}) \times (h - 2\text{cm})$.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; et $I = \frac{b \times h^3}{12}$;

et $B = b \times h$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- La section de béton : $B = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$
- La section réduite du poteau : $B_r = (30 - 2\text{ cm}) \times (40 - 2\text{ cm}) = 1064 \text{ cm}^2$
- Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times H_{\text{rdc}} = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$
- Le moment d'inertie : $I = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$

- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{160000}{1200}} = 10.39 \text{ cm}$
- L'élancement mécanique : $\lambda = \frac{224}{10.39} = 19.39 < 50$
 → Alors ; $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \mathbf{0.801}$
- La section d'acier : $A_s = 0.8\% \times (30 \times 40) = 9.60 \text{ cm}^2$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; FeE400; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $\theta = 1$

$$N_{u \text{ lim}} = 0.802 \times \left[\frac{1064 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1 \times 1.5} + 9.60 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15} \right] = 1845731,014 \text{ N} = 1845,731 \text{ KN}$$

→ $N_{u \text{ lim}} = \mathbf{1845,731 \text{ KN}}$.

Tableau 13 : Vérification de l'effort normal du premier poteau plus sollicité.

Étage	Poteau (cm ²)	Q (KN)	G (KN)	N _u (KN)	N' _u (KN)	N _{u lim} (KN)	N _u ≤ N _{u lim}
4 ^e étage	30×40	16.605	144.867	220.478	242.526	1845.731	Condition Vérifiée
3 ^e étage	30×40	41.513	271.137	428.304	471.135	1845.731	Condition Vérifiée
2 ^e étage	30×40	63.929	397.407	632.393	695.632	1845.731	Condition Vérifiée
1 ^{er} étage	30×40	83.855	523.676	832.746	916.020	1845.731	Condition Vérifiée
RDC	30×40	101.291	649.946	1029.364	1132.300	1845.731	Condition Vérifiée

2-Deuxième poteau A-2 :

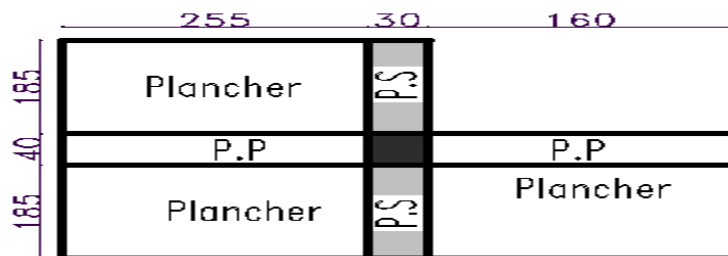


Figure 13 : Schéma du poteau A-2.

Charge permanente :

Tableau 14 : Charge permanente concentrée appliquée sur le deuxième poteau plus sollicité.

Étage	Élément	a	b	H	L	Poids de l'élément (KN/m ²)	G (KN)
4 ^e étage	Plancher Terrasse	1.0	12.39	3.20	3.70	6.51	80.69
	Poutre secondaire	0.30	0.40			25	11.10
	Poutre principale	0.30	0.45			25	15.02
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	
La charge totale d'étage		116.41 KN					
3 ^e étage	Plancher étage courant	1.0	12.39	3.20	3.700	5.30	66.81
	Poutre principale	0.30	0.40			25	11.10
	Poutre secondaire	0.30	0.45			25	15.02
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	
La charge totale d'étage		116.41 + 102.52 = 218.93 KN					
2 ^e étage	Plancher étage courant	1.000	12.395	3.200	3.700	5.390	66.80
	Poutre principale	0.300	0.400			25.000	11.10
	Poutre secondaire	0.300	0.450			25.000	15.01
	Poteau	0.300	0.400		25.000	9.60	
La charge totale d'étage		218.93 + 102.52 = 321.45 KN					
1 ^{er} étage	Plancher étage courant	1.0	12.39	3.20	3.700	5.39	66.80
	Poutre principale	0.30	0.40			25	11.10
	Poutre secondaire	0.30	0.45			25	15.01
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	
La charge totale d'étage		321.46 + 102.52 = 423.99 KN					
Rez-de-chaussée	Plancher étage courant	1.00	12.39			5.39	66.80

	Poutre principale	0.30	0.40		3.7	2	11.10
	Poutre secondaire	0.30	0.45		4.45	25	15.01
	Poteau	0.30	0.40	3.200		25	9.60
La charge totale d'étage RDC		423.99+ 102.52 = 526.52KN					
La charge permanente totale supporter par le poteau de RDC : $G = 526.52 \text{ KN}$							

Surcharge d'exploitation :

Tableau 15 : Surcharge d'exploitation concentré appliquée sur le deuxième poteau plus sollicité.

Étage	RDC	1 ^e étage	2 ^e étage	3 ^e étage	4 ^e étage
Q (KN)	75.61	62.59	47.72	30.98	12.39
La surcharge d'exploitation totale qui supporter par le poteau de RDC : Q =75.610 KN					

Vérification de poteau selon le CBA93 :

Tableau 16 : Vérification de l'effort normal du deuxième poteau plus sollicité.

Étage	Poteau (cm ²)	Q (KN)	G (KN)	N _u (KN)	N' _u (KN)	N _{u lim} (KN)	N _u ≤ N _{u lim}
4 ^e étage	30×40	12.395	116.410	175.746	193.321	1845.731	Condition Vérifiée
3 ^e étage	30×40	30.988	218.938	342.048	376.253	1845.731	Condition Vérifiée
2 ^e étage	30×40	47.721	321.466	505.560	556.116	1845.731	Condition Vérifiée
1 ^{er} étage	30×40	62.595	423.994	666.284	732.912	1845.731	Condition Vérifiée
RDC	30×40	75.610	526.521	824.219	906.641	1845.731	Condition Vérifiée

3. Troisième poteau : poteau d'Angle A-3

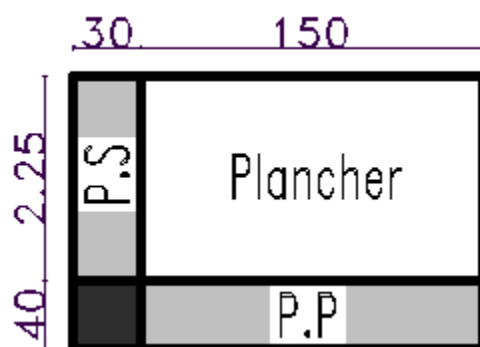


Figure 14 : Schéma du poteau A-3.

Charge permanente :

Tableau18 : Charge permanente concentré appliquée sur le Troisième poteau plus sollicité.

Etage	Elément	a	b	H	L	Poids de l'élément (KN/m ²)	G (KN)
4 ^{eme} étage	Plancher Terrasse	1.50	2.25	3.20		6.51	21.97
	Poutre secondaire	0.30	0.40		2.25	25	6.75
	Poutre principale	0.30	0.45		1.80	25	6.07
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	
La charge totale d'étage		44.39 KN					
3 ^{eme} étage	Plancher étage courant	1.50	2.25	3.20		5.39	18.19
	Poutre principale	0.30	0.40		2.25	25	6.75
	Poutre secondaire	0.30	0.45		1.80	25	6.07
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	
La charge totale d'étage		44.39+ 40.61 = 85.01kN					
2 ^{eme} étage	Plancher étage courant	1.50	2.25	3.200		5.390	18.19
	Poutre principale	0.30	0.40		2.25	25	6.75
	Poutre secondaire	0.30	0.45		1.8	25	6.075
	Poteau	0.30	0.40		25	9.60	

La charge totale d'étage		85.01 + 40.61 = 125.62kN					
1^{er} étage	Plancher étage courant	1.50	2.25			5.39	18.19
	Poutre principale	0.30	0.40		2.25	25	6.75
	Poutre secondaire	0.30	0.45		1.80	25	6.07
	Poteau	0.30	0.40	3.20		25	9.60
La charge totale d'étage		125.62+ 40.61 = 166.23 KN					
Rez de chaussée	Plancher étage courant	1.50	2.25			5.390	18.19
	Poutre principale	0.30	0.40		2.250	25	6.75
	Poutre secondaire	0.30	0.45		1.80	25	6.07
	Poteau	0.30	0.40	3.20		25	9.60
La charge totale d'étage RDC		166.24+ 40.61 = 206.85 KN					
La charge permanente totale supporter par le poteau de RDC : G = 206.86KN							

Surcharge d'exploitation :

Tableau 19 : Surcharge d'exploitation concentré appliquée sur le Troisième poteau plus sollicité.

Etage	RDC	1 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Q (KN)	23.625	18.563	13.500	8.438	3.375
La surcharge d'exploitation totale qui supporter par le poteau de RDC : Q =23.63KN					

Vérification de poteau selon le CBA93 :

Tableau 20 : Vérification de l'effort normal du Troisième poteau plus sollicité.

Etage	Poteau (cm ²)	Q(KN)	G(KN)	N _u (KN)	N' _u (KN)	N _u lim (KN)	N _u ≤ N _u lim
4 ^{ème} étage	30×40	3.375	44.396	65	71.49	1845.73	Condition Vérifiée
3 ^{ème} étage	30×40	8.43	85.013	127.42	140.16	1845.73	Condition Vérifiée
2 ^{ème} étage	30×40	13.50	125.629	189.84	208.83	1845.73	Condition Vérifiée

1 ^{er} étage	30×40	18.56	166.245	252.27	277.50	1845.73	Condition Vérifiée
RDC	30×40	23.625	206.861	314.700	346.170	1845.731	Condition Vérifiée

4. Quatrième poteau : poteau de rive A-4

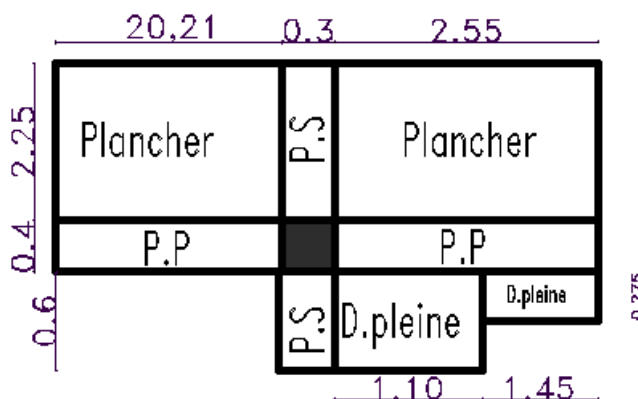


Figure 15 : Schéma de Quatrième poteau plus sollicité.

Charge permanente :

Tableau 21 : Charge permanente concentrée appliquée sur Quatrième poteau plus sollicité.

Étage	Élément	a (m)	b (m)	H (m)	L (m)	Poids de l'élément (KN/m ²)	G
4 ^e étage	Plancher terrasse	1.0	9.113			6.51	59.32
	Dalle pleine	1.0	1.059			7.16	7.58
	Poutre principale	0.30	0.450		4.350	25	14.68
	Poutre secondaire	0.30	0.400		2.850	25	8.55
	Poteau	0.30	0.400	3.200		25	9.60
La charge totale de l'étage		99.73932 KN					
3 ^e étage	Plancher étage	1.0	9.113			5.39	49.11
	Dalle pleine	1.0	1.05			7.16	7.58
	Poutre principale	0.30	0.45		4.35	25	14.68
	Poutre secondaire	0.30	0.40		2.85	25	8.55
	Poteau	0.30	0.40	3.20		25	9.60

La charge totale de l'étage		189.27KN					
2^e étage	Plancher étage	1.0	9.11			5.39	49.11
	Dalle pleine	1.0	1.05			7.16	7.58
	Poutre principale	0.30	0.45		4.35	25	14.68
	Poutre secondaire	0.30	0.40		2.85	25	8.55
	Poteau	0.30	0.40	3.20		25	9.60
La charge totale de l'étage		278.80 KN					
1^{er} étage	Plancher étage	1.0	9.11			5.39	49.11
	Dalle pleine	1.0	1.05			7.16	7.58
	Poutre principale	0.30	0.45		4.35	25	14.68
	Poutre secondaire	0.30	0.40		2.85	25	8.55
	Poteau	0.30	0.40	3.200		25	9.60
La charge totale de l'étage		368.33KN					
RDC	Plancher étage	1.0	9.11			5.39	49.11907
	Dalle pleine	1.0	1.05			7.16	7.58244
	Poutre principale	0.30	0.45		4.35	25	14.68125
	Poutre secondaire	0.300	0.400		2.850	25.000	8.55000
	Poteau	0.300	0.400	3.200		25.000	9.60000
La charge totale de RDC		457.87036 KN					

Surcharge d'exploitation :

Tableau 22: Surcharge d'exploitation concentré appliquée sur le Quatrième poteau plus sollicité.

Étage	RDC	1 ^e étage	2 ^e étage	3 ^e étage	4 ^e étage
Q (KN)	76.491	59.912	43.332	26.753	10.172
La surcharge d'exploitation totale qui supporter par le poteau de RDC : Q 76.491 KN					

Vérification de poteau selon le CBA93 :

Tableau 23 : Vérification de l'effort normal du Quatrième poteau plus sollicité.

Étage	Poteau (cm ²)	Q (KN)	G (KN)	N _u (KN)	N' _u (KN)	N _u lim (KN)	N _u ≤ N _u lim
4 ^e étage	30×40	10.17	99.73	149.90	164.897	1845.73	Condition Vérifiée
3 ^e étage	30×40	26.75	189.27	295.64	325.21	1845.73	Condition Vérifiée
2 ^e étage	30×40	43.33	278.80	441.38	485.52	1845.73	Condition Vérifiée
1 ^{er} étage	30×40	59.91	368.33	587.12	645.83	1845.73	Condition Vérifiée
RDC	30×40	76.49	457.87	732.86	806.14	1845.73	Condition Vérifiée

Vérification selon le RPA 99 / 2003 :(poteau rectangulaire) [Zone IIa]

▪ **Poteau (30×40) cm² :**

1. $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Min}(30; 40) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$
2. $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e / 20 \rightarrow \text{Min}(30; 40) \geq \frac{320-50}{20} = 13.50 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$
3. $1/4 < b_1/h_1 < 4 \rightarrow 1/4 < 30/40 < 4 \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

La section de pré-dimensionnement des éléments est définie, et le poteau est suffisant par rapport aux efforts normaux ultimes.

Mais la section du poteau peut être modifiée après la vérification de l'effort normal réduit dans la partie de la modélisation par logiciel d'analyse de notre bâtiment.

CHAPITRE IV :

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.

I . Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution, peuvent être considérées comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les dalles pleines (balcons).
- Les escaliers.
- Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).

II . L'Acrotère :

II.1. Définition :

L'acrotère, c'est un élément qui contour le sommet du bâtiment, il est conçu pour la protection contre les eaux pluviales et protégé l'étanchéité, il sert comme un garde-corps.

L'acrotère, c'est un élément en béton armé soumis à des charges permanentes (leurs poids propres), et une surcharge d'exploitation linéaire Appliquée dans sa partie supérieure égal à 1 kN/m encastré au niveau du plancher terrasse, elle est sollicitée en flexion composée Influencé par des facteurs externes (eau pluviale, ...) donc la fissuration est préjudiciable.

L'acrotère supporté leur poids uniquement ainsi ; l'étude se fait à L'ELS, par bande de 1 m en suivant la méthode des éléments qui sollicitée en flexion composée (moment de flexion + effort normal verticale).

II.2. Calcul de l'acrotère :

II.2.1. Évaluation des charges et surcharges :

II.2.1.1. Charge permanente :

$$G = 1.68 \text{ KN/m}$$

$$G = G \times 1m_1 = 1,68 \times 1 = 1,68 \text{ KN/m}$$

II.2.1.2. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/m} \rightarrow Q = 1 \text{ KN/m} \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

II.2.2. Vérification au séisme :

D'après le RPA99/2003 [Art 6.2.3]

les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2, zone IIa).

$C_p = 0,8$ (Tableau 6.1 RPA 99/2003).

$W_p = 1,68 \text{ KN}$ (Poids de l'acrotère).

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,688 = 0,810 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis à l'action sismique.

II.2.3. Calcul les efforts normaux :

- L'effort normal dû à la charge permanente (G) : $N_G = G = 1,68 \text{ KN}$
- L'effort normal dû à la charge d'exploitation (Q) est nul : $N_Q = 0 \text{ KN}$

II.2.4. Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1,688 + 0 = 2.27 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 1,68 + 0 = 1,68 \text{ KN}$$

II.2.5. Calcul des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par le centre de gravité de celle-ci : (par la méthode de la section)

- Le moment dû à la charge permanente (G) est nulle : $M_G = 0$
- Le moment dû à la charge d'exploitation (Q) : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Avec :

h : la hauteur de l'acrotère ($h = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$)

- **ELU** : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$
- **ELS** : $M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

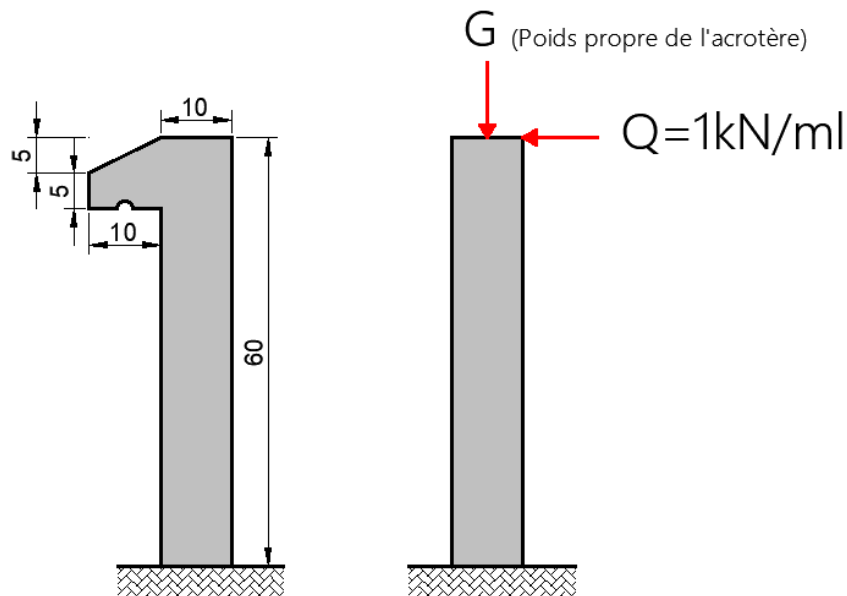


Figure 16 : Schéma présenter les charges appliquées sur l'acrotère.

II.2.6. Calcul du ferrailage :

II.2.6.1. Calcul de l'excentricité :

Comme l'acrotère est un élément qui soumit à un effort de compression, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2.279} = 0,395 \text{ m (en flexion composée)}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6}\right) = 0$$

\emptyset : est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$L = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m (l'acrotère est libre à une extrémité et encastré à l'autre).}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0) = 0,00864 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm} ; 0,24 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0,395 + 0,00864 + 0,02 = 0,424 \text{ m}$$

▪ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{2.279 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10 \times 14,166} = 0.0016 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

Donc ; on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0016}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0016})} = 0,167$$

on calcule $e_{NC} = \xi \times h$

$$e_{NC} = 0,167 \times 0,10 = 0,0167 \text{ m}$$

On a : $e = 0,424 \text{ m} > e_{NC} = 0,0167 \text{ m}$

Donc ; la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

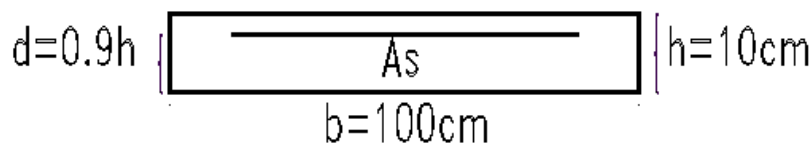


Figure 17 : Section de l'acrotère à ferrailer.

II.2.6.2. Calcul du moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 2.279 \times \left(0,424 + \left(0,9 \times 0,1 \right) - \frac{0,1}{2} \right) = 1,057 \text{ KN.m}$$

II.2.6.3. Section des armatures longitudinales :

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_u \text{ fictif}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.057 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,166} = 0,0092 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0092 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0092}) = 0,0116$$

$$A_s \text{ fictif} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,0116 \times 100 \times (0,9 \times 10) \times 14,166}{348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendues vaut :

$$A_s = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,34 - \frac{2.279 \times 10}{348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 0,9 \times 10 \times 2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculé} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{s \text{ min}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } A_s = 5\emptyset 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

II.2.7. Vérification à L'état limite de service :

II.2.7.1. Position de l'axe neutre :

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{1,688} = 0,355 \text{ m}$$

Puisqu'il faut faire un choix, prenons comme hypothèse que la section est partiellement comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,10}{2} - 0,355 = -0,305 \text{ m}$$

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

$$= -3 \times (-0,305)^2 + 90 \times 3,93 \times 10^{-4} \times \frac{(0,9 \times 0,1) - (-0,305)}{1} = -0,27 \text{ m}$$

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

$$= -2 \times (-0,305)^3 - 90 \times 3,93 \times 10^{-4} \times \frac{[(0,9 \times 0,1) - (-0,305)]^2}{1} = 0,051 \text{ m}$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (0,051)^2 + \frac{4 \times (-0,27)^3}{27} = -3,15 \times 10^{-4} < 0$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 0,051}{2 \times (-0,27)} \sqrt{\frac{-3}{-0,27}} \right) = 160,81^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-0,27)}{3}} = 0,6$$

$$mz_1 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0,6 \times \cos \left(\frac{160,81}{3} \right) = 0,356 \text{ m}$$

$$z_2 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0,6 \times \cos \left(\frac{160,81}{3} + 120^\circ \right) = -0,596 \text{ m}$$

$$z_3 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0,6 \times \cos \left(\frac{160,81}{3} + 240^\circ \right) = 0,240 \text{ m}$$

Puis, la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

$y_{\text{ser}} = z + c$; on choisit parmi les trois solutions z_1 , z_2 et z_3 celle qui donne $0 \leq y_{\text{ser}} \leq d$.

$$z_1 = 0,356 \text{ m} \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0,356 - 0,305 = 0,051 \text{ m}$$

II.2.7.2. Moment d'inertie de la section :

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_{\text{ser}})^2]$$

$$I = \frac{1 \times 0,051^3}{3} + 15 \times [3,93 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,1 - 0,051)^2] = 5,318 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

II.2.7.3. Vérification des contraintes :

- Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{z \times N_{\text{ser}}}{I} y_{\text{ser}} = \frac{0,356 \times 1,688 \times 10^{-3}}{5,318 \times 10^{-5}} \times 0,051 = 0,58 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{\text{bc}} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Contraintes des aciers tendues :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \Rightarrow$ La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{z \times N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,356 \times 1,688 \times 10^{-3}}{5,318 \times 10^{-5}} \times (0,9 \times 0,1 - 0,051) = 6,61 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 6,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

II.2.8. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Par la méthode des sections en trouve $T = Q$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)} = 0,0167 \text{ MPa}$$

$$\text{fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$0,0167 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

II.2.9. Sections des armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

II.2.10. Espacement des armatures principales :

$$s = \frac{L}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Il faut vérifier $s \leq s_{\max}$

$$s_{\max} = \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$s = 20 \text{ cm} < s_{\max} = 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

On adopte un espacement de $S = 20 \text{ cm}$.

II.2.11. Espacement des armatures de répartition :

$$s_t = \frac{L}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

Il faut vérifier $s_t \leq s_{t \max}$

$$s_{t \max} = \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = \min (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$s_t = 15 \text{ cm} < s_{t \max} = 40 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

On adopte un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

II.2.12. Schéma de ferrailage :

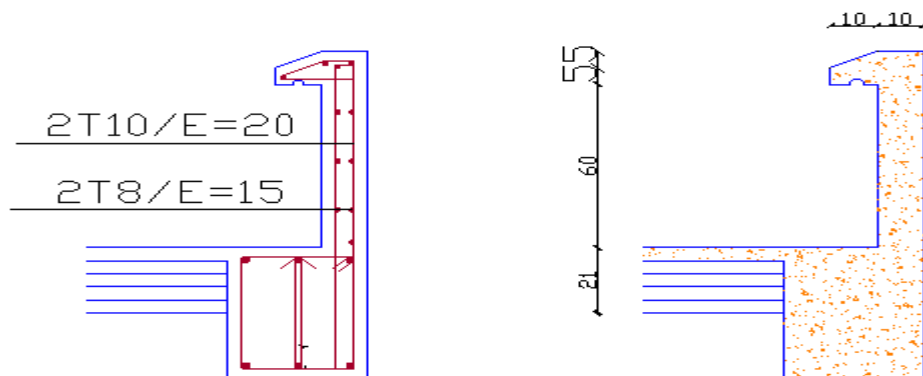
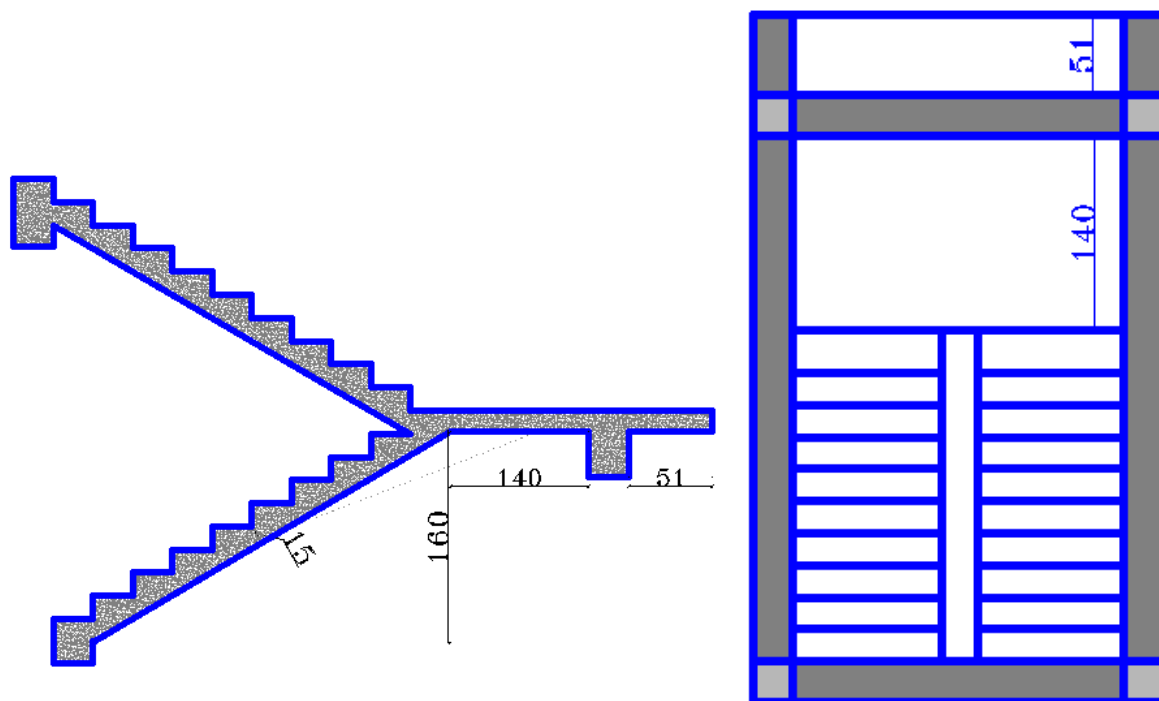


Figure 18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III. Escalier :

Les escaliers servent à relier par des gradins (marches) successifs les divers niveaux d'une construction, la figure suivante définit les principaux éléments des escaliers.



III.1. Évaluation des charges et surcharges :

Les surcharges charges d'exploitation :

$$Q = Q_{\text{paillasse}} = Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Les charges permanentes :

$$G_{\text{paillasse}} = 9,37 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{palier}} = 5,33 \text{ KN/m}^2.$$

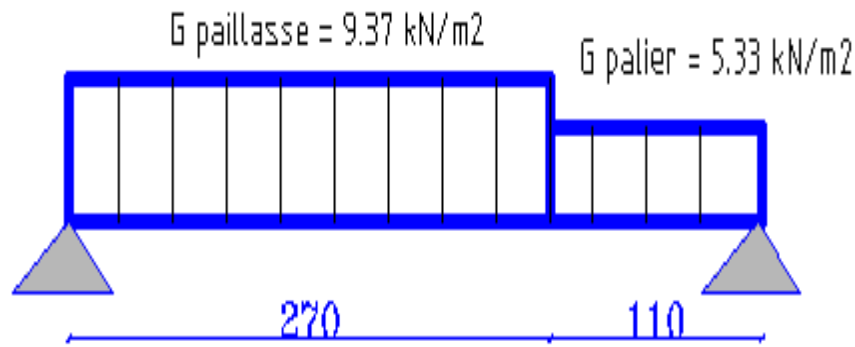


Figure 19 : Schéma statique de l'escalier

III.2. Combinaisons des charges pour 1ml (1 mètre de projection horizontale) :

▪ **ELU :**

$$q_{u \text{ paillasse}} = (1,35 G_{\text{paillasse}} + 1,5 Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,37 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16,40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = (1,35 G_{\text{palier}} + 1,5 Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 10,95 \text{ KN/ml}$$

▪ **ELS :**

$$q_{\text{ser paillasse}} = (G_{\text{paillasse}} + Q) \times 1\text{m} = (9,37 + 2,5) \times 1\text{m} = 11,87 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser palier}} = (G_{\text{palier}} + Q) \times 1\text{m} = (5,33 + 2,5) \times 1\text{m} = 7,83 \text{ KN/ml}$$

III.3. Calcul la charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum(q_i \cdot l_i)}{\sum l_i}$$

ELU:

$$q_{\text{éq u}} = \frac{(q_{u \text{ paillasse}} \times l_{\text{paillasse}}) + (q_{u \text{ palier}} \times l_{\text{palier}})}{l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}}$$

$$q_{\text{éq u}} = \frac{(16,40 \times 2,70) + (10,95 \times 1,10)}{2,70 + 1,10} = 14,82 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{\text{éq ser}} = \frac{(q_{\text{ser paillasse}} \times l_{\text{paillasse}}) + (q_{\text{ser palier}} \times l_{\text{palier}})}{l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}}$$

$$q_{\text{éq ser}} = \frac{(11,87 \times 2,70) + (7,83 \times 1,10)}{2,70 + 1,10} = 10,71 \text{ KN/ml}$$

III.4. Calcul les moments de flexion

ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0^u = \frac{q_{\text{éq u}} \times [(l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}})^2]}{8}$$

$$M_0^u = \frac{14.82 \times [(2.70 + 1.10)^2]}{8} = 26.75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{\text{travée}}^u = 0,8 M_0^u = 0,8 \times 26.75 = 21.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{\text{appuis}}^u = 0,4 M_0^u = 0,4 \times 26.75 = 10.70 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{éq ser}} \times [(l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}})^2]}{8}$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{10.71 \times [(2.70 + 1.10)^2]}{8} = 19.33 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{\text{travée}}^{\text{ser}} = 0,8 M_0^{\text{ser}} = 0,8 \times 19.33 = 15.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{\text{appuis}}^{\text{ser}} = 0,4 M_0^{\text{ser}} = 0,4 \times 19.33 = 7.73 \text{ KN.m}$$

III.5. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre linéaire de largeur.

On a une section de :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times e = 0,9 \times 15 \text{ cm}$$

Avec : e : l'épaisseur de paillasse = épaisseur de palier.

- En travée : $M_{\text{travée}}^u = 21.40 \text{ KN.m}$

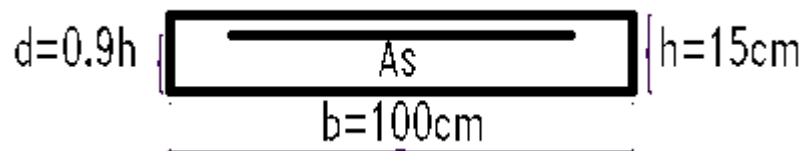


Figure 20 : Section de l'escalier, ferrillage en travée.

$$\mu = \frac{M_{\text{travée}}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21.40 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,166} = 0,083 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,083 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,108$$

$$A_{s \text{ travée}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,108 \times 100 \times (0,9 \times 15) \times 14,166}{348} = 4,14 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :** $M_{\text{appuis}}^u = 10,70 \text{ KN.m}$

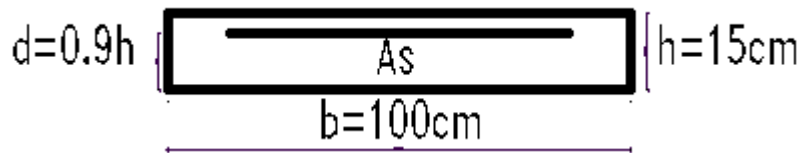


Figure 21 : Section de l'escalier ferrailleur sur appui.

$$\mu = \frac{M_{\text{appuis}}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,70 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,166} = 0,041 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,041 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,053$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,053 \times 100 \times (0,9 \times 15) \times 14,166}{348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

III.6. Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times (0,9 \times 15) \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4,14 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 2,02 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc ; on adopte $A_{s \text{ travée}} = 5\emptyset 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

et $A_{s \text{ appuis}} = 5\emptyset 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

III.7. Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On peut ne pas effectuer cette vérification si : $\alpha_u \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

avec : $\delta = \frac{M_{travée}^u}{M_{travée}^{ser}} = \frac{M_{appui}^u}{M_{appui}^{ser}} = \frac{21.40}{15.46} = \frac{10.70}{7.73} = 1,38$

donc ; $\frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$

- **En travée :** $\alpha_{u\ travée} = 0,108 < \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$ **Condition vérifiée.**
- **Sur appuis :** $\alpha_{u\ appuis} = 0,053 < \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$ **Condition vérifiée.**

Donc ; la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.8. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_{eq\ u} \cdot (l_{paillasse} + l_{palier})}{2}$$

$$T_u = \frac{14.82 \times (2,70 + 1.10)}{2} = 28.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{28.16 \times 10^3}{100 \times (0,9 \times 15) \times 10^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable } $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ Mpa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

III.9. Vérification de la flèche (CBA93 Art B.6.5) :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées

(CBA93 Art B.6.5.1) :

$$\frac{A_{s\ travée}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times (0,9 \times 15)} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,004 < 0,011 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{l_{paillasse} + l_{palier}} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_o^{ser}} \rightarrow \frac{15}{270 + 110} \geq \frac{15.46}{10 \times 19.33} \rightarrow 0,04 < 0,08 \text{ Condition non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, ainsi la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

- **Calcul la flèche admissible :**

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases} ; \quad \text{On a: } L = 380 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

• **Calcul la flèche due aux charges instantanées :** $f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}}$

Le moment de service maximal dans la travée : $M_{travée}^{ser} = 15.46 \text{ KN.m}$

la longueur de travée : $L = 380 \text{ cm}$

$E_{i28} = 11000.f_{c28}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times d} = \frac{15.46 \times 10^{-3}}{5.65 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,15)} = 202.688 \text{ MPa.}$

$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times (0,9 \times 15)} = 0,42\%.$

$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0042 \times 202.688 + 2,1} = 0,43.$

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3 \times \frac{1}{1}) \times 0,0042} = 5.00$

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times [A_{s \text{ travée}} \cdot (\frac{h}{2} - d)^2]$

$I_0 = \frac{1 \times 0,15^3}{12} + 15 \times [5.65 \times 10^{-4} \times (\frac{0,15}{2} - 0,9 \times 0,15)^2]$

$I_0 = 3.118 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \cdot \mu} = 1,1 \frac{3.118 \times 10^{-4}}{1+5 \times 0,43} = 1.089 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{15.46 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 32164,2 \times 1.089 \times 10^{-4}} = 0.00637 \text{ m} = 6.37 \text{ mm}$

• **Calcul la flèche due aux charges de longue durée :** $f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}$

$E_{v28} = 3700.f_{c28}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3 \times \frac{1}{1}) \times 0,0042} = 2.00$

$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \cdot \mu} = 1,1 \frac{3.118 \times 10^{-4}}{1+2 \times 0,43} = 1,84 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{15.46 \times 10^{-3} \times 3.80^2}{10 \times 10818,86 \times 1,84 \times 10^{-4}} = 0.0112 \text{ m} = 11.20 \text{ mm}$

Ainsi ; $\Delta f = f_v - f_i = 11.20 - 6.37 = 4.83 \text{ mm} < \bar{f} = 7.60 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

III.9. Calcul les armatures de répartition :

- En travée :

$$A_{t \text{ travée}} = \frac{A_s \text{ travée}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } A_{t \text{ travée}} = 5\emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$A_{t \text{ appuis}} = \frac{A_s \text{ appuis}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } A_{t \text{ appuis}} = 5\emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

III.10. Espacement des armatures principales :

$$s = s_{\text{travée}} = s_{\text{appuis}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier $s \leq s_{\text{max}}$

$$s_{\text{max}} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm} < s_{\text{max}} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On adopte un espacement de $s = 20 \text{ cm}$

III.11. Espacement des armatures de répartition :

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier $s_t \leq s_{t \text{ max}}$

$$s_{t \text{ max}} = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$s_t = 20 \text{ cm} < s_{t \text{ max}} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On adopte : un espacement de $s_t = 20 \text{ cm}$

III.12. Poutre palière :**III.12.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :**

$$\text{La hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 350 \text{ cm (portée de la poutre palière entre axe)}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23,33 \leq h \leq 35$$

On prend ; $h = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$10.5 \leq b \leq 14$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

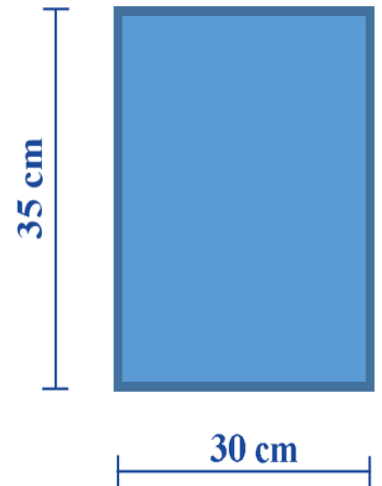
***Vérification les conditions du RPA 99 /2003 :**

1. $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

2. $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

3. $\frac{h}{b} \leq 4.0 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,25 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

Donc : on prend la poutre palière de dimension $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



III.12.3. Poutre palière a la flexion simple :

III.12.3.1. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre palière :

$$PP_{\text{ poutre palière}} = \rho \times s = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

- ✓ Charge permanente totale :

$$G_{\text{tot}} = PP_{\text{ poutre palière}} = 2.625 \text{ KN/m}$$

III.12.3.2. Réaction du palier et paillasse :

- $R_u = \frac{q_{u\text{eq}} \times l_{\text{poutre palière}}}{2} = \frac{14.82 \times 3.5}{2} = 25.94 \text{ KN/m}$

- $R_s = \frac{q_{s\text{eq}} \times l_{\text{poutre palière}}}{2} = \frac{10.71 \times 3.5}{2} = 18.74 \text{ KN/m}$

III.12.3.3. Combinaison des charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35 \times G + R_u = 1.35 \times 2.625 + 25.94 = 29.484 \text{ KN/m}$

- **ELS:** $q_s = G + R_s = 2.625 + 18.74 = 21.365 \text{ KN/m}$

III.12.3.4. Effort de cisaillement :

- $T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29.484 \times 3.50}{2} = 51.597 \text{ KN}$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{51.597 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.35} = 0.546 \text{ MPa}$

III.12.4. Poutre palière à la torsion :

III.12.4.1. Moment de torsion maximal :

- $M_T = M_{a \text{ escalier}} \times \frac{l}{2} = 7.73 \times \frac{3.5}{2} = 13.53 \text{ KN.m}$

III.12.4.2. Contrainte de torsion :

$$\tau_u = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm (épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente).}$$

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = (35 - 5.83) \times (30 - 5.83) = 705.039 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{13.53 \times 10^3}{2 \times 705.039 \times 5.83} = 1.65 \text{ MPa}$$

III.12.5. Vérification de la poutre palière :

$$\tau_{u \text{ flexion}}^2 + \tau_{u \text{ Torsion}}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\text{Fissuration est préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$(0.546)^2 + (1.65)^2 = 3.01 \text{ MPa} < 6.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ flexion}}^2 + \tau_{u \text{ Torsion}}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc ; la poutre palière de dimension (30×35) cm² résister à l'effort de cisaillement et de torsion.

III.12.6. Calcul du moment fléchissant :

La poutre palière est encastree à deux extrémités ainsi à.

.ELU :

$$M_t = \frac{q \times l^2}{24} = \frac{29.484 \times 3.50^2}{24} = 15.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{29.484 \times 3.5^2}{12} = 30.10 \text{ KN.m}$$

▪ **ELS :**

$$M_t = \frac{q \times l^2}{24} = \frac{21.365 \times 3.50^2}{24} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{21.365 \times 3.5^2}{12} = 21.81 \text{ KN.m}$$

III.12.7. Calcul des armatures longitudinales :**III.12.7.1. En flexion :**

$$\text{En travée : } M_{\text{travée}}^u = 15.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15,05 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,166} = 0,036 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,036 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,045$$

$$A_s \text{ travée} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,045 \times 30 \times (0,9 \times 35) \times 14,166}{348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :** $M_{appuis}^u = 30,10 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30,10 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,166} = 0,081 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,071 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,093$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,093 \times 30 \times (0,9 \times 35) \times 14,166}{348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non-fragilité :**

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times (0,9 \times 35) \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ travée} = 1,32 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s \text{ appuis} = 2,71 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : on adopte $A_s \text{ travée} = 3\emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ Et $A_s \text{ appuis} = 3\emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

▪ **Les armatures transversales :**

Diamètre : il faut vérifier $\emptyset_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_1 ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\emptyset_{tr} \leq \min \left\{ \frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 1,2 ; 3 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Donc, on adopte : $\emptyset_{tr} = 8 \text{ mm}$

Espacement :

• zone nodale : $s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset_1 \right\}$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right\} = \min \{ 8,75 ; 14,4 \} = 8,75 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } s_t = 8 \text{ cm}$$

• zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **La section d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot s_t \cdot b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \cdot s_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

On a : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$ donc on adoptant : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

En zone nodale : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 0,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

En zone courante : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

D'après BAEL91, l'espacement doit vérifier : $s_t \leq S_{t \text{ max}} = \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$

$S_{t \text{ max}} = \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = \min [0,9 \times 31,5 ; 40 \text{ cm}] = 28,35 \text{ cm}$

Zone nodale: $S_t = 8 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 28,35 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 28,35 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III.12.7.2. En torsion :

$$A_l = \frac{U \times M_T}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

U : Périmètre de la section efficace.

$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 2 \times [(35 - 5,83) + (30 - 5,83)] = 106,68 \text{ cm}$

$A_l = \frac{106,68 \times 13,53 \times 10^3}{2 \times 705,039 \times 348} = 2,94 \text{ cm}^2$

On adopte : $A = 2\phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2$

▪ **Armature transversale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{f_e \times 2 \times \Omega}$$

On fixe l'espacement: $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_t = \frac{13,53 \times 20 \times 1,15}{400 \times 2 \times 705,039} \times 10^3 = 0,55 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 0,55 \text{ cm}^2$

On prend : $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

III.12.8. Vérification selon le RPA 99 /2003 :

D'après le RPA 99 / 2003 la section minimale des armatures longitudinales en zone IIa

$$A_{s \min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = A_{s \text{ flexion}} + A_{s \text{ torsion}} = 3\phi 12 + 3\phi 12 + 2\phi 16 = 3.39 + 3.39 + 4.02 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_s = 10.80 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_s = 3\phi 12 + 3\phi 12 + 2\phi 16 = 3.39 + 3.39 + 4.02 = 10.80 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

La longueur de la zone nodale selon (RPA 99 /2003) : $L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement.

$$A_{s \text{ appuis}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,053 \times 100 \times (0,9 \times 15) \times 14,166}{348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

III.12.9. Schéma de ferrailage :

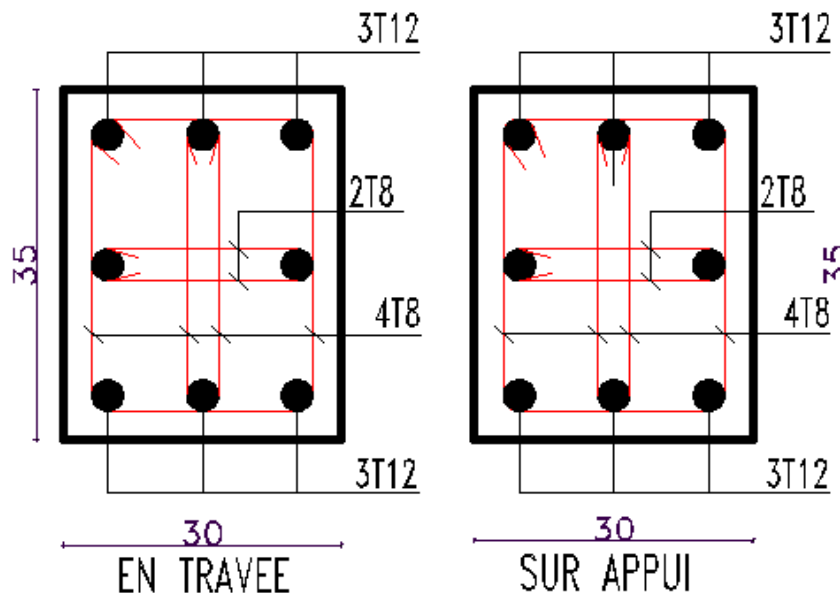


Figure 22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière en travée et sur appui.

IV. Plancher :

IV.1. Définition :

Les planchers sont des aires planes limitent les étages (étage courant) et sert de couverture de protection contre les intempéries (terrasses).

Deux fonctions principales leur sont dévolues :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation ; transmettent les forces horizontales du vent et du séisme au système de contreventement, donc il doit être infiniment rigide.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On peut distinguer deux grandes classes de planchers :

- Les planchers coulés sur place ou plancher dit traditionnel :

Dans les planchers coulés sur place, on distingue :

- Planchers dalles pleines (minces) ;
- Planchers nervurés ;
- Planchers à poutrelles enrobées ;
- Planchers champignons ;
- Planchers à corps creux ;

- Les planchers préfabriqués : la préfabrication peut être totale ou partielle.

Dans notre projet, on a un plancher coulé sur place à corps creux.

Définition :

Composés d'une dalle très mince (**4 à 6**) cm, reposant sur des **nervures parallèles** avec remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqué, en mortier de ciment ou en céramique.

L'ensemble monolithe de dalle-poutrelles **travail comme une section en T**, le vide qui reste entre poutrelles est rempli par des éléments légers appelés corps creux jouant le rôle de coffrage. Les corps creux s'appuient sur les poutrelles à adhérence par des ailes à la partie (supérieure et inférieure) ou simplement par des faces penchées. Les poutrelles transmettent leurs charges uniformes sur les poutres, ces dernières les transmettent aux murs ou poteaux. Les

distances normalisées entre axe des nervures pour les corps creux en Algérie sont **56 et 65 cm**. Leur hauteur est de **11, 15 ou 16, 20 ou 25 cm** ; et longueur de **20, 25 ou 30 cm**.

Pour les plancher à corps creux en doit calculer le ferrailage des poutrelles qui a un rôle de relier entre les corps creux, résister les charges appliquées sur les plancher et transmettre sur les poutres.

IV.2. Dalle de compression :

La dalle de compression est une dalle très mince d'épaisseur entre (4 et 6) cm résister les charges appliquées sur le plancher et transmettre sur les poutrelles, armée par un quadrillage (treillis soudé) d'un espacement entre deux barres ne doivent pas dépasser :

- Pour les armatures perpendiculaires aux nervures : **$S \leq 20 \text{ cm}$**
- Pour les armatures parallèles aux nervures : **$S \leq 33 \text{ cm}$**

La section d'armature d'un treillis soudé est calculée par les deux étapes suivantes :

- La section des armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\text{Lorsque } l \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Lorsque } 50 \leq l \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A \geq \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec : l : entre axe de deux nervures

Dans notre cas, $l = 65 \text{ cm}$ est compris entre $50 \leq l \leq 80 \text{ cm}$

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} \rightarrow A \geq \frac{4 \times 65}{400} = \mathbf{0.65 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend: } A = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

- La section des armatures parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{A_{\text{perpendiculaire}}}{2} \rightarrow A \geq \frac{1.41}{2} = \mathbf{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend : } A = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

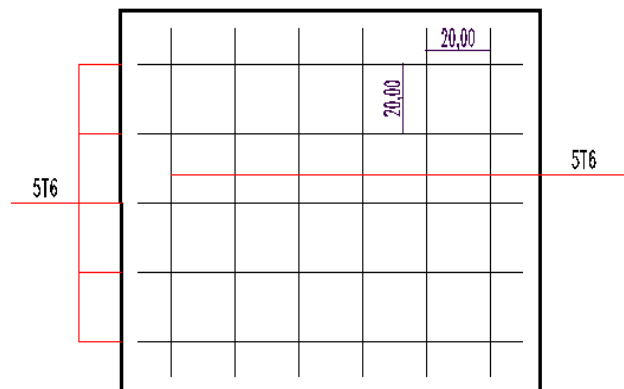


Figure 23 : Schéma de treillis soudé.

IV.3. Calcul des poutrelles :

Nous distinguerons les planchers à charges d'exploitation modérée et les planchers à charges d'exploitation élevée.

Les méthodes utilisées pour calculer les moments de la poutrelle seront exposées ci-après sont applicables aux ELU et ELS.

➤ **1. Méthode forfaitaire :** (pour les plancher à charge d'exploitation modérée)

Lorsqu'un plancher est à charge d'exploitation modérée et en plus les conditions suivantes sont remplies :

- ❖ Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- ❖ Les portées successives des travées sont dans un rapport entre $0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25$.
- ❖ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- ❖ La surcharge d'exploitation est modérée, c'est-à-dire :

$$Q \leq \text{Max} [2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2]$$

La méthode forfaitaire consiste à calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Dans cette méthode doit être suivie les étapes ci-après :

Pour les moments en travée : On prend la valeur maximale entre les deux conditions suivantes.

$$\text{Condition 01 : } M_t \geq \text{Max} [1.05 \times M_0 ; (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

M_t : le moment maximal en travée étudiée.

M_w : la valeur absolue du moment sur appui de gauche.

M_e : la valeur absolue du moment sur appui de droite.

α : le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et Q .

Condition 02 :

- Pour la travée de rive : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$
- Pour la travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$
- o **Pour les moments sur appui :**

La valeur absolue de moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- Dans le cas d'une poutre à deux travées (**0.6M₀**).
- Dans les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées (3) (**0.5M₀**).
- Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées (> 3) (**0.4M₀**).

Remarque : la méthode forfaitaire est non applicable dans le cas d'une poutre a une seule travée.

- **2. Méthode de Caquot :**(pour les plancher à charges d'exploitation élevée).

Lorsque les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et, en particulier, lorsque la charge d'exploitation est supérieure à $2G$ ou 5000 N/m^2 , ont utilisé la méthode de Caquot.

- o **Poutres à moment d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux :**

Pour calculer les moments sur appui dans ce cas, en suivie les étapes ci-après :

- ❖ **1. Moments sur appui :**

- Cas d'une charge uniformément répartie sur la travée : $M_a = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5 (L'_w + L'_e)}$

$L' = L$: pour une travée de rive.

$L' = 0.8 \times L$: pour une travée intermédiaire.

q_w : Charge répartie sur la travée de gauche.

q_e : Charge répartie sur la travée de droite.

$$- \text{ Cas d'une charge concentrée : } M_a = \frac{\sum k_w \cdot P_w \cdot L'_w + \sum k_e \cdot P_e \cdot L'_e}{L'_w + L'_e}$$

p_w : Charge concentrée sur la travée de gauche.

p_e : Charge concentrée sur la travée de droite.

$K_w ; K_e$: étant des coefficients donnés pour chaque travée par :

$$K = \frac{a}{2.125 \times l'} \times \left[1 - \frac{a}{l'} \right] \times \left[2 - \frac{a}{l'} \right]$$

$a = a_w$ ou $a = a_e$: la distance entre la charge concentrée appliquée et l'appui vers la gauche ou droite.

❖ 2. Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L} \right)$$

$$T_e = T_w + q \cdot L + \sum P_i$$

❖ 3. Moment en travée :

Si la travée comporte des charges réparties seulement le moment en travée :

$$x_0 = \frac{-T_w}{q}$$

$$M_t = M_w - T_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2}$$

- Poutres à moment d'inertie variables dans les différentes travées et non solidaires des poteaux :

❖ 1. Moment sur appui :

$$M_{aq} = \frac{q_w \cdot L'_w + \beta \cdot q_e \cdot L'_e}{8,5 (1 + \beta)} \text{ (charge répartie).}$$

$$M_{ap} = \frac{\sum k_w \cdot P_w \cdot L'_w + \sum k_e \cdot P_e \cdot L'_e}{1 + \beta} \text{ (charge concentrée).}$$

$$\text{Avec : } \beta = \frac{L'_e \cdot I_w}{L'_w \cdot I_e}$$

- ❖ **2. Effort tranchant :** même formule pour une travée a moment d'inertie égal.
- ❖ **3. Moment en travée :** même formule pour une travée a moment d'inertie égal.

IV.3.1. Plancher d'étage courant :

IV.3.1.1. Vérification les conditions de la méthode forfaitaire :

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport entre

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25.$$

$$\frac{410}{490} = 0.84 ; \frac{410}{375} = 1.09$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- La surcharge d'exploitation est modérée, c'est-à-dire : $Q \leq \text{Max} [2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2]$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} [2 \times 5.39 ; 5 \text{ KN/m}^2] \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 < 10.78 \text{ KN/m}^2$$

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc on peut appliquer cette méthode pour calculer les moments sur appui et en travée des poutrelles pour l'étage courant.

IV.3.1.2. Charge permanente et surcharge d'exploitation linéaire appliquée sur les poutrelles d'étage courant :

$$G = 5.39 \times b = 5.39 \times 0.65 = 3.504 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$$

▪ Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 3.504 + 1.5 \times 0.975 = 6.193 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3.504 + 0.975 = 4.479 \text{ KN/m}$$

▪ Moment isostatique :

$$\underline{L = 410 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} M_{0u} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.193 \times 4.10^2}{8} = 13.01 \text{ KN.m} \\ M_{0s} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.479 \times 4.10^2}{8} = 09.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\underline{L = 490 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} M_{0u} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.193 \times 4.90^2}{8} = 18.59 \text{ KN.m} \\ M_{0s} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.479 \times 4.90^2}{8} = 13.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\underline{L = 375 \text{ cm}} \rightarrow \begin{cases} M_{0u} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.193 \times 3.75^2}{8} = 10.89 \text{ KN.m} \\ M_{0s} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.479 \times 3.75^2}{8} = 07.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Système des poutrelles :**

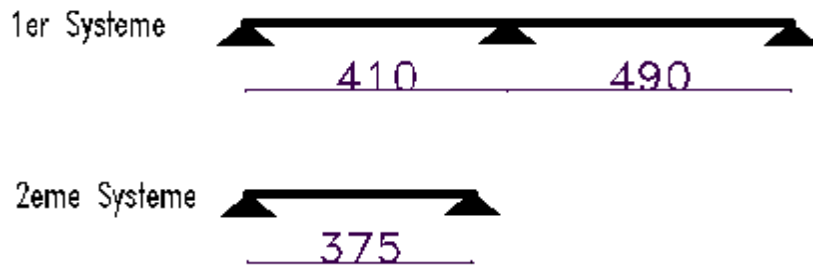


Figure 24 : Les systèmes des poutrelles.

Cas le plus défavorable :

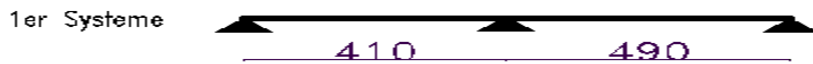


Figure 25 : Le système des poutrelles le plus défavorable.

IV.3.1.3. Méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1.5}{1.5+5.39} = 0.218$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.218 = 1.065$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.2 + 0.3 \times 0.218 = 1.265$$

1^{re} condition du moment en travée :

▪ ELU :

Tableau 17 : Tableau de moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage courant à L'ELU.

Travée	1	2	
L m	4.10	4.90	
q _u kN/m	6.193		
M ₀ kN.m	13.01	18.59	
Appui	1	2	3
M_a kN.m	0	11.154⁽¹⁾	0
M _{t cond1} (kN.m)	8.28 ⁽²⁾	14.22	
M _{t cond2 rive} kN.m	8.24 ⁽³⁾	11.77	
M_{t max} (kN.m)	8.28⁽⁴⁾	14.22	
a (m)	1.62 ⁽⁵⁾	2.80	
b (m)	2.48 ⁽⁶⁾	2.10	
T _w (kN)	-10.23 ⁽⁷⁾	-18.11	
T _e (kN)	15.67 ⁽⁸⁾	13.56	

Méthode de calcul :

(1): $M_a = 0.6 \times M_{0u} = 0.6 \times 18.59 = 11.154 \text{ KN.m}$

(2): $M_t = 1,065 \times M_{ou} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,065 \times 13.01 - \frac{0 + 11.154}{2} = 8.28 \text{ KN.m}$

(3): $M_t = 0,633 \times M_0 = 0,633 \times 13.01 = 8.24 \text{ KN.m}$

(4): $\text{Max} (2); (3) = \text{Max} (8.28; 8.24) = 8.28 \text{ KN.m}$

(5): $a = \frac{4.10}{1 + \sqrt{\frac{11.154 + 8.28}{0 + 8.28}}} = 1,62 \text{ m}$

$b = \frac{4.10}{1 + \sqrt{\frac{0 + 8.28}{11.154 + 10.840}}} = 2,48 \text{ m}^{(6)}$

(7): $T_w = -2 \times \frac{0 + 8.28}{1.62} = -10.23 \text{ KN}$

(8): $T_e = 2 \times \frac{11.154 + 8.28}{2.48} = 15.67 \text{ KN}$

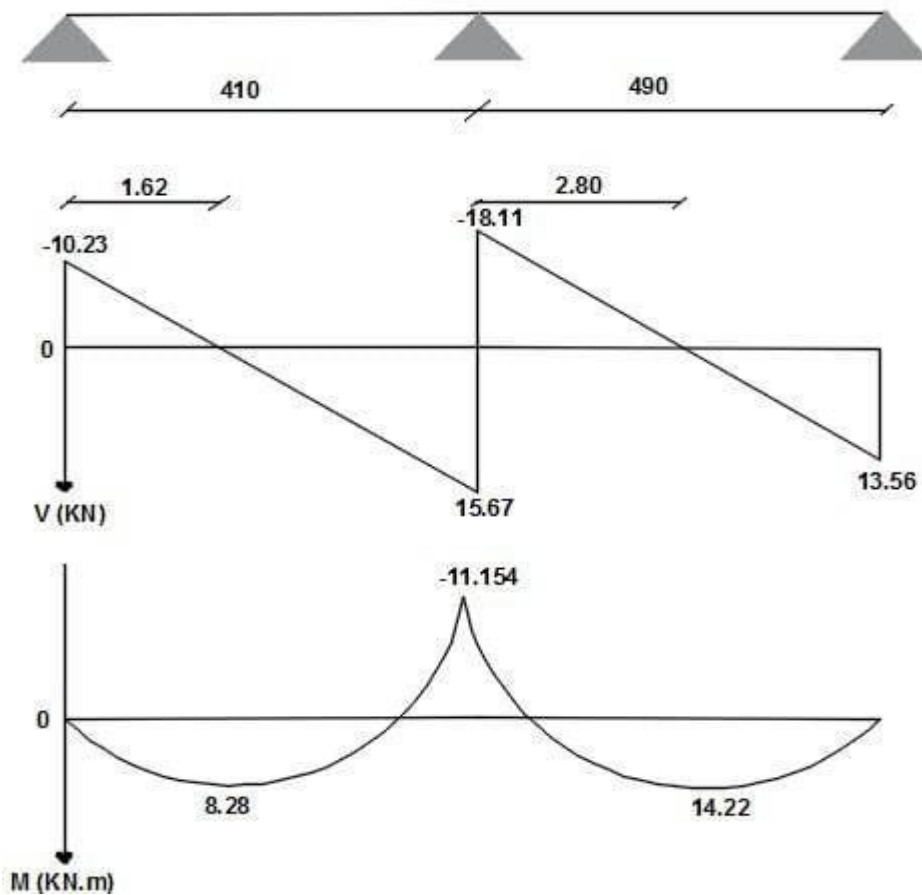


Figure 26 : Diagramme de l'effort tranchant et le moment de flexion.

ELS :

Tableau 18 : Tableau de moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage courant à L'ELS

Travée	1	2	
L (m)	4.10	4.90	
qser KN/m	4.479		
M ₀ KN.m	9.41	13.44	
Appui	1	2	3
M_a KN.m	0	8.06	0
M _{t cond1} (kN.m)	5.05	8.94	
M _{t cond2 rive} kN.m	5.95	8.50	
M_{t max} (kN.m)	5.95	8.94	

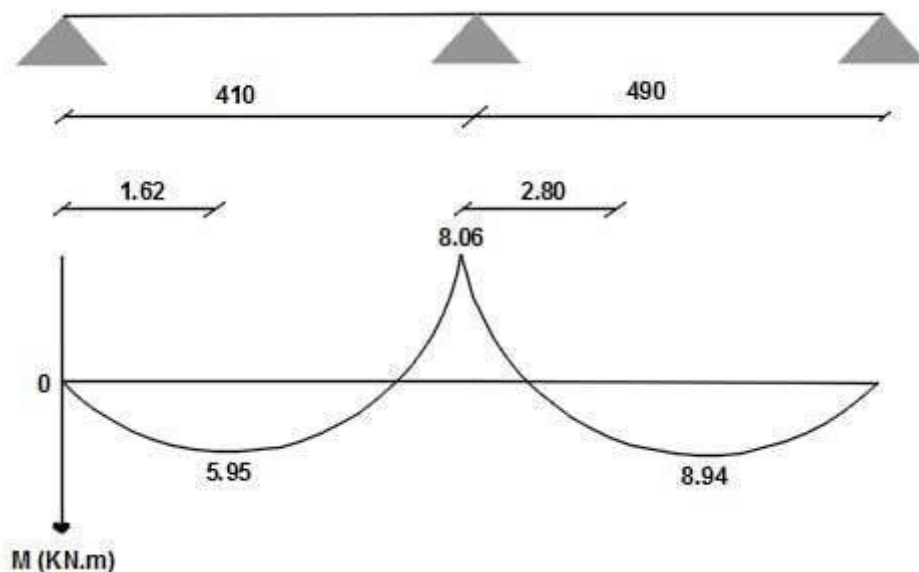


Figure 27 : Diagramme de moment de flexion

Tableau 19 : Les valeurs maximales des sollicitations de l'étage courant.

	ELU	ELS
MOMENT EN TRAVEE(KN.m)	14.22	8.94
MOMENT SUR APPUI (KN.m)	11.15	8.06
EFFORT TRANCHANT (KN)	18.11	

IV.3.1.5. Calcul les armatures longitudinales des poutrelles d'étage courant :

IV.3.1.5.1. En travée : section en T

- Calcul du moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{0,9 \times 21} = 0.265$$

$$\alpha_0 = 0,265 > 0,259 \rightarrow \mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4 \alpha_0) = 0.8 \times 0.265 (1 - 0.4 \times 0.265) = 0,190.$$

$$M_t = 0,190 \times 0,65 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166 = 0,0625 \text{ MN.m} = 62.50 \text{ KN.m.}$$

$$M_{travée}^u = 14, 22 \text{ kN.m} < M_t = 62.50 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, on calcule donc, la section comme une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,22 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166} = 0,043 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,043 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055.$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,055 \times 65 \times (0,9 \times 21) \times 14,166}{348} = 2,20 \text{ cm}^2.$$

On adopte $A_{s \text{ travée}} = 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

IV.3.1.5.1. Sur appui : section rectangulaire

Le moment sur appuis est négatif, les fibres supérieures sont mises à la traction, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (10 \times 21) \text{ cm}^2$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{appui}^u}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11,15 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166} = 0,220 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,220 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,220}) = 0,315$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,315 \times 10 \times (0,9 \times 21) \times 14,166}{348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{s \text{ appui}} = 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

IV.3.1.6. Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{\text{min travée}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times (0,9 \times 21) \times 2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min appui}} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times (0,9 \times 21) \times 2,1}{400} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min travée}} = 1,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min appui}} = 0,23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.1.7. Vérification à l'état limite de service :

IV.3.1.7.1. En travée :(section en Té)

- Le centre de gravité :

En résoudre l'équation suivante :

$$b_0 y^2 + [2 (b - b_0)h_0 + 30 A_s] y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 d A_s] = 0$$

$$10 \times y^2 + 617.80 \times y - 2656.42 = 0$$

On trouve que :

$$y_1 = 4.04 \text{ cm} = 0.040 \text{ m} ; y_2 = - 65.82 \text{ cm} = - 0.65 \text{ m}$$

Alors le centre de gravité égal à : $y = y_1 = 0.040 \text{ m}$

Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0,10 \times 0,040^3}{3} + \frac{(0,65 - 0,10) \times 0,05^3}{12} + (0,65 - 0,10) \times 0,05 \times \left(0,040 - \frac{0,05}{2}\right)^2 +$$

$$\times [2,26 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21 - 0,040)^2]$$

$$\rightarrow I = 8,91 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,940 \times 10^{-3}}{8,912 \times 10^{-5}} = 100,31 \text{ MPa/m}$$

IV.3.1.7.1.1. Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 100,314 \times 0,040 = 3,961 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,961 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.3.1.7.1.2. Contraintes de la traction des aciers tendus :

La fissuration est peu préjudiciable (Aucune vérification).

IV.3.1.7.2. Sur appui : (section rectangulaire)

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (2,26)}{10} \left[\sqrt{1 + \frac{10 \times (0,9 \times 21 \times 2,26)}{7,5 \times (2,26)^2}} - 1 \right] = 0,039 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,10 \times 0,039^3}{3} + 15 \times [2,26 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21 - 0,039)^2] = 8,912 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{8,06 \times 10^{-3}}{8,912 \times 10^{-5}} = 90,439 \text{ MPa/m}$$

IV.3.1.7.2.1. Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 90,439 \times 0,039 = 3,571 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,571 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.3.1.7.2.2. Contraintes de la traction des aciers tendus :

La fissuration est peut préjudiciable (Aucune vérification n'a été effectuée).

IV.3.1.7.3. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18,11 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,9 \times 0,21)} = 0,958 \text{ MPa}$$

$$\text{fissuration est peu préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,958 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.3.1.7.4. Vérification au niveau de l'appui :

IV.3.1.7.4.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_s \geq \frac{T_u + H_u}{\bar{\sigma}_s}$$

Ou H_u : force horizontale, $H_u = 0$

$$A_s \geq \frac{T_u + H_u}{\bar{\sigma}_s} = \frac{18,11 \times 10^{-3} + 0}{400/1,15} = 5,207 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,52 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

IV.3.1.7.4.2. Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :

Il faut vérifier que : $\tau'_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau'_u = \frac{T_{u \max} \cdot b_1}{0,9d \cdot b \cdot h_0} \quad \text{Avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0,65 - 0,10}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau'_u = \frac{18,11 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times (0,9 \times 0,21) \times 0,65 \times 0,05} = 0,901 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ MPa}$$

$\tau'_u = 0,901 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.3.1.7.4.3. Vérification de la compression dans le béton :

Il faut vérifier que : pour l'appui de rive $T_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0$

avec $a = \min \{ a'; 0,9 \times d \}$

$$a' = b - c - 2 \text{ cm} = 40 - 3 - 2 = 35 \text{ cm}$$

$$a = \min \{ a'; 0,9 \times d \} = \min \{ 35 \text{ cm}; 0,9 \times 0,9 \times 20 \} = \min \{ 25 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 14,871 \text{ KN} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,162 \times 0,10$$

Donne $\rightarrow T_{u \max} = 14,871 \text{ KN} < 0,108 \text{ MN} = 108 \text{ KN}$

$T_{u \max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.3.1.7.5 Vérification préliminaire de la flèche (CBA93 Art B.6.5):

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,26}{10 \times (0,9 \times 21)} = 0,012 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots$$
 Condition non vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{21}{490} = 0,04 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots$$
 Condition non vérifiée.

La première condition et la troisième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

• Calcul la flèche admissible :

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \\ 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \end{cases} ; \quad \text{On a: } L = 490 \text{ cm} > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

• Calcul de la flèche due aux charges instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$

Le moment de service maximal dans la travée : $M_{travée}^{ser} = 8.94 \text{ kN.m}$

la longueur de travée : $L = 490 \text{ cm}$

$$E_{i28} = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times d} = \frac{8.94 \times 10^{-3}}{2.26 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21)} = 209.299 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{10 \times (0,9 \times 21)} = 0.012.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,012 \times 209.299 + 2,1} = 0.303.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2+3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2+3 \times \frac{0,10}{0,65}\right) \times 0,012} = 3.555$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times \left[A_s \text{ travée} \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times \left[2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,9 \times 0,21\right)^2 \right] I_0 = 5.256 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 1,1 \frac{5.256 \times 10^{-4}}{1 + 3.555 \times 0.303} = 2.783 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{8.94 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164,2 \times 2.783 \times 10^{-4}} = 0.0024 \text{ m} = 2.40 \text{ mm}$$

• **Calcul la flèche due aux charges de longue durée :** $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

$$E_{v28} = 3700 \cdot f_{c28}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2+3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2+3 \times \frac{0,10}{0,65}\right) \times 0,012} = 1.422$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 1,1 \frac{5.256 \times 10^{-4}}{1 + 1.422 \times 0.303} = 4.248 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.94 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 10818,86 \times 4.248 \times 10^{-4}} = 0.47 \text{ m} = 4.70 \text{ mm}$$

Ainsi ; $\Delta f = f_v - f_i = 4.70 - 2.40 = 2.30 \text{ cm} < \bar{f} = 9.80 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

IV.3.1.7.6. Calcul les armatures transversales de poutrelle :

▪ **Diamètre :** il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$

Avec : ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{21}{35} ; 1.2 ; \frac{10}{10} \right\} = \min \{ 0,57 ; 1.2 ; 1 \} = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$$

On prend $\phi_{tr} = 8\text{mm}$ et $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

▪ Espacement :

D'après le RPA99/2003

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0 \rightarrow s_t \leq \frac{1,01}{0,003 \times 10} = 33.67 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{s_t \leq 33.67 \text{ cm}}$$

- dans la zone nodale : $s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\}$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{21}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = \min \{ 5.25; 14.4 \} = 5.25 \text{ cm}$$

($s_t \leq 5.25 \text{ cm}$ et $s_t \leq 33.67 \text{ cm}$) \rightarrow on prend : $\mathbf{s_t = 5 \text{ cm}}$

- dans la zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2}$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm}$$

($s_t \leq 10.5 \text{ cm}$ et $s_t \leq 33.67 \text{ cm}$) \rightarrow on prend : $\mathbf{s_t = 10 \text{ cm}}$

Il vérifie que : $s_t \leq s_{\max}$

$$s_{\max} = \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18.9; 40 \text{ cm}) = \min (17.01 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 17.01 \text{ cm}$$

*Zone courante : $s_t = 10 \text{ cm} < s_{\max} = 17.01 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

*Zone nodale : $s_t = 5 \text{ cm} < s_{\max} = 17.01 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003, $L = 2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm}$
- Le premier cadre doit être placé à **5 cm** du nu d'appui ou d'encastrement.

IV.3.1.7.7. Schéma de ferrailage :

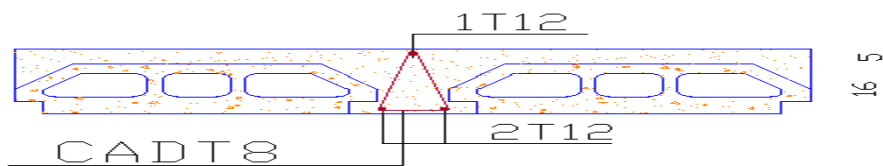


Figure 28 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage courant en travée.

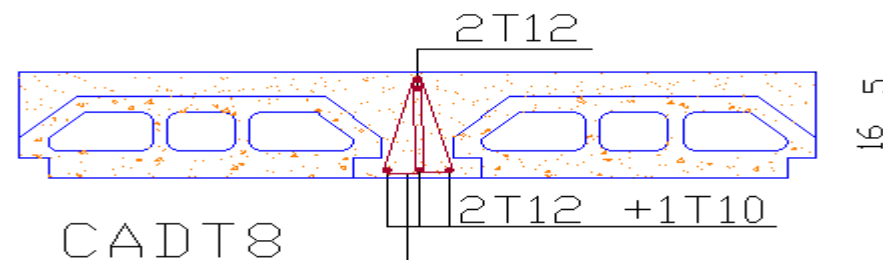


Figure 29 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage courant sur appui.

IV.3.2. Plancher terrasse :

IV.3.2.1. Vérification les conditions de la méthode forfaitaire :

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport entre $0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1.25$.

$$\frac{410}{490} = 0.94$$

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- La surcharge d'exploitation est modérée, c'est-à-dire :
- $Q \leq \text{Max} [2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2]$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} [2 \times 6.51 ; 5 \text{ KN/m}^2] \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 < 13.02 \text{ KN/m}^2$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc la méthode de forfaitaire non applicable pour calculer les moments des poutrelles du niveau terrasse ou du dernier étage (en utilise la méthode de Caouat).

IV.3.2.2. Charge permanente et surcharge d'exploitation linéaire appliquée sur les poutrelles d'étage terrasse :

$$G = 6.39 \times b = 6.51 \times 0.65 = 4.23 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.23 + 1.5 \times 0.65 = 6.69 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4.23 + 0.65 = 4.88 \text{ KN/m}$$

$$G' = 6.51 \times b \times (2/3) = 6.51 \times 0.65 \times (2/3) = 2.821 \text{ KN/m}$$

$$Q' = 1.5 \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : q'_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q' = 1.35 \times 2.821 + 1.5 \times 0.65 = 4.783 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q'_s = G' + Q' = 2.821 + 0.65 = 3.471 \text{ KN/m}$$

IV.3.2.3. Méthode de Caquot :

ELU :

Tableau 20 : Moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage de terrasse à L'ELU.

Travée	AB		BC
L (m)	4.10		4.90
L' (m)	4.10⁽¹⁾		4.90⁽²⁾
q _u (kN/m)	6.69		
q' _u (kN/m)	4.783		
Appui	A	B	C
M _a (kN.m)	0	- 11.67⁽³⁾	0
T _w (kN)	- 6.96⁽⁴⁾		- 14.10
T _e (kN)	12.65⁽⁵⁾		9.34
X ₀ (m)	1.46⁽⁶⁾		2.95
M _T (kN.m)	3.03⁽⁷⁾		0.84

(1) : L' = L = 4.10 m (travées de rive).

(2) : L' = L = 4.90 m (travées de rive).

$$(3): M_B = \frac{q'_w \cdot L'_w{}^3 + q'_e \cdot L'_e{}^3}{8,5 (L'_w + L'_e)} = \frac{4.783 \times (4.10)^3 + 4.783 \times (4.90)^3}{8,5 (4.90 + 4.10)} = - 6.96 \text{ KN.m}$$

$$(4): T_{w(EF)} = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q'_u \cdot L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) = \frac{+11.67}{4.10} - \frac{4.783 \times 4.10}{2} = -11.82 \text{ KN}$$

$$(5): T_e = T_w + q'_u \cdot L + \sum P_i = - 6.96 + 4.783 \times 4.10 = 12.65 \text{ KN}$$

$$(6): X_0 = \frac{-T_w}{q'_u} = \frac{-(-6.96)}{4.783} = 1, 46$$

$$(7): M_t = M_w - T_w \cdot x_0 - \frac{q_u \cdot x_0^2}{2} - \sum_{a_i < x_0} P_i (x_0 - a_i) = 0 - (-6.96) \times 1, 46 - \frac{6.69 \times (1.46)^2}{2} - 0 = 3.03 \text{ KN.m}$$

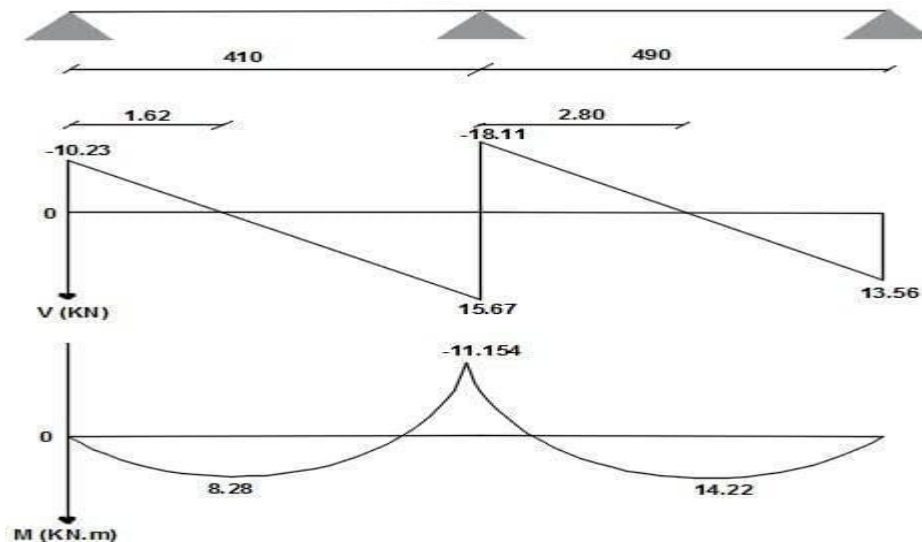


Figure 30 : Diagramme de moment de flexion et de l'effort tranchant.

.ELS:

Tableau 21 : Moment en travée et sur appui avec l'effort tranchant de l'étage de terrasse à L'ELS.

Travée	AB		BC
L (m)	4.10		4.90
L' (m)	4.10		4.90
q _{ser} (kN/m)	4.88		
q _{ser} ' (kN/m)	3.471		
Appui	A	B	C
M _a (kN.m)	0	- 8.47	0
T (kN)	- 5.05		- 10.23
T _e (kN)	9.18		6.78
X ₀ (m)	1.46		2.95
M _t (kN.m)	2.18		0.49

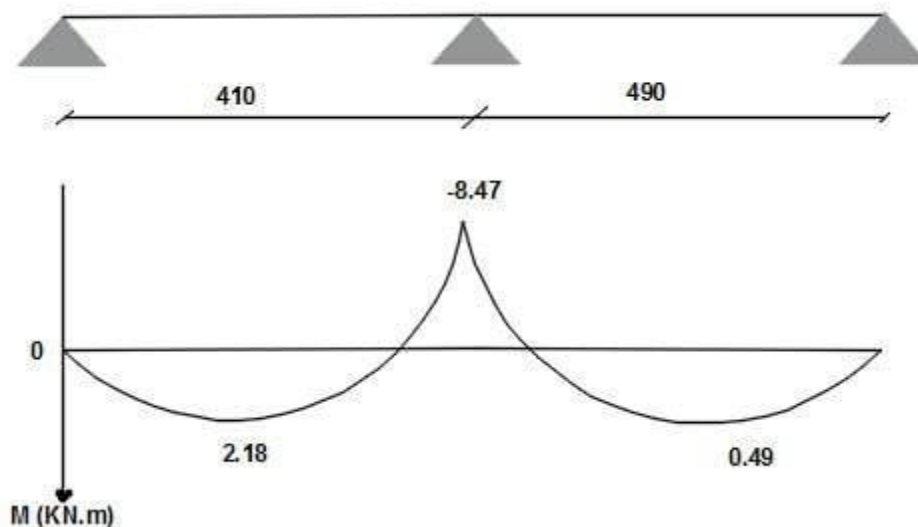


Figure 31 : Diagramme de moment de flexion.

IV.3.2.4. Les valeurs maximales :

Tableau 22 : Les valeurs maximales des sollicitations de l'étage de terrasse.

	ELU	ELS
MOMENT EN TRAVÉE (KN.m)	3.03	2.18
MOMENT SUR APPUI (KN.m)	11.67	8.47
EFFORT TRANCHANT (KN)	14.10	

IV.3.2.5. Calcul les armatures longitudinales des poutrelles d'étage courant :

IV.3.2.5.1. En travée : section en T

- Calcul du moment capable de la table : $M_t = b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{5}{0,9 \times 21} = 0,265$$

$$\alpha_0 = 0,265 > 0,259 \rightarrow \mu_0 = 0,8 \alpha_0 \times (1 - 0,4 \alpha_0) = 0,8 \times 0,265 \times (1 - 0,4 \times 0,265) = 0,190$$

$$M_t = 0,190 \times 0,65 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166 = 0,0625 \text{ MN.m} = 62,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^u = 3,03 \text{ kN.m} < M_t = 62,50 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, on calcule donc, la section comme une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,03 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166} = 0,009 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,009 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,012$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,012 \times 65 \times (0,9 \times 21) \times 14,166}{348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{s \text{ travée}} = 2\emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

IV.3.2.5.1. Sur appui : section rectangulaire

Le moment sur appuis est négatif, les fibres supérieures sont mises à la traction, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (10 \times 21) \text{ cm}^2$

▪ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{appui}^u}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11,67 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,166} = 0,231 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,231 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,231}) = 0,332$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,332 \times 10 \times (0,9 \times 21) \times 14,166}{348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{s \text{ appui}} = 3\emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

IV.3.2.6. Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{\text{min travée}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times (0,9 \times 21) \times 2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min appui}} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times (0,9 \times 21) \times 2,1}{400} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ travée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min travée}} = 1,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$A_{s \text{ appui}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min appui}} = 0,23 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

IV.3.2.7. Vérification à l'état limite de service :

IV.3.2.7.1. En travée :(section en Tê)

▪ Le centre de gravité :

En résoudre l'équation suivante :

$$b_0 y^2 + [2 (b - b_0)h_0 + 30 A_s] y - [(b - b_0)h_0^2 + 30 d A_s] = 0$$

$$10 \times y^2 + 597.1 \times y - 2265.19 = 0 \rightarrow \text{On trouve que : } y_1 = 3.57 \text{ cm} = 0.04 \text{ m ;}$$

$$y_2 = - 63.3 \text{ cm} = - 0.63 \text{ m}$$

Alors le centre de gravité égal à : $y = y_1 = 0.04 \text{ m}$

Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0,10 \times 0,04^3}{3} + \frac{(0,65 - 0,10) \times 0,05^3}{12} + (0,65 - 0,10) \times 0,05 \times \left(0,04 - \frac{0,05}{2}\right)^2 + 15 \times [1,57 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21 - 0,04)^2]$$

$$\rightarrow I = 6.633 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{6.633 \times 10^{-5}} = 32.87 \text{ MPa/m}$$

IV.3.2.7.1.1. Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 32.87 \times 0,04 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.531 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots$ **Condition vérifiée.**

IV.3.2.7.1.2. Contraintes de la traction des aciers tendus :

La fissuration est préjudiciable. ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 32.87 \times (0.9 \times 0.21 - 0.04) = 73.46 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \text{Min} [266.667 ; 201.633] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 73.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots$ **Condition vérifiée**

IV.3.2.7.2. Sur appui : (section rectangulaire)

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (3.39)}{10} \left[\sqrt{1 + \frac{10 \times (0,9 \times 21 \times 3.39)}{7,5 \times (3.39)^2}} - 1 \right] = 9.70 \text{ cm} = 0.097 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,10 \times 0,097^3}{3} + 15 \times [3,39 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21 - 0,097)^2] = 7,35 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,47 \times 10^{-3}}{7,35 \times 10^{-5}} = 115,29 \text{ MPa/m}$$

IV.3.2.7.2.1. Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 115,299 \times 0,097 = 11,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Ainsi : $\sigma_{bc} = 11,163 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

IV.3.2.7.2.2. Contraintes de la traction des aciers tendus :

La fissuration est préjudiciable. ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y) = 15 \times 115,299 \times (0,9 \times 0,21 - 0,097) = 159,113 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = \text{Min} [266,667 ; 201,633] = 201,633 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 159,113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

IV.3.2.7.3. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{14,10 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,9 \times 0,21)} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\text{fissuration est préjudiciable} \} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

IV.3.2.7.4. Vérification dans l'appui :

IV.3.2.7.4.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$\text{D'après le BAEL91 : } A_s \geq \frac{T_u + H_u}{\bar{\sigma}_s}$$

Ou H_u : force horizontale, $H_u = 0$

$$A_s \geq \frac{T_u + H_u}{\bar{\sigma}_s} = \frac{14.10 \times 10^{-3} + 0}{400/1,15} = 4.053 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.3.2.7.4.2. Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :

Il faut vérifier que : $\tau'_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau'_u = \frac{T_{u \max} \cdot b_1}{0,9d \cdot b \cdot h_0} \quad \text{Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0,65 - 0,10}{2} = 0,27 \text{ m}$$

$$\tau'_u = \frac{14.10 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times (0,9 \times 0,21) \times 0,65 \times 0,05} = 0,70 \text{ MPa}$$

fissuration est préjudiciable} $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ MPa}$$

$\tau'_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.3.2.7.4.3. Vérification de la compression dans le béton :

Il faut vérifier que : pour l'appui de rive $T_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0$

avec $a = \min \{ a'; 0,9 \times d \}$

$$a' = b - c - 2 \text{ cm} = 40 - 3 - 2 = 35 \text{ cm}$$

$$a = \min \{ a'; 0,9 \times d \} = \min \{ 35 \text{ cm}; 0,9 \times 0,9 \times 21 \} = \min \{ 35 \text{ cm}; 17,01 \text{ cm} \} = 17,01 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = 14.10 \text{ kN} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,1701 \times 0,10$$

$$\rightarrow T_{u \max} = 14.10 \text{ KN} < 0,1134 \text{ MN} = 113.4 \text{ kN}$$

$T_{u \max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b_0 \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.3.2.7.5 Vérification préliminaire de la flèche (CBA93 Art B.6.5) :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,57}{10 \times (0,9 \times 21)} = 0,0083 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots$$
Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{21}{490} = 0,04 < \frac{1}{16} \dots \dots$$
Condition non vérifiée.

La première condition et la troisième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

• Calcul la flèche admissible :

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{cases} ; \quad \text{On a: } L = 490 \text{ cm} > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

• Calcul la flèche due aux charges instantanées : $f_i = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 E_i I_{fi}}$

Le moment de service maximal dans la travée : $M_{\text{travée}}^{\text{ser}} = 2.18 \text{ kN.m}$

La longueur de travée : $L = 490 \text{ cm}$

$$E_{i28} = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A \times d} = \frac{2.18 \times 10^{-3}}{1.57 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,21)} = 73.47 \text{ MPa} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{10 \times (0,9 \times 21)} = 0.0083$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0083 \times 73.47 + 2,1} = 0.139$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{0,10}{0,65}\right) \times 0,0083} = 5.14$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times \left[A_s \text{ travée} \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \right] =$$

$$\frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times \left[1.57 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,9 \times 0,21\right)^2 \right] I_0 = 5.183 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 1,1 \frac{5.183 \times 10^{-4}}{1 + 5.14 \times 0.139} = 3.325 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{2.18 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164,2 \times 3.325 \times 10^{-4}} = 0.0005 \text{ m} = 0.5 \text{ mm}$$

• Calcul la flèche due aux charges de longue durée : $f_v = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

$$E_{v28} = 3700 \cdot f_{c28}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{0,10}{0,65}\right) \times 0,0083} = 2.056$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 1,1 \frac{5.183 \times 10^{-4}}{1 + 2.056 \times 0.139} = 4.434 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{2.18 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 10818,86 \times 4.434 \times 10^{-4}} = 0.0011 \text{ m} = 1.10 \text{ mm}$$

Donc ; $\Delta f = f_v - f_i = 1.10 - 0.50 = 0.6 \text{ cm} < \bar{f} = 9.80 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

IV.3.2.7.6. Calcul les armatures transversales de poutrelle :

- Diamètre : il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$

- (Avec : ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{21}{35} ; 1.0 ; \frac{10}{10} \right\} = \min \{ 0,60 ; 1.0 ; 1 \} = 0,60 \text{ cm} = 6.00 \text{ mm}$$

On prend $\phi_{tr} = 8\text{mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement :

D'après le RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0 \rightarrow s_t \leq \frac{2.01}{0,003 \times 10} = 67 \text{ cm} \rightarrow s_t \leq 67 \text{ cm}$$

- dans la zone nodale : $s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\}$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{21}{4} ; 12 \times 1 \right\} = \min \{ 5.25 ; 12 \} = 5.25 \text{ cm}$$

($s_t \leq 5.25 \text{ cm}$ et $s_t \leq 67 \text{ cm}$) \rightarrow on prend : $s_t = 5 \text{ cm}$

- dans la zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2}$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm}$$

($s_t \leq 10.5 \text{ cm}$ et $s_t \leq 67 \text{ cm}$) \rightarrow on prend : $s_t = 10 \text{ cm}$

Il vérifie que : $s_t \leq s_{max}$

$$s_{max} = \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18,9 ; 40 \text{ cm}) = \min (17.01 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 17.01 \text{ cm}$$

*Zone courante : $s_t = 10 \text{ cm} < s_{max} = 17.01 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

*Zone nodale : $s_t = 5 \text{ cm} < s_{max} = 17.01 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003, $L = 2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm}$
- Le premier cadre doit être placé à **5 cm** du nu d'appui ou d'encastrement.

IV.3.2.7.7. Schéma de ferrailage :

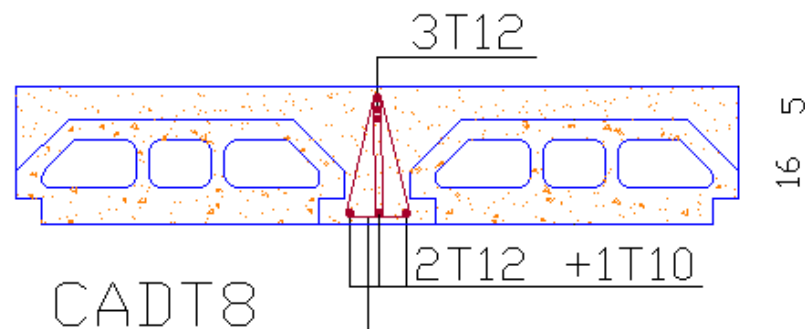


Figure 32 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage de terrasse en travée.

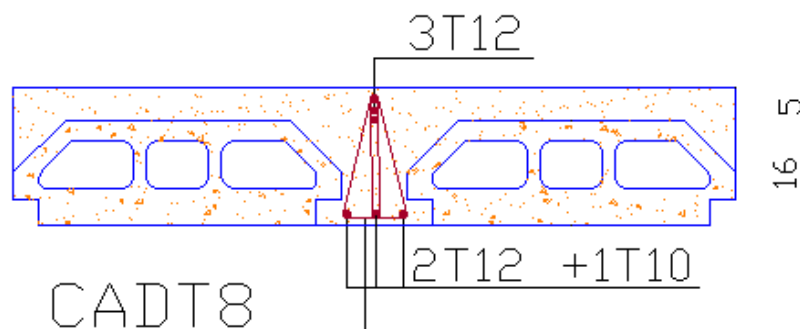


Figure 33 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étage de terrasse sur appui.

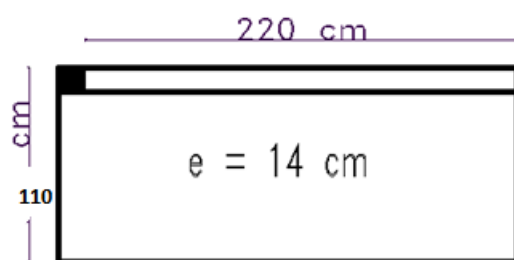


Figure 34 : Schéma de balcon étudié.

V.2. Calcul le ferrailage du balcon :

L'étude de balcon fait par une tranche de 1 m et une épaisseur de 14 cm, c'est un balcon appuie sur trois côtés, leur dimension est $L_x = 110 \text{ cm}$, $L_y = 220 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{220} = 0.50 \text{ (donc il est travail dans les deux sens).}$$

V.2.1. Évaluation des charges :

- La charge permanente (de balcon) : $G = 6.08 \text{ KN/m}^2 = 5.91 \times 1 \text{ ml} = 6.08 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation (de balcon) : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$

La charge permanente du mur (garde-corps) :

Tableau 23 : Tableau présenter la charge de garde-corps de balcon.

Charges	ρ (KN/m ³)	e (m)	ρ (KN/m ²)	$G = \sum \rho \times e$ (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	18	0.02	0.36	$G = 0.36 + 0.90 + 0.36$ G = 1.62
Brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.90	
Enduit ciment intérieure	18	0.02	0.36	
G = 1.62 KN/m²				

$$G = 1.62 \times H \times 1 \text{ ml} = 1.62 \times 1.10 \times 1 \text{ ml} = 1.782 \text{ KN}$$

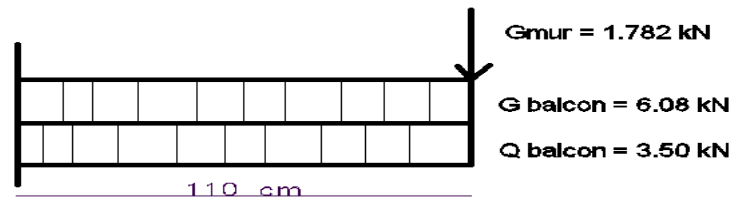


Figure 35 : Schéma présenter les Charges appliquées sur le balcon.

Le balcon est considéré comme encasturé à la poutre, il est soumis à une sollicitation de flexion simple influencé par des facteurs externes (eau pluviale, ...) ainsi la fissuration est préjudiciable.

V.2.2. Calcul les moments de flexion :

- **Suivant la direction Lx = 110 cm**

Par la méthode des sections, on trouve :

$$\text{Le moment de la charge (G) : } M_{G \text{ balcon}} = \frac{G \times L^2}{2} = \frac{6,08 \times (1,10)^2}{2} = 3,678 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment de la charge (G) : } M_{G \text{ mur}} = G \times L = 1,782 \times 1,10 = 1,960 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment de la charge (Q) : } M_{Q \text{ balcon}} = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{3,5 \times (1,10)^2}{2} = 2,118 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_U = 1,35M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times (3,678 + 1,960) + 1,5 \times 2,118 = 10,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = M_G + M_Q = 3,678 + 1,960 + 2,118 = 7,75 \text{ KN.m}$$

Donc,

$$M_u = 10,788 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_s = 7,756 \text{ KN.m}$$

V.2.3. Calcul les armatures longitudinales de balcon :

Le calcul fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

On a une section de :

$$h = 14 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 14 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,166 \text{ MPa}$$

$$M_u = 10,788 \text{ KN.m}$$

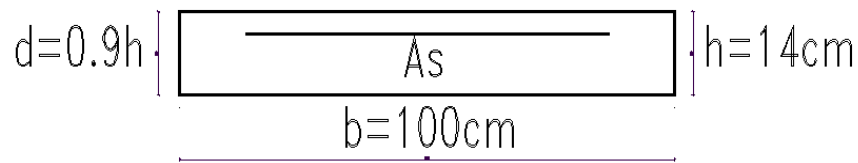


Figure 36 : Section de balcon.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.788 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,14)^2 \times 14,166} = 0,048 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,061$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,048 \times 100 \times (0,9 \times 14) \times 14,166}{348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

V.2.3. Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times (0,9 \times 14) \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,19 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,52 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc ; on adopte $A_s = 5\emptyset 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

V.2.4. Vérification à ELS :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (3,93)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (0,9 \times 14 \times 3,93)}{7,5 \times (3,93)^2}} - 1 \right] = 3,30 \text{ cm} = 0,033 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = 100 \times \frac{3,30^3}{3} + 15 \times [3,93 \times (0,9 \times 14 - 3,30)^2] = 6,30 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{7,756 \times 10^{-3}}{6,30 \times 10^{-5}} = 123,111 \text{ MPa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 123.111 \times 0.033 = 4.063 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Ainsi : $\sigma_{bc} = 4.063 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Contraintes des aciers tendus :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y) = 15 \times 123.111 \times (0,9 \times 0.14 - 0.033) = 171.740 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \Rightarrow$ La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,67 ; 201,63\} = 201,633 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 171.740 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... **Condition vérifiée.**

V.2.5. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \times 1.20 = (1.35 \times 6.08 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \times 1.10 = 14.804 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{14.804 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,14)} = 0,117 \text{ MPa}$$

fissuration préjudiciable} $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

0.117 MPa < 2,5 MPa $\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$... **Condition vérifiée.**

V.2.6. Calcul les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } A_t = 5\emptyset 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

V.2.7. Espacement des armatures longitudinales :

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier $s \leq s_{\max}$

$$s_{\max} = \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) = \min (42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$s = 20 \text{ cm} < s_{\text{max}} = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

On adopte un espacement de $S = 20 \text{ cm}$

V.2.8. Espacement des armatures de répartition :

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier $s_t \leq s_{t \text{ max}}$

$$s_{t \text{ max}} = \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 14 ; 45 \text{ cm}) = \min (56 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$s_t = 20 \text{ cm} < s_{t \text{ max}} = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

On adopte un espacement de $s_t = 20 \text{ cm}$

V.2.9. Schéma de ferrailage :

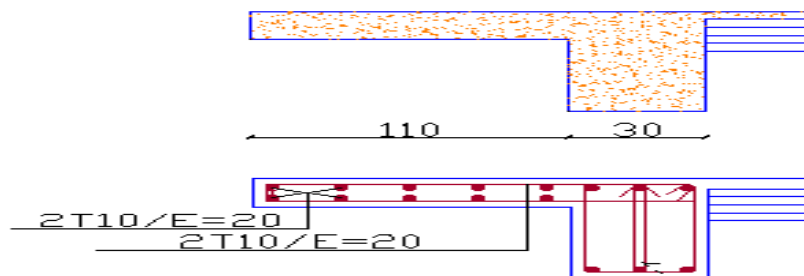


Figure 37 : Schéma de ferrailage du balcon.

CHAPITRE V :

ÉTUDE CALCUL SISMIQUE.

I . Introduction :

L'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains). Pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

II . Critères de classification :

II.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Notre bâtiment est implanté à Bouchegouf (Wilaya de Guelma), Classé en Zone IIa (sismicité moyenne) selon le RPa99/2003.

II.2. Classification des ouvrages selon leur importance :

Notre Bâtiment à usage d'habitation de hauteur égal à 16.00 m (ne dépasse pas 48m), ainsi, il est classé dans le groupe d'usage 2.

II.3. Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S₁** (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

- **Catégorie S₂** (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S₃** (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S₄** (site très meuble)

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec

$V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dans, notre cas le site est ferme selon le rapport géotechnique soit la catégorie S₂.

II.4. Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

On vérifie : $\frac{N_{voile}}{N_{totale}}$

Si : $\frac{N_{voile}}{N_{totale}} > 20\% \rightarrow$ Système 2

Si : $\frac{N_{voile}}{N_{totale}} < 20\% \rightarrow$

{	Systeme 4b	si	$V_{voile} = 100\% V_{totale}$
	Systeme 4a	si	$\frac{V_{portique}}{V_{totale}} \geq 25\%$

Tableau 24 : Classification de système de contreventement.

Etage	N _{Voile} (t)	N _{totale} (t)	$\frac{N_{voile}}{N_{totale}}$	$\frac{N_{voile}}{N_{totale}} < 20\%$
RDC	-1984.464	-10678.393	0.186	OK
1	-1531.226	-8472.126	0.181	OK
2	-1134.551	-6371.254	0.178	OK
3	-726.799	-4270.384	0.170	OK
4	-252.848	-2143.230	0.118	OK

C'est cette condition et vérifiée $\frac{N_{voile}}{N_{totale}} < 20\%$ alors le système de contreventement est classifié dans le système 4a ou 4b.

Pour classifier le système de contreventement dans le cas 4a ou 4b, en doit faire une deuxième vérification que les portiques doivent reprendre, outres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens xx :

Etage	V _{portique} (kN)	V _{totale} (kN)	$\frac{V_{portique}}{V_{totale}}$	$\frac{V_{portique}}{V_{totale}} \geq 25\%$
RDC	302.046	647.425	0.467	OK
1	291.628	609.989	0.478	OK
2	262.180	530.206	0.494	OK
3	204.015	406.222	0.502	OK
4	162.647	243.797	0.667	OK

Sens yy :

étage	V _{portique} (kN)	V _{totale} (kN)	$\frac{V_{portique}}{V_{totale}}$	$\frac{V_{portique}}{V_{totale}} \geq 25\%$
RDC	198.698	705.293	0.282	OK
4	180.756	666.715	0.271	OK
3	192.563	583.843	0.330	OK
2	173.889	460.711	0.377	OK
1	176.087	285.251	0.617	OK

- ✓ La première condition est vérifiée : $\frac{N_{voile}}{N_{totale}} < 20\%$
- ✓ La deuxième condition est vérifiée : $\frac{V_{portique}}{V_{totale}} \geq 25\%$

Donc le système de contreventement est classifié dans le système 4a

Systeme de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (Art RPA :3.4a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, autres les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

II.5. Classification des ouvrages selon leur configuration :

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation, en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

❖ Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
 - Suivant xx : **Vérifiée.**
 - Suivant yy : **NonVérifiée.**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **Vérifiée.**

Tableau 25 : Vérification de la distance entre le centre de masse et de gravité.

	Centre de gravité G (m)		Centre de torsion R (m)		R - G		15% L	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	10.450	4.493	10.449	5.112	0.001	0,620	3.135	1.667
1	10.450	4.493	10.449	5.112	0,001	0,620	3.135	1.667
2	10.450	4.493	10.449	5.112	0,001	0,602	3.135	1.667
3	10.450	4.546	10.449	5.108	0,001	0,562	3.135	1.667
4	10.450	4.432	10.450	4.535	0,00	0,103	3.135	1.667

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 Vérifiée

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{20.90}{11.10} = 1.88 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Suivant X : **vérifiée.**

Suivant Y : **vérifier.**

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. **Vérifiée.**

Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **Vérifiée.**

Surface de plancher : $S_{\text{plancher}} = 173.750 \text{ m}^2$

Surface des ouvertures : $S_{\text{ouvertures}} = 14.35 \text{ m}^2 < 15\% S_{\text{plancher}} = 15\% \times 173.750 = 26.063 \text{ m}^2$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée dépassé 25% de la dimension totale du bâtiment dans la direction Y.

Donc Le bâtiment est classé non régulier en plan suivant la direction Y et régulier suivant la direction X.

❖ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. **Vérfiée.**
- Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. Non Vérifiée.
- Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul. **Vérfiée.**
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. **Vérfiée.**

Le bâtiment est classé Non régulier en élévation

Suivant Y : Le bâtiment non régulier en plan et en élévation donc classé non régulier

Suivant X : Le bâtiment régulier en plan et non régulier en élévation donc classé non régulier.

III. Caractéristiques de la structure :

III.1. Centre de gravité (masse) :

C'est le point d'application de la résultante des forces de gravité ou de pesanteur. Il est dépendant du champ de gravitation auquel le corps est soumis et ne peut pas être strictement confondu avec le centre d'inertie qui est le barycentre des masses.

Tableau 26 : Coordonnées du centre de gravité.

	G _x (m)	G _y (m)
RDC	10.450	4.493
1	10.450	4.493
2	10.450	4.493
3	10.450	4.546
4	10.450	4.432

III.2. Centre de torsion (rigidité) :

C'est le centre des raideurs ou des rigidités (point où si on applique une force, on n'obtient pas de rotation d'axe perpendiculaire au plan de la force).

Tableau 27 : Coordonnées du centre de torsion

Etage	R_x (m)	R_y (m)
RDC	10.449	5.112
1	10.449	5.112
2	10.449	5.112
3	10.449	5.108
4	10.450	4.535

III.3. Excentricité théorique :

Excentricité théorique, c'est la distance entre le centre de torsion et le centre de gravité.

$$E_x = R_x - G_x$$

Et

$$E_y = R_y - G_y$$

Tableau 28 : Valeurs l'excentricité théorique.

	E_x (m)	E_y (m)
RDC	0,001	0,620
1	0,001	0,620
2	0,001	0,602
3	0,001	0,562
4	0,00	0,103

III.4. Excentricité accidentelle :

$$E_x = 0.05L_x$$

$$E_y = 0.05L_y$$

Tableau 29 : Valeurs de l'excentricité accidentelle.

	E_x (m)	E_y (m)
RDC	1.045	0.556
1	1.045	0.556
2	1.045	0.556
3	1.045	0.556
4	1.045	0.570

III.5. Excentricités retenue :

$$E_x = E_{x\ th} + E_{x\ a} \quad E_x = E_{x\ th} - E_{x\ a}$$

$$E_y = E_{y\ th} + E_{y\ a} \quad E_y = E_{y\ th} - E_{y\ a}$$

Tableau 30 : Tableau présenter l'excentricité retenue.

Étage	$E_{x\ th} + E_{x\ a}$	$E_{x\ th} - E_{x\ a}$	$E_{y\ th} + E_{y\ a}$	$E_{y\ th} - E_{y\ a}$
RDC	1.046	-1.044	1.176	0.064
1	1.046	-1.044	1.176	0.064
2	1.046	-1.044	1.176	0.064
3	1.046	-1.044	1.118	0.006
4	1.045	-1.045	0.659	-0.467

IV. Choix de la méthode de calcul :**IV.1. Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le bâtiment est classé non régulier en plan et en élévation donc on ne peut pas calculer les forces sismiques par la méthode statique équivalente.

En utilise la méthode dynamique : La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.1. Principe :

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.

IV.2.2. Modélisation :

- 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.
- 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).
- 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.
- 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.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de manière à prendre en compte tous les modes de déformation notables dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- 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 comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

La modélisation de notre bâtiment se fait par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018.

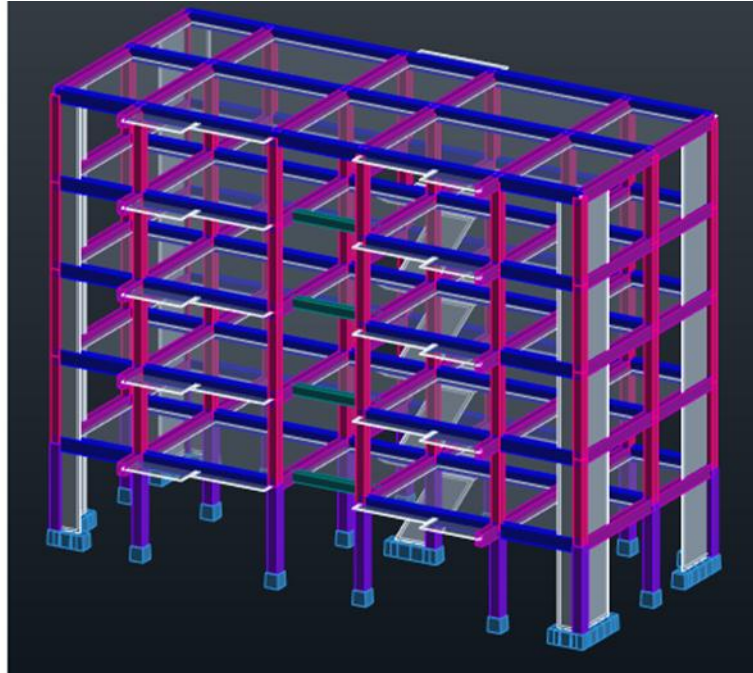


Figure 38 : Schéma du bâtiment 3D.

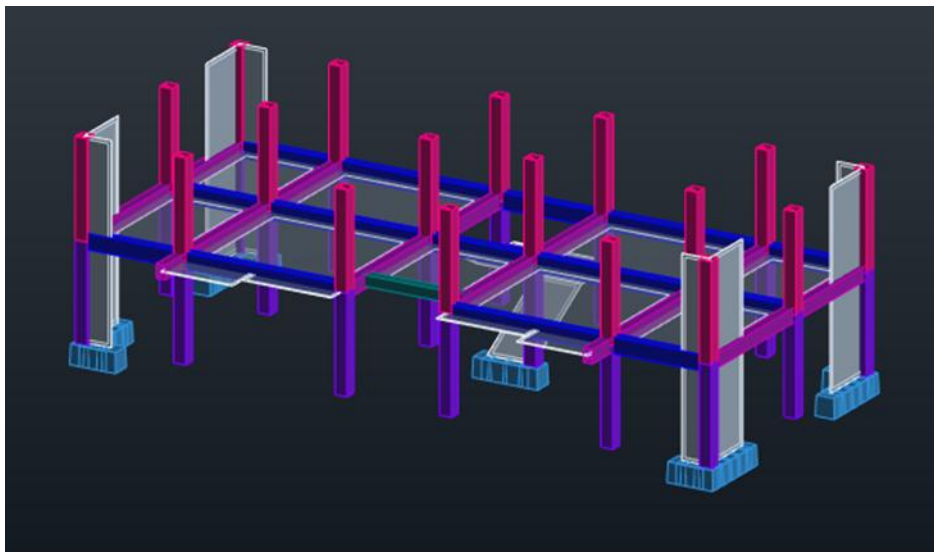


Figure 39 : Disposition des voiles

IV.2.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_z}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

IV.2.3.1. Coefficient d'accélération de zone :

A donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Zone sismique IIa, groupe d'usage 2 : **A = 0.15**.

IV.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement :

Voile porteur en béton armé,

- Voiles en béton armé : ζ (%) = 10 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 > 0.7$$

IV.2.3.3. Coefficient de comportement de la structure :

Le bâtiment contreventé par des voiles porteurs en béton armé : **R = 5**.

IV.2.3.4. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Catégorie du site S3 : **T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.40 s**

IV.2.3.5. 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 : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portique : chaque file de portique doit comporter, à tous les niveaux, au moins (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- Suivant xx : **Non vérifier**
- Suivant yy : **Non vérifier**

Système de voiles : Chaque file de voiles doit comporter, à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

$$\frac{3.20}{11.10} = 0.28 < 1 \quad \boxed{\text{Vérfifiée.}}$$

2. Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. $\boxed{\text{Vérfifiée.}}$
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\checkmark \text{ Suivant X : } \frac{5.4}{3.50} = 1.54 > 1.5 \quad \boxed{\text{Non Vérfifiée.}}$$

$$\checkmark \text{ Suivant Y : } \frac{4.10}{4.90} = 0.8 < 1.5 \quad \boxed{\text{Vérfifiée.}}$$

3. Régularité en plan :

- ✓ La structure est classée non régulière en plan suivant Y.
- ✓ La structure est classée régulière en plan suivant X.

4. Régularité en élévation :

La structure est classée non régulier en élévation.

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. NON

Tableau 31 : Tableau présenter le critère P_q.

Critère « q »	P _q			
	SUIVANT X		SUIVANT Y	
	Observée	Non Observée	Observée	Non Observée
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05		0.05
2. Redondance en plan		0.05	0	
3. Régularité en plan	0			0,05
4. Régularité en élévation		0.05		0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10		0,10
Somme de P _q	0.30		0.30	

➤ **Suivant X :** $Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.30 = 1.30$

➤ **Suivant Y :** $Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.30 = 1.30$

V. Spectre de réponse :

V.1. Suivant X :

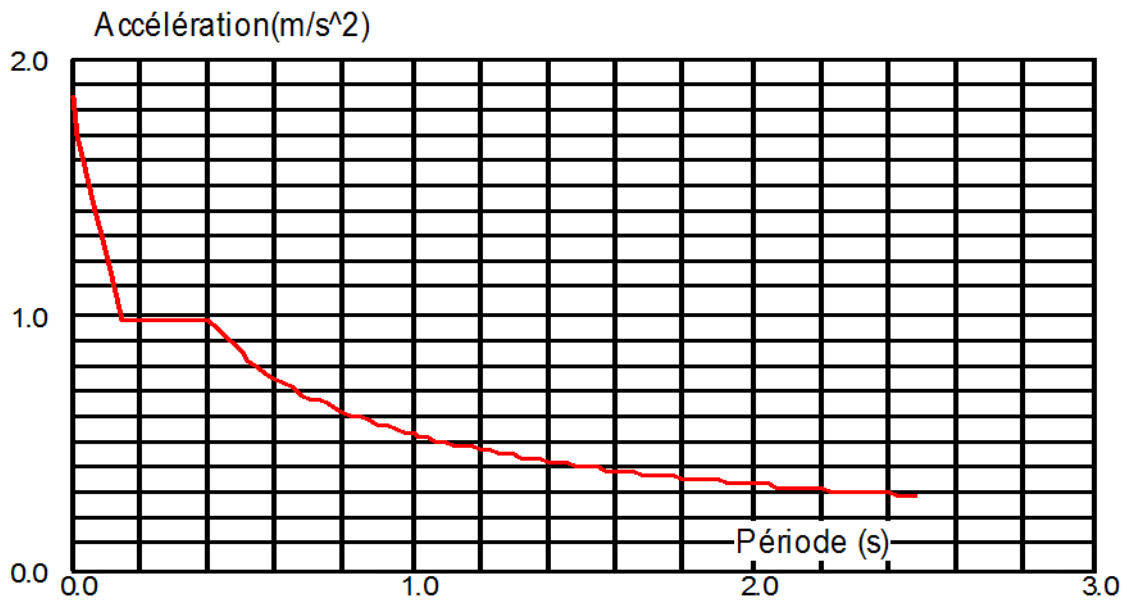


Figure 40 : Spectre de réponse suivant X

V.2. Suivant Y :

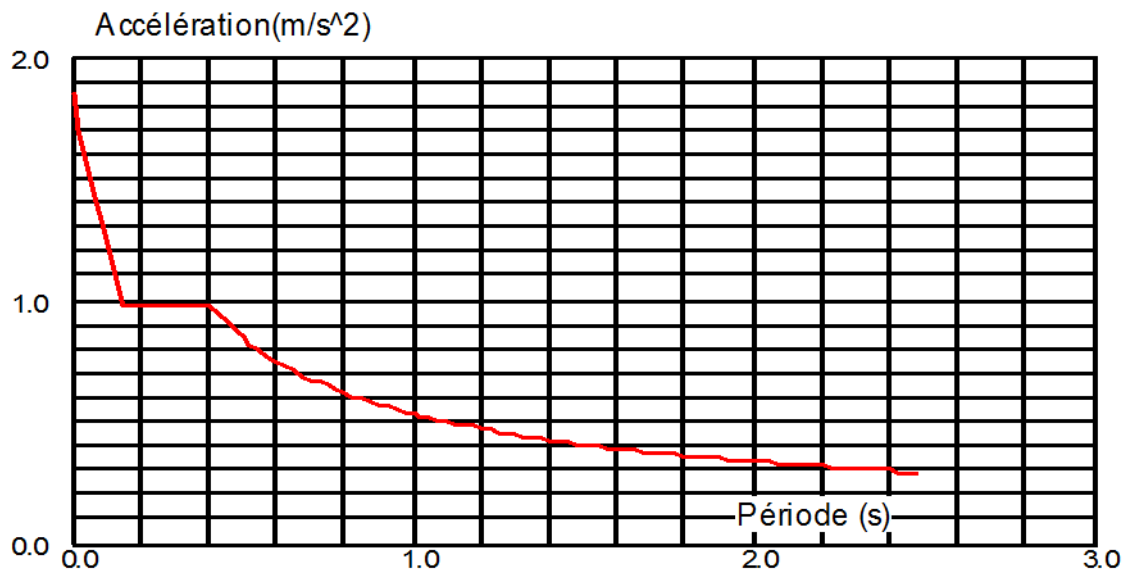


Figure 41 : Spectre de réponse suivant Y.

VI. Résultat de l'analyse dynamique :

Tableau 32 : Résultat de l'analyse dynamique.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX %	Masses cumulées UY %	Masses modales UX %	Masses modales UY %	TOT.MAS UX (kg)	TOT.MAS UY (kg)
1	2.050	0.488	77.493	0.001	77.493	0.001	951.502	951.502
2	2.558	0.391	77.494	72.704	0.000	72.703	951.502	951.502
3	3.434	0.291	77.743	72.704	0.249	0.000	951.502	951.502
4	6.642	0.151	90.244	72.704	12.502	0.000	951.502	951.502
5	8.869	0.113	90.245	88.726	0.001	16.022	951.502	951.502
6	12.762	0.078	95.194	88.731	4.949	0.005	951.502	951.502
7	13.132	0.076	95.199	88.756	0.004	0.025	951.502	951.502
8	13.416	0.075	95.252	88.757	0.053	0.001	951.502	951.502
9	13.763	0.073	95.252	89.077	0.000	0.320	951.502	951.502
10	13.789	0.073	95.317	89.179	0.065	0.102	951.502	951.502
11	13.984	0.072	95.328	91.599	0.012	2.419	951.502	951.502

VI.1. Comportement de trois premiers modes :

Tableau 33 : Comportement du trois premiers modes.

Modes	Période (sec)	Masses modales UX %	Masses modales UY %	Comportement
1	0,488	77.493	0,001	Translation suivante X
2	0,391	0,000	72.703	Translation suivante Y
3	0,291	0, 249	0,000	Rotation

❖ Premier mode :

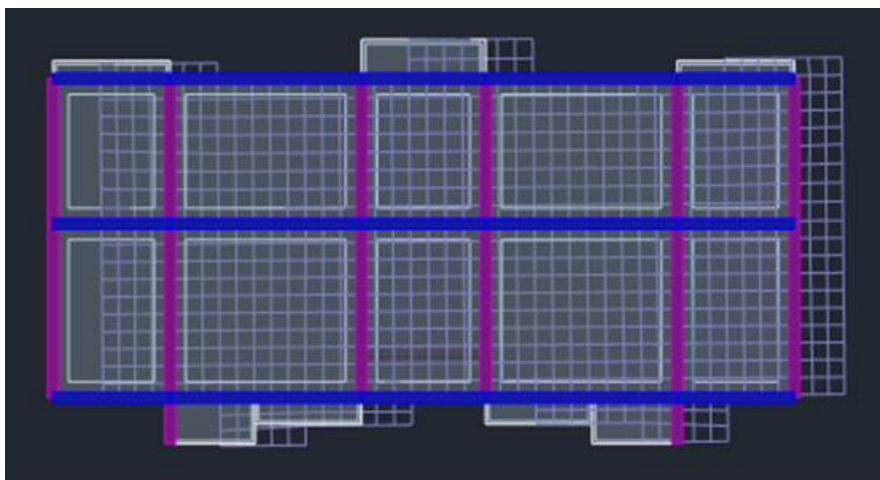


Figure 43 : Premier mode.

❖ Deuxième mode :

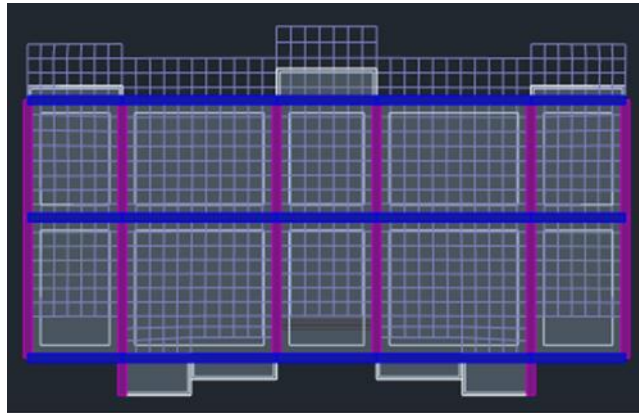


Figure 42 : Deuxième mode

Troisième mode :

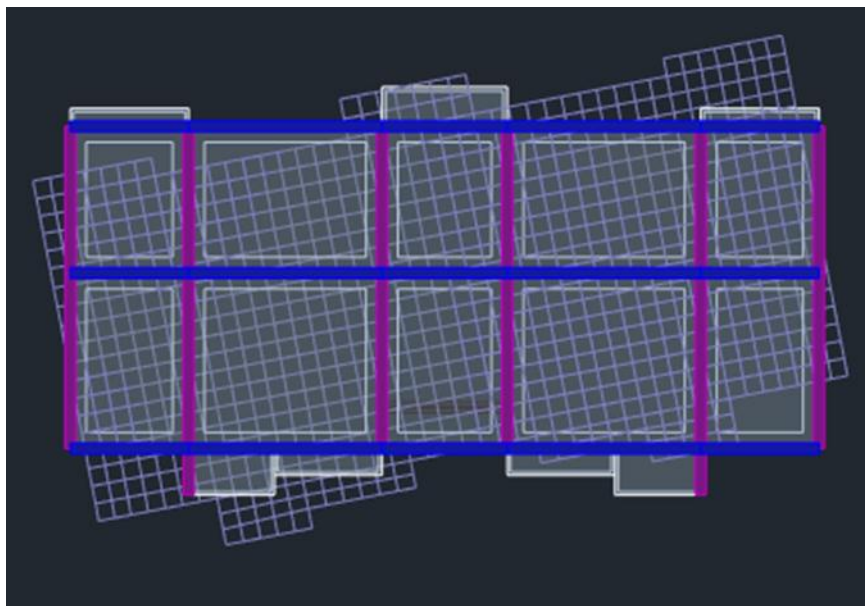


Figure 43 : Troisième mode.

VII. Vérification le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au plus de la masse totale de la structure.

Suivant X : masses cumulées (UX) = 95.328% vérifiée.

Suivant Y : masses cumulées (UY) = 91.599% vérifiée.

- 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. (16 modes dans notre cas)

- 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 :

$$\text{➤ } K = 11 > 3 \times \sqrt{N} \rightarrow K = 11 > 3 \times \sqrt{5} \rightarrow 11 > 6.708 \text{ vérifiée.}$$

$$\text{➤ } T_K = 0.072 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec. Vérifiée.}$$

Où : N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : la période du mode K (dernier mode).

VIII. Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$T = \text{Min} [C_T \times h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}]$$

Avec ;

$C_T = 0.050$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

$h_N = 16.00 \text{ m}$ (hauteur totale de la structure).

$D_x = 20.90 \text{ m}$; $D_y = 11.11 \text{ m}$ (dimensions de la structure dans les deux directions).

VIII.1. Calcul de la période :

Suivant X :

$$T = \text{Min} [0.050 \times (16)^{3/4}; \frac{0.09 \times 16}{\sqrt{20.9}}] = \text{Min} [0.400 ; 0.315] = 0.315 \text{ sec} \rightarrow T_X = 0.315 \text{ sec}$$

$$T_{X \text{ empirique}} = 0.315 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{X \text{ empirique}} = 0.410 \text{ sec}$$

$$T_{X \text{ analytique}} = 0.488 \text{ sec}$$

$$T_{X \text{ analytique}} = 0.488 \text{ sec} > 1.3 T_{X \text{ empirique}} = 0.410 \text{ sec}$$

La valeur de T calculée à partir des formules de Rayleigh sont dépassés celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.(La structure suivant x est souple)

Condition non vérifiée.

Donc ; en prend $T_X = 1.3 T_{X \text{ empirique}} = 0.410 \text{ sec}$

Suivant Y :

$$T = \text{Min} \left[0.050 \times (16)^{3/4} ; \frac{0.09 \times 16}{\sqrt{11.11}} \right] = \text{Min} [0.400 ; 0.432] = 0.400 \text{ sec} \rightarrow T_Y = 0.400 \text{ sec}$$

$$T_{Y \text{ empirique}} = 0.400 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{Y \text{ empirique}} = 0.52 \text{ sec}$$

$$T_{Y \text{ analytique}} = 0.391 \text{ sec}$$

$$T_{Y \text{ analytique}} = 0.391 \text{ sec} < 1.3 T_{Y \text{ empirique}} = 0.52 \text{ sec}$$

La valeur de T calculée à partir de formule de Rayleigh ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % . (La structure suivante y est rigide)

Condition vérifiée.

Donc ; en prend $T_Y = T_{Y \text{ analytique}} = 0.391 \text{ sec}$

IX. Calcul de 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 selon la formule :

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

IX.1. Calcul le facteur d'amplification dynamique moyen :

Suivant X :

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} < T_X = 0.410 \text{ sec} < 3.00 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 \eta_x (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \times (0.40/0.41)^{2/3} = 2.01 \rightarrow \boxed{D_x = 2.01}$$

Suivant Y :

$$0 < T_y = 0.391 \text{ sec} < T_2 = 0.40 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \rightarrow \boxed{D_x = 2.04}$$

IX.2. Calcul du poids total de l'ouvrage :

$$W = \sum_1^6 W_G + \beta \times \sum_1^6 W_Q$$

β : Coefficient de pondération.

Le type de l'ouvrage est bâtiment d'habitation : $\boxed{\beta = 0,2}$

La charge permanente totale : $\sum_1^6 W_G = 9124.922 \text{ kN}$

$$\rightarrow \sum_1^6 W_G = \mathbf{9124.922 \text{ kN}}$$

La charge d'exploitation totale : $\sum_1^6 W_Q = 1553.472 \text{ kN}$

$$\rightarrow \sum_1^6 W_Q = \mathbf{1553.472 \text{ kN}}$$

Poids total de l'ouvrage : $W = 9124.922 + 0.2 \times 1553.472 = 9435.6164 \text{ kN}$

$$\rightarrow \boxed{W = 9435.6164 \text{ kN}}$$

IX.2. Force sismique suivant les deux directions :

W : poids totaux de la structure (**W = 9435.6164 kN**)

Suivant X : $V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W$

$$V_X = \frac{0.15 \times 2.01 \times 1.30}{5} \times 9435.6164 = 739.658 \text{ kN}$$

$$80\% V_X = 591.726 \text{ kN}$$

$$V_X \text{ dynamique} = 647.425 \text{ kN}$$

$V_X \text{ dynamique} = 647.425 \text{ kN} > 80\% V_X = 591.72 \text{ kN} \dots$ **Condition Vérifiée.**

Suivant Y : $V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W$

$$V_Y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.30}{5} \times 9435.6164 = 750.698 \text{ kN}$$

$$80\% V_Y = 600.558 \text{ kN}$$

$$V_Y \text{ dynamique} = 705.292 \text{ kN}$$

$$V_Y \text{ dynamique} = 705.292 \text{ kN} > 80\% V_Y = 600.55 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

X. Vérification de déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

Vérification de déplacement relatif : $\Delta_k \leq 1\% h_{\text{étage}}$

Tableau 34 : Vérification du déplacement relatif.

Étage	Suivant X				Suivant Y			
	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%h (cm)	$\Delta_k \leq 1\%h$	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%h (cm)	$\Delta_k \leq 1\%h$
1	0.494	0.494	3.20	OK	0.274	0.274	3.20	OK
2	1.320	0.826	3.20	OK	0.787	0.513	3.20	OK
3	2.145	0.825	3.20	OK	1.389	0.602	3.20	OK
4	2.845	0.699	3.20	OK	1.993	0.604	3.20	OK
5	3.389	0.545	3.20	OK	2.568	0.575	3.20	OK

XI. Vérification de la stabilité au renversement :

XI.1. Moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

$$M_{Ri} = F_i \times h_i$$

$$M_R = \sum_1^n F_i \times h_i$$

Avec :

F_i : la force sismique ; h_i : hauteur de chaque niveau

Remarque : la force F_x donnée un moment de renversement autour de Y et la force F_y donnée un moment de renversement autour de X.

XI1.1. Distribution des forces sismiques et de l'effort tranchant :

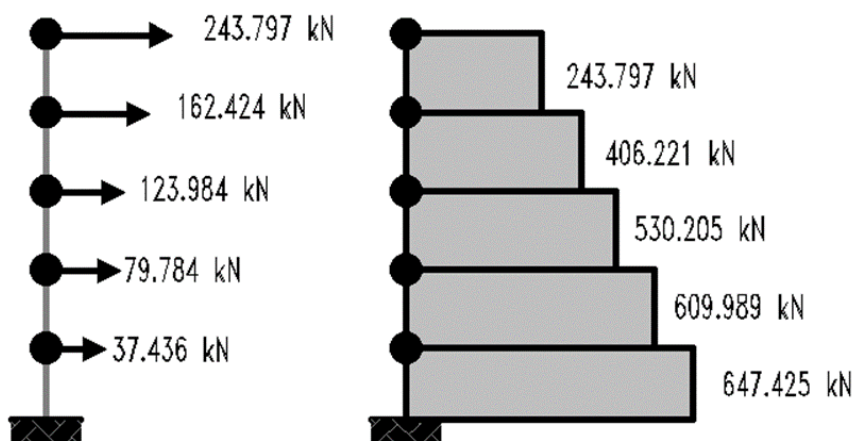


Figure 44 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant suivant la direction X.

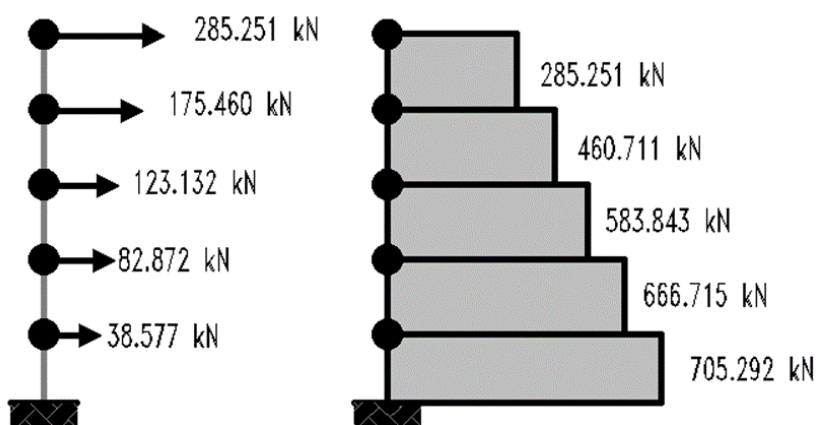


Figure 45 : Distribution de la force sismique et l'effort tranchant suivant la direction Y.

Tableau 35 : Moment de renversement suivant les deux directions.

Étage	Moment de renversement suivant Y			Moment de renversement suivant X		
	h_i (m)	F_{xi} (KN)	M_{Ry} (KN.m)	h_i (m)	F_{yi} (KN)	M_{Rx} (KN.m)
1	3.2	37.436	119.795	3.200	38.577	123.446
2	6.4	79.784	510.618	6.400	82.872	530.381
3	9.6	123.984	1190.246	9.600	123.132	1182.067
4	12.8	162.424	2079.027	12.800	175.460	2245.888
5	16	243.797	3900.752	16.000	285.251	4564.016
	Somme M_{Ry}		8244.918	Somme M_{Rx}		8645.798

XI.2. Moment stabilisant :

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$M_{SXi} = W_i \times Y_{Gi}$$

$$M_{Syi} = W_i \times X_{Gi}$$

Tableau 36 : Moment stabilisant.

Étage	Moment stabilisant suivant X			Moment stabilisant suivant Y		
	W _i (KN)	Y _G (m)	M _{sx} (KN.m)	W _i (KN)	X _G (m)	M _{sy} (KN.m)
1	1832.989	4.493	8235.618	1832.989	10.450	19154.732
2	1832.989	4.493	8235.618	1832.989	10.450	19154.732
3	1832.989	4.493	8235.618	1832.989	10.450	19154.732
4	1853.698	4.546	8426.909	1853.698	10.450	19371.140
5	2086.165	4.432	9245.884	2086.165	10.450	21800.426
	Somme M_{sx}		42379.648	Somme M_{sy}		98635.761

Vérification de : $\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau 37 : Vérification de stabilisation au renversement.

SOMME	MRX (KN.m)	MSX (KN.m)	MRY (KN.m)	MSY (KN.m)
	8645.798	42379.648	8244.918	98635.761
M_S / M_R ≥ 1.5	$\frac{42379.648}{8645.798} = 4.90$		$\frac{100876.318}{8244.918} = 12.23$	
	OK		OK	

XII. Vérification 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,

h_k : hauteur de l'étage « k »,

- ❖ Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^o ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.
- ❖ Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

XII.1. L'effet de P- Δ suivant X :

Tableau 38 : Vérification de l'effet P- Δ suivant la direction X.

Étage	h (cm)	W(KN)	Pk (KN)	V _x (KN)	Δ_k (cm)	Θ	$\theta \leq 10\%$
RDC	320	1832.989	7605.840	647.425	0.191	0.70%	OK
1	320	1832.989	5772.851	609.989	0.357	1.06%	OK
2	320	1832.989	3939.863	530.205	0.480	1.11%	OK
3	320	1853.698	2086.165	406.221	0.561	0.90%	OK
4	320	2086.165	0	243.797	0.606	0.00%	OK

XII.2. L'effet de P- Δ suivant Y :

Tableau 39 : Vérification de l'effet P- Δ suivant la direction Y.

	h (cm)	W(KN)	Pk (KN)	V _y (KN)	Δ_k (cm)	Θ	$\theta \leq 10\%$
RDC	320	1832.989	7605.840	705.292	0.191	0.64%	OK
1	320	1832.989	5772.851	666.715	0.357	0.97%	OK
2	320	1832.989	3939.863	583.843	0.480	1.01%	OK
3	320	1853.698	2086.165	460.711	0.561	0.79%	OK
4	320	2086.165	0	285.251	0.606	0.00%	OK

Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport : $V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Où ;

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : est l'air (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton ;

Tableau 40 : Vérification de l'effort normal réduit.

Étage	N_d (N)	B (mm ²)	f_{c28} (MPa)	V	$V \leq 0.3$
RDC	1095127.506	400×400	25	0.27	OK
Étage courant	842335.036	400×400	25	0.21	OK

Conclusion :

Après la modélisation de notre bâtiment et le choix d'une bonne position des voiles, on trouve que le bâtiment résiste aux différents efforts verticaux et stables contre les efforts horizontaux.

CHAPITRE VI :

CALCUL LES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.

Introduction:

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liées rigidement, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être armés et disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter tous genres de sollicitations.

Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable.

On utilisait l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018), qui permet la détermination des différents efforts interne de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres calculées en flexion simple.
- Les poteaux calculés en flexion composée.
- Les voiles calculées en flexion composée.

Combinaisons des charges :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique

I. CALCUL DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments transversaux, leur rôle est la transmission des charges verticales (charges permanentes, charges d'exploitation) aux poteaux.

Les poutres sont calculées en flexion simple selon le règlement CBA93 et RPA 99 / 2003 pour la vérification.

I.1. Poutres principales :**I.1.1. Poutre principale 30×45 cm 2 :****I.1.1.1. Les valeurs maximales :****Tableau 41 :** Sollicitations des poutres principales 30×45.

	ELU	ELS	ELA
MOMENT EN TRAVÉE (t.m)	6.269	4.574	5.786
MOMENT SUR APPUI (t.m)	- 9.530	- 6.952	-9.588
EFFORT TRANCHANT (t)	11.785		

I.1.1.2. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire :

- **ELU :**

- ❖ **En travée :** $M_{travée}^u = 6.269 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.269 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0,9 \times 0.45)^2 \times 14,166} = 0.088 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.088 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.116$$

$$A_s \text{ travée} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0.116 \times 30 \times (0,9 \times 45) \times 14,166}{348} = 3.98 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Sur appuis :** $M_{appuis}^u = 9.530 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.530 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0,9 \times 0.45)^2 \times 14,166} = 0.134 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.134 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}) = 0.181$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0.181 \times 30 \times (0,9 \times 45) \times 14,166}{348} = 6.22 \text{ cm}^2$$

- **ELA :**

- ❖ **En travée :** $M_{travée}^{acc} = 5.786 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{travée}^{acc}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.786 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0,9 \times 0.45)^2 \times 18,48} = 0.062 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.062 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.081$$

$$A_s \text{ travée} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,081 \times 30 \times (0,9 \times 45) \times 18,48}{400} = 3,62 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

✓ $M_{\text{appuis}}^{\text{acc}} = 9,58 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{\text{appuis}}^{\text{acc}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,588 \times 9,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 18,48} = 0,103 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,103 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,103}) = 0,137$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,137 \times 30 \times (0,9 \times 45) \times 18,48}{400} = 6,14 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ travée} = \text{Max} (3,98 \text{ cm}^2 ; 3,62 \text{ cm}^2) = 3,98 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ appuis} = \text{Max} (6,22 \text{ cm}^2 ; 6,14 \text{ cm}^2) = 6,22 \text{ cm}^2$

I.1.1.3. Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times (0,9 \times 45) \times 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ travée} = 3,98 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$A_s \text{ appuis} = 6,22 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc ; on adopte : $A_s \text{ travée} = 3\emptyset 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Et $A_s \text{ appuis} = 6\emptyset 12 = 6,79 \text{ cm}^2$

I.1.1.4. Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en tout section.

$$A_{\text{min RPA}} = 0,5\% b h = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\emptyset 14 + 3\emptyset 12 = 4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2$$

$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

* zone courante :

$$A_{\text{max RPA}} = 4\% b h = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3\emptyset 14 + 3\emptyset 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 8.01 \text{ cm}^2 < A_{\text{max}} = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

*zone de recouvrement :

$$A_{\text{max RPA}} = 6\% b h = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$* A_{s \text{ travée}} = 6\emptyset 12 + 3\emptyset 14 = 6.79 + 4.62 = 11.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 11.41 \text{ cm}^2 < A_{\text{max RPA}} = 81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$* A_{s \text{ appuis}} = 6\emptyset 14 + 6\emptyset 12 = 9.24 + 6.79 = 16.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 16.03 \text{ cm}^2 < A_{\text{max RPA}} = 90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\emptyset = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

I.1.1.5. Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (4.62 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0,30 \times (0,9 \times 0,45 \times 4.62 \times 10^{-4})}{7,5 \times (4.62 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.116 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,30 \times 0,116^3}{3} + 15 \times [4.62 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,45 - 0,116)^2] = 7,35 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4,574 \times 9,81 \times 10^{-3}}{7,35 \times 10^{-4}} = 61,044 \text{ MPa/m}$$

- Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 61.044 \times 0.116 = 7.058 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.058 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Contraintes de traction d'acier :

Aucune vérification (fissuration peu préjudiciable)

▪ Sur appui :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (6.79 \times 10^{-4})}{0.30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0,9 \times 0.45 \times 6.79 \times 10^{-4})}{7,5 \times (6.79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.135 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.135^3}{3} + 15 \times [6.79 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0.45 - 0.135)^2] = 9.89 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.952 \times 9.81 \times 10^{-3}}{9.89 \times 4} = 68.964 \text{ MPa/m}$$

- Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 68.964 \times 0.135 = 9.332 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 9.332 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Contraintes de traction d'acier :

Aucune vérification (fissuration peu préjudiciable)

I .1.1.6. Vérification de l'effort tranchant : CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = T = 11.785 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{11.785 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.45)} = 0.95 \text{ MPa}$$

fissuration est peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

0.95 MPa < 3.33 MPa $\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$Condition vérifiée.

I.1.1.7. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées

répondent aux conditions suivantes : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{A_{s \text{ travée}}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$; $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.75$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{540} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 > 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{s \text{ travée}}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{30 \times (0.9 \times 45)} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.004 < 0.015 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}} \rightarrow \frac{45}{540} \geq \frac{0.75 M_0}{10 \times M_0^{\text{ser}}} \rightarrow 0.08 > 0.075 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

I.1.1.8. Armatures transversales :

L'acier choisi pour le ferrailage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

Diamètre : il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{45}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right\} = \min \{ 1.3 ; 1.2 ; 3 \} = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

Avec ; ϕ_1 : diamètre minimal des armatures tendues (longitudinales).

Espacement :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 \right\} = \min \{ 11.25 ; 14.40 \} = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 20 \text{ cm}$$

I .1.1.8.1. La section armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$

On a : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$ donc on adopte : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En zone nodale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 0.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

En zone courante : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

D'après BAEL91, l'espacement doit vérifier : $s_t \leq S_{t \text{ max}} = \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$

$$S_{t \text{ max}} = \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = \min [0.9 \times 40.5 ; 40 \text{ cm}] = 36.45 \text{ cm}$$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 36.45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 36.45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

La longueur de la zone nodale selon (RPA 99 / 2003) : $L = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement.

I.1.1.9. Schéma de ferrailage :

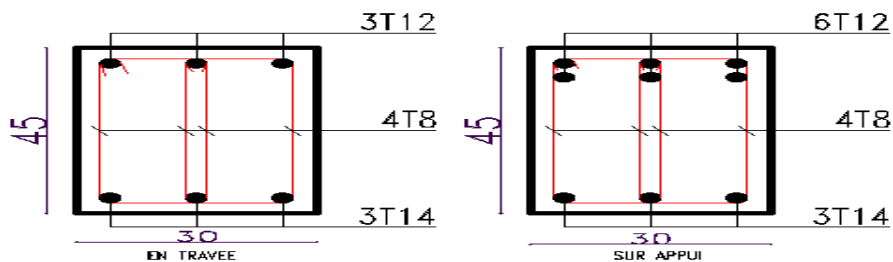


Figure 46 : Schéma de ferrailage pour les poutres principales 30x45.

I.2. Poutres secondaires :

I .2.1. Les valeurs maximales :

Tableau 42 : Sollicitations des poutres secondaires 30×40.

	ELU	ELS	ELA	
Moment en travée (t.m)	1.611	1.168		
Moment sur appui (t.m)	-3.214	-2.33	5.18	-5.90
Effort tranchant (t)	3.96			

I .2.2. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire :

▪ **ELU :**

❖ **En travée :** $M_{travée}^u = 1.611 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.611 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14,166} = 0.029 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.029 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$A_{s \text{ travée}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0.036 \times 30 \times (0,9 \times 40) \times 14,166}{348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :** $M_{appuis}^u = 3.214 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.214 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 14,166} = 0.057 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.057 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.074$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0.074 \times 30 \times (0,9 \times 40) \times 14,166}{348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA :**

❖ **Sur appuis :**

✓ Nappe supérieure (appui) : $M_{appuis}^{acc} = - 5.901 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^{acc}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.901 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 18,48} = 0.081 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.081 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,105$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,105 \times 30 \times (0,9 \times 40) \times 18,48}{400} = 4,19 \text{ cm}^2$$

✓ Nappe inférieure (travée) : $M_{\text{appui}}^{\text{acc}} = 5,182 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_{\text{appui}}^{\text{acc}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,182 \times 9,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 18,48} = 0,071 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,071 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,092 \times 30 \times (0,9 \times 40) \times 18,48}{400} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ travée} = \text{Max}(1,11 \text{ cm}^2 ; 3,66 \text{ cm}^2) = 3,66 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ appuis} = \text{Max}(2,26 \text{ cm}^2 ; 4,19 \text{ cm}^2) = 4,19 \text{ cm}^2$

I .1.2.3. Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times (0,9 \times 40) \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ travée} = 3,66 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$A_s \text{ appuis} = 4,19 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc ; on adopte $A_s \text{ travée} = 2\emptyset 14 + 1\emptyset 12 = 4,21 \text{ cm}^2$
 Et $A_s \text{ appuis} = 2\emptyset 14 + 1\emptyset 12 = 4,21 \text{ cm}^2$

I .2.4. Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

$$A_{\text{min RPA}} = 0,5\% b h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\emptyset 14 + 2\emptyset 12 = 6,16 + 2,26 = 8,42 \text{ cm}^2$$

$A_s = 8,42 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,00 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

* zone courante :

$$A_{\max \text{ RPA}} = 4\% b h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{S travée}} = 4\emptyset 14 + 2\emptyset 12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{S travée}} = 8.42 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

*zone de recouvrement :

$$A_{\max \text{ RPA}} = 6\% b h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$* A_{\text{S travée}} = 6\emptyset 14 + 3\emptyset 12 = 9.24 + 3.39 = 12.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{S travée}} = 12.63 \text{ cm}^2 < A_{\max \text{ RPA}} = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$* A_{\text{S appuis}} = 6\emptyset 14 + 3\emptyset 12 = 9.24 + 3.39 = 12.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{S appuis}} = 12.63 \text{ cm}^2 < A_{\max \text{ RPA}} = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\emptyset = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

I .2.5. Vérification à l'ELS :

▪ **En travée :**

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (4.21 \times 10^{-4})}{0,30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0,9 \times 0.40 \times 4.21 \times 10^{-4})}{7,5 \times (4.21 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.104 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.104^3}{3} + 15 \times [4.21 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0.40 - 0.104)^2] = 5.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1.168 \times 9.81 \times 10^{-3}}{5.26 \times 10^{-4}} = 21.763 \text{ MPa/m}$$

- Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 21.763 \times 0.104 = 2.260 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.260 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- Contraintes de traction d'acier :

Aucune vérification (fissuration peu préjudiciable)

▪ Sur appui :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (4.21 \times 10^{-4})}{0.30} \left[\sqrt{1 + \frac{0.30 \times (0,9 \times 0.40 \times 4.21 \times 10^{-4})}{7,5 \times (4.21 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0.104 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0.30 \times 0.104^3}{3} + 15 \times [4.21 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0.40 - 0.104)^2] = 5.26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2.337 \times 9.81 \times 10^{-3}}{5.26 \times 10^{-4}} = 43.546 \text{ MPa/m}$$

- Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 43.546 \times 0.104 = 4.522 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.522 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- Contraintes de traction d'acier :

Aucune vérification (fissuration peu préjudiciable)

I.2.6. Vérification de l'effort tranchant : CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = 3.966T$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{3.966 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.9 \times 0.40)} = 0.36 \text{ MPa}$$

fissuration est peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

0.36 MPa < 3.33 MPa $\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$Condition vérifiée

I .2.7. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées

répondent aux conditions suivantes : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$; $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.75$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{490} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 > 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s \text{ travée}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.21}{30 \times (0.9 \times 40)} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.004 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}} \rightarrow \frac{40}{490} \geq \frac{0.75 M_0}{10 \times M_0^{\text{ser}}} \rightarrow 0.08 > 0.075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

I .2.8. Armatures transversales :

L'acier choisi pour le ferrailage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

Diamètre : il faut vérifier $\phi_{\text{tr}} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{\text{tr}} \leq \min \left\{ \frac{40}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right\} = \min \{ 1.14 ; 1.2 ; 3 \} = 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{\text{tr}} = \mathbf{8 \text{ mm}}$

Avec ; ϕ_1 : diamètre minimale des armatures tendues.

Espacement :

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = \min \{10; 14.4\} = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 15 \text{ cm}$$

I .2.8.1. La section armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot st \cdot b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \cdot st \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

On a : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$ donc on adopte : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

En zone nodale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 0.72 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En zone courante : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

D'après BAEL91, l'espacement doit vérifier : $s_t \leq S_{t \text{ max}} = \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$

$$S_{t \text{ max}} = \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = \min [0.9 \times 36 ; 40 \text{ cm}] = 32.40 \text{ cm}$$

Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 32.40 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm} < S_{t \text{ max}} = 32.40 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

La longueur de la zone nodale selon (RPA 99/2003) : $L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement.

I .2.9. Schéma de ferrailage :

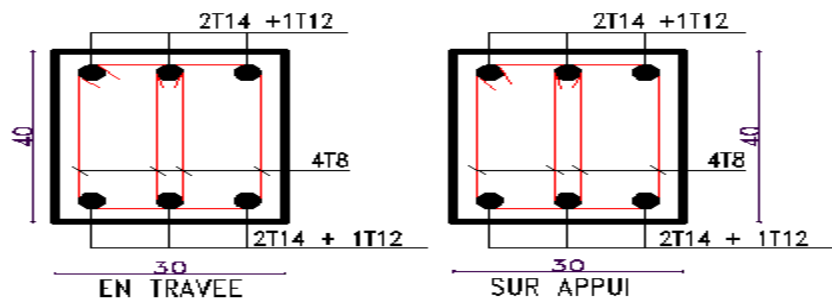


Figure 47 : Schéma de ferrailage pour les poutres secondaires 30×40.

II . Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinales et transversales.

Les poteaux sollicités en flexion composée.

II.1. Méthode de calcul :

- Excentricité totale : $e = e_1 + e_2 + e_a$
- Excentricité du premier ordre : $e_1 = \frac{M}{N}$ (en m).
- Excentricité due aux effets du second ordre : $e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \phi]$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q} = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}}\right) \text{ (rapport du moment du premier ordre).}$$

ϕ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale sous la charge considère ce rapport est généralement pris égal à : $\phi = 0.2$

- Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution) $e_a = \text{Max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right]$ (en m).

Avec :

L : longueur réelle de la pièce.

L_f : longueur de flambement de la pièce

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

Section partiellement comprimée : on appelle une section partiellement comprimée si le centre de pression trouve à l'extérieur de la section, ou le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section avec $e > \frac{h}{6}$ (extérieur du noyau centrale).

Méthode de calcul d'une section partiellement comprimée :

1- Moment fictif : $M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$

2- Moment réduit : $\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.198 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.9 \times 0.40)^2 \times 18.48}$

3- Section fictive : $A_s \text{ fictif} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} 4-$

4- section réelle d’aciers tendus : $A_s = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$

Section entièrement comprimée : on appelle une section entièrement comprimée si le centre de pression trouve à l’intérieur du noyau centrale $e < \frac{h}{6}$.

Méthode de calcul d’une section entièrement comprimée :

Si la section est entièrement comprimée et l’état-limite ultime n’est atteint, on place un pourcentage minimal d’armatures identique à celui des poteaux.

$A_s = [4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section (m)} ; 0.2\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%]$

$A_{s \text{ min}} \leq A_s \leq A_{s \text{ max}}$

La section minimale d’armature : $A_{s \text{ min}} = \text{Max} [4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section (m)} ; 0.2\% B]$

La section maximale d’armature : $A_{s \text{ max}} = 5\% B$

II.2. Ferrailage des poteaux :

II.2.1. Poteau (40×40) cm2 :

Tableau 43 : Sollicitations de poteau 40×40.

Cas	Situation	N (t)	M (t.m)	Nature de la section	A _s (cm ²)
N _{max} → M _{corr}	ELU	123.416	1.270	Entièrement comprimé	6.40
M _{max} → N _{corr}		16.086	6.470	Partiellement comprimée	3.46
N _{min} → M _{corr}		1.879	0.123	Partiellement comprimé	-0.16
N _{max} → M _{corr}	ELA	108.001	3.472	Partiellement comprimé	-7.40
M _{max} → N _{corr}		13.371	7.905	Partiellement comprimé	4.25
N _{min} → M _{corr}		17.754	1.417	Partiellement comprimé	-1.03
N _{max} → M _{corr}	ELS	89.649	0.918	A _{s max} = 6.40cm ² On adopte: A _s = 4φ14 + 4φ16 A _s = 14.20cm²	
M _{max} → N _{corr}		11.802	4.706		
N _{min} → M _{corr}		1.357	0.089		

II.2.1.1. Calcul les armatures longitudinales :

$$N_{\max} = 123.416 \text{ t} \rightarrow M_{\text{corresp}} = 1.270 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.270}{123.416} = 0.010 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 ; \emptyset = 2 ; L = 3.20 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3.20 = 2.240 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.240^2}{10^4 \times 0,40} (2 + 2) = 0,015 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3.20 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,28 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.010 + 0,015 + 0,02 = 0,045 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{123.416 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 14,166} = 0,534 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

$$\text{Donc ; on détermine l'excentricité critique relative } \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,534}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,534})} = 0,142$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,142 \times 0,40 = 0,057 \text{ m}$$

On a : $e = 0,045 \text{ m} < e_{NC} = 0,057 \text{ m}$

Donc ; la section est entièrement comprimée et l'état limite ultime n'est atteint, on place un pourcentage minimal d'armatures identiques à celui des poteaux.

$$A_s = [4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section (m)} ; 0.2\% \leq \frac{A}{B} \leq 5\%]$$

$$A_{s \text{ min}} \leq A_s \leq A_{s \text{ max}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{Max} [4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section (m)} ; 0.2\% B]$$

$$A_{s \text{ max}} = 5\% B$$

$$*\text{Périmètre de la section (u)} : u_{\text{béton}} = (0.40 + 0.40) \times 2 = 1.60 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{Max} [4 \text{ cm}^2 \times 1.6 ; 0.2\% \times (40 \times 40)] \rightarrow A_{s \text{ min}} = \text{Max} [6.40 ; 3.20] = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 4 \text{ cm}^2 \times 1.60 = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 5\% \times (40 \times 40) = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = A_{s \text{ min}} = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 6.470 \text{ t.m} \quad \rightarrow \quad N_{\text{corresp}} = 16.086 \text{ t}$$

(Méthode pour calculer une section partiellement comprimée).

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.470}{16.086} = 0.402 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 \quad ; \quad \emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3.20 \text{ m} \quad ; \quad L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3.20 = 2.240 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.240^2}{10^4 \times 0,40} (2 + 2) = 0,015 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3.20 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,28 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.402 + 0,015 + 0,02 = 0,437 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{16.086 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 14,166} = 0,070 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc ; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,070}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,070})} = 0,165$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,40 = 0,066 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,437 \text{ m} > e_{NC} = 0,066 \text{ m}$$

Donc ; la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint

Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 16.086 \times \left(0,437 + (0,9 \times 0,40) - \frac{0,40}{2}\right) = 9.603 \text{ t.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.603 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 14,166} = 0,128 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\mu = 0,128 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,172$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,172 \times 40 \times (0,9 \times 40) \times 14,166}{348} = 8,07 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 8,07 - \frac{16,086 \times 100}{348} = 3,46 \text{ cm}^2$$

II.2.1.2. Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times (0,9 \times 40) \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,40 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Comme la section est entièrement comprimée (A_s) est la section totale de l'acier du poteau.

Donc ; on adopte $A_s = 4\emptyset 14 + 4\emptyset 16 = 14,20 \text{ cm}^2$

II.2.1.3. Vérification des armatures longitudinales :

Selon le RPA 99/2003 (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- leur pourcentage minimal sera de 0,8% en zone IIa :

$$A_{\text{min RPA}} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,8\% \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 4\emptyset 14 + 4\emptyset 16 = 14,20 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 12,80 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

*zone courante :

$$A_{\text{max RPA}} = 3\% \cdot b \cdot h = 3\% \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 4\emptyset 14 + 4\emptyset 16 = 14,20 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14,20 \text{ cm}^2 < A_{\text{max}} = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

*zone de recouvrement :

$$A_{\text{max RPA}} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 8\emptyset 14 + 8\emptyset 16 = 12,32 + 16,08 = 28,40 \text{ cm}^2$$

$A_s = 28,40 \text{ cm}^2 < A_{\text{max RPA}} = 96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- Le diamètre minimal : $\emptyset_{1 \text{ min}} \geq 12 \text{ mm}$

$\emptyset_{1 \text{ min}} = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\varnothing = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

- La distance maximale entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm

II.2.1.4. Vérification à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 0.918 \text{ t.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 89.649 \text{ t}$$

$$T_u = 3.739 \text{ t}$$

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification dans le béton seulement : $(\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc})$

***Calcul la distance du centre de pression à l'axe neutre :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.918}{89.649} = 0.010 \text{ m}$$

$$c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{0.40}{2} - 0.010 = 0.190 \text{ m}$$

▪ **Calcul ($Z_{\text{ser}} = z + c$) :**

Z : distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$Z^3 + p \times Z + q = 0$$

$$P = -3 \times c^2 + 90 \times A_s \text{ Totale} \times \left(\frac{d-c}{b}\right) = -3 \times (0.190)^2 + 90 \times 14.20 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.9 \times 0.40 - 0.190}{0.40}\right)$$

$$\rightarrow \boxed{P = -0.054 \text{ m}^2}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A_s \times \left(\frac{(d-c)^2}{b}\right) = -2 \times (0.190)^3 - 90 \times 14.20 \times 10^{-4} \times \left(\frac{(0.9 \times 0.40 - 0.190)^2}{0.40}\right)$$

$$\rightarrow \boxed{q = -0.023 \text{ m}^3}$$

$$Z^3 - 0.061 \times Z - 0.023 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.023)^2 + \frac{4 \times (-0.054)^3}{27} = 0.001$$

$$\rightarrow \boxed{\Delta = 0}$$

Donc ;

$$t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (\sqrt{0.001} + 0.023) = 0.023 \text{ m}^3$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0.023} = 0.283 \text{ m}$$

$$Z = u - \frac{p}{3u} = 0.284 - \frac{(-0.054)}{3 \times 0.283} = 0.346 \text{ m}$$

$$\rightarrow \boxed{Z = 0.346 \text{ m}}$$

* La distance du centre de pression à l'axe neutre est : $y_{ser} = Z + c = 0.346 + 0.190 = 0.536 \text{ m}$

$$\rightarrow \boxed{y_{ser} = 0.536 \text{ m}}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_s^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2] = \frac{0.4 \times 0.536^3}{3} + 15 \times [14.20 \times 10^{-4} \times (0.9 \times 0.40 - 0.536)^2]$$

$$\rightarrow \boxed{I = 0.021 \text{ m}^4}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y_{ser} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} = 10^{-2} \times \frac{0.346 \times 89.649}{0.021} \times 0.536 = 7.85 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

II.2.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

- Contrainte de cisaillement selon CB93 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = 3.739 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3.739 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.40 \times (0.9 \times 0.40)} = 0.255 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\boxed{0,255 \text{ MPa} < 3,333 \text{ MPa}} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 /2003 :**

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{T_{bu}}{b \times d} \text{ avec ; } T_{bu} : \text{ sous combinaison sismique (} T_{bu} = 4.691 \text{ t [combinaison : G + Q - E}_x \text{])}$$

$$\rightarrow \tau_{bu} = \frac{4.691 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.9 \times 0.40} = 0.32 \text{ MPa alors ; } \boxed{\tau_{bu} = 0.32 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si : } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si : } \lambda < 5 \end{cases}$$

$$L_f = 0,7 \times 3.20 = 2.240 \text{ m}$$

- Aire de la section de béton : $B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2 = 0.16 \text{ m}^2$

- Moment d'inertie minimale de la section : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.40^3}{12} = 2.133 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2.133 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.115 \text{ m}$

- L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.240}{0.115} = 19.48 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.1.6. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant, il est pris égal à : $\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Espacement :

*Zone nodale :

$$s_t \leq \min \{ 10\phi_1 ; 15 \text{ cm} \}$$

$$s_t \leq \min \{ 10\phi_1 ; 15 \} = \min \{ 10 \times 1.4 ; 15 \text{ cm} \} = \min \{ 14 ; 15 \text{ cm} \} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \boxed{s_t = 10 \text{ cm}}$$

*Zone courante :

$$s_t \leq 15\phi_1 = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \boxed{s_t = 15 \text{ cm}}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.20}{0.40} = 5.60 > 5 \rightarrow \boxed{\rho_a = 2.5}$$

$$\text{Alors ; } A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e}$$

$$\text{*Dans la zone nodale : } A_t = \frac{2.5 \times 3.739 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.40 \times 400} = 5.73 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{*Dans la zone courante : } A_t = \frac{2.5 \times 3.739 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.40 \times 400} = 8.60 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.86 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armature transversale minimale :

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_{t \min}}{s_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_{t \min}}{s_t \times b} \geq \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ 0.3\% \leq \frac{A_{t \min}}{s_t \times b} \leq 0.8\% & \text{si } 0.3 < \lambda_g < 0.8 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.240}{0.40} = 5.60 > 5 \rightarrow \frac{A_{t \min}}{s_t \times b} \geq 0,3\%$$

$$\text{*Dans la zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 > A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{*Dans la zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 > A_t = 0.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $\boxed{A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2}$

La hauteur de la zone nodale selon (RPA 99 /2003) : $h = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$

$$h = \text{Max} \left(\frac{320-45}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm.} \rightarrow \boxed{h = 60 \text{ cm.}}$$

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement.

II.2.1.7. Schéma de ferrailage :

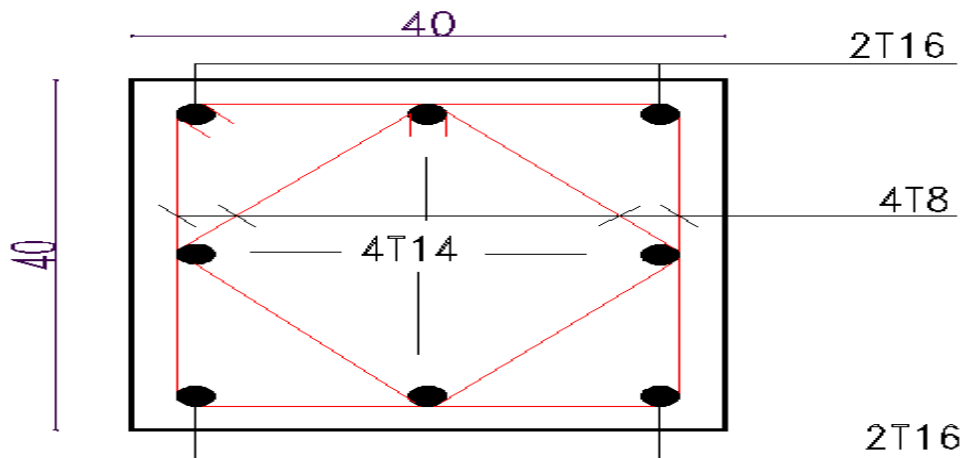


Figure 48 : Schéma de ferrailage pour les poteaux 40×40.

III. Voiles :

III.1. Définition :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan., ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

III.2. Rôle des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le règlement parasismiques Algérien (RPA 99 V 2003). 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. 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 de structures, les voiles jouent d'autres rôles, à savoir :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage.
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité.

- Réduis les dégâts des éléments non-porteurs dont le cout de répartition est souvent plus grand que celui des éléments porteurs.
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

III.3. Choix le type de section :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times y}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times y}{I} \quad [\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \text{ en MPa}].$$

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ → la section est partiellement comprimée ou partiellement tendue.

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$ → la section est entièrement tendue.

Si : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$ → la section est complètement comprimée.

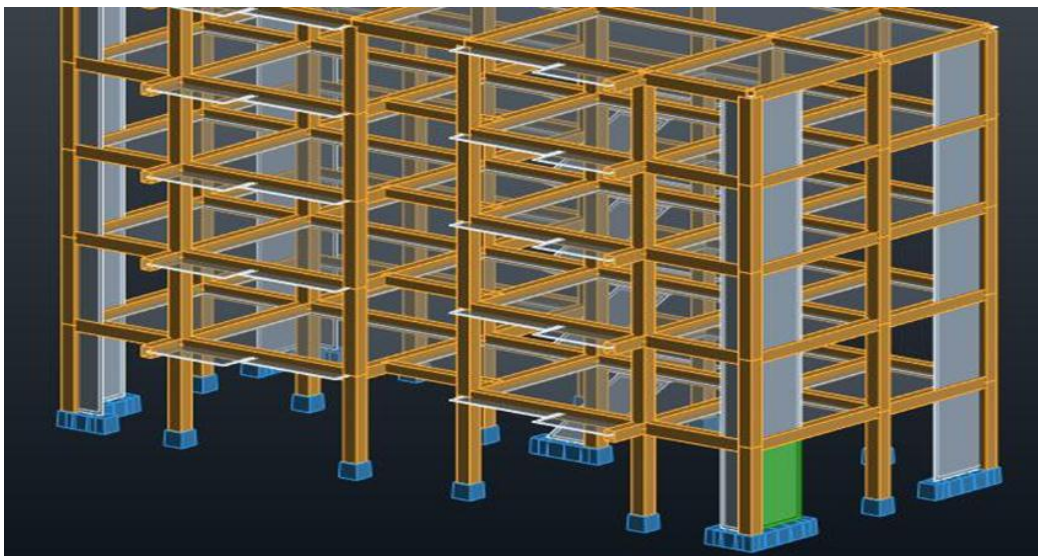
III.4. Ferrailage des voiles :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en (7.7.1) et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales sont vérifiées.

Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton.

Le ferrailage se fait par les combinaisons : $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$



Voile plus sollicités

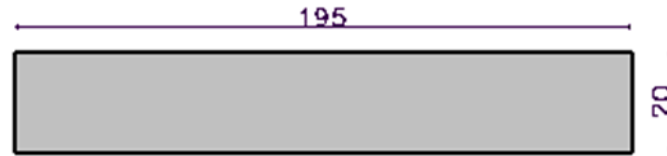


Figure 49 : Schéma de voile le plus sollicité.

III.4.1. Calcul des armatures verticales :

III.4.1.1. Les sollicitations :

$$N = 82.174 \text{ t}$$

$$M = 40.593 \text{ t.m} = 10.947 \text{ t.m}$$

III.4.1.2. Caractéristiques de voile :

$$\text{Largueur de voile : } L = 195 \text{ cm}$$

$$\text{Épaisseur de voile : } e = 0.20 \text{ cm}$$

$$\text{Section de voile : } B = e \times L = 0.2 \times 1.95 = 0.39 \text{ m}^2$$

$$\text{Le moment d'inertie : } I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.95^3}{12} = 0.12 \text{ m}^4$$

$$\text{Position de centre de gravité : } y = \frac{L}{2} = \frac{1.95}{2} = 0.98 \text{ m}$$

III.4.1.3. Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times y}{I} = \frac{82.174 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.39} + \frac{40.593 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 0.98}{0.12} = 5.32 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times y}{I} = \frac{82.174 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.39} - \frac{40.593 \times 9.81 \times 10^{-3} \times 0.98}{0.12} = -1.19 \text{ MPa} < 0$$

Alors la section des voiles est partiellement comprimée.

III.4.1.4. Longueur de la zone tendue et comprimée :

$$\text{La longueur de la section tendue : } L_t = L_{\text{voile}} \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.95 \times \frac{1.19}{5.32 + 1.19} = 0.36 \text{ m}$$

Avec ; σ_1 et σ_2 (des valeurs positifs $|\sigma|$).

$$\text{La longueur de la zone comprimée : } L_c = L_{\text{voile}} - L_t = 1.95 - 0.36 = 1.59 \text{ m}$$

III.4.1.5. Section d'armatures tendues :

$$L'effort de traction de la zone tendue : N_t = \frac{\sigma_2 \times e \times L_t}{2} = \frac{1.19 \times 0.2 \times 0.36}{2} = 0.04 \text{ MN}$$

$$\text{La section d'armature tendue : } A_{st} = \frac{N_t}{f_e} = \frac{0.04}{400} = 1.00 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section pour une bande de 1 mètre : } A_{st} = \frac{A_s}{L_{voile}} = \frac{1.00}{1.95} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Remarque : la section d'armatures tendues calculée est pour une seule face.

III.4.1.6. Section d'armature de couture :

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

La section d'armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{10.947 \times 9.81 \times 10^{-3}}{400} = 2.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section pour une bande de 1 mètre : } A_{vj} = \frac{A_{vj}}{L_{voile}} = \frac{2.68}{1.95} = 1.37 \text{ cm}^2$$

III.4.1.7. La section totale des armatures :

La section totale des armatures : $A_{tot} = A_{st} + A_{vj} = 0.52 + 1.37 = 1.89 \text{ cm}^2$ (pour une seule face).

III.4.1.8. Les armatures minimales selon le RPA 99/2003 :

- La zone tendue : $A_s = 0.20\% \times B = 0.2\% \times 20 \times 36 = 1.44 \text{ cm}^2$ (pour une seule face).
- Globalement dans la section du voile : $A_s = 0.15\% \times B = 0.15\% \times 20 \times 195 = 5.85 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour une bande de 1 mètre : $A_s = \frac{A_s \text{ globale}}{L_{voile}} = \frac{5.85}{1.95} = 3.00 \text{ cm}^2$
- La zone courante : $A_s = 0.10\% \times B = 0.10\% \times 20 \times 156 = 3.12 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour une bande de 1 mètre : $\frac{A_s \text{ zone courante}}{L_{zone courante}} = \frac{3.12}{1.56} = 2.00 \text{ cm}^2$
- ✓ Longueur de la zone d'about : $L_{Zone d'about} = \frac{\text{Longueur de voile}}{10} = \frac{195}{10} = 19.5 \text{ cm}$
- ✓ Longueur de la zone courante : $L_{Zone courante} = L_{voile} - L_{Zone d'about} = 1.95 - 0.195 \times 2 = 1.56 \text{ m}$
- ✓ Pour une seule face : $A_s = \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ cm}^2$

III4.1.9. Choix de la section d'armatures :

- Zone courante : $A_s = \text{Max} [A_s \text{ tendu} ; A_s \text{ RPA}] = \text{Max} [1.89 ; 1.00] = 1.89 \text{ cm}^2$
- ✓ On adopte : $A_s = 7\text{Ø}10 = 5.50 \text{ cm}^2$ (pour 1 mètre).
- Zone d'about : $A_s = \text{Max} [A_s \text{ tendu} ; A_s \text{ RPA}] = \text{Max} [1.89 ; 1.44] = 1.89 \text{ cm}^2$
- ✓ On adopte : $A_s = 2\text{Ø}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

III4.1.10. Calcul de l'espacement des armatures verticales

- Zone courante : $S_{\text{Zone courante}} \leq \text{Min} [1.5 \times e ; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_{\text{Zone courante}} \leq \text{Min} [1.5 \times 20 ; 30]$
- ✓ $S_{\text{Zone courante}} \leq 30 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$
- Zone d'about : $S_{\text{Zone d'about}} = \frac{S_{\text{Zone courante}}}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$
- ✓ $S_{\text{Zone d'about}} \leq 15 \text{ cm} \rightarrow S = 10 \text{ cm}$

III4.2. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$

Où ; $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec ; $\bar{V} = 1.4 \times V_u$ calculé

- $\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$
- $\bar{V} = 1.4 \times V_u \text{ calculé} = 1.4 \times 10.947 \times 9.81 \times 10^{-3} = 0.15 \text{ MN}$
- $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{0.15}{0.20 \times 0.9 \times (3.20 - 0.40)} = 0.30 \text{ MPa}$

b_0 : épaisseur du voile. ; d : hauteur utile $d = 0.9h$ (avec h : hauteur totale de la section brute).

- ✓ $\tau_b = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

III4.3. Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 mètre de largeur :

- Globalement dans la section du voile 0.15% : $A_{\text{min}} = 0.15\% \times B$
- ✓ $A_{\text{min}} = 0.15\% \times 20 \times 195 = 5.85 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour une bande de 1 mètre : $A_{\text{min}} = \frac{5.85}{1.95} = 3 \text{ cm}^2$

L'espacement : $S_t \leq \text{Min} [1.5a ; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t \leq \text{Min} [30 ; 30] \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

$K = 1$ et $\alpha = 90^\circ$ (en flexion pas de reprise de bétonnage).

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}) \times b \times S_t \times \gamma_s}{f_e \times 0.9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow A_t = \frac{(0.30 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 0.20 \times 0.20 \times 1.15}{400 \times 0.9} = -4.22 \times 10^{-5} = -0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{transversal}} = \text{Max}[A_t; A_{\text{min}}] = \text{Max}[-0.42; 3.00] = 3.00 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : $A_{\text{transversal}} = 5\varnothing 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

III.5. Schéma de ferrailage :

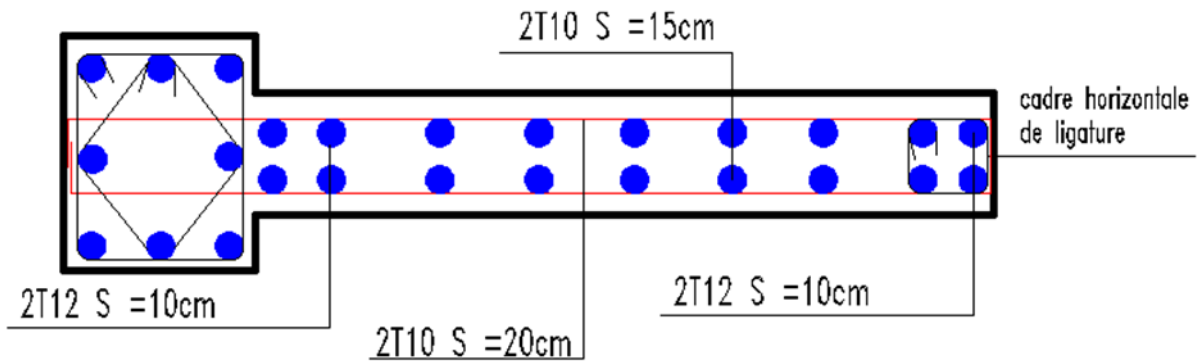


Figure 50 : Schéma de ferrailage pour le deuxième type des voiles.

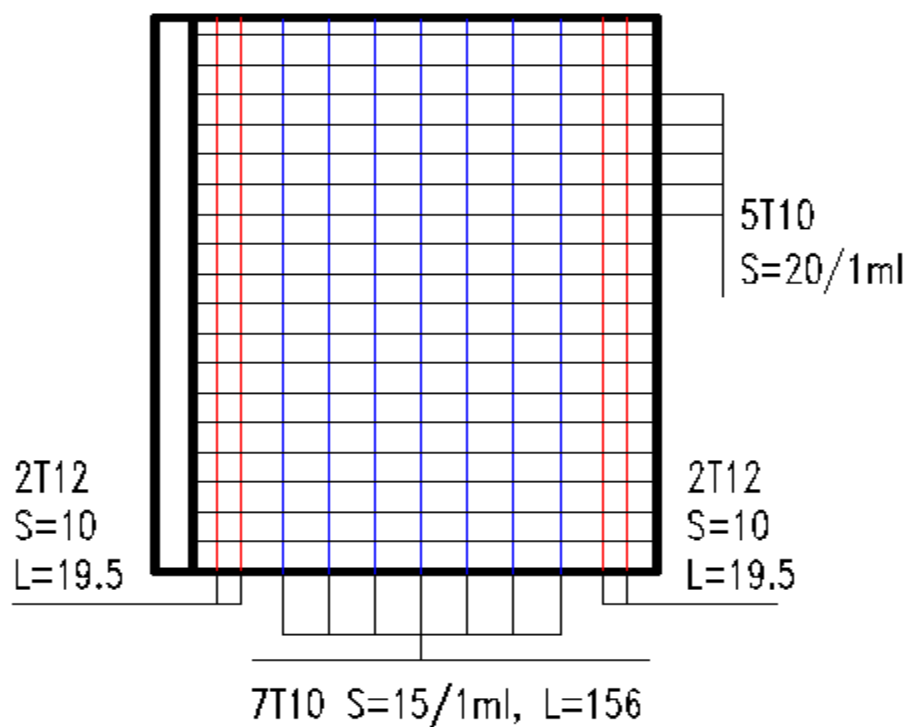


Figure 51 : Coupe verticale pour le ferrailage d'un voile.

CHAPITRE VII :

ÉTUDE DE L'INFRA STRUCTURE.

I . Introduction :

L'infra Structure constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compactes et homogènes, hors d'eau de préférence.

En outre, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels et d'empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui par désolidarisation au moyen de longrines ou autres dispositifs équivalent.

Les fondations sur remblais ou sols reconstitués ne sont pas admises, sauf justifications spéciales.

Le système de fondation doit être homogène (semelles superficielles, radier, pieux) avec un seul mode de fondation par jeu de construction, délimité par des joints. Il doit autant que possible constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.

II. Étude de l'infra structure :

II.1. Choix le type de fondation :

Si : $\frac{SURFACE_{fondation}}{SURFACE_{batiment}} \leq 50\% \rightarrow$ semelles isolées ou filantes.

Si : $\frac{SURFACE_{fondation}}{SURFACE_{batiment}} > 50\% \rightarrow$ radié générale ou nervurée.

II.2. Calcul la surface de fondation :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{N_{ser}}{S_{fondation}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec ;

$N_{ser} = 1088.893$ t (l'effort normal qui supportée avec les poteaux et les voiles).

$\bar{\sigma}_{Sol} = 17$ t/m² (contrainte admissible du sol).

$$S_{fondation} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1088.893}{17} = 64.053 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad S_{batiment} = 188.100 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \frac{SURFACE_{fondation}}{SURFACE_{batiment}} = \frac{64.053}{188.100} = 0.34 < 50\% \quad (\text{le rapport } \frac{SURFACE_{fondation}}{SURFACE_{batiment}} < 50\%)$$

Donc en choisie les fondations ce **type semelle isolée**

II.3. Calculées semelles :

II.3.1. Les efforts verticaux sur les poteaux à L'ELU :



Figure 52 : les efforts verticaux sur les poteaux à ELU.

II.3.2. Les forces verticales sur les poteaux à L'ELS :



Figure 53 : les efforts verticaux sur les poteaux à ELS.

Semelle 01 (pour les nœuds : 19, 20, 21, 22, 24, 25, 27, 28, 30, 31, 33, 34, 35, 36).

✓ Nu1 max = 84.924 t Ns1 max = 61.664 t

Semelle 02 (pour les nœuds : 23, 26, 29, 32).

✓ Nu2 max = 125.509 t Ns2 max = 91.176 t

II.3.3. Dimensionnement de semelle :**II.3.3.1. Semelle 01 :****II.3.3.1.1. Calcul A et B :**

$$\sigma \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{P_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S = A \times B$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$$

$$A \times B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{B \times a}{b} \times B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B^2 \geq \frac{b}{a} \times \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$P_{ser} = 61.664 \text{ T}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.40}{0.40} \times \frac{61.664 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.17}} \rightarrow B \geq 1.89 \text{ m}$$

On prend : $B = 240 \text{ cm}$ et $A = 240 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } S = (240 \times 240) \text{ cm}^2 = 57600 \text{ cm}^2$$

II.3.3.1.2. Calcul le (d) :

$$\frac{B-a}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{240-40}{4} \leq d \leq 240 - 40 \rightarrow 50 \text{ cm} \leq d \leq 200 \text{ cm}$$

On prend : $d = 200 \text{ cm}$

II.3.3.1.3. Calcul (A_s) :

$$\text{La section est carrée donc : } A_{s_x} = A_{s_y} = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \left(\frac{f_c}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{84.924 \times 9.81 \times 10^{-3} \times (2.40 - 0.4)}{8 \times 2 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 3.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ (pour 1ml)

II.3.3.1.4. Calcul l'épaisseur de semelle (e) :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \rightarrow e \geq 6 \times 1.2 + 6 \text{ cm}$$

$$e \geq 13.2 \text{ cm}$$

On prend : $e = 50 \text{ cm}$

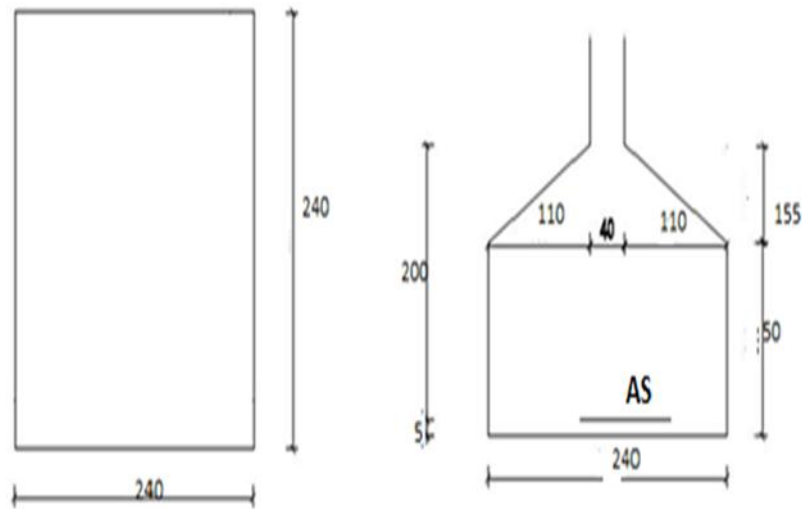


Figure 54 : Schéma de semelle (S_1).

II.3.3.1.5. Vérification de ($\sigma \leq \sigma_{sol}$) :

$$\sigma = P_{ser} + PP_{semelle}$$

*Poids propre de semelle : $PP_{semelle} = \rho \times V$

$$V = (2.4 \times 2.4 \times 0.50) + (0.4 \times 2.4 \times 1.55) + 2 \times \left(\frac{1.55 \times 1 \times 2.4}{2} \right) = 8.088 \text{ m}^3$$

$$PP_{semelle} = 25 \times 8.088 = 202.200 \text{ kN} = 20.61 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{(20.61 + 61.664) \times 9.81 \times 10^{-3}}{2.4 \times 2.4} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.14 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} l_s \leq \frac{A}{4} & \text{Pas de crochet} \\ l_s \leq \frac{B}{4} & \text{Pas de crochet} \end{cases} \quad \text{Avec : } l_s = 41.20 \times \phi$$

$$l_s = 41.20 \times 1.2 = 49.44 \text{ cm} < \frac{240}{4} = 60 \text{ cm} \quad (\text{pas de crochet})$$

II.3.3.1.6. Schéma de ferrailage :

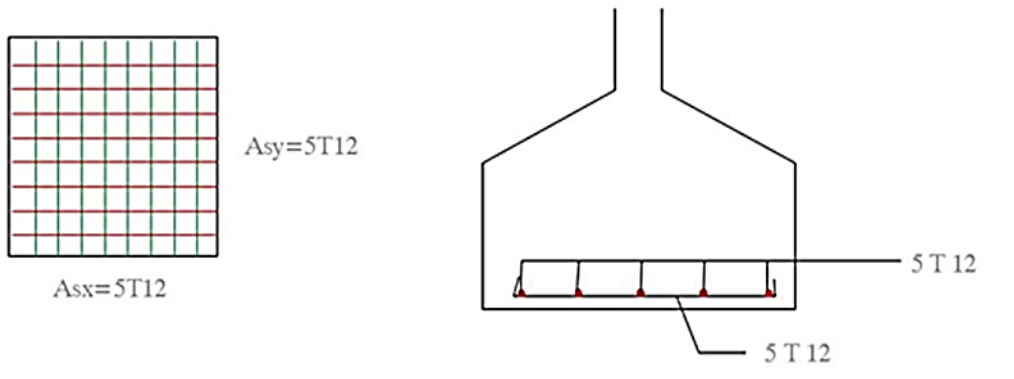


Figure 55 : Schéma de ferrailage pour la semelle (S1).

II.3.3.2. Semelle 02 :

II.3.3.2.1. Calcul A et B :

$$\sigma \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{P_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S = A \times B$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$$

$$A \times B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{B \times a}{b} \times B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B^2 \geq \frac{b}{a} \times \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$P_{ser} = 91.176 \text{ T}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.40}{0.40} \times \frac{91.176 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.17}} \rightarrow B \geq 2.29 \text{ m}$$

On prend : B = 270 cm et A = 270 cm

$$\text{Alors : } S = (270 \times 270) \text{ cm}^2 = 72900 \text{ cm}^2$$

II.3.3.2.2. Calcul le (d) :

$$\frac{B-a}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{270-40}{4} \leq d \leq 270 - 40 \rightarrow 57.5 \text{ cm} \leq d \leq 230 \text{ cm}$$

On prend : d = 230 cm

II.3.3.2.3. Calcul (As) :

$$\text{La section est carrée donc : } A_{sx} = A_{sy} = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{125.509 \times 9.81 \times 10^{-3} \times (2.70 - 0.4)}{8 \times 2.30 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 4.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.42 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ (pour 1ml)

II.3.3.2.4. Calcul l'épaisseur de semelle (e) :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \rightarrow e \geq 6 \times 1.2 + 6 \text{ cm}$$

$$e \geq 13.2 \text{ cm}$$

On prend : $e = 60 \text{ cm}$

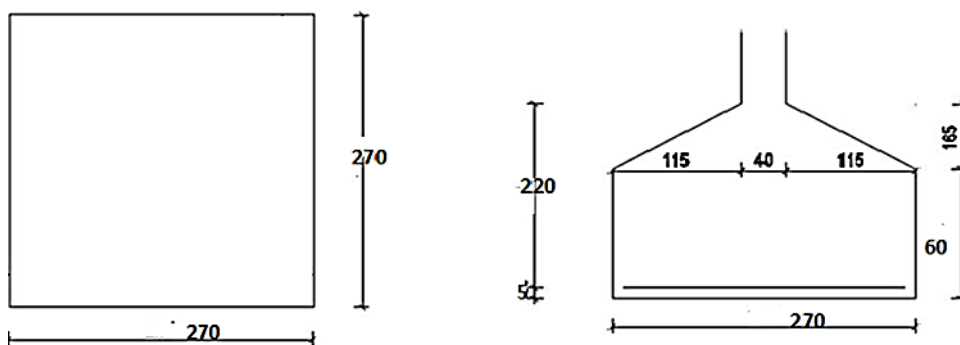


Figure 56 : Schéma de semelle (S02).

II.3.3.2.5. Vérification de $(\sigma \leq \sigma_{sol})$:

$$\sigma = P_{ser} + PP_{semelle}$$

$$* \text{Poids propre de semelle : } PP_{semelle} = \rho \times V$$

$$V = (2.7 \times 2.7 \times 0.60) + (0.4 \times 2.7 \times 1.65) + 2 \times \left(\frac{1.65 \times 1.15 \times 2.7}{2}\right) = 11.28 \text{ m}^3$$

$$PP_{semelle} = 25 \times 11.28 = 282 \text{ kN} = 28.75 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{(28.75 + 91.176) \times 9.81 \times 10^{-3}}{2.7 \times 2.7} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.16 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} l_s \leq \frac{A}{4} & \text{Pas de crochet} \\ l_s \leq \frac{B}{4} & \text{Pas de crochet} \end{cases} \quad \text{Avec : } l_s = 41.20 \times \phi$$

$$l_s = 41.20 \times 1.2 = 49.44 \text{ cm} < \frac{270}{4} = 67.50 \text{ cm} \quad (\text{pas de crochet})$$

II.3.3.2.6. Schéma de ferrailage :

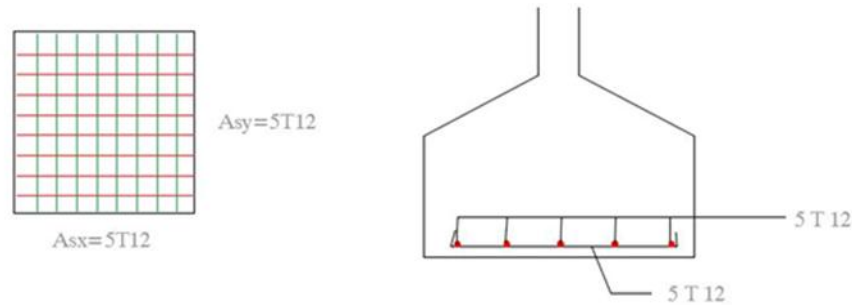


Figure 57 : Schéma de ferrailage pour la semelle (S02).

II.3.3.3. Semelle filante sous un voile :

II.3.3.3.1. Calcul A et B :

On a :

$$N_{u \max} = 12.909 \text{ t}$$

$$N_{s \max} = 9.461 \text{ t}$$

$$\sigma \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \frac{P_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S = A \times B$$

$$A \times B \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow A \times B \geq \frac{12.909 \times 9.81 \times 10^{-3}}{0.17} \rightarrow A \times B \geq 0.74 \text{ m}^2$$

Le calcul des semelles est pour une bande de 1 mètre (B = 1 m)

$$\rightarrow 1 \times A \geq 0.74 \text{ m}^2 \rightarrow A \geq 0.74 \text{ m}^2$$

On prend : A = 80 cm et B = 100 cm

$$\text{Alors : } S = (80 \times 100) \text{ cm}^2 = 8000 \text{ cm}^2$$

II.3.3.3.2. Calcul la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05 \text{ m}$$

$$\frac{B-a}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{100-20}{4} \leq d \leq 80 - 20 \rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Alors ; } h = 60 + 5 \text{ cm} = 65 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$$

II.3.3.3. Vérification de ($\sigma \leq \sigma_{sol}$) :

$$\sigma_{sol} = 17 \text{ bars} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma = (P_{ser} + PP_{semelle})/S$$

$$* \text{Poids propre de semelle : } PP_{semelle} = \rho \times V$$

$$V = 1 \times 0.80 \times 0.65 = 0.52 \text{ m}^3$$

$$PP_{semelle} = 25 \times 0.52 = 13 \text{ kN}$$

$$N = P_{ser} + PP_{semelle} = 9.461 \times 9.81 + 13 = 105.81 \text{ kN} = 10.79 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{105.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.8} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.13 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.17 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

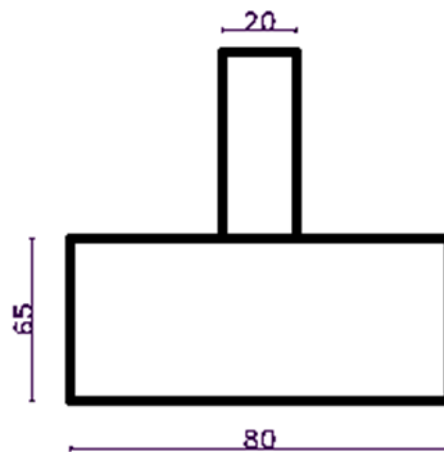


Figure 58 : Schéma présenter les dimensions de la semelle sous voile.

II.3.3.4. Calcul la section d'acier :

$$As // A = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \quad \text{pour 1 ml}$$

$$As \text{ répartition} = \frac{As // A}{4}$$

$$As_u // A = \frac{12.909 \times 9.81 \times 10^{-3} \times (0.8 - 0.20)}{8 \times 0.6 \times \left(\frac{400}{1.15}\right)} = 4.55 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$As = 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ répartition} = \frac{As // A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

II.3.3.3.5. Schéma de ferrailage :

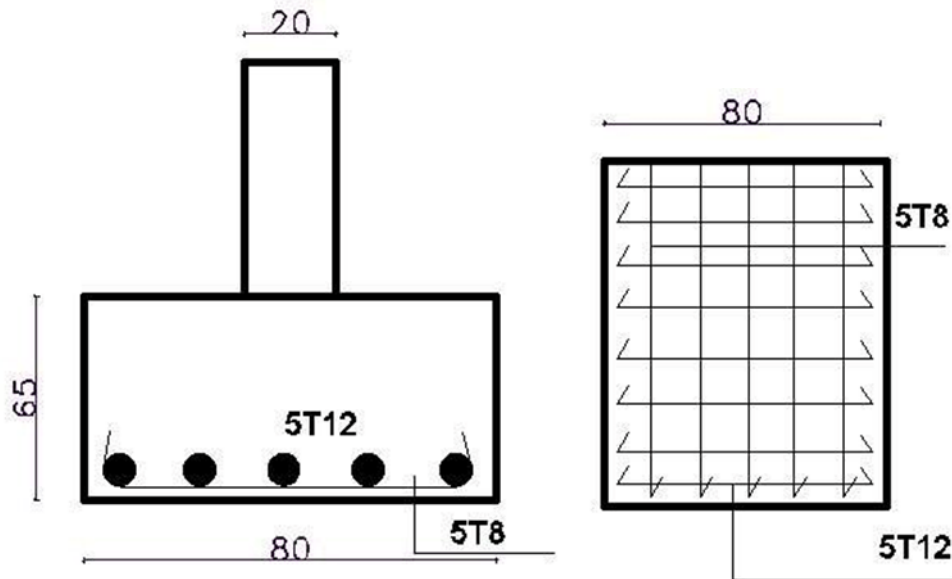


Figure 59 : Schéma de ferrailage pour la semelle de voile.

II.4. Voile périphérique :

II.4.1. Caractéristiques minimales de voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur ($e \geq 15 \text{ cm}$).
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

II.4.2. Caractéristiques de voile périphérique :

- Epaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur : $h = 200 \text{ cm}$.

II.4.3. Caractéristiques du remblai poussé sur le voile périphérique :

- Poids volumique du remblai : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\phi = 20^\circ$
- Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce la poussée active dynamique globale : $h = 200 \text{ cm}$
- Poussée active dynamique globale : selon le RPA 99 VERSION 2003 en a ;

Dans le cas des murs en infrastructure de bâtiments, la poussée active dynamique (P_{ad}) sera limitée à celle de la poussée des terres au repos, soit : $P_{ad} = \frac{K_0 \times \gamma \times h^2}{2}$

Avec ; $K_0 = 1 - \sin \emptyset$: coefficient des poussées des terres.

$$\rightarrow K_0 = 1 - \sin 20 = 0.66 ; \text{ donc : } P_{ad} = \frac{0.66 \times 20 \times 2.00^2}{2} = 26.40 \text{ kN/m}$$

II.4.4. Ferrailage du voile périphérique :

Les charges supportées par les voiles périphériques sont la poussée du remblai (poussée active dynamique P_{ad}) uniquement ; donc les voiles périphériques sollicitée en flexion simple.

Le calcul sera fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre. (à L'ELS)

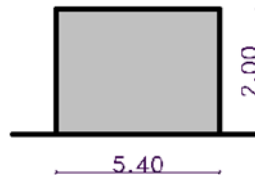


Figure 60 : Voile périphérique.

II.4.4.1. Calcul les moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{5.40} = 0.37 \rightarrow \rho = 0.37 < 0.4 \rightarrow \text{le voile périphérique travaille dans une sens}$$

Avec :

L_x : la petite portée de panneau.

L_y : la grande portée de panneau.

On a selon le BAEL :

- Moment en travée : $M_t = \frac{P \times l_x^2}{10}$
- Moment sur appui : $M_a = -\frac{P \times l_x^2}{16}$

La poussée des terres au repos : $P_{ad} = 26.40 \text{ kN/m}$

Donc ;

$$\text{Moment en travée : } M_t = \frac{26.40 \times 2.00^2}{10} = 10.56 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -\frac{P \times l x^2}{16} = -\frac{26.40 \times 2.00^2}{16} = -6.60 \text{ kN.m}$$

II.4.4.2. Calcul la hauteur utile :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset \leq \frac{20}{10} = 2.00 \text{ cm}$$

On choisit : $\emptyset = 10 \text{ mm}$

$$\rightarrow d_x = h_{\text{voile périphérique}} - 1 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 20 - 1 - \frac{1.00}{2} = 18.50 \text{ cm}$$

II.4.4.3. Calcul les armatures longitudinales :

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

- En travée : $M_x^t = 10.56 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times (0.185)^2 \times 14,166} = 0.022 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.022 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,028 \times 100 \times (18.40) \times 14,166}{348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

- Sur appui : $M_x^a = 6.60 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.60 \times 10^{-3}}{1 \times (0.185)^2 \times 14,166} = 0,014 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0,018$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,018 \times 100 \times (18.40) \times 14,166}{348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

II.4.4.3.1.2. Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times (18.40) \times 2,1}{400} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 1.68 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 2.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_{s \text{ appui}} = 1.08 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 2.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

II.4.4.3.1.3. Selon le RPA 99 / 2003 :

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10%

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.10\% \times b \times e = 0.10\% \times 540 \times 20 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1 mètre : } A_{s \text{ min RPA}} = \frac{10.80}{5.40} = 2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \text{Max} [A_{s \text{ calculé}} ; A_{s \text{ min BAEL}} ; A_{s \text{ min RPA}}]$

$$\triangleright A_{sx \text{ travée}} = 5\emptyset 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_{sx \text{ appui}} = 5\emptyset 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

II.4.4.3.1.4. Vérification à l'ELS :

$$\blacksquare \text{ En travée : } A_{s \text{ travée}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (3.93)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (18.50 \times 3.93)}{7,5 \times (3.93)^2}} - 1 \right] = 4.12 \text{ cm} = 0.041 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = 100 \times \frac{4.12^3}{3} + 15 \times [3.93 \times (18.50 - 4.12)^2] = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1.45 \times 10^{-4}} = 72.83 \text{ MPa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 72.83 \times 0.041 = 2.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Contraintes des aciers tendus :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y) = 15 \times 72.83 \times (0.185 - 0.041) = 157.313 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \Rightarrow$ La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266.667 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa}$$

Donc $\bar{\sigma}_s = 157.313 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- Sur appui : $A_{sx \text{ appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (3.93)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (18.50 \times 3.93)}{7,5 \times (3.93)^2}} - 1 \right] = 4.12 \text{ cm} = 0.041 \text{ m}$$

Le moment d'inertie : $I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$

$$I = 100 \times \frac{4.12^3}{3} + 15 \times [3.93 \times (18.50 - 4.12)^2] = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.60 \times 10^{-3}}{1.45 \times 10^{-4}} = 45.52 \text{ MPa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 45.52 \times 0.041 = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Contraintes des aciers tendus :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y) = 15 \times 45.52 \times (0.185 - 0.041) = 98.32 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \Rightarrow$ La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266.667 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 98.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

II.4.4.4. Calcul les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = 5\text{Ø}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

II.4.4.5. L'espace dans les deux directions :

La fissuration est préjudiciable : $S \leq \text{Min} (2 \times h ; 25 \text{ cm})$

$$S \leq \text{Min} (2 \times 20 ; 25)$$

$$\rightarrow S = 20 \text{ cm}$$

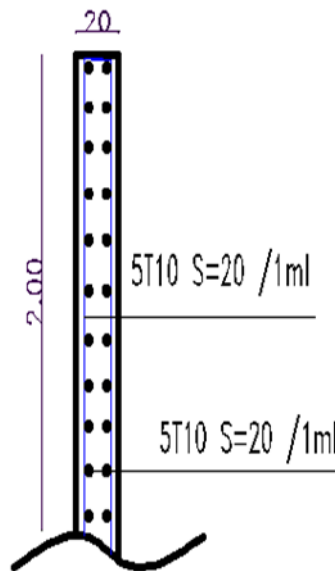
II.4.4.6. Schéma de ferrailage :

Figure 61 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

III. Longrine :**III.1. Définition :**

Les longrines sont des poutres, en béton armé, repasant sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux.

III.2. Pré- dimensionnement de longrine :

Choix de la section :

Les dimensions minimales de la section dans le site S₂ est (35×30) cm²

On prend: S = (30×35) cm²

$$\alpha = 15 \rightarrow \begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Site S}_2 \end{cases}$$

Il faut vérifiée que : $N = \frac{N_{\max}}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$

$$\text{ELU : } N_u = \frac{125.509 \times 9.81}{15} = 82.083 \text{ kN} > 20 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{ELS : } N_{\text{ser}} = \frac{91.176 \times 9.81}{15} = 59.629 \text{ kN} > 20 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3. Ferrailage de longrine :

III.3.1. Les armatures longitudinales :

La longrine est soumise à la traction simple : $A_s \geq \text{Max} \left[\frac{N_u}{f_e}; \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s}; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right]$

*La fissuration est préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \text{Min} [266.666 ; 201.633]$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

*Condition de non fragilité : $A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s = \frac{300 \times 350 \times 2.1}{400} = 551.25 \text{ mm}^2 = 5.51 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq \text{Max} \left[\frac{82.083 \times 10}{\frac{400}{1.15}}; \frac{59.629 \times 10}{201.633}; 5.51 \right]$$

$$A_s \geq \text{Max} [2.36; 2.96; 5.51] \rightarrow A_s = 5.51 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable : $\phi \geq 6 \text{ mm}$

➤ On adopte : $6\phi 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

III.3.2. Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Le choix est forfaitaire on prend : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm} ; 15\phi) \rightarrow S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2)$$

$S_t \leq \text{Min} (20 \text{ cm}; 18) \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}.$

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

III.5. Schéma de ferrailage:

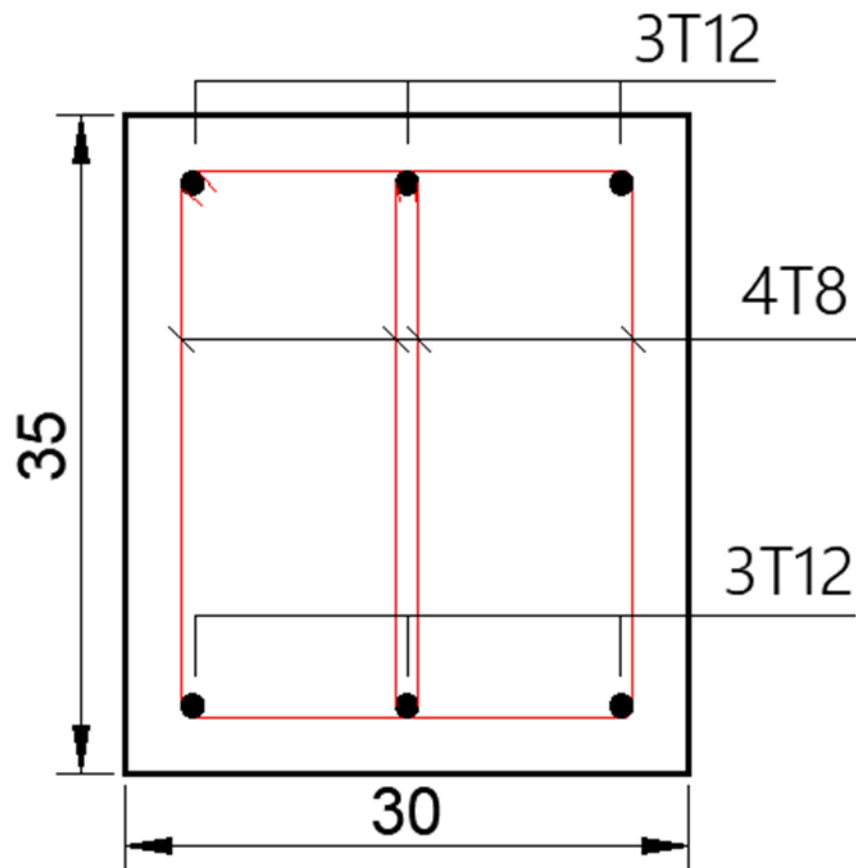


Figure 62 : Schéma de ferrailage pour les longrines.

Conclusion

Conclusion :

Ce projet de recherche nous permet de mettre en pratique les connaissances acquises au cours du cycle de formation, en appliquant les dernières méthodes de calcul et en mettant l'accent sur les principes fondamentaux à suivre dans la conception des structures de bâtiments, sur la base de documents techniques et réglementaires.

Des études menées dans le cadre du projet final de cette étude, il convient de souligner que pour une conception parasismique acceptable, il est important que les ingénieurs civils et les architectes travaillent en étroite collaboration dès le début du projet. Responsable de toutes les contraintes liées à l'architecture proposée découlant de la structure adoptée et atteindre une sécurité maximale de la structure sans ajouter de coûts importants.

Enfin, en adoptant une conception optimisée répondant aux exigences architecturales et aux impératifs de sécurité et d'économie.

Bibliographies

Bibliographies

Règlements :

- ❖ RPA99 : Règles parasismiques algériennes 99 version 2003.
- ❖ BAEL91 : Béton armé aux états limite 91 modifié 99.
- ❖ CBA93 : Calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Édition CGS Octobre 1988

Livres et Documents :

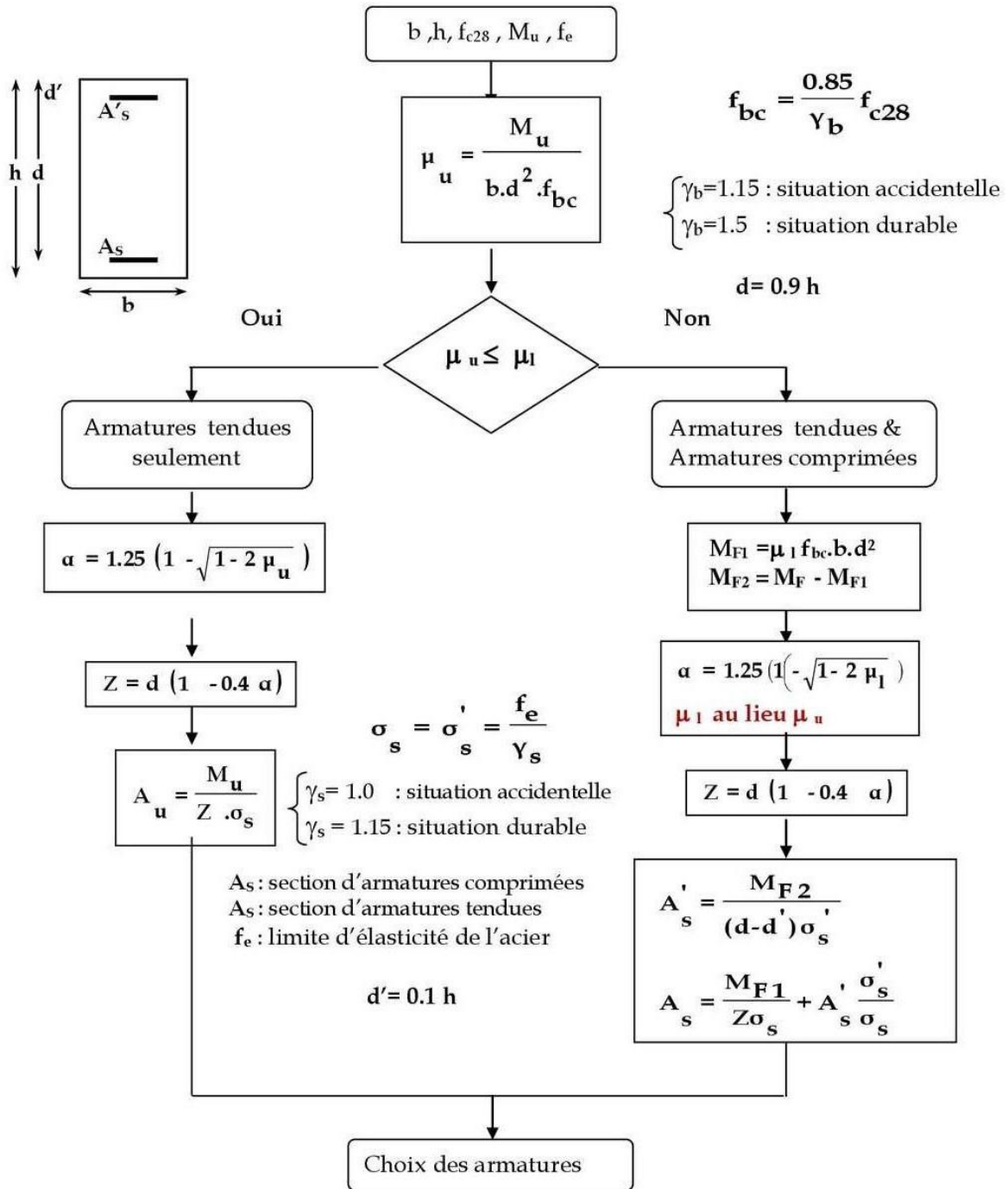
- ❖ Précis de calcul de béton armé (H. Renaud & J. Lamirault)
- ❖ Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. L'amiral)Édition Faucher, Paris, 1993.
- ❖ Pratique du BAEL91, cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles).
- ❖ Cours de Béton armé 3ème année (Dr. CHERAIT Yacine).
- ❖ Cours de Béton armé 3ème année (Dr. MADI Rafik).
- ❖ Mémoires de fin d'étude précédentes.
- ❖ C.Mohamed Elhadi. (2020). Mémoire Master, université de Skikda.
- ❖ K.Nasreddine. (2021). Mémoire Master, université de Skikda.

Logiciels :

- ❖ Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018.
- ❖ RDM7 (pour le calcul des moments et des efforts).
- ❖ AUTOCAD 2013 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- ❖ WORD 2013 (pour le traitement du texte).
- ❖ EXCEL 2013 (pour calculs de manière rapide et précis).
- ❖ EXPERT BA 2018 (pour le choix d'armature).

ANNAXES

Annexe 1 :



Annexe 02 :

Données :
 Combinaison de base : N_{ser} ;
 Section de la semelle : $N_u A$;
 Section de poteau : B ;
 .

