



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



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M/GCA/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTRE R ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Dimensionnement et calcul de d'une Tour Béton Armé R+10
avec 2 sous-sol**

Présenté par :

- BELARBI ILYAS ABDELFETTAH

- BELGHALI TOUATI

Soutenu le 27/09 / 2023 devant le jury composé de :

Président : TEWFIK MEHALA M.A.A

Examineur: ISSAD MOHAMMED NAIM M.A.A

Encadrant : BELHOUARI FETHI M.C.A

Année Universitaire : 2022 / 2023

REMERCIEMENTS

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.

Nous remercions notre encadrant d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.

Nous adressons nos respectueux remerciements à tous les membres du jury.

Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de génie civil qui ont contribué à notre formation.

En fin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

Dédicaces

Tout d'abord, je voudrais exprimer mes condoléances à mon père Allah yerhmou, qui a toujours été à mes côtés et qui m'a beaucoup aidé à travers les étapes de la vie.

Je tiens également à remercier ma chère maman qui a beaucoup sacrifié pour nous et qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage de continuer à progresser dans mes études.

Résumé :

L'accroissement urbain des villes algériennes a conduit à une prédominance de l'habitat à haute densité dans le paysage immobilier. En effet, la demande croissante de logements, sous différentes formes, pousse les autorités locales à adopter des stratégies d'aménagement visant à minimiser l'empreinte au sol tout en privilégiant la verticalité.

La démarche entreprise dans le cadre de ce travail de fin d'étude repose sur la proposition d'une structure en hauteur spécifique. Notre choix s'est porté sur la conception d'une tour de 10 étages avec 2 sous-sols, située à Oran, une zone classée en catégorie IIa selon les normes parasismiques algériennes. Cette sélection nous amène à explorer un système de construction qui n'a que peu été mis en œuvre en Algérie.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier, à l'aide de la modélisation numérique réalisée avec le logiciel Rebot, le comportement de cette tour, conçue comme une structure composée de poteaux et de poutres. Cette étape est précédée systématiquement par une phase de pré-dimensionnement des éléments structuraux et une analyse des éléments non-structuraux.

Suite à l'analyse des résultats de la simulation, nous procéderons à la conception détaillée du ferrailage des éléments structuraux et des fondations. Enfin, nous réaliserons une étude économique et établirons un planning des travaux afin d'estimer le coût global de ce projet.

En conclusion, ce mémoire a pour objectif de démontrer que ce type de structure est adapté aux villes connaissant une sismicité modérée, offrant des avantages tant en termes de coût que de délais de réalisation.

Abstract:

The urban growth of Algerian cities has led to a predominance of high-density housing in the real estate landscape. Indeed, the growing demand for housing, in different forms, is pushing local authorities to adopt development strategies aimed at minimizing the footprint while favoring verticality.

The approach undertaken as part of this end-of-study work is based on the proposal of a specific height structure. Our choice fell on the design of a 10-story tower with 2 basements, located in Oran, an area classified in category IIa according to Algerian seismic standards. This selection leads us to explore a construction system which has only rarely been implemented in Algeria.

The main objective of this work is to study, using digital modeling carried out with the Rebot software, the behavior of this tower, designed as a structure composed of posts and beams. This step is systematically preceded by a pre-sizing phase of the structural elements and an analysis of the non-structural elements.

Following the analysis of the simulation results, we will proceed to the detailed design of the reinforcement of the structural elements and foundations. Finally, we will carry out an economic study and establish a work schedule in order to estimate the overall cost of this project.

In conclusion, this dissertation aims to demonstrate that this type of structure is suitable for cities experiencing moderate seismicity, offering advantages both in terms of cost and completion times.

ملخص:

أدى النمو الحضري للمدن الجزائرية إلى هيمنة الإسكان عالي الكثافة في المشهد العقاري. والواقع أن الطلب المتزايد على الإسكان، بأشكال مختلفة، يدفع السلطات المحلية إلى تبني استراتيجيات تنموية تهدف إلى تقليل البصمة إلى أدنى حد مع تفضيل الاتجاه الرأسي.

يعتمد النهج المتبع كجزء من عمل نهاية الدراسة هذا على اقتراح هيكل ارتفاع محدد. وقع اختيارنا على تصميم برج مكون من 10 طوابق مع طابقين تحت الأرضي، يقع في مدينة وهران، وهي منطقة مصنفة ضمن الفئة IIIa حسب المعايير الزلزالية الجزائرية. يقودنا هذا الاختيار إلى استكشاف نظام بناء نادرًا ما يتم تنفيذه في الجزائر.

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة سلوك هذا البرج، المصمم كهيكل مكون من أعمدة وعوارض، باستخدام النمذجة الرقمية التي تم تنفيذها باستخدام برنامج Rebot. تسبق هذه الخطوة بشكل منهجي مرحلة ما قبل التحجيم للعناصر الهيكلية وتحليل العناصر غير الهيكلية.

وبعد تحليل نتائج المحاكاة، سننتقل إلى التصميم التفصيلي لتدعيم العناصر الإنشائية والأساسات. وأخيرًا، سنقوم بإجراء دراسة اقتصادية ووضع جدول عمل لتقدير التكلفة الإجمالية لهذا المشروع.

في الختام، تهدف هذه الأطروحة إلى إثبات أن هذا النوع من الهياكل مناسب للمدن التي تعاني من زلزال معتدل، مما يوفر مزايا من حيث التكلفة ووقت الإنجاز.

Sommaire

Introduction Générale.....	18
CHAPITRE I : Présentation du projet	19
I-1/Introduction :	20
I -2/PRESENTATION DU PROJET:	20
I.2.1)Caractéristiques géométriques du bâtiment :	20
I.2.2)Caractéristiques géotechniques du sol :	20
I-3/CONCEPTION DE LA STRUCTURE:.....	21
I-4 /Domaine d’application des règles B.A.E.L91 :	22
I-5 /Les sollicitations :.....	22
I-6 /Les matériaux :	22
I.6.1) Béton :	22
I.6.2) Acier :	22
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments.....	30
II-1/Introduction :	31
II-2/Planchers :	31
II-2-1)Plancher à corps creux :	31
II-2-2) Plancher à dalle pleine :	32
II-3/ Prédimensionnement des poutres :	33
II-3-1) Poutres principales:	33
II.3.2/ Poutres secondaire :	34
II-4/ Descente de charges :	35
II-4-1) Plancher terrasse inaccessible:	35
II-4-2) Plancher étage courant:	36
II-4-3) Plancher haut du sous-sol :(Type D.P)	36
II-5/ LES POTEAUX :	37
II.6. Les voiles :	42
II.6.1. Voiles de contreventement :	43
II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol:	43
II.6.3.Voile d'ascenseur :	43
II.6.4. Vérification de la largeur : (Art 7.7.1) :	43
II.7. PRE DIMENSIONNEMENT D’ACROTERE:	44

CHAPITRE III: Etude des planchers	45
III.1. Introduction :	46
III.2. Plancher à corps creux :	46
III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :	46
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :	47
III.2.3) Etude des poutrelles:	48
III.2.4) Méthode de calcul :	50
III.2.5) Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :	51
III.2.6) Application de la méthode Caquot pour le 2 ^{ème} type :	56
III.2.7) Application la méthode forfaitaire 3 ^{ème} type :	58
III.2.8) Application la méthode forfaitaire 4 ^{ème} type :	63
III.2.9) Ferrailage des poutrelles :	66
III.2.10. Calcul des armatures transversales :	69
III.2.11. Vérification de la flèche :	71
III.3. DALLE PLEINE :	75
III.3.1. Hypothèses de calcul :	75
III.3.2. Calcul de l'enrobage :	75
III.3.3. Evaluation des charges et combinaison fondamentales :	76
III.3.4. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	78
III.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]	80
III.3.6- vérification de la flèche :	81
CHAPITRE IV : Etude des éléments non-structuraux	86
IV.1 Les escaliers :	87
IV.1.1. Pré dimensionnement :	88
IV.1.2. Combinaisons fondamentales:	89
IV.1.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :	91
IV.1.4 Calcul du ferrailage :	93
IV.1.5 Vérification des contraintes de cisaillement :	95
IV.1.6 Calcul du ferrailage :	96
IV.1.7 Vérification des contraintes de cisaillement :	99
IV.2. Etude des balcons :	100
IV.2.1. Calcul de la charge due au poids du mur :	100
IV.2.2. Calcul de l'enrobage :	101
IV.2.3. Calcul du ferrailage:	101

IV.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :.....	102
IV.2.5. Vérification de la flèche :	103
IV.3. Etude de l'acrotère :	103
IV.3.1 Calcul du ferrailage :	104
IV.3.2 Détermination des sollicitations :	104
IV.3.3. Détermination de la section des armatures :.....	104
IV.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :.....	108
IV.4 Etude de l'ascenseur :	109
IV.4.1) Définition:	109
IV.4.2) Dimensions de l'ascenseur :.....	109
IV.4.3- Descente de charges :	110
IV.4.4.Etude du plancher :.....	113
IV.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :.....	118
IV.4.6- Vérification des contraintes de cisaillement :	124
CHAPITRE V : Etude Dynamique	126
V.1 Introduction :	127
V.2 Méthodes de calcul :	127
V.3 Interprétation des résultats :	128
V.3.1. Vérification la résultante des forces sismiques :.....	128
V.3.2. Vérification des efforts tranchants de la structure :	133
V.3.3. Calcul et vérification des déplacements :	133
V.3.4. Calcul et vérification de P-A :	134
V.3.5.Vérification de la section réduite des poteaux	135
V.4.Conclusion :	136
Chapitre VI : Etude des Portiques.....	137
VI.1 Introduction.....	138
VI.2) Etude des poutres :.....	138
VI.2.1) Combinaisons d'actions :.....	138
VI.2.2) Ferrailage des poutres :	138
VI.3 Les Poteaux :	145
VI.3.1 Principe de calcul :	145
VI.3.2.Exemple de calcul de ferrailage :	150
VI.3.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	162
Chapitre VII : Etude des Voiles	165

VII.1.Introduction :	166
VII.2 Voiles de contreventement :	166
VII.2.1. Exemple de calcul :	168
VII.2.2. Vérification au flambement :	168
VII.2.3. Calcul du ferrailage :	169
VII.3. Voile avec ouverture :	172
VII 3.1.Ferrailage des linteaux :	173
VII.3.2 Calcul l'effort tranchant et les armatures longitudinales :	174
VII.4.Voile périphérique :	175
VII.4.1.Calcul des ferrillages :	178
CHAPITRE VIII : Fondation.....	182
VIII.1) Introduction :	183
VIII.2) Combinaisons de calcul :	183
VIII.3) Choix du type de fondation :	183
VIII.4) Calcul des semelles isolées :	184
VIII.4.1) Pré dimensionnement :	184
VIII.5) Etude du radier général :	185
VIII.5.1) Pré dimensionnement :	185
VIII.5.2) Vérification des contraintes dans le sol :	188
VIII.6) Ferrailage du radier :	189
VIII.6.1) Ferrailage de la dalle :	189
VIII.6.2) Calcul des armatures :	191
VIII.6.3) Ferrailage du débordement :	198
VIII.6.4) Prédimensionnement des nervures :	201
VIII.6.5) Ferrailage de nervure :	202
Conclusion Général.....	205
Références bibliographiques.....	206

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet

Fig I 1 Coupe transversale d'un mur de façade	21
Fig I 2 Vue en plan (1er-10eme)étage	24
Fig I 3 Vue en plan -RDC	25
Fig I 4 Plan du sous-sol 1,2.....	26
Fig I 5 coupe de la structure.....	27
Fig I 6 1 ^{ère} façade	28
Fig I 7 2 ^{ème} façade	29

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Fig II 1 plancher a corps creux	31
Fig II 2 Dimensions d'un panneau de dalle	32
Fig II 3 Section transversale d'une poutre	33
Fig II 4 Disposition des materiaux pour plancher a corps creux de la toiture.	35
Fig II 5 Disposition des materiaux pour plancher a corps	36
Fig II 6 Schéma de la loi de dégression.	37
Fig II 7 Schema représentatif d'un étage courant	38
Fig II 8 Coupe A-A	38
Fig II 9 Section réduite du béton.....	39
Fig II 10 Section afférente d'un poteau sollicité.	40
Fig II 11 Voile en élévation.	43
Fig II 12 Dimensions d'acrotère Pour terrasse inaccessible	44

CHAPITRE III: Etude des planchers

Fig III 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux	46
Fig III 2 Dimensions des poutrelles.	46
Fig III 3 Section de calcul.....	47
Fig III 4 Schéma de ferrailage treillis soudé.....	48
Fig III 5 Poutre continue	51
Fig III 6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1er type de poutrelle.	56
Fig III 7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1er type de poutrelle.....	56
Fig III 8 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle.	56
Fig III 9 Diagramme des moments fléchissant à ELS	58
Fig III 10 Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	58
Fig III 11 Diagramme des efforts tranchants	58
Fig III 12 diagramme des moments flechissant.	59
Fig III 13 Diagramme de Moment Fléchissant en ELU	62
Fig III 14 Diagramme de Moment Fléchissant en ELS.....	63
Fig III 15 Diagramme de l'effort Tranchant.....	63
Fig III 16 Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	64
Fig III 17 Diagramme des moments fléchissant à ELS	65
Fig III 18 Diagramme des efforts tranchants	65
Fig III 19 section de calcul en travée.	66
Fig III 20 Section de calcul en appuis.....	68
Fig III 21 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	70
Fig III 22 Démentions d'un poteau de dalle	75

Fig III 23 Enrobage.....	76
Fig III 24 Distribution des moments du panneau.....	77
Fig III 25 Section de calcul en travée (x-x)	78
Fig III 26 Section de calcul en appuis (x-x).....	79
Fig III 27 Coordonnée de centre de gravité.	82
Fig III 28 Dessin du ferrailage de la dalle pleine.....	85
Fig III 29 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle.	

CHAPITRE IV : Etude des éléments non-structuraux

Fig IV 1 cage d'escalier (sous-sol).....	87
Fig IV 2 shéma statique d'escalier	87
Fig IV 3 Schéma d'escalier type 2	89
Fig IV 4 section 1.....	91
Fig IV 5 section 2.....	92
Fig IV 6 shéma de ferrailage d'escalier type 1	99
Fig IV 7 shéma de ferrailage d'escalier type 2.....	99
Fig IV 8 schéma statique de balcon	101
Fig IV 9 shéma de ferrailage de balcon	103
Fig IV 10 Schéma Statique de l'acrotère.....	103
Fig IV 11 Coupe transversale de l'acrotère	103
Fig IV 12 Position de centre de pression.	106
Fig IV 13 shéma de ferrailage de l'acrotère	108
Fig IV 14 Abaque de détermination de suspentes	111
Fig IV 15 Schéma de la surface d'impact	114
Fig IV 16 Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	115
Fig IV 17 Chargement de panneau.	115
Fig IV 18 coupe transversal d'ascenseur.....	125

CHAPITRE V : Etude Dynamique

Fig V 1 Vue de structure 3D.....	127
Fig V 2 disposition des voiles.....	128

CHAPITRE VI : Etude des Portiques

Fig VI 1 Ferrailage de la poutre principale type 1	144
Fig VI 2 Ferrailage de la poutre principale type 2.....	144
Fig VI 3 Ferrailage de la poutre secondaire.....	145
Fig VI 4 Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	145
Fig VI 5 La zone nodale.....	147
Fig VI 6 Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	149
Fig VI 7 Position de N1 ,M1 et M'1 sur la section transversale.....	151
Fig VI 8 Croquis des ferrailages des poteaux	164

CHAPITRE VII : Etude des Voiles

Fig VII 1 Disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles de contreventement	167
Fig VII 2 disposition des voiles contreventement.....	167
Fig VII 3 Dimension du voile.	168
Fig VII 4 Section de calcul.	169

Fig VII 5 Section de calcul	170
Fig VII 6 dessin de ferrailage (voile contreventement)	172
Fig VII 7 Voile avec ouverture.	173
Fig VII 8 ferrailage voile avec ouverture.....	175
Fig VII 9 Enrobage.	178
Fig VII 10 dessin ferrailage du voile périphérique	181

CHAPITRE VIII : Fondation

Fig VIII 1 Dimension de radier.....	187
Fig VIII 2 schéma des contraintes de sol à ELS par robot Bat.	188
Fig VIII 3 schéma des contraintes de sol à ELU par robot Bat.	188
Fig VIII 4 Schéma du panneau de la dalle	189
Fig VIII 5 Enrobage	191
Fig VIII 6 section de calcul dans le sens xx.....	191
Fig VIII 7 section de calcul dans le sens yy.....	191
Fig VIII 8 Schéma statique du débordement	199
Fig VIII 9 ferrailage de radier et débordement	201
Fig VIII 10 Dimensions des poutres.	201
Fig VIII 11 ferrailage poutre principal	203
Fig VIII 12 ferrailage poutre secondaire.....	204

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II 1 des charges terrasse inaccessible	35
Tableau II 2 des charges étage courant	36
Tableau II 3 des charges sous-sol	36
Tableau II 4 Dégression verticale des charges.....	38
Tableau II 5 dimensionnement des poteaux.....	41
Tableau II 6 Conditions de flambements	42

CHAPITRE III: Etude des planchers

Tableau III 1 Evaluation des charges.....	49
Tableau III 2 Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations.....	51
Tableau III 3 les calculs des efforts tranchants	55
Tableau III 4 tableau récapitulatif de différents moments en appuis.....	57
Tableau III 5 récapitulatif des différents moments en travée.	57
Tableau III 6 tableau recapitulatif de differents moments en appuis.....	60
Tableau III 7 tableau recapitulatif des differents moments en travée.....	61
Tableau III 8 tableau récapitulatif de différents moments en appuis.....	63
Tableau III 9 tableau récapitulatif des différents moments en travée.....	64
Tableau III 10 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants :.....	64
Tableau III 11 Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles.....	65
Tableau III 12 Les valeurs des efforts maximums.....	65
Tableau III 13 récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis	74
Tableau III 14 calcul de $\mu_x \mu_y$	77
Tableau III 15 des moments fléchissant.....	78

CHAPITRE IV : Etude des éléments non-structuraux

Tableau IV 1 les charges de Paillasse.....	89
Tableau IV 2 les charges de palier	89
Tableau IV 3 des sollicitation	91
Tableau IV 4 des moments et des efforts tranchants	96
Tableau IV 5 charges appliquées sur la dalle plein du balcon.....	100
Tableau IV 6 caractéristiques des câbles	112
Tableau IV 7 récapitulatif des résultats	116
Tableau IV 8 Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y	118
Tableau IV 9 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	118

CHAPITRE V: Etude Dynamique

Tableau V 1 les efforts normaux on les poteaux et les voiles de contreventement.	130
Tableau V 2 Valeurs des pénalités P_q	131
Tableau V 3 Période et facteur de participation massique.....	132
Tableau V 4 poids de structure calculé avec robot BAT.	133
Tableau V 5 récapitulatif de la vérification du déplacement calculé avec robot BAT.....	134
Tableau V 6 Vérification de l'effet $p-\Delta$ calculé avec robot BAT.....	135
Tableau V 7 Vérification de la section réduite des poteaux.	136

CHAPITRE VI: Etude des Portiques

Tableau VI 1 récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.	139
Tableau VI 2 calcul de ferrailles des poutres	143
Tableau VI 3 récapitulatif des moments fléchissant , effort normaux et des effort tranchants ..	149
Tableau VI 4 récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux.....	163

CHAPITRE VII : Etude des Voiles

Tableau VII 1 les sollicitations de calcul XX	168
Tableau VII 2 les sollicitations de calcul YY	168
Tableau VII 3 récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).....	177
Tableau VII 4 ferrailage du voile périphérique choisi pour notre cas	181

CHAPITRE VIII: Fondation

Tableau VIII 1 récapitulatif des sollicitations de calcul.....	189
Tableau VIII 2 récapitulatif des sollicitations maximales	190
Tableau VIII 3 récapitulatif du ferrailage.	198
Tableau VIII 4 récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	202
Tableau VIII 5 récapitulatif des sollicitations maximales.	202
Tableau VIII 6 récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.	202

Liste des notations :

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f _{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E _{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E _{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h ₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
σ_b	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
σ_s	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
τ_u	Contrainte tangentielle limit

\varnothing_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A _u	Armatures calculées à l'ELUR
A _s	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
A _t	Armatures en travées
I _{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I _{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M _{zz}	Inertie massique
L _f	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L _x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L _y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I ₀	Moment d'inertie de la section homogène
I _f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\rho=(L_x/L_y)$

Introduction général :

La structure étudiée est une tour multifonctionnelle en béton armé, s'élevant sur dix étages, avec deux sous-sol.

L'objectif de cette étude est de plonger dans les défis uniques que représente la construction d'un tour, et d'analyser les approches innovantes qui ont été employées pour les surmonter. Nous allons examiner en détail les méthodes de construction, les matériaux utilisés, les considérations environnementales, les exigences de sécurité et les considérations architecturales qui ont contribué à faire de cette tour un exemple remarquable de réussite dans le domaine de la construction contemporaine. Une construction verticale est privilégiée afin de gagner de la place, Mais ce choix comporte un risque, en raison des dégâts qui pourraient survenir.

A provoqué un tremblement de terre. Chaque tremblement de terre majeur représente un regain d'intérêt pour la Construction sismique, conduisant à une amélioration de la réglementation.

Cette tour sera construite dans la wilaya de Oran, une région classée comme zone de sismicité moyenne, "Zone IIa", selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003). Cette classification a une influence significative sur les normes de construction et les mesures de précaution à prendre lors de la conception et de la construction du tour pour assurer sa résistance et sa sécurité en cas de séisme.

Cette étude est partagée en huit parties principales :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de tour
- Le deuxième chapitre consiste le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le 3ème chapitre présente l'étude des planchers
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, balcon et les escaliers).
- Le 5ème chapitre présente l'étude sismique.
- Le 6ème chapitre présente le dimensionnement des éléments structuraux.
- Le 7ème chapitre présente le calcul des voiles.
- Le 8ème chapitre sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I : Présentation du projet

▪ I-1/Introduction :

La stabilité d'un ouvrage dépend de la capacité de ses différents éléments structurels, tels que les poteaux, poutres et voiles, à résister aux diverses sollicitations telles que la compression et la flexion. Cette résistance est déterminée par les matériaux utilisés, leurs dimensions et leurs propriétés.

Ainsi, pour calculer les éléments constitutifs d'un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes bien établis, tels que BAEL91 et RPA99 modifié en 2003, qui reposent sur la connaissance des matériaux tels que le béton et l'acier, ainsi que sur le dimensionnement et le renforcement des éléments porteurs de la structure.

▪ I -2/PRESENTATION DU PROJET:

Le sujet de la construction de cette étude est une tour en béton armé. Elle se compose d'un rez-de-chaussée (commercial) et de deux sous-sols (parking), et les dix étages sont à usage résidentiel.

Ce projet est situé à la commune de BIR-EL-DJIR, wilaya de ORAN, cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) et de groupe d'usage 2 selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

I.2.1) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....H=45.14m
- Hauteur de sous.sol.....H=2.89m
- Hauteur de RDC.....H=4.76m
- Hauteur d'étage courant.....H=3.40m

b) Dimensions en plans :

- Longueur totale.....L=21,10m
- Largeur totale.....L=20,60m

I.2.2)Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone demoyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 2,5 bars.

▪ I-3/CONCEPTION DE LA STRUCTURE:

I.3.1) Superstructure :

La structure de notre construction est un mélange de deux types: des portiques auto-stables et des voiles de contreventement.

Conformément à l'article 2.5.4 du RPA99/version2003, notre structure doit comporter :

- **Les contreventements qui doivent être disposés de façon à :**
 - ✓ Reprendre une partie des charges verticales pour assurer leur stabilité.
 - ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
 - ✓ Minimiser les effets de torsion.
 - ✓ Résister à la force sismique.
- **Dans notre structure, nous utilisons deux types de planchers :**
 - ✓ Des dalles pleines au niveau du sous-sol.
 - ✓ Des planchers à corps creux dans tous le reste des niveaux.
- **Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :**
 - ✓ Un ascenseur, entouré de murs-voiles.
 - ✓ Dans notre structure on à un seul type d'escalier droit de passage possède deux volées et paliers de repos.
- **Maçonneries :**
- **Les murs extérieurs :** seront composés de deux parois
 - ✓ Des briques creuses extérieures d'une épaisseur de 15 cm.
 - ✓ Une l'âme d'air d'une épaisseur de 5 cm, qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique.
 - ✓ Des briques creuses intérieures d'une épaisseur de 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

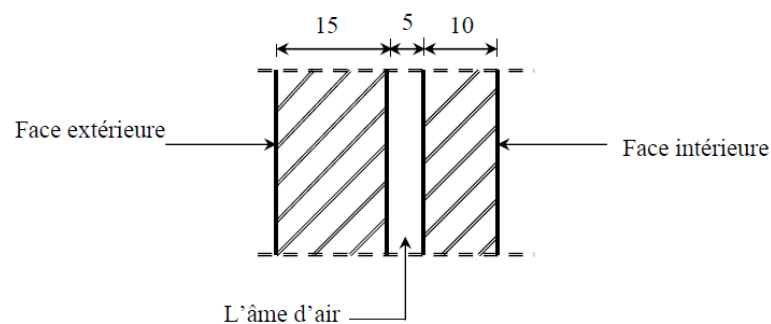


Fig I 1 Coupe transversale d'un mur de façade

- **Les murs intérieurs :** seront construits avec des briques creuses d'une épaisseur de 10 cm, recouvertes d'un enduit à l'intérieur.
- **Les balcons :** seront en béton armé et auront une forme rectangulaire dans notre structure.

- **Acrotère :** Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. La terrasse de notre bâtiment est inaccessible entouré d'un conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.
- **I-4 /Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :**

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

▪ I-5 /Les sollicitations :

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

En général, les sollicitations sont calculées en utilisant un modèle élastique et linéaire pour la structure. Les procédés de la mécanique des structures sont employés à partir des combinaisons d'actions. Pour déterminer les inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale du béton seul, les éléments étant supposés non fissurés et sans armatures.

▪ I-6 /Les matériaux :

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

I.6.1) Béton :

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

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

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

- ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (DS \leq 0,5 mm)
- gravier 800 litres m³ (Dg \leq 25 mm)
- l'eau de gâchage 160 à 180 litres / m³
- la résistance caractéristique du béton à la compression est de 28MPa($f_{c28} = 25\text{MPa}$)
- la résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.28 \text{ Mpa}$$

I.6.2) Acier :

- le module longitudinal de l'acier est : $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$
- La contrainte de calcul est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

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

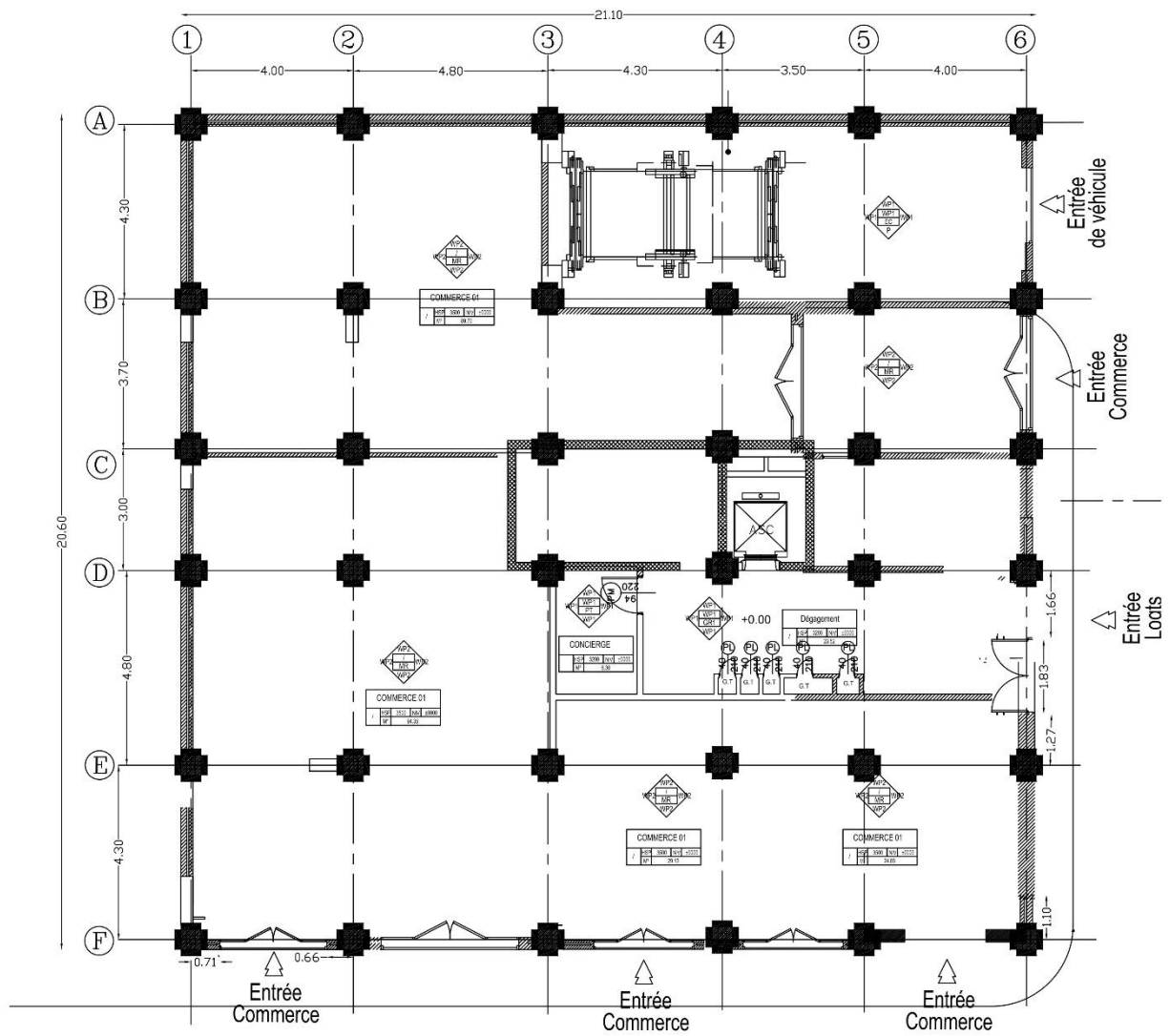


Fig I 3 Vue en plan -RDC

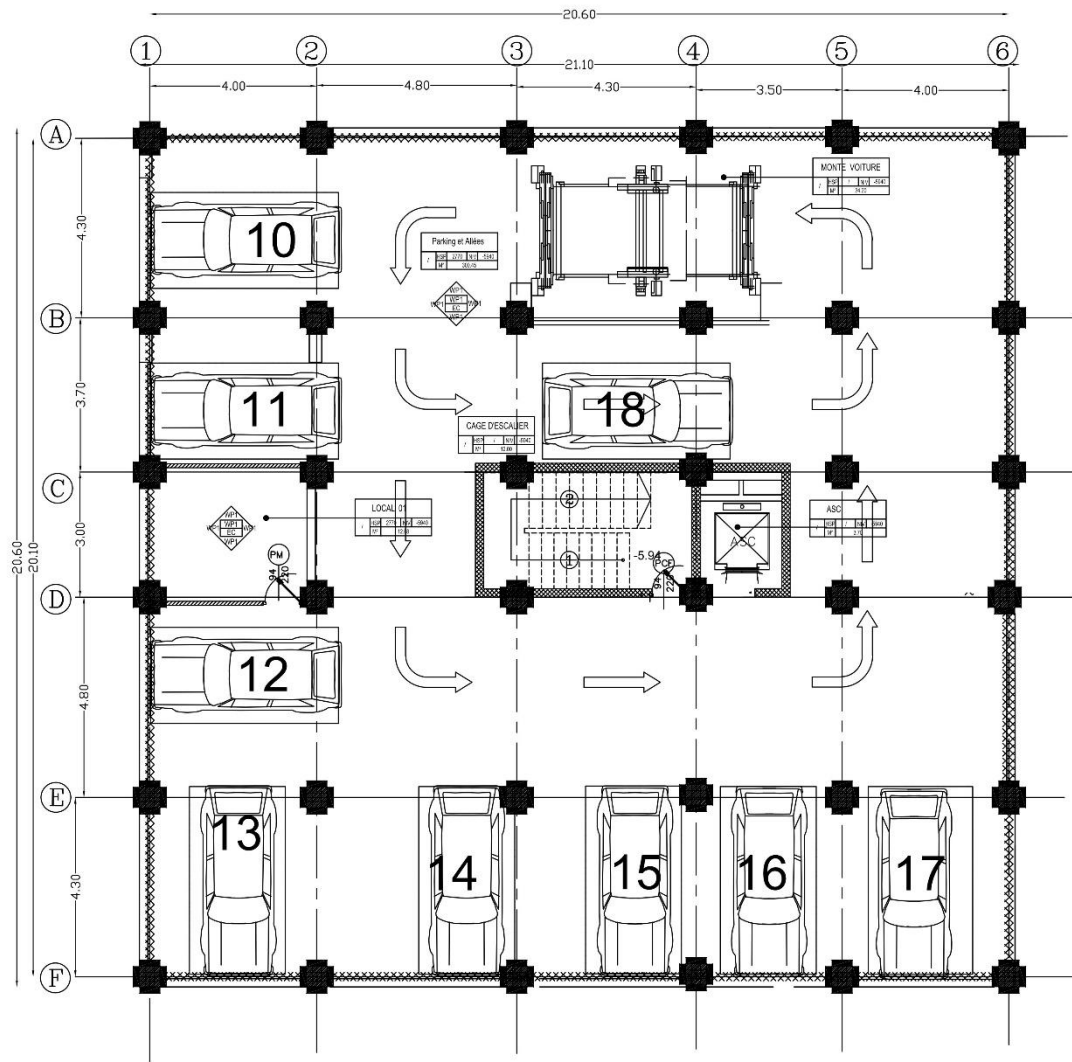


Fig I 4 Plan du sous-sol 1,2

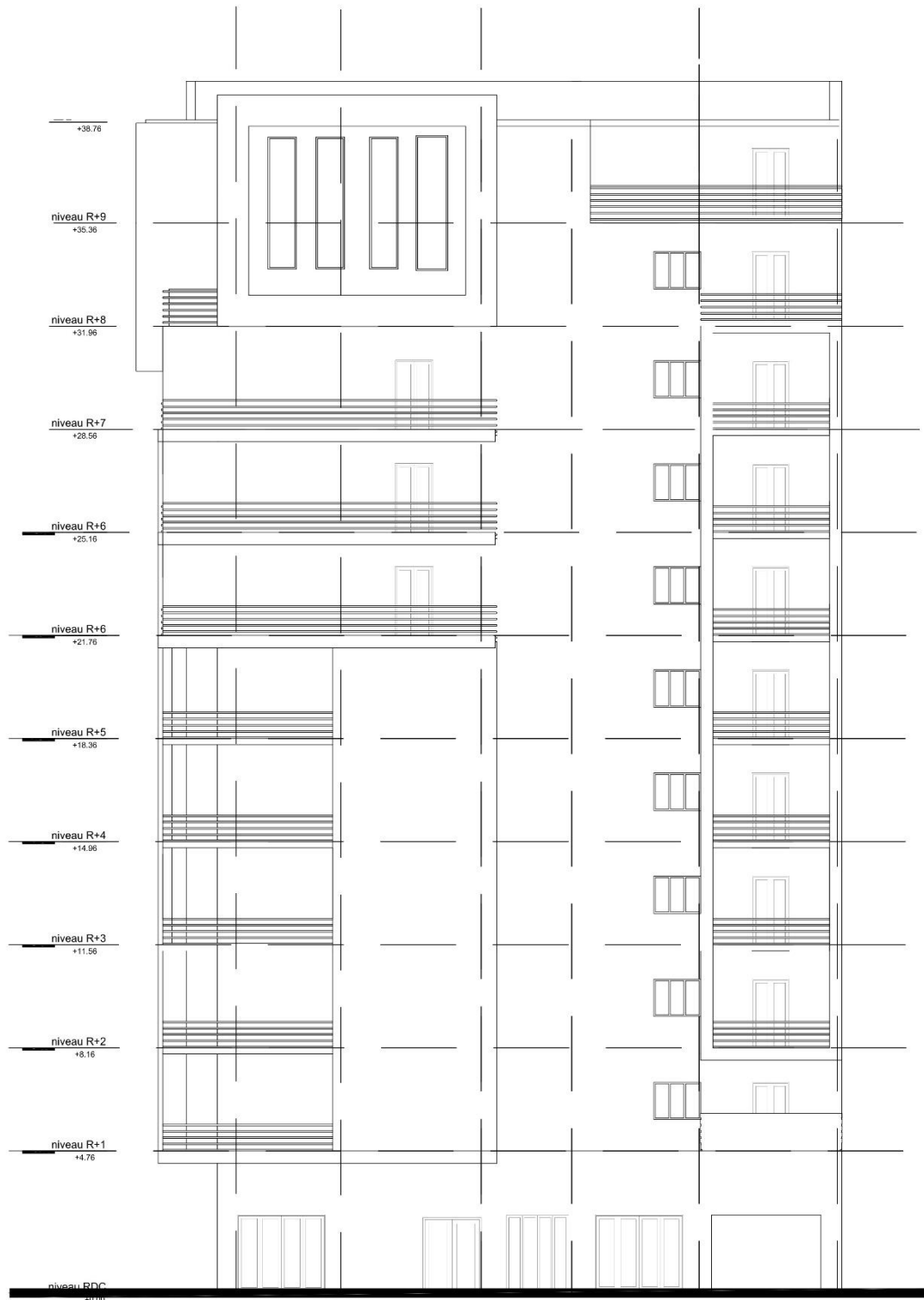


Fig I 6 1^{ère} façade

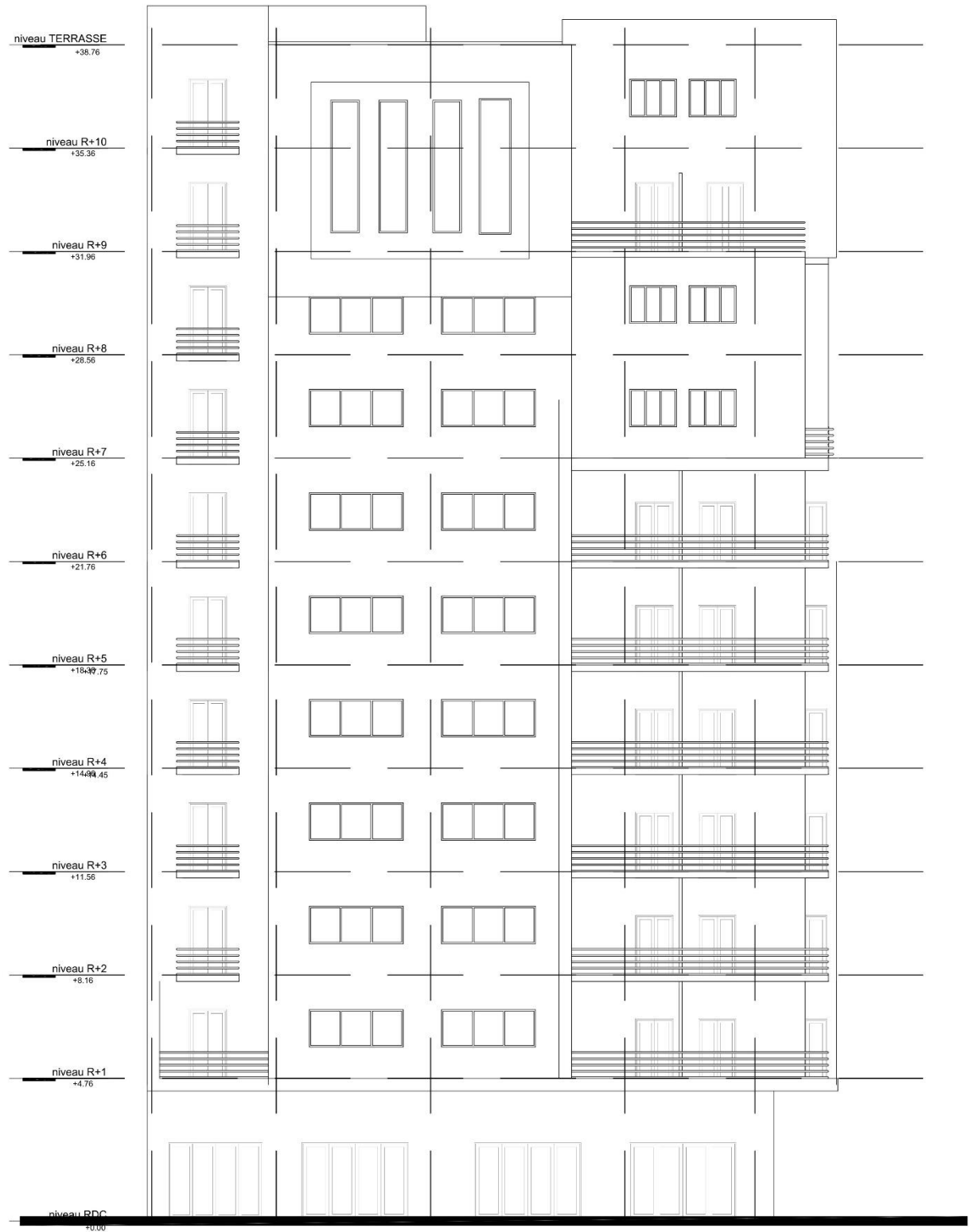


Fig I 7 2^{ème} façade

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

▪ II-1/Introduction :

Le pré-dimensionnement vise à effectuer une estimation préliminaire des dimensions des différents éléments porteurs. Il est nécessaire de respecter les normes en vigueur telles que le RPA99 (version 2003) et la règle CBA93.

Il est important de noter que les résultats obtenus ne sont pas définitifs et qu'ils peuvent être ajustés après vérification au cours de la phase de dimensionnement ultérieure.

▪ II-2/Planchers :

On adopte deux types de plancher :

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

II-2-1)Plancher à corps creux :

le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et des corps creux (hourdis) reposent sur des poutrelles porteuses.

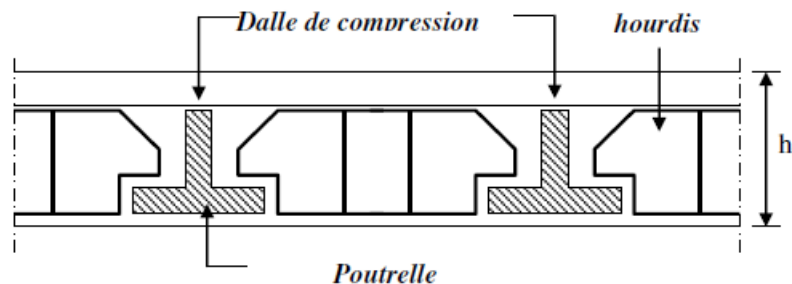


Fig II 1 plancher a corps creux

Avec :

- h_t : épaisseur total du plancher.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- h_1 : épaisseur de corps creux.

L'épaisseur h_t est obtenue par la formule empirique suivante qui limite la flèche (BAEL91) :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL 91/7.6.8, 424}]$$

Avec:

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

$$\frac{480}{25} \leq h_t \leq \frac{480}{20} \Rightarrow 19.20 \leq h_t \leq 24 \quad \text{On prend: } h_t=20\text{cm}$$

Soit un plancher (16+4)cm $\begin{cases} \rightarrow 4\text{cm dalle de compression} \\ \rightarrow 16\text{cm corps creux} \end{cases}$

II-2-2) Plancher à dalle pleine :

Au niveau du sous-sol (bas du rez-de-chaussée), où les effets sismiques en provenance des niveaux supérieurs sont concentrés, on utilise des dalles pleines pour le plancher supérieur. Les dalles sont conçues panneau par panneau et reposent généralement sur 4, 3 ou 2 supports.

Horizontalement, le plancher est considéré comme étant infiniment rigide, tandis que l'épaisseur des dalles dépend des exigences d'utilisation et des contrôles de résistance.

a. Condition de résistance à la flexion (BAEL) :

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- 1^{er} cas :

Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

- 2^{eme} cas :

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

- L_x = La plus petite portée entre nus d'appui des Poutres secondaire = 480cm

- L_y = La plus grande portée entre nus d'appui de la poutre principale = 480cm

$$0.4 \leq \rho = 1 \leq 1$$

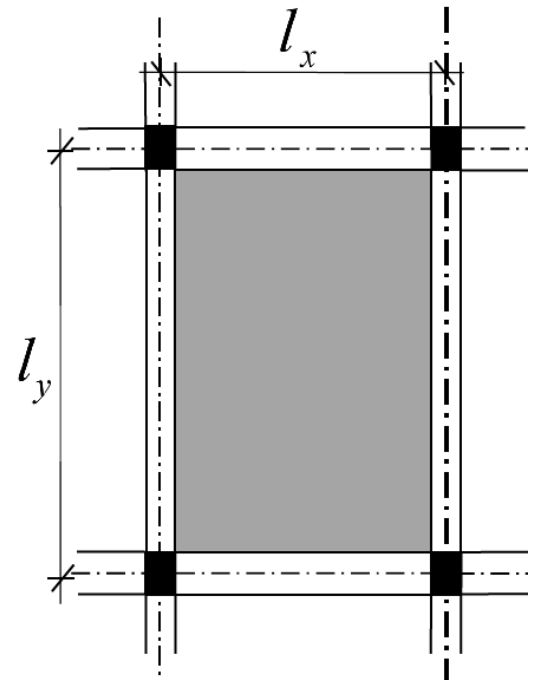


Fig II 2 Dimensions d'un panneau de dalle

b. Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$L_x = 4,80$ m $L_y = 4,80$ m $\Rightarrow \rho = 1 > 0.4$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

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

\Rightarrow La dalle porte suivant les deux directions

$$\Rightarrow h_d = (9,60 ; 12) \Rightarrow h_d = 12 \text{ cm}$$

c. Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 12 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.

- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

- $h_d = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

- Conclusion :

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine : **$h_d = 16 \text{ cm}$** .

▪ II-3/ Prédimensionnement des poutres :

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

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

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

La hauteur des poutres est déterminée par : $L/15 \leq h_p \leq L/10$

{ h_p : la hauteur de la poutre
 { L : la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis)

D'après le RPA99/version 2003 ; les poutres doivent respecter
 Les dimensions suivantes :

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

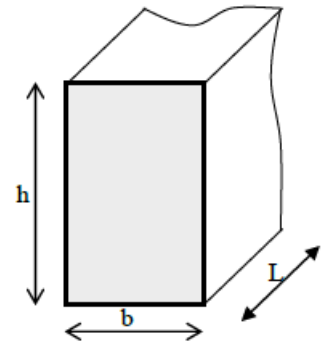


Fig II 3 Section transversale d'une poutre

II-3-1) Poutres principales:

- 1^{er} Type PP1 :

a. Hauteur de la poutre :

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

$$L_{\max} = 480\text{cm}$$

donc : $\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$ on prend : **h = 45 cm**
 $32\text{ cm} \leq h \leq 48\text{ cm}$

b. Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,8 \times 45$$

$$\Rightarrow 18\text{ cm} \leq b \leq 36\text{ cm}$$

on prend : **b = 30 cm**

c. Vérification :

- $b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ C.V
- $h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm}$ C.V

$$- \quad h/b=1.50 < 4 \quad \text{C.V}$$

La section adoptée pour le 1^{er} type PP1(45x30) cm²

- 2^{ème} Type PP2 :

a. Hauteur de la poutre :

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

$$L_{\max}=430\text{cm}$$

$$\text{donc : } \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \text{on prend : } \underline{\mathbf{h = 35 \text{ cm}}}$$

$$28.6 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

b. Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } \underline{\mathbf{b = 30 \text{ cm}}}$$

c. Vérification :

$$- \quad b= 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$- \quad h= 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$- \quad h/b=1.16 < 4 \quad \text{C.V}$$

La section adoptée pour le 2^{ème} type PP2(35x30) cm²

II.3.2/ Poutres secondaire :

a. Hauteur de la poutre :

$$L_{\max}=480\text{cm}$$

$$\text{donc : } \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \text{on prend : } \underline{\mathbf{h = 40 \text{ cm}}}$$

$$32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

b. Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

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

$$\text{on prend : } \underline{\mathbf{b = 30 \text{ cm}}}$$

c. Vérification :

$$- \quad b= 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$- \quad h= 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$- \quad h/b=1.33 < 4 \quad \text{C.V}$$

La section adoptée pour la poutre secondaire est (40x30) cm²

▪ II-4/ Descente de charges :

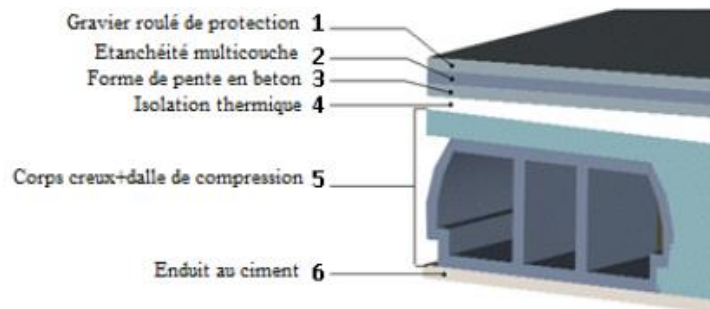
La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir de

« D.T.R.B.C 2.2 »

II-4-1) Plancher terrasse inaccessible:

-L'épaisseur de la forme de pente :

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = 0.015$$



$$h = 0.015 \times l = 0.015 \times 1075 = 16 \text{ cm}$$

Fig II 4 Disposition des matériaux pour plancher a corps creux de la toiture.

$$hm = \frac{h}{2} + 5 = \frac{16}{2} + 5 = 13 \text{ cm}$$

Tableau II 1 des charges terrasse inaccessible

Matériaux	P (Kn/m3)	Ep (m)	G (Kn/m ²)
1-Protection gravillon	20	0.04	0.8
2-Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3-Forme de pente	22	0.13	2.86
4-Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
5-Dalle en corps creux (16+4)	/	0.16+0.04	2.85
6-Enduit en ciment	10	0.02	0.2

- Charges permanentes $G_T = 6.99 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T = 1 \text{ KN/ m}^2$

- Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : 1,35 G_T + 1,5 P_T = 1,35 \times 699 + 1,5 \times 100 = 1093.65 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS} : G_T + P_T = 699 + 100 = 799 \text{ daN/m}^2$$

II-4-2) Plancher étage courant:

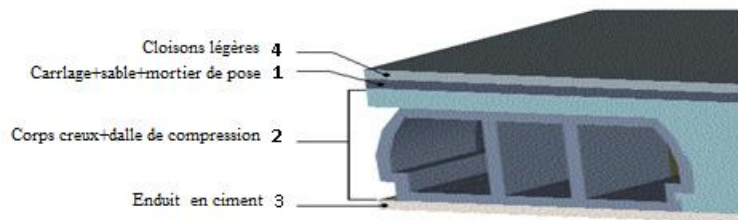


Fig. II 5 Disposition des matériaux pour plancher a corps creux de l'étage courant.

Tableau II 2 des charges étage courant

Matériaux	P (Kn/m ³)	Ep (m)	G (Kn/m ²)
1- Carrelage	22		0.44
sable	18	0.02	0.36
mortier de pose	20		0.40
2-Corps creux+dalle de compression (16+4)	/	0.16+0.04	2.85
3-Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4- Cloisons légères	10		0.75

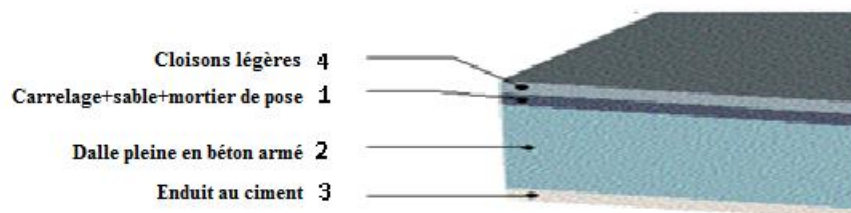
- Charges permanentes $G_{ec} = 5.02 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_{ec} = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

- *Combinaison fondamentale :*

$$ELU_{d'hab}: q_{ult} = 1,35 G_{ec} + 1,5 P_{ec} = 1,35 \times 502 + 1,5 \times 150 = 902.70 \text{ daN/m}^2$$

$$ELS_{d'hab}: q_{ser} = G_{ec} + P_{ec} = 502 + 150 = 652 \text{ daN/m}^2$$

II-4-3) Plancher haut du sous-sol :(Type D.P)



Coupe transversale d'un plancher a dalle pleine.

Tableau II 3 des charges sous-sol

Matériaux	P (Kn/m ³)	Ep (m)	G (Kn/m ²)
1- Carrelage	22		0.44
sable	18	0.02	0.36
mortier de pose	20		0.40
2-Dalle pleine en béton armé	25	0.16	4
3-Enduit au ciment	18	0.015	0.27
4- Cloisons légères	10		0.75

- Charges permanentes $G_{s.sol} = 6.22 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_{s.sol} = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

- *Combinaison fondamentale :*

ELU: $1,35 G_{s.sol} + 1,5 P_{s.sol} = 1,35 \times 622 + 1,5 \times 250 = 1214.70 \text{ daN/m}^2$

ELS: $G_{s.sol} + P_{s.sol} = 622 + 250 = 872 \text{ daN/m}^2$

▪ **II-5/ LES POTEAUX :**

Pour effectuer une estimation préliminaire, on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée. Ensuite, on calcule la section du poteau le plus sollicité dans la structure. Cette section sera ensuite généralisée pour les autres poteaux du même niveau. Comme le nombre d'étages du bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera réalisée en utilisant une loi de dégression.

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

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

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

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

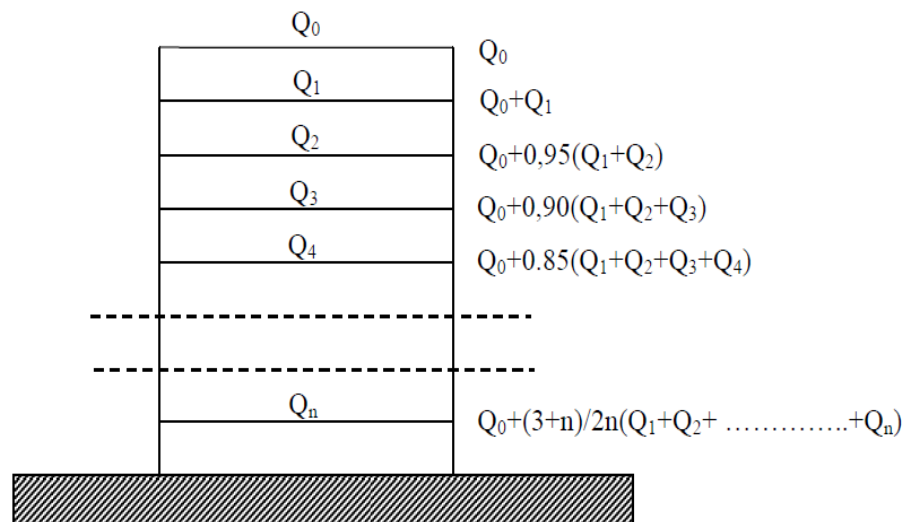


Fig II 6 Schéma de la loi de dégression.

Le coefficient $(3+n) / 2n$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II 4 Dégression verticale des charges

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
0	Haut du 10eme	Q_0	1.00
1	haut du 9eme	$Q_0 + Q$	2.50
2	Haut du 8eme	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3.85
3	Haut du 7eme	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5.05
4	Haut du 6eme	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6.10
5	Haut du 5eme	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7.00
6	Haut du 4eme	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7.75
7	Haut du 3eme	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8.46
8	Haut du 2eme	$Q_0 + 0.69 \times 8 \times Q$	9.28
9	Haut du 1er	$Q_0 + 0.67 \times 9 \times Q$	10.05
10	Haut du RDC	$Q_0 + 0.65 \times 10 \times Q$	10.75
11	Haut du s sol 2	$Q_0 + 0.64 \times 11 \times Q$	12.20
12	Haut du s sol 1	$Q_0 + 0.63 \times 12 \times Q$	13.60

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

Avec :

h_e : hauteur libre de l'étage.

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

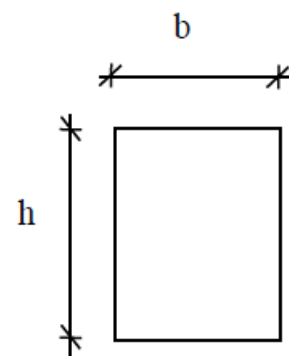
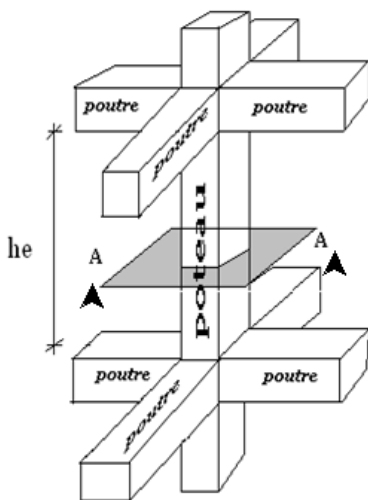


Fig. II 8 Coupe A-A

Fig II 7 Schéma représentatif d'un étage courant

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

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

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

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

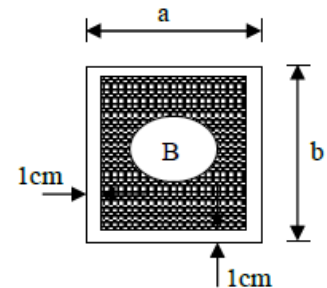


Fig II 9 Section réduite du béton

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[(B_r \times f_{c28} / (0.9 \times \gamma_b)) + \left(A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right].$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400 \text{ MPa}$)
- A : Section d'armature à mettre en place
- α : Coefficient dépend de l'élanement λ

La formule générale donne :

$$B_r \geq \left[\frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot \theta} \right]$$

θ : Facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les charges étant appliquées généralement après 90 jours $k = 1$

On prend : D'après les règles [BAEL91].

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Résistance de calcul du béton : } \sigma_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$\lambda \leq 35$, On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

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

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1, \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu \Rightarrow Br \geq 0,6613690 \cdot Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$;

D'après le critère de résistance, on a :

- N_g : Effort normal dus aux charges permanentes et
- N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.
- $N_u = 1,15 \times Pu$ D'après les règles BAEL91

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

❖ **Condition de flambement :**

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.
- **i** : rayonne giration.

❖ **Remarque:**

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

▪ **Détermination de la surface afférente:**

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff}} - \text{PS} = 4,25$ m.

La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff}} - \text{PP} = 4,25$ m.

La section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 4,55 \times 4,55 = 20,70 \text{m}^2$

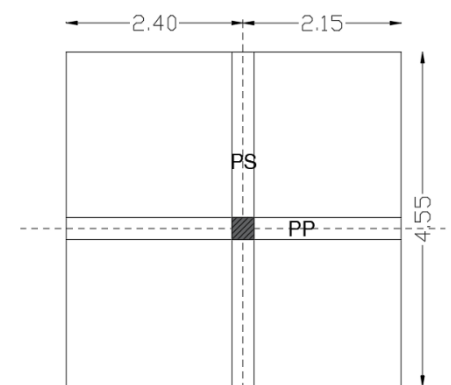


Fig II 10 Section afférente d'un poteau sollicité.

Tableau II 5 dimensionnement des poteaux.

Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi	Bc (cm)	a (cm)
3.4	Haut du 10eme	6.99	1.00	24.19	18.43	-	226.41	269.03	177.93	15.34	30.00	358.70	18.94
3.4	haut du 9eme	12.01	2.50	48.37	36.86	10.02	413.29	508.55	336.34	20.34	30.00	678.06	26.04
3.4	Haut du 8eme	17.03	3.85	72.56	55.28	20.05	595.52	743.41	491.67	24.17	30.00	991.21	31.48
3.4	Haut du 7eme	22.05	5.05	96.74	73.71	30.07	773.08	973.61	643.91	27.38	35.00	1,298.14	36.03
3.4	Haut du 6eme	27.07	6.10	120.93	92.14	43.71	945.99	1,202.77	795.48	30.20	40.00	1,603.70	40.05
3.4	Haut du 5eme	32.09	7.00	145.12	110.57	61.53	1,114.24	1,431.46	946.72	32.77	40.00	1,908.61	43.69
3.4	Haut du 4eme	37.11	7.75	169.30	128.99	79.35	1,277.83	1,655.48	1,094.88	35.09	45.00	2,207.31	46.98
3.4	Haut du 3eme	42.13	8.46	193.49	147.42	101.91	1,440.02	1,882.84	1,245.25	37.29	50.00	2,510.46	50.10
3.4	Haut du 2eme	47.15	9.28	217.67	165.85	129.75	1,605.94	2,119.22	1,401.59	39.44	50.00	2,825.63	53.16
3.4	Haut du 1er	52.17	10.05	241.86	184.28	157.60	1,770.16	2,353.89	1,556.79	41.46	55.00	3,138.52	56.02
4.76	Haut du RDC	57.19	10.75	266.05	202.70	204.05	1,932.20	2,604.99	1,722.86	43.51	55.00	3,473.32	58.93
2.89	Haut du s sol 2	63.41	12.20	290.23	221.13	234.37	2,151.06	2,896.80	1,915.85	45.77	60.00	3,862.39	62.15
2.89	Haut du s sol 1	69.63	13.60	314.42	239.56	270.46	2,368.38	3,192.81	2,111.62	47.95	60.00	4,257.08	65.25

Tableau II 6 Conditions de flambements

:Etages	Poteaux		l ₀ (cm)	L _f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ
	a (cm)	b (cm)						
10 ^{eme} étage	30	30	340	238	67500	900	8,66	27,48 < 35
9 ^{eme} étage	30	30	340	238	67500	900	8,66	27,48 < 35
8 ^{eme} étage	30	30	340	238	67500	900	8,66	27,48 < 35
7 ^{eme} étage	35	35	340	238	125052,08	1225	10,10	16,49 < 35
6 ^{eme} étage	40	40	340	238	213333,33	1600	11,55	18,54 < 35
5 ^{eme} étage	40	40	340	238	213333,33	1600	11,55	18,54 < 35
4 ^{eme} étage	45	45	340	238	341718,75	2025	12,99	16,49 < 35
3 ^{eme} étage	50	50	340	238	520833,33	2500	14,43	14,84 < 35
2 ^{eme} étage	50	50	340	238	520833,33	2500	14,43	14,84 < 35
1 ^{er} étage	55	55	340	238	762552,08	3025	15,88	13,49 < 35
RDC	55	55	476	333,2	762552,08	3025	15,88	13,49 < 35
Sous sol 02	60	60	289	214,2	1080000	2890	17,32	10,99 < 35
Sous sol 01	60	60	289	214,2	1080000	2890	17,32	10,99 < 35

II.6. Les voiles :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- ⇒ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ⇒ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le RPA.99version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants

La condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 (version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm »

de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée sur la figure (II.11)

II.6.1. Voiles de contreventement :

$$h_e = h - h_p$$

Pour notre structure :

$$h = 340 \text{ cm}$$

$$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm.}$$

On adopté a = 20 cm

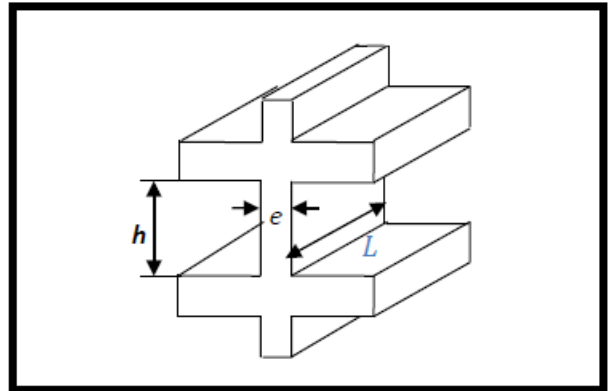


Fig II 11 Voile en élévation.

Avec :

he : Hauteur libre d'étage

h : Hauteur d'étage

hp : Hauteur libre d'étage

II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol:

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de RPA99 :
 $e_{\min} = 15 \text{ cm}$ [Article 10.1.2 / RPA 99, V2003].

$$h_e = h - h_p$$

$$h_e = 289 - 40 = 249 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{249}{25} = 9,96 \text{ cm}$$

On adopté : a = 15 cm

II.6.3. Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{300}{25} = 12 \text{ cm}$$

donc a = 15 cm.

II.6.4. Vérification de la largeur : (Art 7.7.1) :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

➤ $L_{\min} > 4a$.

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

➤ $L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$

■ II.7. PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTERE:

L'acrotère est un élément décoratif en béton Armé qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur façade; son rôle est :

- La protection des joints d'étanchéité.
- Sécurité des gens (garde de corps).
- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.

Quand la terrasse est inaccessible, on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure.

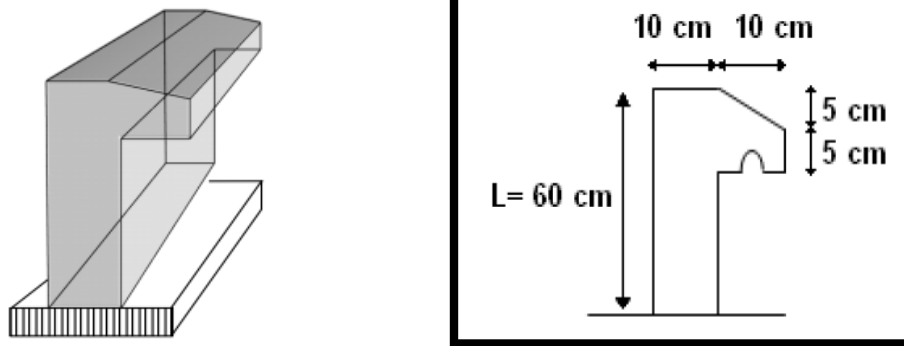


Fig II 12 Dimensions d'acrotère Pour terrasse inaccessible

CHAPITRE III: Etude des planchers

■ III.1. Introduction :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre construction, il y a deux types de planchers : les planchers à corps creux et les planchers à dalle pleine.

■ III.2. Plancher à corps creux :

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

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. III.1**).

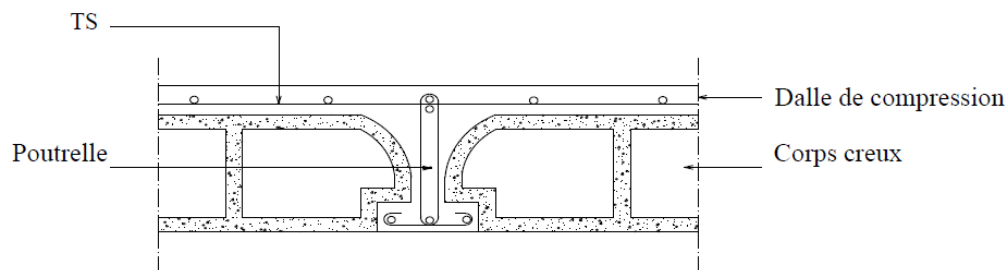


Fig III 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

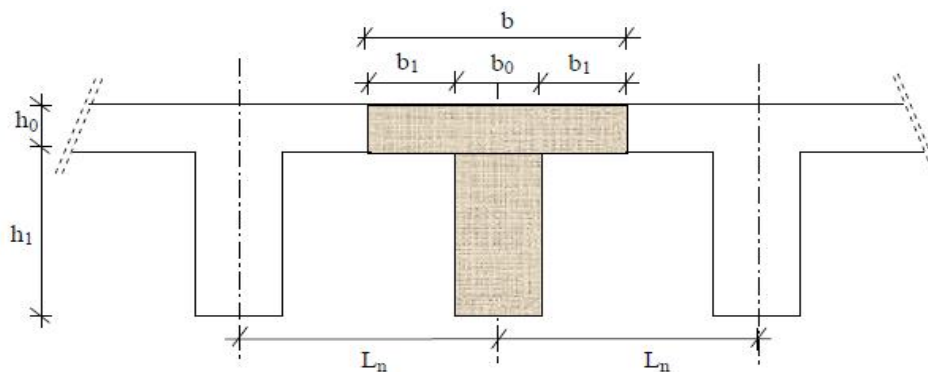


Fig III 2 Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} ht = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a : } \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/AnnexeC3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.80\text{m}$)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 48 \text{ cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend : $\Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm}$

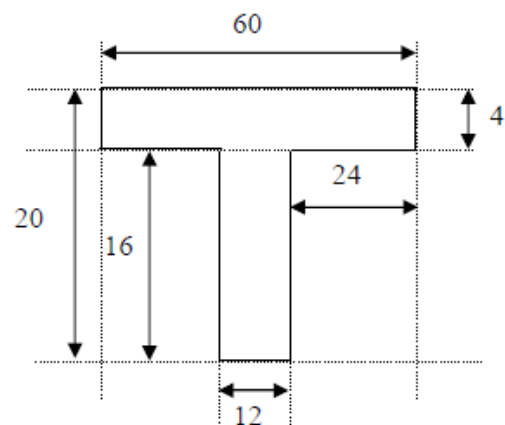


Fig III 3 Section de calcul

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de : $h_{0\min} = 4\text{cm}$.

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

- $\Rightarrow 20\text{cm}$: pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- $\Rightarrow 33\text{cm}$: pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si $L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq 200/f_e \\ A_{//} \geq A_{\perp}/2 \end{array} \right.$
- Si $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq 4L_n/f_e \\ A_{//} \geq A_{\perp}/2 \end{array} \right.$

- Avec :
 L_n : Ecartement entre axes des nervures et
 f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a) Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

- Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

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

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/m_L$$

- Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 5\phi_6/m_L \longrightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/m_L \\ \phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ (cm)}. \end{array}$$

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

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/m_L$$

- Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 5\phi_6/m_L \longrightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/m_L \\ \phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ (cm)}. \end{array}$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : **TS ϕ 6** (200x200) mm².

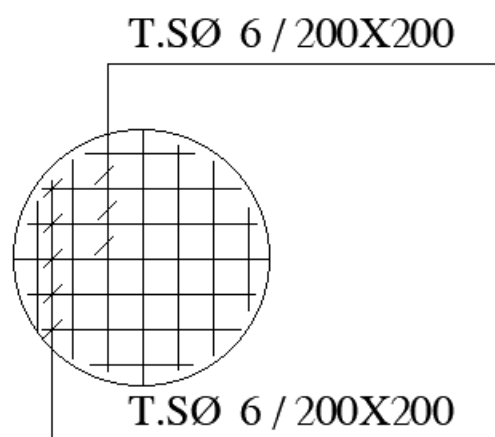


Fig III 4 Schéma de ferrailage treillis soudé

III.2.3) Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres.

III.2.3.1) Evaluation des charges:

a) Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

Etat limite de service : $q_s = (G+Q) \times b$

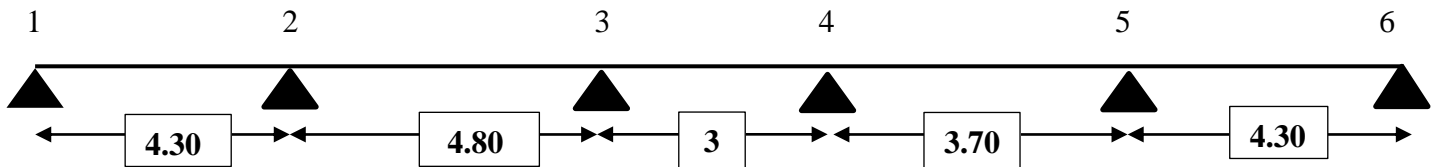
Tableau III 1 Evaluation des charges

Charges Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$q_u=q_u \times b$ [KN/mL]	$q_s=q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	6,99	1	10,94	7,99	0,6	6,561	4,794
RDC + 1ère → 9ème étage	5,02	1,5	9,03	6,52	0,6	5.42	3,91

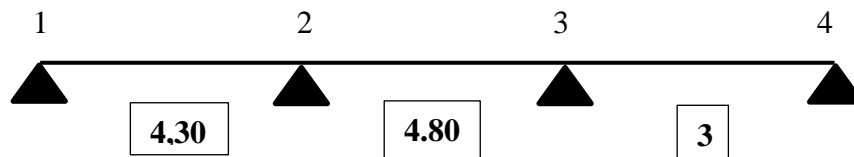
b) Type des poutrelles :

On distingue les types de poutrelles suivants :

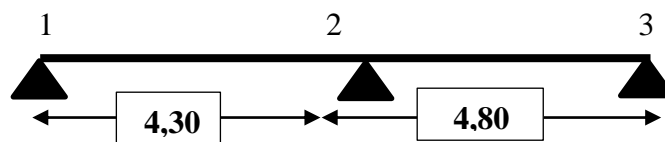
- Type 01 :



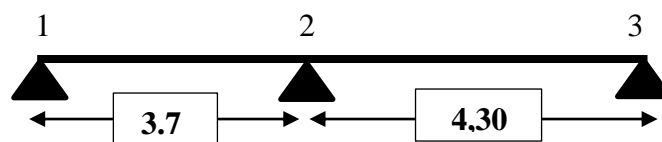
- Type 02 :



- Type 03 :



- Type 04 :



III.2.4) Méthode de calcul :

Les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- ❖ Méthode forfaitaire: pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

III.2.4.1) Choix de la méthode de calcul :

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max(2 \times G ; 5) [KN/m^2]$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

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

1. Pour le plancher de terrasse $\rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13.98 [KN/m^2] \Rightarrow$ *Vérifiée*

2. Les moments d'inerties est constant \Rightarrow *Vérifiée*

$$3. \left\{ \begin{array}{l} 0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,30}{4,80} = 0.89 \leq 1.25 \Rightarrow \textit{Vérifiée} \\ 0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,80}{3} = 1.6 \leq 1.25 \Rightarrow \textit{Non vérifiée} \\ 0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{3,7} = 0.81 \leq 1.25 \Rightarrow \textit{Vérifiée} \\ 0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,70}{4.30} = 0.86 \leq 1.25 \Rightarrow \textit{Vérifiée} \end{array} \right.$$

4. La fissuration est peu nuisible \Rightarrow *Vérifiée*

La méthode de Caquot et applicable pour le 1^{er} et 2^{ème} type des poutrelles et la méthode forfaitaire pour 3^{ème} et 4^{ème} type.

Tableau III 2 Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Caquot	Conditions vérifiées
2	Caquot	Conditions vérifiées
3	forfaitaire	Conditions vérifiées
4	forfaitaire	Conditions vérifiées

❖ **Conclusion:**

Les portées successives ne sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 car certaine condition ne vérifie pas donc on vérifie l'application de la méthode de Caquot.

III.3.3.1) La méthode de caquot :

▪ **Domaine d'application de la méthode**

(Charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanente ou 5 000 N/m).

Donc on ne peut pas appliquer la méthode de caquot d'où la nécessité d'applique la méthode de **caquot minorée**.

▪ **Méthode de Caquot minorée (B.6.210) :**

Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée le calcul des moments sur appui dû aux charges permanentes se fait avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée

▪ **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_i = - \frac{qu^r \times lw^3 + qu^r \times le^3}{8.5 \times (lw + le)}$$

- $l' = 1$: pour une travée de rive

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

- lw et le : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

- l : la portée réelle de la travée.

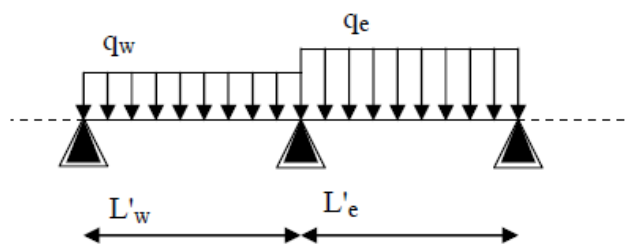
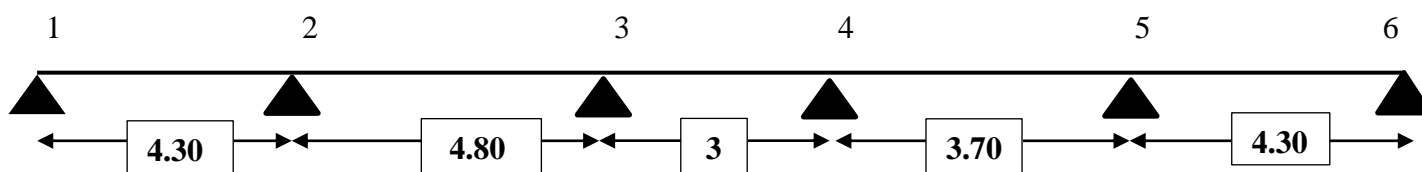


Fig III 5 Poutre continue

III.2.5) Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

- **Type 01 :**



1/- Détermination des moments :❖ **La charge ultime reduite :**

$$q_u^r = \left[1,35 \times \left(\frac{2}{3} \times 6,99 \right) + 1,5 \times 1 \right] \times 0,6 = 4,674 \text{ Kn/m}$$

❖ **La charge de service reduite :**

$$q_s^r = \left[\left(\frac{2}{3} \times 6,99 \right) + 1 \right] \times 0,6 = 3,396 \text{ Kn/m}$$

1) **En appuis :**Longueur reduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

L_1'	L_2'	L_3'	L_4'	L_5'
4,30	3,84	2,40	2,96	4,30

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$Mu_{a1} = -\frac{q_u^r \times l^2}{8,5} = -\frac{4,674 \times (4,3)^2}{8,5} = -10.169 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{a2} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,674 \times (4,3)^3 + 4,674 \times (0,8 \times 4,8)^3}{8,5 \times (4,3 + 0,8 \times 4,80)} = -9.197 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{a3} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,674 \times (0,8 \times 4,8)^3 + 4,674 \times (0,8 \times 3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 4,8 + 0,8 \times 3)} = -6.209 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{a4} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,674 \times (0,8 \times 3)^3 + 4,674 \times (0,8 \times 3,7)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3 + 0,8 \times 3,7)} = -4.079 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{a5} = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,674 \times (0,8 \times 3,7)^3 + 4,674 \times (4,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,7 + 4,3)} = -7.987 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{a6} = -\frac{q_u^r \times l^2}{8,5} = -\frac{4,674 \times (4,3)^2}{8,5} = -10.169 \text{ KN.m}$$

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

$$Ms_{a1} = -\frac{q_s^r \times l^2}{8,5} = -\frac{3,396 \times (4,30)^2}{8,5} = -7.387 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a2} = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3,396 \times (4,3)^3 + 3,396 \times (0,8 \times 4,8)^3}{8,5 \times (4,3 + 0,8 \times 4,8)} = -6.682 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a3} = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3,396 \times (0,8 \times 4,8)^3 + 3,396 \times (0,8 \times 3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 4,8 + 0,8 \times 3)} = -4.511 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a4} = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3,396 \times (0,8 \times 3)^3 + 3,396 \times (0,8 \times 3,7)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3 + 0,8 \times 3,7)} = -2.964 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a5} = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^r \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3,396 \times (0,8 \times 3,7)^3 + 3,396 \times (4,3)^3}{8,5 \times (0,8 \times 3,7 + 4,3)} = -5.803 \text{ KN.m}$$

$$Ms_{a6} = -\frac{q_s^r \times l^2}{8,5} = \frac{3,396 \times (4,3)^2}{8,5} = -7.387 \text{ KN.m}$$

2) En Travée :

- Calcul d'abscisse de M_T Maximum X_0 :

$$x_0 = \frac{|M_w| - |M_e|}{l \times q} + \frac{l}{2}$$

- Travée 1-2 :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$x_0 = \frac{|M_{a1}| - |M_{a2}|}{l \times q_u^r} + \frac{l}{2} = \frac{10.169 - 9.197}{4,3 \times 6,561} + \frac{4,3}{2} = 2,18 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_{a1}| - |M_{a2}|}{l \times q_s^r} + \frac{l}{2} = \frac{7.387 - 6.682}{4,3 \times 4,794} + \frac{4,3}{2} = 2,18 \text{ m}$$

- Travée 2-3 :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$x_0 = \frac{|M_{a2}| - |M_{a3}|}{l \times q_u^r} + \frac{l}{2} = \frac{9.197 - 6.209}{4,8 \times 6,561} + \frac{4,8}{2} = 2,49 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_{a2}| - |M_{a3}|}{l \times q_s^r} + \frac{l}{2} = \frac{6.682 - 4.511}{4,8 \times 4,794} + \frac{4,8}{2} = 2,49 \text{ m}$$

- Travée 3-4 :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$x_0 = \frac{|M_{a3}| - |M_{a4}|}{l \times q_u^r} + \frac{l}{2} = \frac{6.209 - 4.079}{3 \times 6,561} + \frac{3}{2} = 1,61 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_{a3}| - |M_{a4}|}{l \times q_s r} + \frac{l}{2} = \frac{4.511 - 2.964}{3 \times 4,794} + \frac{3}{2} = 1.61 \text{ m}$$

- Travée 4-5 :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$x_0 = \frac{|M_{a4}| - |M_{a5}|}{l \times q_u r} + \frac{l}{2} = \frac{4.079 - 7.987}{3.7 \times 6,561} + \frac{3.7}{2} = 1.69 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_{a4}| - |M_{a5}|}{l \times q_s r} + \frac{l}{2} = \frac{2.964 - 5.803}{3.7 \times 4,794} + \frac{3.7}{2} = 1.69 \text{ m}$$

- Travée 5-6 :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$x_0 = \frac{|M_{a5}| - |M_{a6}|}{l \times q_u r} + \frac{l}{2} = \frac{7.987 - 10.169}{4.3 \times 6,561} + \frac{4.3}{2} = 2.07 \text{ m}$$

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

$$x_0 = \frac{|M_{a5}| - |M_{a6}|}{l \times q_s r} + \frac{l}{2} = \frac{5.803 - 7.387}{4.3 \times 4,794} + \frac{4.3}{2} = 2.07 \text{ m}$$

Moment fléchissant en travée:

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

- Travée (1-2) :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^{u1-2} = \left(\frac{6,561 \times 4.3}{2} (2,18) - \frac{6,561 \times 2,18^2}{2} \right) + \frac{10.169 - 9.197}{4.3} \times 2,18 - 10.169 = 5.487 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{s1-2} = \left(\frac{4,794 \times 4.3}{2} (2,18) - \frac{4,794 \times 2,18^2}{2} \right) + \frac{7.387 - 6.682}{4,3} \times 2,18 - 7.387 = 4.049 \text{ KN.m}$$

- Travée (2-3) :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^{u2-3} = \left(\frac{6,561 \times 4.8}{2} (2.49) - \frac{6,561 \times 2.49^2}{2} \right) + \frac{9.197 - 6.209}{4,8} \times 2.49 - 9.197 = 11.225 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{s2-3} = \left(\frac{4,794 \times 4.8}{2} (2.49) - \frac{4,794 \times 2.49^2}{2} \right) + \frac{6.682 - 4.511}{4,8} \times 2.49 - 7.387 = 8.232 \text{ KN.m}$$

- Travée (3-4) :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^{u3-4} = \left(\frac{6,561 \times 3}{2} (1.61) - \frac{6,561 \times 1.61^2}{2} \right) + \frac{6.209 - 4.079}{3} \times 1.61 - 6.209 = 2.276 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{s3-4} = \left(\frac{4,794 \times 3}{2} (1.61) - \frac{4,794 \times 1.61^2}{2} \right) + \frac{4.511 - 2.964}{4,8} \times 1.61 - 4.511 = 1.684 \text{ KN.m}$$

- Travée (4-5) :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^{u4-5} = \left(\frac{6,561 \times 3.7}{2} (1.69) - \frac{6,561 \times 1.69^2}{2} \right) + \frac{4.079 - 7.987}{3.7} \times 1.69 - 4.079 = 5.281 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{s4-5} = \left(\frac{4,794 \times 3.7}{2} (1.69) - \frac{4,794 \times 1.69^2}{2} \right) + \frac{2.964 - 5.803}{3.7} \times 1.69 - 2.964 = 3.882 \text{ KN.m}$$

- Travée (5-6) :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^{u5-6} = \left(\frac{6,561 \times 4.3}{2} (2.07) - \frac{6,561 \times 2.07^2}{2} \right) + \frac{7.987 - 10.169}{4.3} \times 2.07 - 7.987 = 6.108 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t^{s4-5} = \left(\frac{4,794 \times 4.3}{2} (2.07) - \frac{4,794 \times 2.07^2}{2} \right) + \frac{5.803 - 7.387}{4.3} \times 2.07 - 5.803 = 4.499 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

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

Tableau III 3 les calculs des efforts tranchants

	Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6
<i>La Longueur ×</i>	0	0	0	0	0
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Tg</i>	14.334	16.371	10.553	11.083	13.601
<i>La Longueur ×</i>	4.3	4.8	3	3.7	4.3
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Td</i>	-13.882	-15.126	-9.133	-13.196	-14.615

a) **Diagramme des moments fléchissant :**

ELU

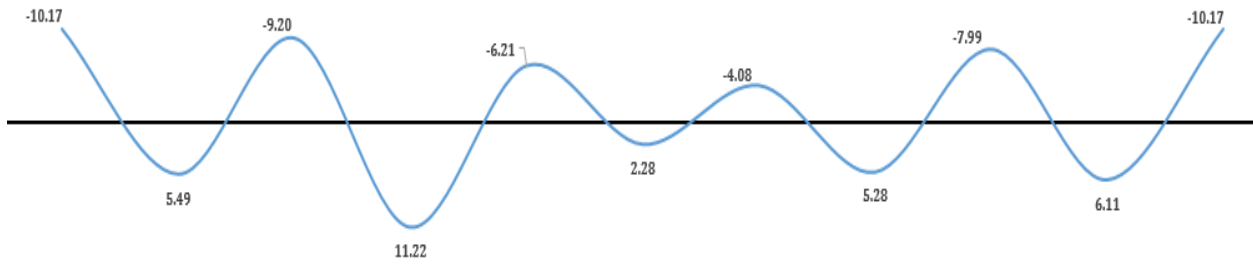


Fig III 6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1er type de poutrelle.

ELS

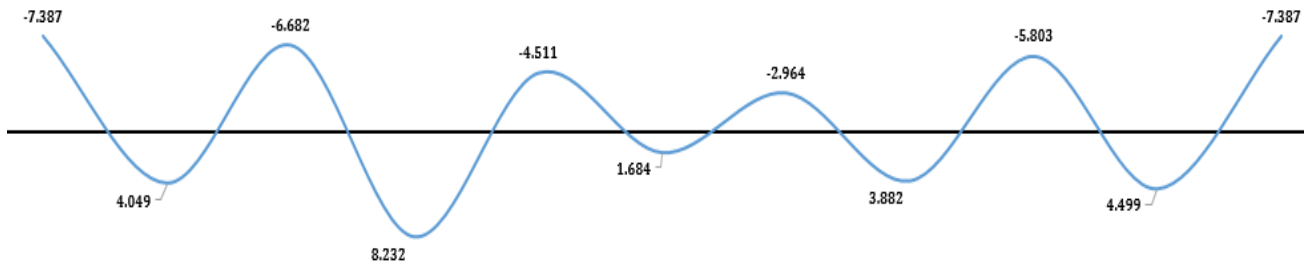


Fig III 7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1er type de poutrelle.

b) **Diagramme d'effort tranchant :**

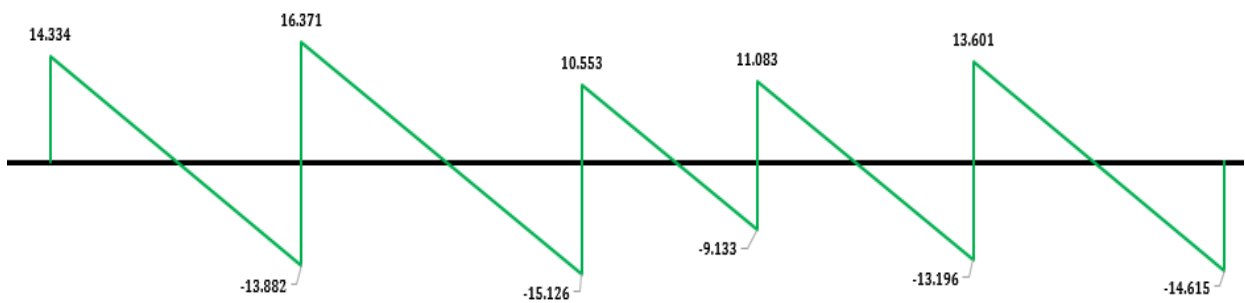
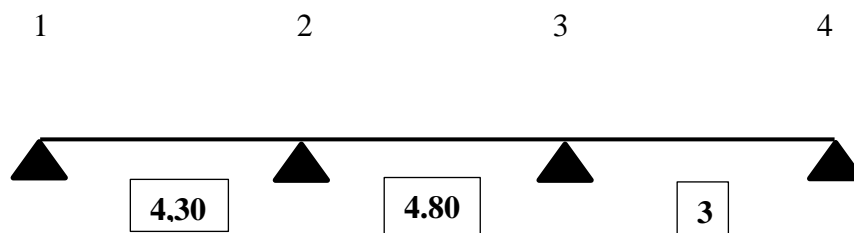


Fig III 8 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1er type de poutrelle.

III.2.6) Application de la méthode Caquot pour le 2^{ème} type :

- Type 02 :



1/- Détermination des moments :

❖ La charge ultime réduite :

$$q_u^r = \left[1,35 \times \left(\frac{2}{3} \times 6,99 \right) + 1,5 \times 1 \right] \times 0,6 = 4,674 \text{ Kn/m}$$

❖ La charge de service réduite :

$$q_s^r = \left[\left(\frac{2}{3} \times 6,99 \right) + 1 \right] \times 0,6 = 3,396 \text{ Kn/m}$$

1) En appuis :**Tableau III 4** tableau récapitulatif de différents moments en appuis.

états appuis	Moment	
	ELU	ELS
1	-10.169	-7.387
2	-9.197	-6.682
3	-6.724	-4.884
4	-4.950	-3.596

2) En travée:**Tableau III 5** récapitulatif des différents moments en travée.

Travées		1-2	2-3	3-4
M(KN.m)	ELU	5.487	10.958	1.572
	ELS	4.049	8.038	1.172

L'effort tranchant :

	Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Tg =</i>	14.334	16.264	10.434
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Td =</i>	-13.882	-15.233	-9.252

III.2.7) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

✓ Diagramme des moments fléchissant :

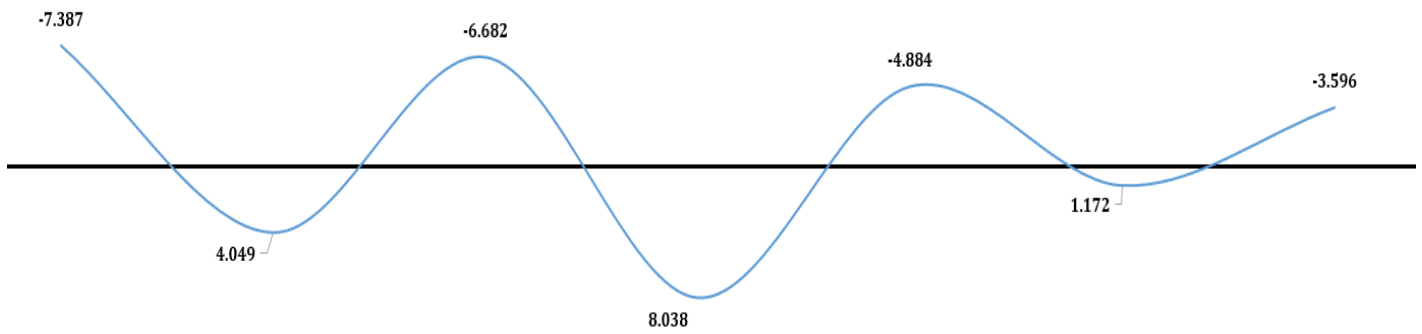


Fig III 9 Diagramme des moments fléchissant à ELS

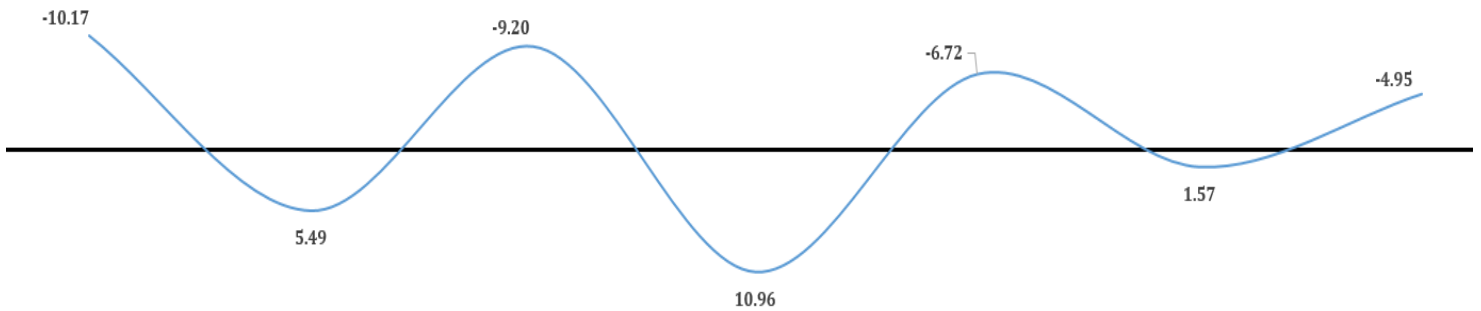


Fig III 10 Diagramme des moments fléchissant à ELU

✓ Diagramme des efforts tranchants :

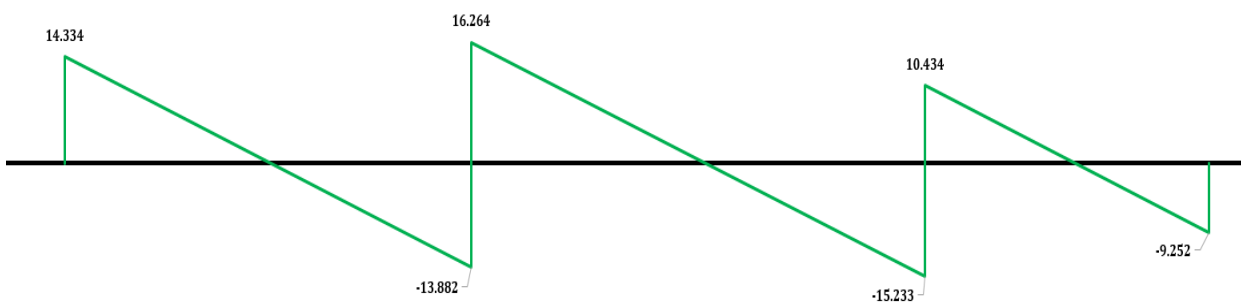


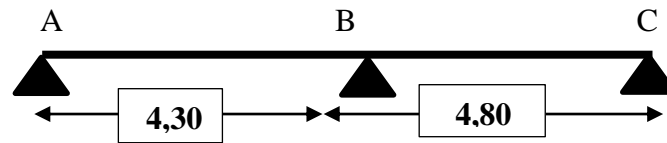
Fig III 11 Diagramme des efforts tranchants

III.2.7) Application la méthode forfaitaire 3^{ème} type :

Prenons la poutrelle de type 3 comme un exemple de calcul.

- Etage terrasse :

- Type 03 :



Les 4 conditions sont vérifiées \Rightarrow La méthode forfaitaire est applicable.

$$G = 6,99 \quad ; \quad Q = 1,00$$

$$q_u = 6,561 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 4,794 \text{ kN/m}$$

➤ E.L.U :

a) Moments fléchissant en appuis :

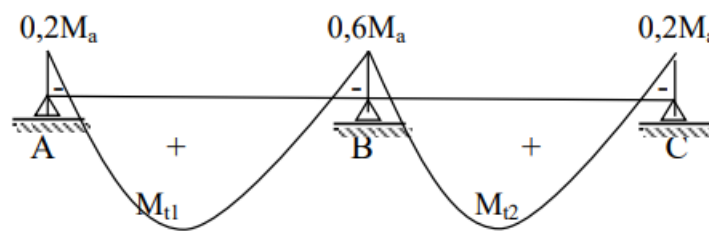


Fig III 12 diagramme des moments fléchissant.

$$M_A = M_C = - 0.2 M_0$$

$$M_B = - 0.6 M_0$$

$$M_C = - 0.2 M_0$$

$$\text{Calcul de } M_0 : M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

- **Etat limite ultime de résistance** :

$$M^u_{0AB} = 15.17 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{0BC} = 18.90 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service** :

$$M^s_{0AB} = 11.08 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{0BC} = 13.80 \text{ KN.m}$$

b) Moment en appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_A = - 0.2 \times M_{0AB} = - 0.2 \times 15.17 = -3.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - 0.6 \times M_{0BC} = - 0.6 \times 18.90 = -11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - 0.2 \times M_{0BC} = - 0.2 \times 18.90 = -3.78 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 11.08 = -2.22 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times M_{0AB} = -0.6 \times 13.80 = -8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 13.80 = -2.76 \text{ KN.m}$$

Tableau III 6 tableau récapitulatif de différents moments en appuis.

appuis \ États	Moment	
	ELU	ELS
M_A	-3.03	-2.22
M_B	-11.34	-8.28
M_C	-3.78	-2.76

c) **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1}{6.99+1} = 0.125$$

$$0 < \alpha = 0.125 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{C.V}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite ultime ELU :

❖ **Travée de rive AB :**

$$M_{t1} \geq -\left(\frac{3.03+11.34}{2}\right) + \max[(1 + 0.3 \times 0.125)M_{0AB}; 1.05M_{0AB}] = 8.738 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.125}{2}M_{0AB} = 9.384 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t1}=9.384 \text{ KN.m}$

❖ **Travée de rive BC :**

$$M_{t2} \geq -\left(\frac{11.34+3.78}{2}\right) + \max[(1 + 0.3 \times 0.125)M_{0BC}; 1.05M_{0BC}] = 12.284 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.125}{2} M_{0BC} = 11.694 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t2}=12.284 \text{ KN.m}$

➤ Etat limite ultime ELS :

❖ **Travée de rive AB :**

$$M_{t1} \geq -\left(\frac{2.22+2.76}{2}\right) + \max[(1 + 0.3 \times 0.125)M_{0AB}; 1.05M_{0AB}] = 6.384 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.125}{2} M_{0AB} = 6.855 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t1}=6.855 \text{ KN.m}$

❖ **Travée de rive BC :**

$$M_{t2} \geq -\left(\frac{2.76+8.28}{2}\right) + \max[(1 + 0.3 \times 0.125)M_{0BC}; 1.05M_{0BC}] = 14.320 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.125}{2} M_{0BC} = 8.543 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t2}= 14.320 \text{ KN.m}$

Tableau III 7 tableau récapitulatif des différents moments en travée.

Travées		AB	BC
		états	
M(KN.m)	ELU	9.384	12.284
	ELS	6.855	14.320

d) Effort tranchant (terrasse) :

$$q_u = 6,561 \text{ KN /m}$$

$$q_s = 4,794 \text{ kN /m}$$

$$T = \pm (qu \times l) / 2 + (Mg - Md) / L$$

$$V(w) = (qu \times l) / 2 + (Mg - Md) / L$$

$$V(e) = -(qu \times l) / 2 + (Mg - Md) / L$$

❖ **Travée AB :**

➤ **E.L.U :**

$$T = \pm \frac{qu l}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{MB - MA}{L1}$$

$$T_w = \frac{6.561 \times 4,3}{2} + \frac{11.34 - 3.03}{4.3} = 12.177 \text{ kN}$$

$$T_e = - \frac{6.561 \times 4,3}{2} + \frac{11.34 - 3.03}{4.3} = -16.745 \text{ kN}$$

➤ **E.L.S :**

$$T = \pm \frac{qsl}{2} + \Delta T$$

$$T_w = \frac{4.794 \times 4,3}{2} + \frac{8.28 - 2.22}{4.3} = 8.896 \text{ kN}$$

$$T_e = - \frac{4.794 \times 4,3}{2} + \frac{8.28 - 2.22}{4.3} = - 11.718 \text{ kN}$$

❖ **Travée BC :**

➤ **E.L.U :**

$$\Delta T = \frac{M_c - M_B}{L2}$$

$$T_w = \frac{6.561 \times 4,8}{2} + \frac{3.78 - 11.34}{4.8} = 17.323 \text{ kN}$$

$$T_e = - \frac{6.561 \times 4,8}{2} + \frac{3.78 - 11.34}{4.8} = - 14.174 \text{ kN}$$

➤ **E.L.S :**

$$T_w = \frac{4.794 \times 4,8}{2} + \frac{2.76 - 8.28}{4.8} = 12.656 \text{ kN}$$

$$T_e = - \frac{4.794 \times 4,8}{2} + \frac{2.76 - 8.28}{4.8} = -10.355 \text{ kN}$$

5. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

➤ **E.L.U :**

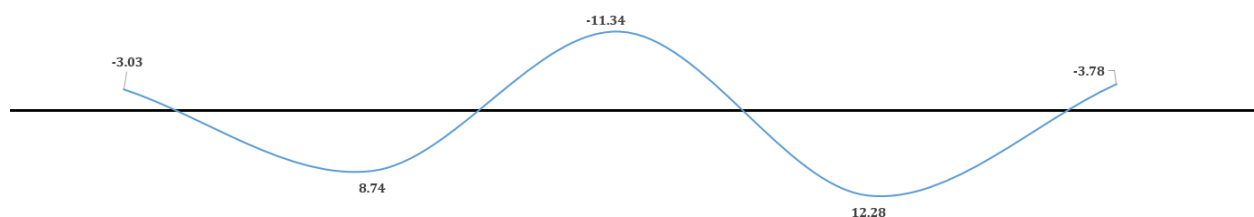


Fig III 13 Diagramme de Moment Fléchissant en ELU

➤ E.L.S :

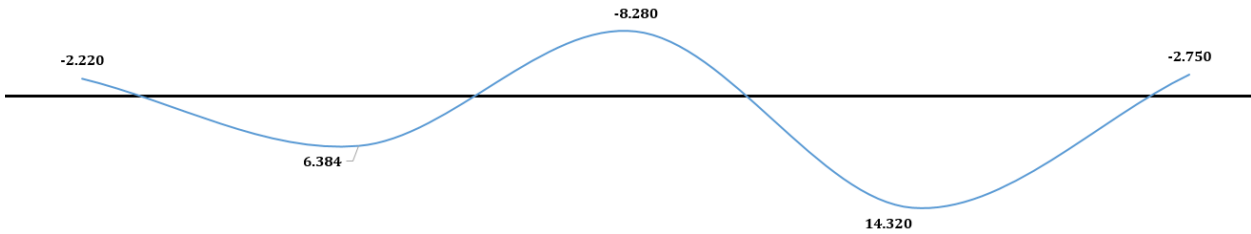


Fig III 14 Diagramme de Moment Fléchissant en ELS

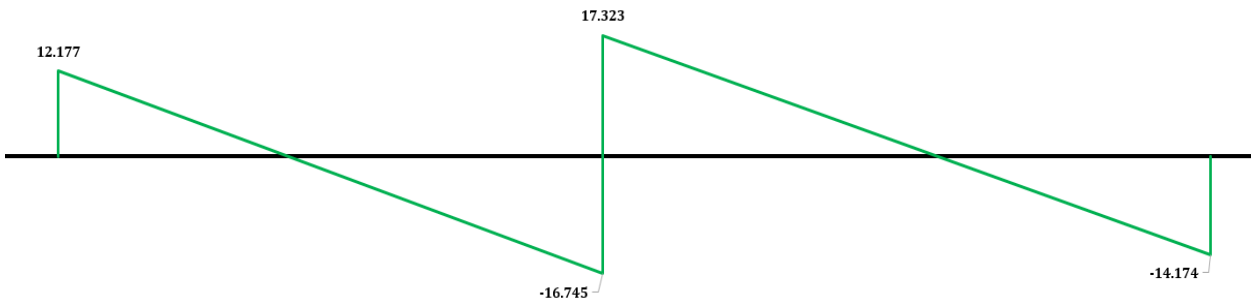
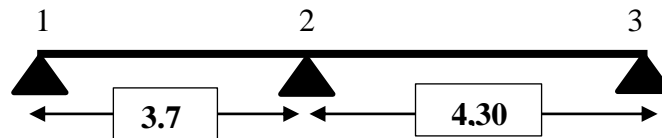


Fig III 15 Diagramme de l'effort Tranchant

- Type 04 :



III.2.8) Application la méthode forfaitaire 4^{ème} type :

$q_u = 6,561 \text{ kN /m}$

$q_s = 4,794 \text{ kN /m}$

1) En appuis :

Tableau III 8 tableau récapitulatif de différents moments en appuis.

appuis \ états	Moment	
	ELU	ELS
1	-2.25	-1.64
2	-9.10	-6.65
3	-3.03	-2.22

2) En travée:

Tableau III 9 tableau récapitulatif des différents moments en travée.

Travées états		1-2	2-3
		ELU	6.118
M(KN.m)	ELS	4.470	11.492

- l'effort tranchant :

Tableau III 10 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants :

	Travée 1-2	Travée 2-3
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Tg =</i>	10.287	15.519
<i>L'effort tranchant à l'appui gauche Td =</i>	-14.599	-12.697

1) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

➤ E.L.U :

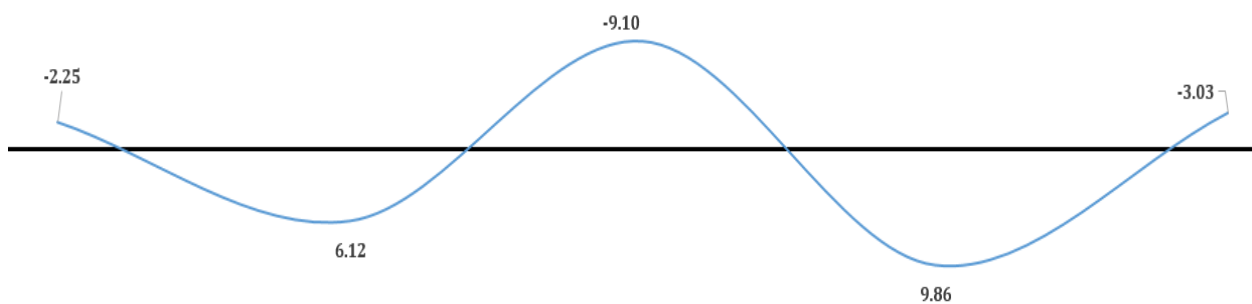


Fig III 16 Diagramme des moments fléchissant à ELU

➤ E.L.S :

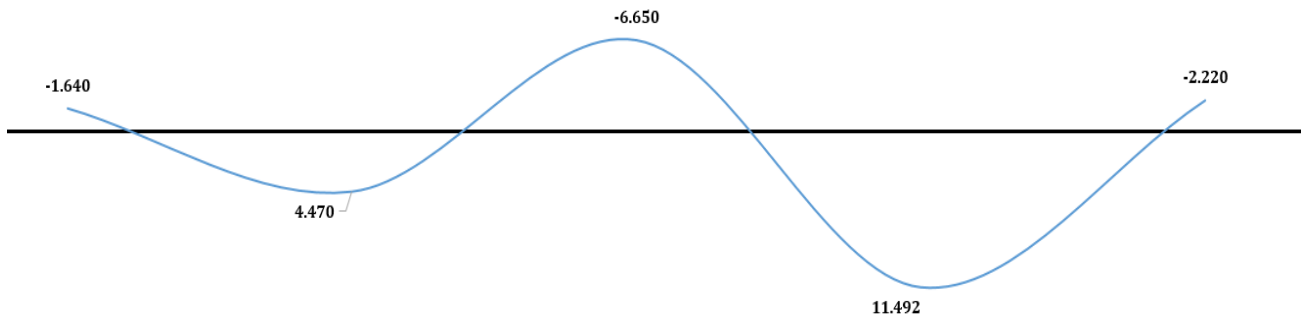


Fig III 17 Diagramme des moments fléchissant à ELS

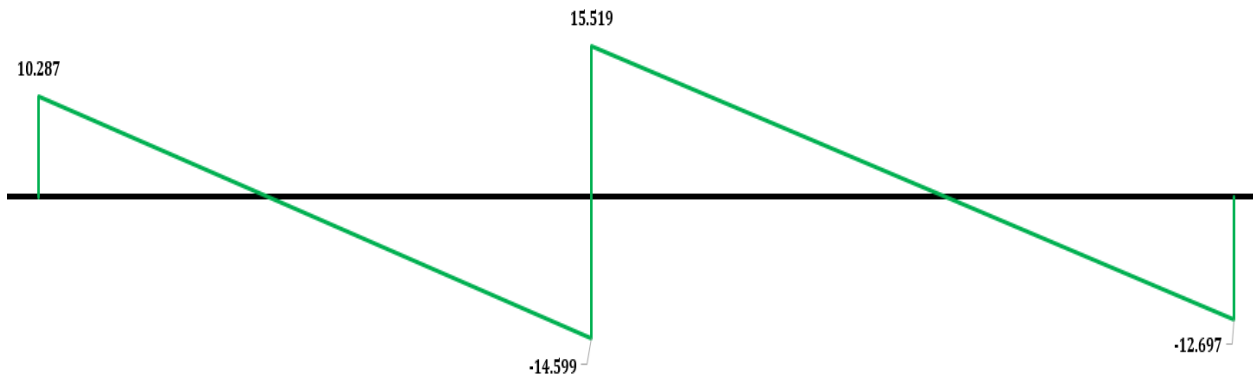


Fig III 18 Diagramme des efforts tranchants

- Résultat :

Tableau III 11 Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [KN.m]		Moment en travée [KN.m]		Effort Tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
Type 1	Caquot	- 10.169	- 7.387	11.225	8.232	16.371
Type 2	Caquot	-10.169	-7.387	10.958	8.038	16.264
Type 3	forfaitaire	-11.340	- 8.280	12.284	14.320	17.323
Type 4	forfaitaire	-9.100	-6.650	9.858	11.492	15.519

Tableau III 12 Les valeurs des efforts maximums

Moments en appuis[KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	
-11.340	- 8.280	12.284	14.320	17.323

III.2.9) Ferrailage des poutrelles :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

A) En travée :

$$M_t^u = 12.284 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 12,284 \text{ KN.m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

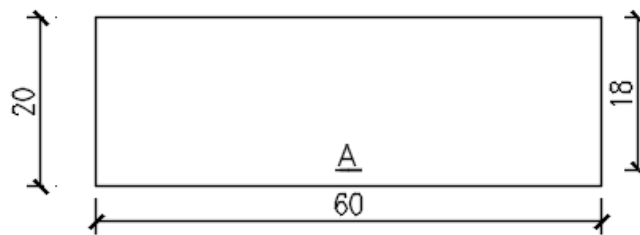


Fig III 19 section de calcul en travée.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12284}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0.044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,977$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12285}{348 \times 0,977 \times 18} = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T10 \longrightarrow $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 14.320 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

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

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

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

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

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

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

$$I = \frac{60 \times 4^3 - (60 - 12) \times (4 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 8218 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{14320}{8218} = 1,74$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,74 \times 4,05 = 7 \text{ MPa}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{14320}{14320} = 0.858$$

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.858-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,179 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

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

B) En appui:

\triangleright Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -11.340 \text{ KN. m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) = (12×20) cm².

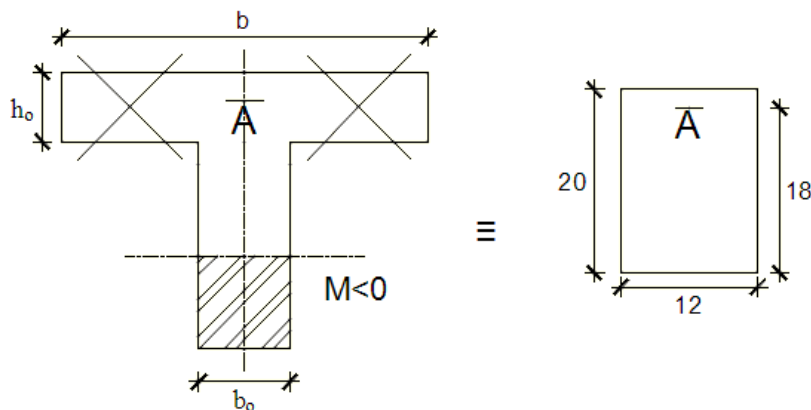


Fig III 20 Section de calcul en appuis.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11340}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,205$$

$$\mu = 0,205 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.289$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,884$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11340}{348 \times 0,884 \times 18} = 2,05 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 2,05 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 2T12 \longrightarrow $A_a = 2,26 \text{ cm}^2$
- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -8,280 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = 1,370$$

$$\alpha = 0,201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

III.2.10. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 17,323 \text{ KN} = 17323 \text{ N}$$

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

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

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

$$T_u^{\max} = 17323 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].}$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[17323 + \frac{11340}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17323}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d- Section des armatures transversales A t :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

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

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

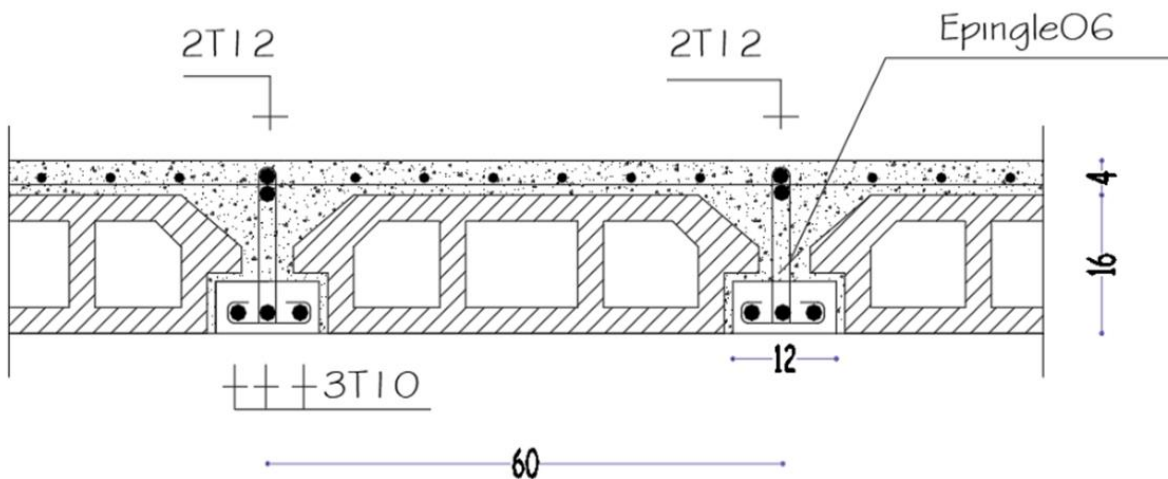


Fig III 21 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1.742 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,44 - 0,3 \times 2,1)} = 51,92 \text{ cm}$$

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

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

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

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

III.2.11. Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{480} = 0,041 < 0,062$$

Avec $l = 4,80 \text{ m}$ (la plus grande portée) → (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left(\frac{14320}{8280} \right) = 6,5$$

Avec M_t^s : le moment max en travée → (Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0105 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

❖ Conclusion :

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

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

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

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 6,99 = 4,194 \text{ KN/ml .}$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 4.194 \text{ KN/ml.}$$

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (6,99 + 1) \times 0,6 = 4,794 \text{ KN/m}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0.8 \times g \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 4.194 \frac{4,80^2}{8} = 9,662 \text{ K N.m}$$

$$M_p = 0.8 \times p \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 4,41 \frac{4,80^2}{8} = 11,045 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.8 \times j \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 3 \frac{4,80^2}{8} = 9,662 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

c) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

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

d) Coordonnées du centre de gravité :

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

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

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

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,0925 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,8556$$

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9662}{2,36 \times 0,8556 \times 18} = 265.741 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8\,930}{2,36 \times 0,8556 \times 18} = 303.779 \text{ MPa}$$

f) Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

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

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 197,44 + 2,1} = 0,731$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,731$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 231,60 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,760$$

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

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

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

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

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

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,65} = 5242.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,65} = 9333.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,69} = 5095.16 \text{ cm}^4$$

g) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{8\,930 \times 4,50^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 10941,86} = 2.2 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{8\,930 \times 4,55^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6296} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{8421,8 \times 4,55^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 6034} = 1,6 \text{ cm}$$

h) La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (2.2 - 1.3) + (1.6 - 2.2)$$

$$\Delta_{ft} = 0,3 \text{ cm}$$

i) La flèche admissible :

$$l = 4,80 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft\max} = \frac{480}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,3 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,72 \text{ cm}$$

→ La flèche est vérifiée.

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

Tableau III 13 récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2 Ø6
En Appui	2HA12	2 Ø6

▪ III.3.DALLE PLEINE :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

III.3.1. Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

on distingue deux cas :

- ✓ Dalle portant dans un seul sens : Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$
- ✓ Dalle portant sur deux directions : Le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et $0.4 \leq \alpha \leq 1$

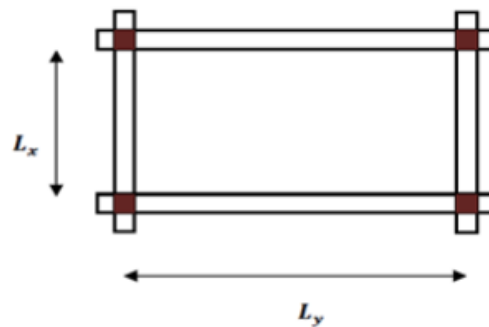


Fig III 22 Démentions d'un poteau de dalle

III.3.2. Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (**B.A.E.L 91**).

$$\varnothing = \frac{hd}{10} \text{ avec } hd=16\text{cm}$$

$$\varnothing = 1.6\text{cm} = 16\text{mm}$$

On prendra $\varnothing=10\text{mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- Pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm**
- Pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1cm**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1cm de la paroi (a = 1cm).

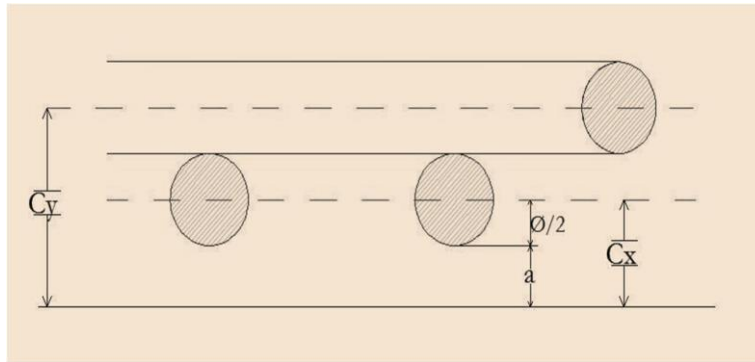


Fig III 23 Enrobage.

$$\begin{cases} Cx = a + \frac{\varnothing}{2} \\ Cy = a + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Cx = 10 + 5 \\ Cy = 10 + 5 + 10 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Cx = 15\text{mm} \\ Cy = 25\text{mm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} dx = hd - Cx \\ dy = hd - Cy \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 16 - 1,5 \\ dy = 16 - 2,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 14,5\text{ cm} \\ dy = 13,5\text{ cm} \end{cases}$$

III.3.3. Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G=622 \text{ dan/m}^2 ; Q=250 \text{ dan/m}^2$$

a) Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite E.L.U :

$$qu = 1.35G + 1.5Q$$

$$qu = 1.35 \times 622 + 1.5 \times 250 = 1214.70 \text{ dan/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$\bar{qu} = qu \times 1 = 1214.70 \text{ daN/ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

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

$$q_{\text{ser}} = 622 + 250 = 872 \text{ dan/m}^2$$

pour une bande de 1mde largeur

$$q_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 1.00 = 897 \text{ daN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

Pour les calculs des ferrailages de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable. panneau plus sollicité :

$L_x = 4.8 \text{ m} / L_y = 4.8 \text{ m}$

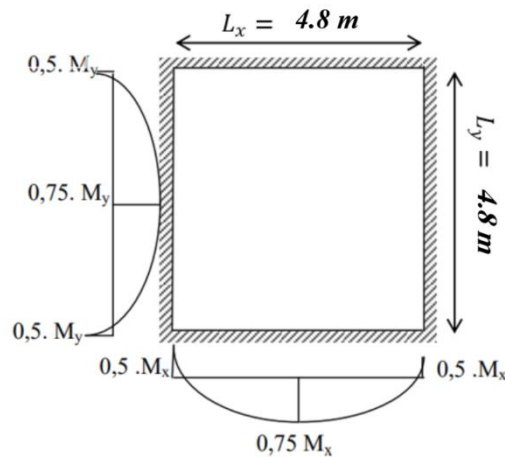


Fig III 24 Distribution des moments du panneau.

Tableau III 14 calcul de $\mu_x \mu_y$

calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'E.L. U et à E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2.4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 \left[1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2 \right] \geq \frac{1}{4}$

➤ Etats limite ultime :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4$ Donc panneau 4 porte dans deux directions

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.036 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times qu \times lx^2 = 0.036 \times 12.147 \times 4.8^2 = 10.07 \text{ kn.mL}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 10.07 = 10.07 \text{ kn.mL}$$

➤ Etats limite service:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times qs \times ly^2 = 0.041 \times 8.97 \times 4.8^2 = 8.473 \text{ kn.mL}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 1 \times 8.473 = 8.473 \text{ kn.mL}$$

- sens x-x et y-y :

- Moment en travée : $M_{tx}=0.75M_x$
- Moment en appuis : $Max=-0,5M_x$

Tableau III 15 des moments fléchissant

Sens Moments	Sens X-X		Sens Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma (KN.m)	-5.037	-4.236	-5.037	-4.236
Mt (KN.m)	7.556	6.355	7.556	6.355

III.3.4. Calcul du ferrillage de la dalle pleine :

a) En travée :

➤ **ELU :**

$M_{tx} = M_{ty} = 7,556 \text{ kN.m}$

$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{7556}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0,025 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$ (Acier FeE400) => A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$.

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

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,031$

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

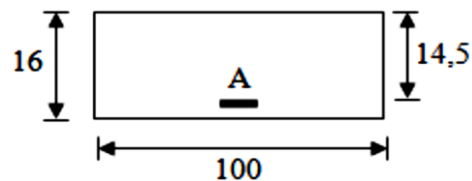


Fig III 25 Section de calcul en travée (x-x)

• **Détermination des armatures :**

$A_a^u = \frac{M_t^u \times \alpha}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7556}{348 \times 0,987 \times 14.5} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

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

$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{mL}$

• **Choix des armatures :**

4T10/mL A = 3,14 cm²/mL.

(T10 e = 25cm).

➤ **E.L.S :**

Mt_{xser} = Mt_{yser} = 6355 KN. m

Flexion simple
 Section rectangulaire avec \bar{A}'
 Acier FeE400

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

Avec : $\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^{ser}} = \frac{7556}{6355} = 1,18$

$\alpha = 0,031 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

❖ **Conclusion :**

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s))

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

b) En Appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

Max_u = May_u = 5.037 KN. m

- Vérification de l'existence des armatures Comprimées:

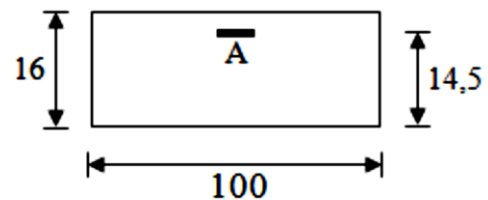


Fig III 26 Section de calcul en appuis (x-x)

$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{5037}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,016$

$\mu = 0,016 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,020$

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

- Détermination des armatures :

$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times dx} = \frac{5037}{348 \times 0,991 \times 14,5} = 1 \text{ cm}^2$

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

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

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

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

- Choix des armatures : 1T14 $\longrightarrow A_a = \text{cm}^2$
4T10/mL $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

(T10 e = 25cm).

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$M_{serax} = M_{seray} = 4.236 \text{ KN. m}$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5.037}{4.236} = 1,189$

$\alpha = 0,201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,189-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,344 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s)

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

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

- Tu max :

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

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

$$T_x^u = T_y^u = \frac{12.147 \times 4,80}{2} \times \frac{4,80^4}{4,80^4 + 4,80^4} = 14,576 \text{ KN/ml}$$

$T_{max} = \max(T_{xmax} ; T_{ymax}) \Rightarrow T_{max} = 14,576 \text{ KN/ml}$

- Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_x^{max}}{b \times d} = \frac{14576}{(14,5 \times 100 \times 100)} = 0,10$$

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

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \quad 0,11 < \bar{\tau}_u \quad 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

III.3.6- vérification de la flèche :

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

$$\frac{hd}{l_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{f_e}{2}$$

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{l_x} = \frac{0,16}{4,8} = 0,033 < \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = 0,075 \Rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{2}{f_e} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0021 < 0,005 \quad \text{C.V}$$

❖ Conclusion :

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

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

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

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 6,22 \times 1 = 6,22 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = (6,22 - 1) = 5,22 \text{ KN/ml}$ et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 1 = (6,22 + 2,50) \times 1 = 8,72 \text{ kN/ml}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 * M_{tx}^g = 0,75 * \mu_x * g * l^2 = 0,75 * 0,041 * 6,22 * 4,80^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 4,406 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 * M_{tx}^j = 0,75 * \mu_x * j * l^2 = 0,75 * 0,041 * 5,22 * 4,80^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 3,698 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tP}^{ser} = 0,75 * M_{tx}^g = 0,75 * \mu_{x_{ser}} * j * l^2 = 0,75 * 0,041 * 8,72 * 4,80^2$$

$$M_{tP}^{ser} = 6,177 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul du module de déformation longitudinale :

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale différée : } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

c) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

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

• Coordonnées du centre de gravité :

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

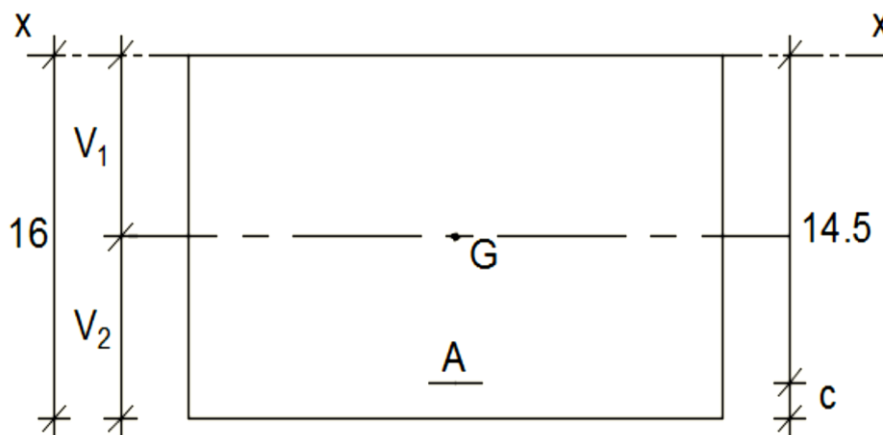


Fig III 27 Coordonnée de centre de gravité.

d) Coordonnées du centre de gravité :

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3.14 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (15 \times 3,14)}$$

$$v_1 = 8,17 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 8,17 = 7,82 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8,17^3}{3} + \frac{100 \times 7,82^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (7,82 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 35999,62 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{A \times \beta_1 \times d}$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,21 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \beta_1 = 0,925$$

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

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4406}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 101,864 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3698}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 85,495 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6177}{3,14 \times 0,925 \times 14,5} = 146,668 \text{ MPa}$$

f) Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0021 \times 101,864 + 2,1} = -0,24$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0021 \times 85,495 + 2,1} = -0,30$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0021 \times 146,668 + 2,1} = -0,10$$

g) Moments d'inerties fictifs :

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,0021} = 9,72$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times 0,0021)} = 3,89$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35999,62}{1 + 9,72 \times (-0,24)} = -29711,570 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35999,62}{1 + 3,89 \times (-0,24)} = 596379,247 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 35999,62}{1 + 9,72 \times -0,30} = -20667,840 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 35999,62}{1 + 9,72 \times -0,10} = 1414270,786 \text{ cm}^4$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

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

h) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4406 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 596379,247} = 0,0052 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4406 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times -29711,570} = -0,106 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^i} = \frac{3698 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times -29711,570} = -0,089 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6177 \times 4,8^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 1414270,786} = 0,00312 \text{ cm}$$

i) La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (0,0052 + 0,089) + (0,00312 + 0,106)$$

$$\Delta_{ft} = 0,20 \text{ cm}$$

j) La flèche admissible :

$$l = 4,80 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta_{ft} = 0,20 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,96 \text{ cm}$

→ La flèche est vérifiée.

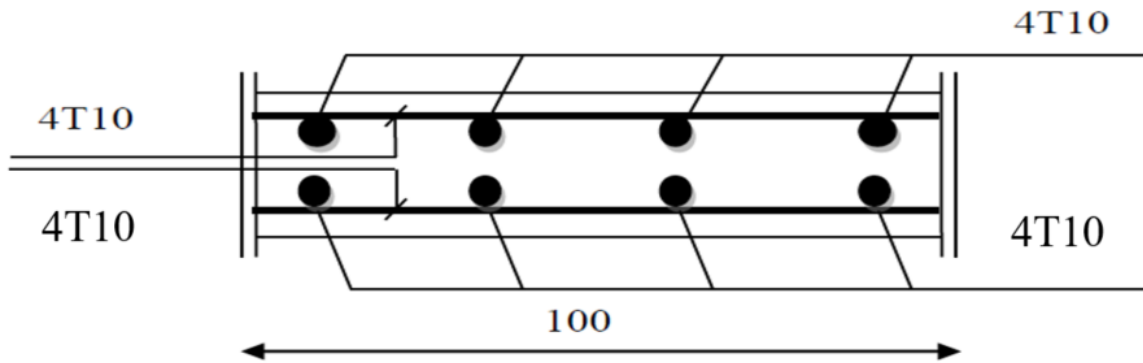


Fig III 28 Dessin du ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV : Etude des éléments non-structuraux

▪ **IV.1 Les escaliers :**

L'escalier est une construction architecturale réalisée en versant du béton armé sur le site lui-même. Il se compose d'une séquence régulière de marches et de contremarches qui permettent de passer d'un étage à un autre en assurant une transition fluide.

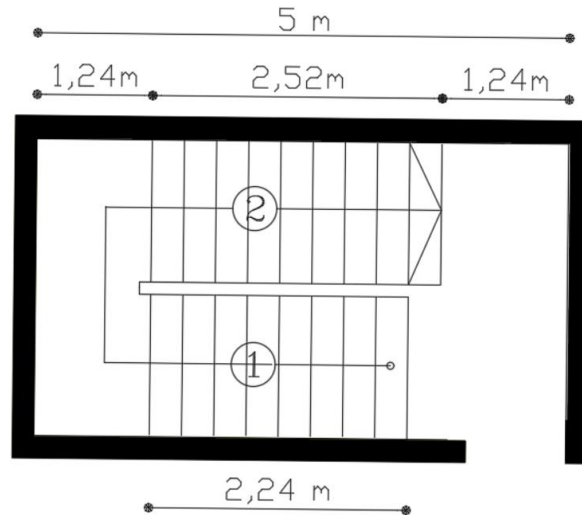


Fig IV 1 cage d'escalier (sous-sol)

❖ **Remarque :**

Dans notre projet, nous avons choisi la cage de sous-sol comme exemple de calcul car elle contient deux types des volées :

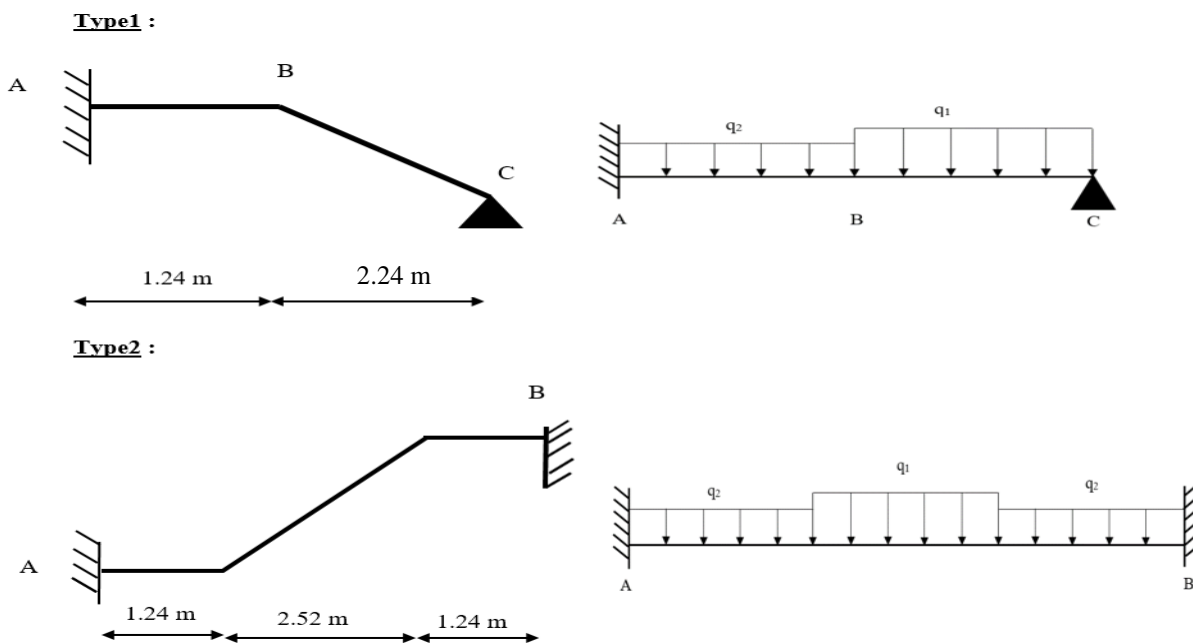


Fig IV 2 schéma statique d'escalier

IV.1.1. Pré dimensionnement :

Hauteur d'étage : $H = 2.89 \text{ m}$

Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$ on prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de marche : $n = 289/17 = 17$

Le Giron : $60 < 2h+g < 64 \text{ cm} \Rightarrow 26 < h < 30$ on prend $g = 28 \text{ cm}$

Il y a deux volées ($H/2 = 1.445 \text{ m}$)

Nombre de marche $n = 144.5/17 = 8.5 \rightarrow$ il y a 9 marches dans un volée et 8 marches pour le deuxième volée

Type1 : 8 marches

Type2 : 9 marches

- **L'emmarchement** :

Longueur de l'emmarchement : $L = 1.30 \text{ m}$

- **Palier** :

- Largeur de palier : $L = 1.24 \text{ m}$

- **Remarque** : (On prend les valeurs du deuxième type comme exemple car c'est le plus grand en nombre des marches)

- **Paillasse** :

- L'inclinaison de la paillasse :

$\tan \alpha = 17/28 = 0.6 \rightarrow \alpha = 31.26^\circ$ Alors :

- La longueur de la paillasse est égale à : $L = 2.52 / \cos \alpha = 2.94 \text{ m}$

- L'épaisseur de paillasse : $L/30 < e_p < L/20$

$$294/30 < e_p < 294/20 \rightarrow 9.82 < e_p < 14.73$$

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

- $hd = 12 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $hd = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.
- $hd = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

\rightarrow Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur paillasse $e = 16 \text{ cm}$

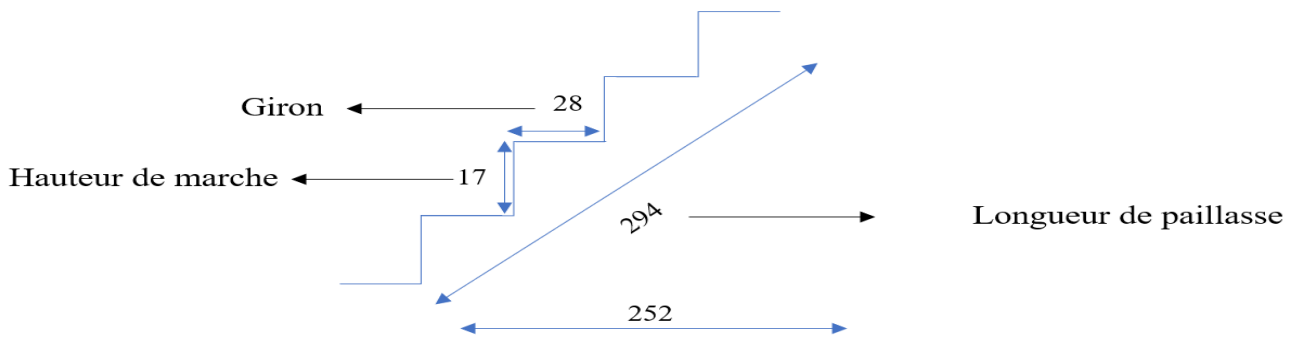


Fig IV 3 Schéma d'escalier type 2

Tableau IV 1 les charges de Paillasse.

<u>Paillasse</u>	Epaisseur (m)	Poids KN/m ³	KN/m ²
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	17	0.34
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine	0.16/cos α	25	4.67
Enduit ciment	0.015	18	0.27
Marche	0.17/2 = 0.085	25	2.125
Charge permanente Totale	8,245 KN/m²		
Charge d'exploitation	2.5 KN/m²		

Tableau IV 2 les charges de palier

<u>Palier</u>	Epaisseur (m)	Poids KN/m ³	KN/m ²
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	17	0.34
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine	0.16	25	4
Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente Totale	5.45 KN/m²		
Charge d'exploitation	2.5 KN/m²		

IV.1.2. Combinaisons fondamentales:

a) Volée :

- Paillasse :

$$G = 8.245 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$qu_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (8.245) + 1.5 (2.5) = 14.881 \text{ KN/ml}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$q_{s1} = G + Q = 8.245 + 2.5 = 10.745 \text{ K N/ml}$$

- **palier :**

$$G = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

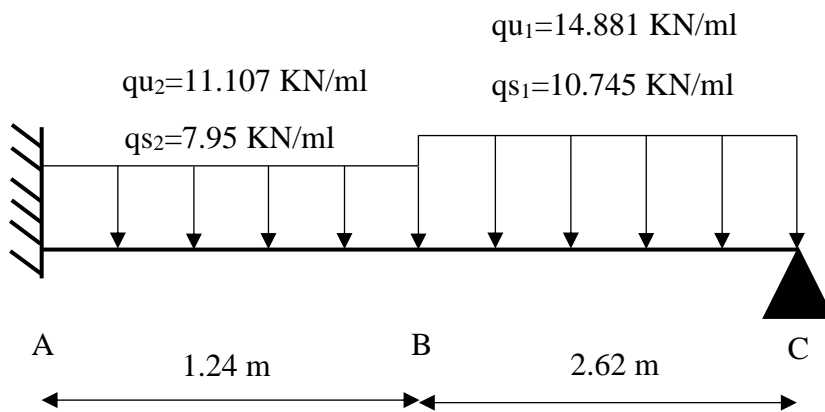
➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_{u2} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (5.45) + 1.5 (2.5) = 11.107 \text{ KN/ml}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$q_{s2} = G + Q = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ KN/ml}$$

• **Schéma statique type 1:**



➤ **ELU:**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow RA + RC = 11.107 \times 1.24 + 14.881 \times 2.62$$

$$\rightarrow RA + RC = 52.761 \text{ KN}$$

$$\sum M/c = 0 \rightarrow RA \times 3.86 + MA - 11.107(1.24) \left(\frac{1.24}{2} + 2.62 \right) - 14.881(2.62) \left(\frac{2.62}{2} \right) = 0$$

$$\rightarrow MA = 95.698 - 3.86 \times RA$$

$$\sum M_B^d = 0 \rightarrow RC(2.62) - 14.881(2.62) \left(\frac{2.62}{2} \right) = 0 \rightarrow RC = 19.494 \text{ KN}$$

$$\rightarrow RA = 33.266 \text{ KN}$$

$$\rightarrow MA = -32.712 \text{ KN.m}$$

Tableau IV 3 des sollicitation

	RA [KN]	RC [KN]	MA [KN.m]
ELU	33.266	19.494	-32.712
ELS	23.933	14.075	-23.563

IV.1.3. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

a) Section 1 : $0 < x < 1.24$

➤ E.L.U :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow RA - T - 11.107x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 33.266 - 11.107x$$

$$T(0) = 33.266 \text{ KN}$$

$$T(1.24) = 19.493 \text{ KN}$$

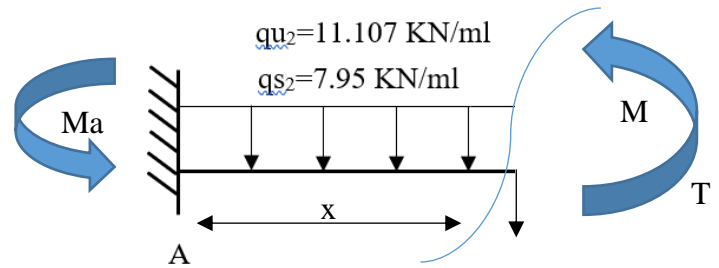


Fig IV 4 section 1

$$\sum M = 0 \rightarrow MA - M + RA \cdot x - 11.107(x) \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow M(x) = -11.107 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 33.266x - 32.712$$

$$M(0) = -32.712 \text{ KN.m}$$

$$M(1.24) = -0.001 \text{ KN.m}$$

➤ E.L.S :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow RA - T - 7.95x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 23.933 - 7.95x$$

$$T(0) = 23.933 \text{ KN}$$

$$T(1.24) = 14.075 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow MA - M + RA \cdot x - 7.95(x) \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow M(x) = -7.95 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 23.933(x) - 23.563$$

$$M(0) = -23.563 \text{ KN.m}$$

$$M(1.24) = 0.001 \text{ KN.m}$$

b) Section 2 : $0 < x < 2.62$ ➤ **E.L.U :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow RC + T - 14.881(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = -19.494 + 14.881(x)$$

$$T(0) = -19.494 \text{ KN}$$

$$T(2.62) = 19.494 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M + RC \cdot x - 14.881(x) \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow M(x) = 14.881 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 19.494(x)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.62) = 0.00028 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow RC + T - 10.745(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = -14.075 + 10.745(x)$$

$$T(0) = -14.075 \text{ KN}$$

$$T(2.62) = 14.077 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M + RC \cdot x - 10.075(x) \left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\rightarrow M(x) = 10.745 \left(\frac{x^2}{2}\right) - 14.075(x)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.62) = 0.0024 \text{ KN.m}$$

On a :

$$M_{\max}^u = 32.712 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{ser}} = 23.563 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 33.266 \text{ KN}$$

➤ **ELU**

- **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,15M_{\max}^u = -4.9068 \text{ KN.m} = -4906.8 \text{ N.m}$$

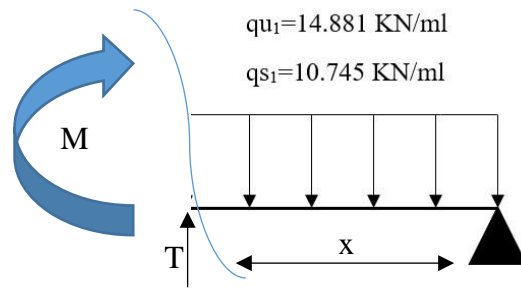


Fig IV 5 section 2

- **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0.85M_{\max}^u = 27.8052 \text{ KN.m} = 27805.2 \text{ N.m}$$

➤ **ELS**

- **Moment en appuis :**

$$M_a^{\text{ser}} = -0,15M_{\max}^{\text{ser}} = -3.5344 \text{ KN.m} = -3534.4 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t^{\text{ser}} = 0.85M_{\max}^{\text{ser}} = 20.0285 \text{ KN.m} = 20028.5 \text{ N.m}$$

IV.1.4 Calcul du ferrailage :

a) **En travée :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 27.8052 \text{ KN.m} = 27805.2 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27805.2}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.124$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.950$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27805.2}{348 \times 0.950 \times 14.4} = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5.84 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :** 6T12 → $A_t = 6.79 \text{ cm}^2/ml$

$$\text{Espacement} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{6.79}{4} = 1.69 \rightarrow 4T8 \rightarrow Ar = 2.01 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite Service (E.L.S) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 20.0285 \text{ KN.m} = 20028.5 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{27.8052}{20.0285} = 1.39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\rightarrow \alpha = 0.118 < 0.25 \quad \rightarrow \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

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

b) En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -4.9068 \text{ KN.m} = -4906.8 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4906.8}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4906.8}{348 \times 0.992 \times 14.4} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \text{BAEL} = 0,0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8/ml $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{2.01}{4} = 0.50 \quad \rightarrow \quad 4T8/\text{ml} \rightarrow Ar = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_a^{ser} = -3.5344 \text{ KN.m} = -3534.4 \text{ KN.m}$$

Flexion simple
 Section rectangulaire avec $A\bar{\bar{z}}$
 Acier FeE400

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

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{-4.9068}{-3.5344} = 1.39$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

➔ $\alpha = 0.018 < 0.25$ ➔ $\Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

IV.1.5 Vérification contraintes de cisaillement :

$$T_{max} = 33.266 \text{ KN}$$

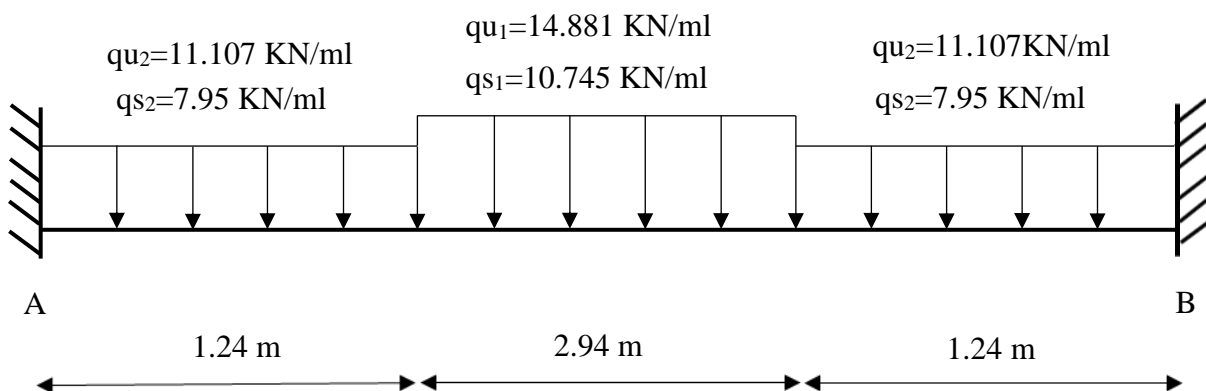
La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d \times 100} = \frac{33266}{100 \times 14.4 \times 100} = 0.23 \text{ MPa}$$

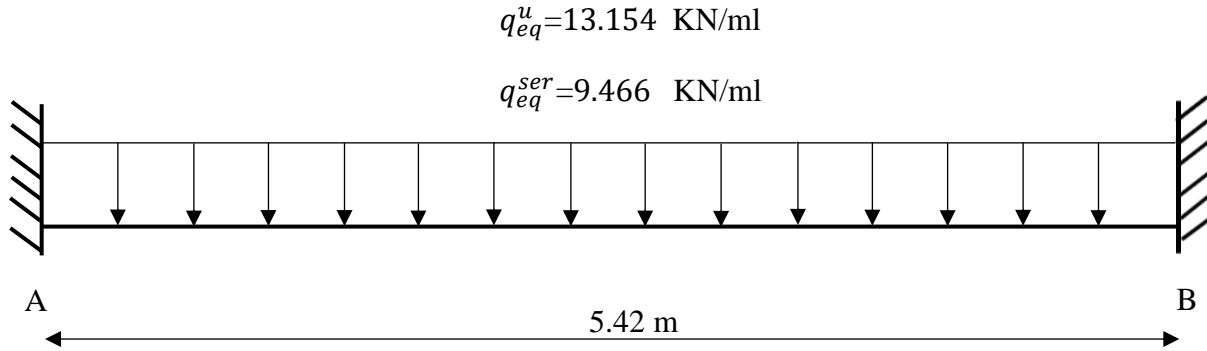
➔ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ ➔ Condition vérifiée

• **Schéma statique type2 :**



$$q_{eq}^u = \frac{q_1 \times l_1 + 2q_2 \times l_2}{l_1 + 2l_2} = \frac{14.881 \times 2.94 + 2 \times 11.107 \times 1.24}{2.94 + 2 \times 1.24} = 13.154 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq}^{ser} = \frac{10.745 \times 2.94 + 2 \times 7.95 \times 1.24}{2.94 + 2 \times 1.24} = 9.466 \text{ KN/ml}$$



$$M_A = M_B = \frac{ql^2}{12}$$

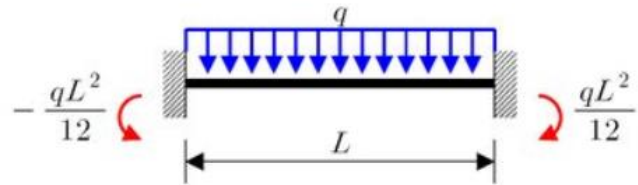


Tableau IV 4 des momeri

	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]
Formule	$0.8 \times \frac{ql^2}{12}$	$-0.2 \times \frac{ql^2}{12}$	$\frac{ql}{2}$
ELU	25.761	-6.440	35.647
ELS	18.538	-4.634	25.653

IV.1.6 Calcul du ferrailage :

a) En travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 25.761 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25761}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0.087$$

$$\mu = 0.087 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25761}{348 \times 0.938 \times 14.4} = 5.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{BAEL}} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5.48 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 5T12/ml $\rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Espacement} = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \rightarrow 4T8 \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ Etat limite Service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 18.538 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{25.761}{18.538} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\rightarrow \alpha = 0.092 < 0.445 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

b) En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -6.440 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6440}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6440}{348 \times 0.988 \times 14.4} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{BAEL}} = 0,0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1.3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8 \rightarrow $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{2,01}{4} = 0.50 \rightarrow 4T8 \rightarrow Ar = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

\rightarrow **Etat limite Service (E.L.S) :**

$$M_a^{\text{ser}} = -4.634 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{-6.440}{-4.634} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\rightarrow \alpha = 0.021 < 0.445 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

\rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

IV.1.7 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max} = 35.647 \text{ kN}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d \times 100} = \frac{35647}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,247 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

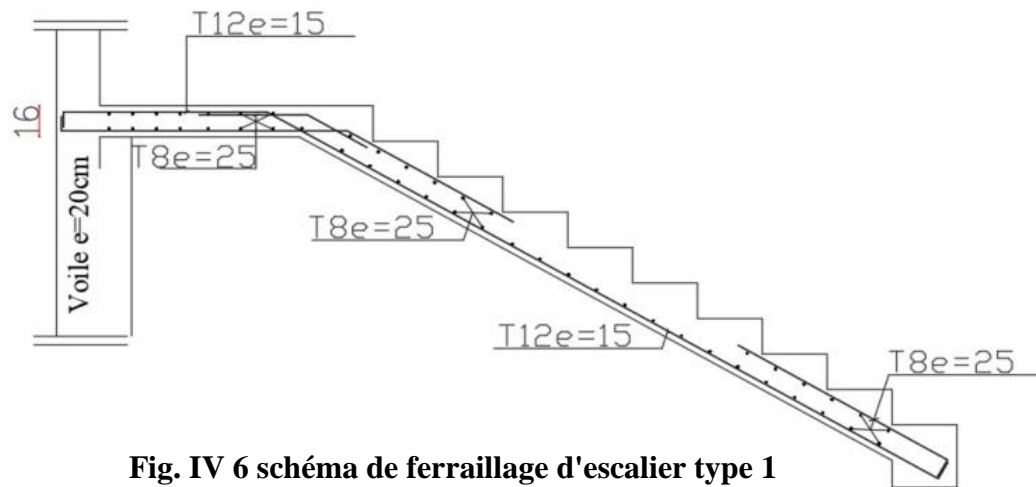


Fig. IV 6 schéma de ferrailage d'escalier type 1

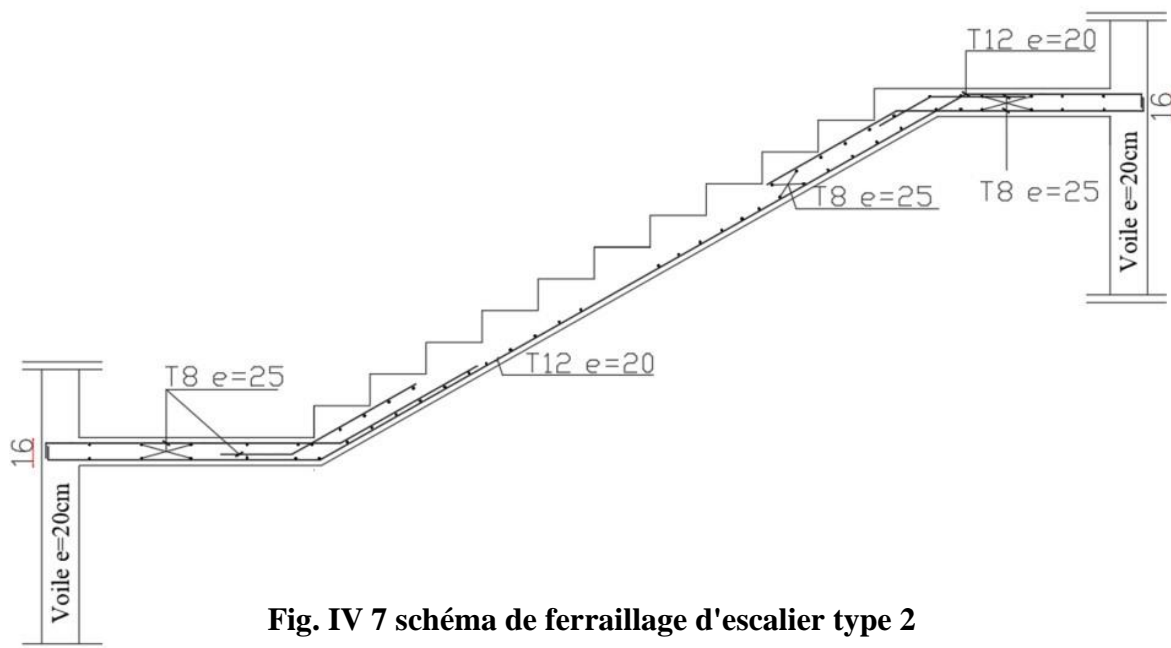


Fig. IV 7 schéma de ferrailage d'escalier type 2

▪ IV.2. Etude des balcons :

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

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

- Notre ouvrage comporte un balcon dalle pleine assimilée à une console de portée de $L= 1.40$ avec un charge d'exploitation $Q=3,5(\text{KN}/\text{m}^2)$ (usage balcon)

- **Epaisseur du balcon :**

On prend $hd= 16 \text{ cm}$

Tableau IV 5 charges appliquées sur la dalle plein du balcon

N°	Désignation	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0,02	0.4
4	Dalle pleine	25	0,16	4
5	Enduit en ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G (balcon)				5.11
Charge d'exploitation Q (balcon)				3.5

On à :

- $G= 5.11 \text{ KN}/\text{m}^2$

- $Q= 3,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

- Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 5.11 \text{ KN}/\text{mL}$

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

IV.2.1. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P=G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm}$ $G_m = 2,1 \text{ KN}/\text{m}$

Hauteur du mur: $h = 3.40 - 0,16 = 3.24 \text{ m}$

$$P = 2,1 \times 3.24 = 6.804 \text{ KN}$$

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

$\phi_{\text{max}} < hd/10$ avec $hd = 16 \text{ cm}$

$\phi \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow$ on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

IV.2.2. Calcul de l'enrobage :

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

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

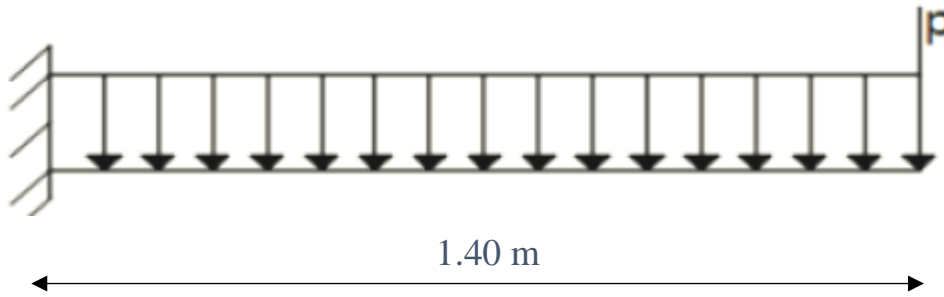


Fig IV 8 schéma statique de balcon

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{Q} \rightarrow q_u = 12,148 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35P = 9,185 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = \bar{G} + \bar{Q} \rightarrow q_s = 8,61 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 6,804 \text{ KN/m}$$

➤ **ELU:**

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - p_u l = -24,76 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - p_s l = -17,96 \text{ KN.m}$$

IV.2.3. Calcul du ferrailage:

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

- Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24760}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,095 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression sont nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095}) = 0,125$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,14) = 0,95$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta_d \sigma_s} = \frac{24760}{0,95 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,54 \text{ cm}^2$$

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 5,54 \text{ cm}^2$$

Soit 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 3T8 = 1,51 cm², avec un espacement de 33,33 cm.

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

$$M_{\text{ser}} = 17960 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{24760}{17960} = 1,37$$

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

$$\rightarrow \alpha = 0,14 < 0,435 \quad \rightarrow \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➔ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues (Aucune vérification pour (σ_s))

IV.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u_{\text{max}}} = (1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{Q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_{u_{\text{max}}} = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,50) \times 1,40 + 1,35 \times 6,804$$

$$T_{u_{\text{max}}} = 26,193 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{26193}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.2.5. Vérification de la flèche :

• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{hd}{l} = \frac{0.16}{1.4} = 0.11 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5.54}{100 \times 13.5} = 0.0041 \leq \frac{2}{fe} = 0.005 \Rightarrow C.V$$

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

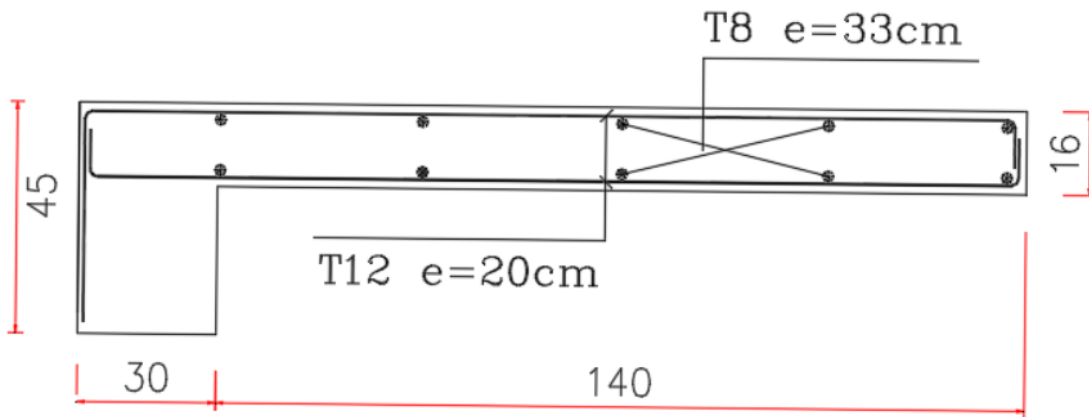


Fig IV 9 schéma de ferrailage de balcon

▪ **IV.3. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément architectural qui désigne une barrière ou un garde-corps se trouvant sur le rebord ou la partie supérieure d'un bâtiment

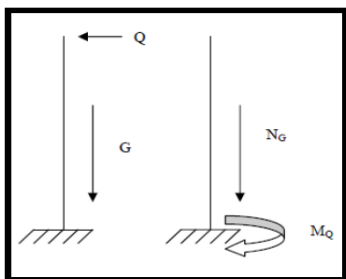


Fig IV 10 Schéma Statique de l'acrotère

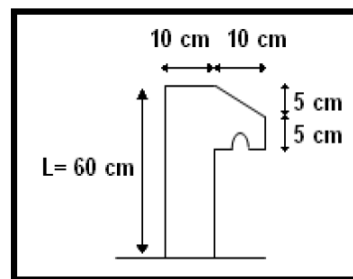


Fig IV 11 Coupe transversale de l'acrotère

IV.3.1 Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.2 Détermination des sollicitations :

- **Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \gamma_b = \left[(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + \frac{0.10 \times 0.05}{2} \right] \times 25 = 1.687 \text{ KN}$$

La force horizontale : F_p (RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone (**R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1**)

- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [**R.P.A.99(version2003) /Tableau 6.1**]

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,687$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN}$$

$$f_p = \max (0,81 \text{ kN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,687 \Rightarrow N_u = 2,28 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \Rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times 0,60 \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 1,687 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \Rightarrow M_{ser} = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$$

IV.3.3. Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

Position du point d'application de l'effort normal de compression (N) :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.28} = 0.395 \text{ m}$$

$$e = 39.5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue.

$$M_f = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0.9918 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{991.8}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.0086 < 0.392$$

→ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,107$$

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

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

- **Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{991.8}{0.995 \times 9 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A - \frac{N'}{\sigma_s} = 0.32 - \frac{2280}{348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3] :**

$$A_{\min\text{BAEL}} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

Choix des armatures : $A_s = 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacements: $100/4 = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : $A_r = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

espacements: $60/4 = 15 \text{ cm}$

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

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.28} = 0.355 \text{ m}$$

$$e = 35.5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

➔ Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section
=> la section est partiellement comprimée (S.P.C)

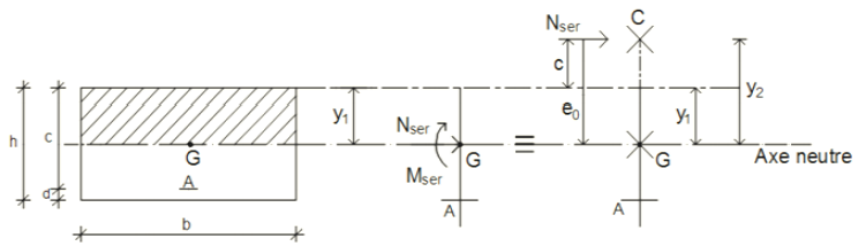


Fig IV 12 Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la Plus comprimée ($c < 0$)

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à L'axe neutre ($y_2 > 0$)

• **Calcul des contraintes :**

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

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

$$c = e + \frac{h}{2} = 0.35 + \frac{0.1}{2} = 0.4 \text{ m}$$

et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,40 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 3,14 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 9 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{avec } A' = 0$$

$$p = -3(-40)^2 + 90 \cdot \frac{3.14}{100}(9 + 40) = -4661.526$$

$$q = -2(-40)^3 - 90 \cdot \frac{3.14}{100}(9 + 40)^2 = 121214.774$$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (121214.774)^2 + \frac{4}{27}(-4661.526)^3 = -313518204.9 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = \left[\frac{3 \times 121214.774}{2(-4661.526)} \sqrt{\frac{-3}{-4661.526}} \right] = -0.98 \Rightarrow \varphi = 171.7^\circ$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 78.83$$

Après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 42.66 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 36.07 \text{ cm}$$

$$Y_{2.3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -78.73 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = Y_{2.1} + c < h \Rightarrow 0 < 42.66 - 40 = 2.66 \text{ cm} < h = 10$$

- **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = \frac{100 \times 2.66^2}{2} - 15 \times 3.14(9 - 2.66) = 55.166 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1687}{100 \times 55.166} = 0.30$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.30 \times 2.66 = 0.798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y_1) = 15 \times 0.30(9 - 2.66) = 28.53 \text{ MPa}$$

- L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{2n}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow n=1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s \leq \sigma_{sadm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b_{adm}}$$

Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues.

IV.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{u_{max}} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c_{28}} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \cdot d} = \frac{1500}{100 \times 90 \times 100} = 0,001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

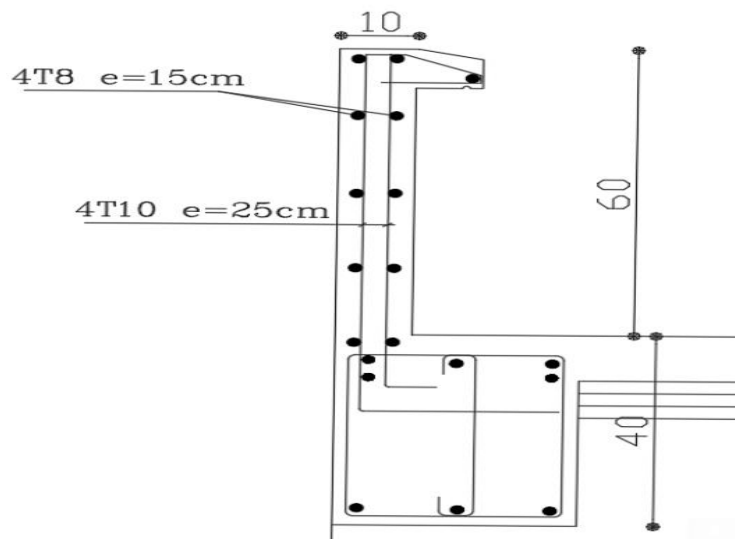


Fig IV 13 schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.4 Etude de l'ascenseur :

IV.4.1) Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Les ascenseurs sont classés en 3 groupes selon leur usage :

- Classe 1 : ascenseur pour les locaux recevant du public.
- Classe 2 : ascenseur privé.
- Classe 3 : monte – charge.

Ils sont composés de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

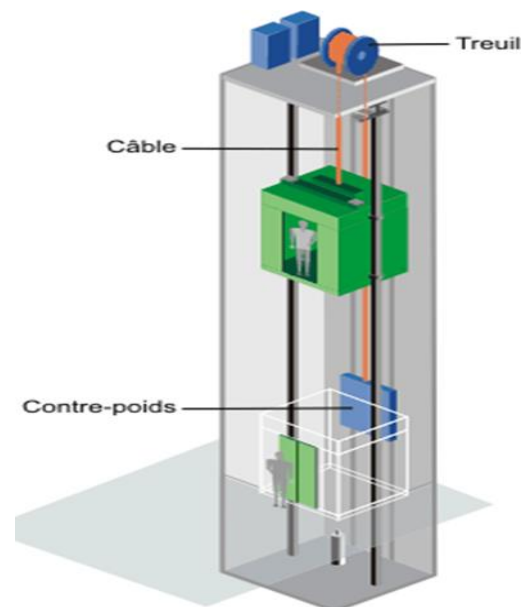


Figure 1 : Représentation d'un ascenseur à traction à câbles.

IV.4.2) Dimensions de l'ascenseur :

L'ascenseur que l'on étudie est pour 08 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.31\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.37\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.90\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 2.50\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.90\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Épaisseur de voile :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 47.08\text{ m}$

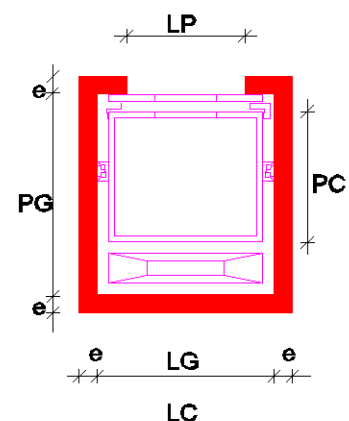


Figure 2 : Dimensions de l'ascenseur

- **Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

IV.4.3- Descente de charges :

a) Surcharge d'exploitation:

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b) Charges permanentes :

- Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

- Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.31 + 2 \times 1.37) \times 2.20 = 8.91 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.91 = 112.71 \text{ daN}$$

- Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.31 \times 1.37 = 1.80 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.80 = 126 \text{ daN}$$

- Masse du toit :

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$M_3 = 20 \times 1.80 = 36 \text{ daN}$$

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.31 \times 1.37 = 1.80 \text{ m}^2$$

- Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabinede 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.31) = 138.6 \text{ daN}$$

- Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100\text{daN}$

- **Masse des accessoires :**

$M_7 = 80\text{daN}$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60\text{daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 112.71 + 126 + 36 + 138.6 + 120 + 100 + 80 + 60 = 773.31\text{daN}$$

- **Masse du contre poids :**

$$M_P = P_T + \frac{Q}{2} = 773.31 + \frac{600}{2} = 1073.31\text{ daN}$$

- **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} \Rightarrow d = 12.5\text{mm}. \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

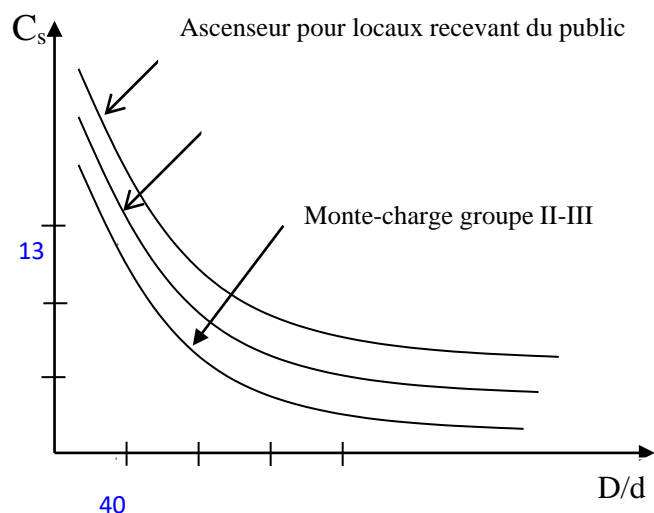


Fig IV 14 Abaque de détermination de suspentes

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspente

$$C_s = \frac{C_r}{M} \rightarrow C_e = C_s \times M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q , poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 773.31) \Rightarrow C_r = 17853.03 \text{ da}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17853.03}{0.85} = 21003.56 \text{ daN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{câble}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage

n : nombre de câble et

$C_r(\text{câble})$: charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Tableau IV 6 caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{21003.56}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.28 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c .

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

$d = 12.5\text{mm} \rightarrow$ tableau $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : course du câble (hauteur du course)

$$C = 47.08\text{m.}$$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 47.08 = 48.49 \text{ daN.}$$

- **Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

- **Résumé :**

- Poids mort = 773.31 daN
- Masse du câble = 48.49 daN
- Masse du contre poids = 1073.31 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- $G = 3095.11 \text{ daN}$

- ❖ Combinaisons fondamentales :

- ➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3095.11 + 1.5 \times 600 = 5078.39 \text{ daN.}$$

- ➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 2998.78 + 600 = 3695.11 \text{ daN.}$$

IV.4.4. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

- $q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1269.59 \text{ daN}$

- $q_a^s = \frac{q_s}{4} \Rightarrow q_a^s = 923.77 \text{ daN}$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

U, V : représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25$$

$$V = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100\text{cm.}$$

$$q_a^u = 12695.9 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 112500 \text{ N} \dots\dots \text{C.V}$$

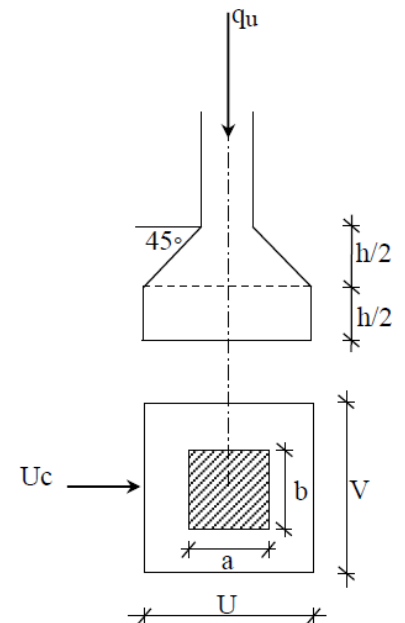


Fig IV 15 Schéma de la surface d'impact

• Conclusion:

La dalle résiste au poinçonnement.

a. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de

PIGEAUT et en plaçant les charges au centre ; leur moment seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les

abaquessuivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m^2 sera :

• $Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1269.59}{0.25^2} = 20313.44 \text{ daN/m}^2$ et

- $Q_a^s = \frac{q_a^s}{V \times U} = \frac{923.77}{0.25^2} = 14780.32 \text{ daN/m}^2$

b. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

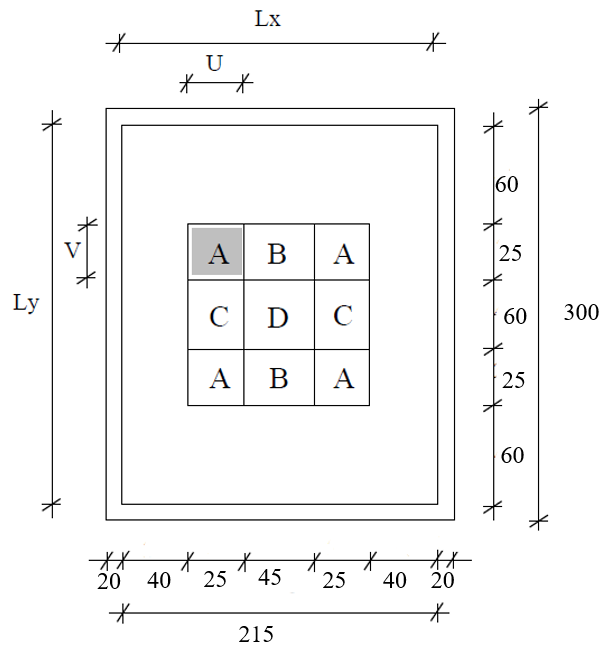


Fig IV 16 Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

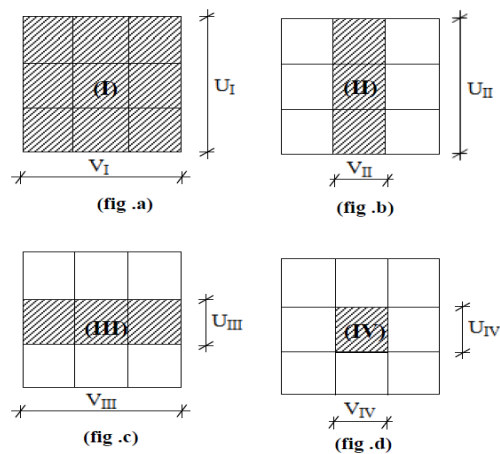


Fig IV 17 Chargement de panneau.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par : $A = \frac{I-II-III+IV}{4}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{215}{300} = 0.71 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_c} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_c} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

$$S = U \times V$$

Tableau IV 7 récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	1.10	1.10	0.60	0.60
V en [m]	0.95	0.45	0.95	0.45
S en [m²]	1.045	0.495	0.570	0.27
U/L_x	0.51	0.51	0.28	0.28
V/L_y	0.32	0.15	0.32	0.20
M₁	0.094	0.094	0.118	0.118
M₂	0.115	0.123	0.115	0.122
Q^u = Q_a^u × S en [N]	212275.44	100551.52	115786.60	54846.28
Q^{ser} = Q_a^{ser} × S en [N]	154454.34	73162.58	84247.82	39906.86
M_x^U en [N.m]	19953.89	9451.84	13662.81	6471.86
M_y^U en [N.m]	24411.67	12367.83	13315.45	6691.24
M_x^{ser} en [N.m]	18071.15	8677.08	11878.94	5682.73
M_y^{ser} en [N.m]	20665.99	10374.45	11676.74	5810.43
M_{xc}^U en [N.m]	3311.10			
M_{yc}^U en [N.m]	5419.63			
M_{xc}^{ser} en [N.m]	3197.86			
M_{yc}^{ser} en [N.m]	4425.23			

- **Descente des charges :**

$$\text{Dalle machine: (ep} = 15\text{cm)} \Rightarrow G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ daN m}$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

- **Combinaison fondamentale :**

➤ *État limite ultime (E.L.U) :*

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

➤ *Etat limite de service (E.L.S) :*

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

$$q_{\text{ser}} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1.00 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

- **Calcul des sollicitations :**

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

- État limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites service (béton non fissuré)}. \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$L_x = 2.15\text{m} ; L_y = 3.00\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.15}{3} = 0.71 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens}$$

Tableau IV 8 Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y

Calculs	μ_x	μ_y
à l'E.L. U	0.066	0,474
à l'E.L. S	0,0743	0,5817

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.066 \times 656.25 \times 2.15^2 = 200.21 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0.474 \times 200.21 = 94.899 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0743 \times 475 \times 3^2 = 317.63 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0.5817 \times 317.63 = 184.76 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

• **Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (3311.10 + 2002.10) \Rightarrow M_{xt}^u = 5313.20 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (5419.63 + 948.99) \Rightarrow M_{yt}^u = 6368.62 \text{ N}$$

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

$$M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (3197.86 + 3176.3) \Rightarrow M_{xt}^s = 6374.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (4425.23 + 1847.6) \Rightarrow M_{yt}^s = 6272.83 \text{ N}$$

• Moment max en travée: $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et

• Moment max en appuis: $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau IV 9 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	398.49	478.06	-265.66	-318.70	477.64	478.06	-318.43	-313.64

IV.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Suivant le sens (X-X) :

a) **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 398.49 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3984.9}{11.33 \times (13.5)^2 \times 100} = 0.019$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,186$$

$$\mu = 0.019 < \mu_1 = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.990$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3984.90}{348 \times 0.990 \times 13.5} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

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

$$A = \max(0.85; 1,2) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T10}/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 478.06 \text{ danN.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{398.49}{478.06} = 0.83$$

$$\frac{0.83-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.215 > \alpha = 0.023$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 11.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Résultats :

- $\checkmark \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa}$
 \checkmark Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

b) En appuis :

➤ **ELU :**

$$M_{ax}^u = -265.66 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2656.6}{11.33 \times (13.5)^2 \times 100} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.993$$

a. Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2656.6}{348 \times 0.993 \times 13,5} = 0.56 \text{ cm}^2 /$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

b. Condition de non fragilité :

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

$$A_a = \max (0.56; 1.2) = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c. Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(e = 25cm).

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax} = -318.70 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{265.66}{318.7} = 0.83$$

$$\frac{0.83-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.215 > \alpha = 0.012$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 11.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Résultats :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible}$$
(Aucune vérification pour (σ_s))

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Suivant le sens (Y-Y) :

1) En travée :

➤ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 477.64 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4776.4}{11.33 \times (12.5)^2 \times 100} = 0.026$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,186$$

$$\mu = 0.026 < \mu_1 = 0,186 \Rightarrow \text{A' n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.986$$

d. Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{4776.4}{348 \times 0.986 \times 12.5} = 1.009 \text{ cm}^2 / m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

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

$$A = \max(1,009; 1,2) \Rightarrow A = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T10 \rightarrow e = 25cm).

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 478,06 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans

Acier FeE400

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{477,64}{478,06} = 0,99$$

$$\frac{0,99-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,295 > \alpha = 0,01$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 11,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

❖ Résultats :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

2)En appuis :

➤ **ELU :**

$$M_{ay}^u = -318,43 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3184,3}{11,33 \times (12,5)^2 \times 100} = 0,017$$

$$\mu = 0.057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.0214$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.991$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3184.3}{348 \times 0.991 \times 12,5} = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_a = \max (0.73; 1.2) = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(e = 25cm).

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax} = -313.64 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{318.43}{313.64} = 1.01$$

$$\frac{1.01-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.307 > \alpha = 0.0214$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 11.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

• **Résultats :**

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible

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

(Aucune vérification pour (σ_s))

IV.4.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Tu max :**

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 1269.59 + 656.25 \times \frac{2.15}{2} = 2002.05 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{2002.05}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.148$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.05f_{c28}, 5\text{MPa}) = 1.5\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.148\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 1.5\text{MPa} \quad \left. \vphantom{\tau_U} \right\}$$

Il n'ya pas reprise de bétonnage

\Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{15}{215} = 0.069$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{318.7}{20 \times 531.32} = 0.029$$

Donc :

- $\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$ condition vérifiée.

- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < \frac{2}{400} = 0.005$ Condition vérifiée.

Conclusion : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

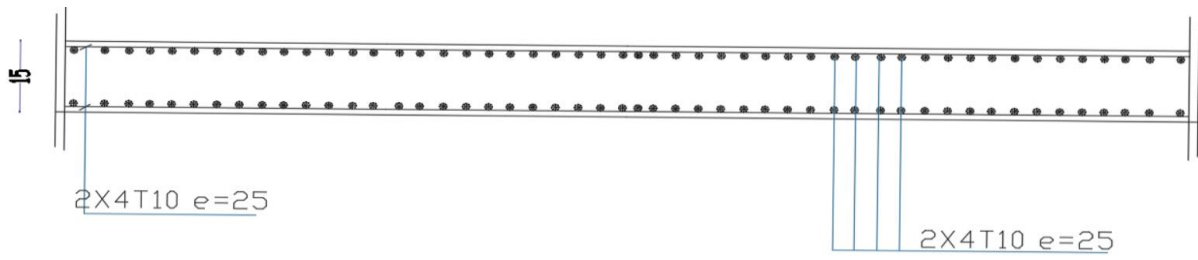


Fig IV 18 coupe transversal d'ascenseur

CHAPITRE V : Etude Dynamique

▪ V.1 Introduction :

Le séisme ou le tremblement de terre est un phénomène naturel qui attaque les structures, des secousses plus ou moins violentes imprimées au sol et qui peuvent causer d'importants dégâts dans les structures si ces dernières ne sont pas conçues pour résister à ces effets.

La structure peut être endommagée ou écrasée en raison des effets horizontaux importants causés par ce dernier.

Ce chapitre examine comment calculer ces efforts.

▪ V.2 Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 « R.P.A.99-Version 2003 », il existe deux méthodes pour évaluer les forces sismiques :

- Une méthode statique comparable.
- La méthode directe pour la dynamique (analyse modale spectrale).

- **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

Tous les calculs liés à notre structure ont été effectués à l'aide du programme Robot Bat

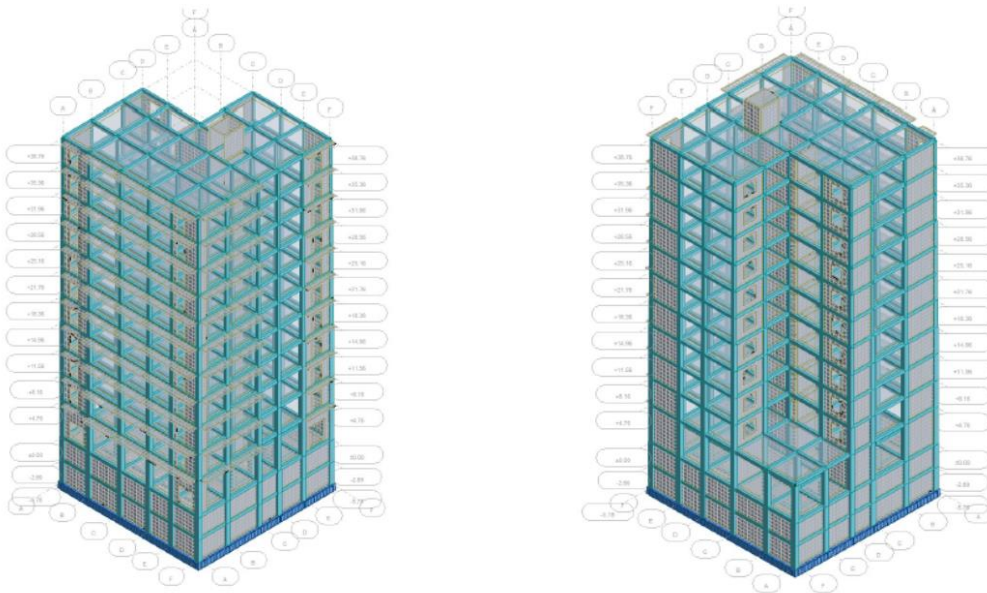


Fig V 1 Vue de structure 3D.

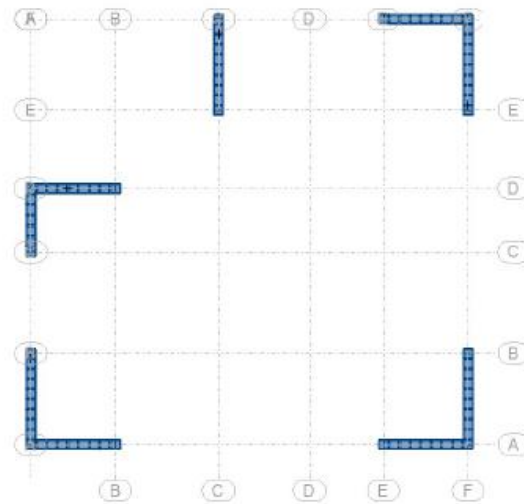


Fig V 2 disposition des voiles

Calcul du poids total de chaque planche :

Poids total = charge permanente+ B% x surcharge: coefficient donné par le tableau 4-5SRPA99 Pour les locaux d'habitation B=20%

▪ V.3 Interprétation des résultats :

V.3.1. Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{obtenue} par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

• Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

• Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

• Coefficient de correction d'amortissement :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

$$\Rightarrow \xi = 7\%$$

$$\Rightarrow \eta = 0,88 \geq 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Période caractéristique T2 :**

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50$ s (Tableau 4.7)

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

• **Période fondamentale :**

Elle est donnée par la formule suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 45.14 m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times (45.14)^{3/4} \Rightarrow T = 0.87 \text{ s}$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} \text{ avec } D_x = 21,10 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.89 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} \text{ avec } D_y = 20.6 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.90 \text{ s}$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.89; 0.87) = 0.87 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.90; 0.87) = 0.87 \text{ s}$$

Période fondamentale de la structure = 0.87s

On a :

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_x = 0.87 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad D_x = 1,52$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \quad D_y = 1.52$$

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- **Zone IIa**
- **Groupe 2**

=>A = 0.15

- **Coefficient de comportement R :**

- **Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement :**

Tableau V 1 les efforts normaux on les poteaux et les voiles de contreventement.

Etage	Effort normal N		$N_{voiles} / N_{total} \geq 20\%$
	Voiles de contreventement	Poteaux	
Sous-sol 01	-32619.51	-25360.18	57.74% > 20%
Sous-sol 02	-28860.75	-23199.27	57.41% > 20%
RDC	-20802.48	-25527.95	49.27% > 20%
1	-19060.13	-21763.29	49.05% > 20%
2	-17696.48	-18788.32	50.65% > 20%
3	-15983.92	-16263.47	51.73% > 20%
4	-14542.97	-13502.32	54.10% > 20%
5	-13144.51	-10821.42	57.18% > 20%
6	-11146.90	-8822.21	58.06% > 20%
7	-9295.34	-6704.20	60.34% > 20%
8	-7400.60	-4725.83	63.11% > 20%
9	-5159.30	-3157.13	63.43% > 20%
10	-2788.66	-1717.77	61.68% > 20%

$N_{voiles} / N_{total} \geq 20\% \rightarrow$ la condition est vérifiée. Donc le système de contreventement choisi est : « voiles porteurs » et les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale. =>R=3.5(RPA99 (version2003) /tableau 4.3)

❖ **Remarque :** ces résultats sont extraits avec logiciel de robot.

- **Facteur de qualité Q : [RPA99 (version2003) /tableau 4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau V 2 Valeurs des pénalités P_q

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.30	0.30

$$Q_x = 1 + 0.30 = 1.30$$

$$Q_y = 1 + 0.30 = 1.30$$

- **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \Sigma W_{Gi} + \beta \Sigma W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

ΣW_{Gi} : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

ΣW_{Qi} : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat.

Tableau V 3 Période et facteur de participation massique

Modes	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	1.04	0.96	2.61	51.32	2.61	51.32	5806359.09	5806359.09
2	1.27	0.79	47.04	55.47	44.44	4.14	5806359.09	5806359.09
3	1.69	0.59	57.64	55.94	10.60	0.47	5806359.09	5806359.09
4	4.25	0.24	59.14	69.35	1.50	13.41	5806359.09	5806359.09
5	5.24	0.19	71.46	72.34	12.31	2.98	5806359.09	5806359.09
6	6.93	0.14	75.24	72.79	3.79	0.46	5806359.09	5806359.09
7	9.38	0.11	75.86	77.87	0.61	5.08	5806359.09	5806359.09
8	11.50	0.09	80.26	79.53	4.41	1.66	5806359.09	5806359.09
9	14.69	0.07	82.28	80.82	2.01	1.28	5806359.09	5806359.09
10	15.09	0.07	82.30	83.04	0.02	2.22	5806359.09	5806359.09
11	15.16	0.07	82.30	83.13	0.00	0.10	5806359.09	5806359.09
12	17.98	0.06	84.46	83.86	2.16	0.73	5806359.09	5806359.09
13	18.01	0.06	84.57	83.90	0.11	0.03	5806359.09	5806359.09
14	18.36	0.05	84.57	83.90	0.00	0.00	5806359.09	5806359.09
15	18.70	0.05	84.57	83.90	0.00	0.00	5806359.09	5806359.09
16	19.72	0.05	84.98	84.01	0.41	0.11	5806359.09	5806359.09
17	20.01	0.05	84.98	84.78	0.00	0.77	5806359.09	5806359.09
18	20.50	0.05	85.05	86.10	0.08	1.32	5806359.09	5806359.09
19	20.54	0.05	85.08	86.45	0.02	0.35	5806359.09	5806359.09
20	21.63	0.05	85.08	86.45	0.00	0.00	5806359.09	5806359.09
21	22.32	0.04	85.10	86.46	0.02	0.00	5806359.09	5806359.09
22	22.45	0.04	86.23	86.68	1.13	0.22	5806359.09	5806359.09
23	22.63	0.04	86.23	86.68	0.00	0.00	5806359.09	5806359.09
24	22.67	0.04	86.73	86.86	0.50	0.18	5806359.09	5806359.09
25	22.86	0.04	86.73	86.86	0.00	0.00	5806359.09	5806359.09
26	23.01	0.04	86.73	86.91	0.00	0.05	5806359.09	5806359.09
27	23.06	0.04	86.80	87.39	0.07	0.48	5806359.09	5806359.09
28	23.18	0.04	86.92	87.39	0.12	0.00	5806359.09	5806359.09
29	23.50	0.04	87.08	87.39	0.16	0.01	5806359.09	5806359.09
30	23.82	0.04	87.09	87.48	0.01	0.08	5806359.09	5806359.09

- **Nombre de modes à considérer : [RPA99 (version 2003)/4.3.4] :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Donc, le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20s$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N= 13niveaux).

$$K \geq 3\sqrt{13} \Rightarrow K \geq 10.81 \Rightarrow K = 11$$

$$0.06 < 0,20s$$

- **Interprétation et vérifications:**

D'après le programme ROBOT on obtient le tableau suivant :

- Mode 1 : $U_x=2.61\%$ $U_y = 51.32\%$ → translation suivant Y
- Mode 2 : $U_x =44.44\%$; $U_y =4.14\%$ → translation suivant X
- Mode 3 : $U_x = 10.60\%$; $U_y = 0.47\%$ → torsion

- **Vérification de la période :** $T_{dyn}=0.96 < 1.3 \times T_{st} = 1.13$ c.v

$$W=5806359.09 \text{ Kg}=56940.93 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Donc :

$$V_{xsta} = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.52 \times 56940.93}{5} = 3375.45 \text{ KN}$$

$$V_{ysta} = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.52 \times 56940.93}{5} = 3375.45 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ROBOT on a :

• **Sens x-x :**

$$V_d = 13430.04 \text{ KN} > 80\% V_{xsta} = 2700.36 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens-y-y :**

$$V_d = 12638.02 \text{ KN} > 80\% V_{ysta} = 2700.36 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.2. Vérification des efforts tranchants de la structure :

Tableau V 4 poids de structure calculé avec robot BAT.

Etages	Diaphragm	Masse x kg	Masse y kg
Sous-sol 01	D1	1033234.02	1033234.02
Sous-sol 02	D2	1033234.02	1033234.02
RDC	D3	900789.15	900789.15
1	D4	682949.59	682949.59
2	D5	654374.01	654374.01
3	D6	654374.01	654374.01
4	D7	628519.91	628519.91
5	D8	605387.30	605387.30
6	D9	605387.30	605387.30
7	D10	584976.17	584976.17
8	D11	567286.52	567286.52
9	D12	567286.52	567286.52
10	D13	627528.38	627528.38
W		5806359.09	5806359.09

D'après les résultats de robot : $W=5806359.09 \text{ Kg}$

V.3.3. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_e : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e \quad h_e: \text{Hauteur d'étage}$$

La vérification du déplacement de tous les niveaux est établie dans un tableau suivant :

Tableau V 5 récapitulatif de la vérification du déplacement calculé avec robot BAT.

Niveau x	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
1	2890	1.060	1.104	0.258	0.219	28.9	vérifiée	vérifiée
2	2890	0.802	0.885	-7.694	-8.625	28.9	vérifiée	vérifiée
3	4760	8.496	9.510	-0.159	-1.01	47.6	vérifiée	vérifiée
4	3400	8.655	10.520	-1.782	-1.689	34	vérifiée	vérifiée
5	3400	10.437	12.209	-1.191	-1.299	34	vérifiée	vérifiée
6	3400	11.628	13.508	-0.759	-1.157	34	vérifiée	vérifiée
7	3400	12.387	14.665	-0.414	14.665	34	vérifiée	vérifiée
8	3400	12.801	15.477	-0.113	15.477	34	vérifiée	vérifiée
9	3400	12.914	15.721	-0.076	15.721	34	vérifiée	vérifiée
10	3400	12.990	15.807	0.03	15.807	34	vérifiée	vérifiée
11	3400	12.960	15.748	0.236	15.748	34	vérifiée	vérifiée
12	3400	12.724	15.430	0.856	15.43	34	vérifiée	vérifiée
13	3400	11.868	14.676	11.868	14.676	34	vérifiée	vérifiée

V.3.4. Calcul et vérification de P-A :

Les effets du 2eme ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K. $P_K = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau V 6 Vérification de l'effet p-Δ calculé avec robot BAT.

h_K (m)	P_K (KN)	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	V_{Kx} (KN)	V_{Ky} (KN)	θ_{Kx}	θ_{Ky}	Vérification
2.89	-56940.93	0.106	0.110	14470.87	14076.68	0.0014	0.0015	< 0.1
2.89	-51043.83	0.080	0.088	5946.79	5672.34	0.0024	0.0027	< 0.1
4.76	-45317.81	0.850	0.951	4003.15	3770.60	0.0202	0.0240	< 0.1
3.4	-39967.68	0.865	1.052	3800.69	3470.27	0.0268	0.0356	< 0.1
3.4	-35707.18	1.044	1.221	3151.21	3105.50	0.0348	0.0413	< 0.1
3.4	-31548.07	1.163	1.351	3252.42	3135.84	0.0332	0.0400	< 0.1
3.4	-27424.09	1.239	1.467	2990.38	2698.55	0.0334	0.0438	< 0.1
3.4	-23422.95	1.280	1.548	2535.97	2454.81	0.0348	0.0434	< 0.1
3.4	-19504.34	1.291	1.572	2413.13	2218.40	0.0307	0.0407	< 0.1
3.4	-15612.98	1.299	1.581	2169.94	1926.95	0.0275	0.0377	< 0.1
3.4	-11818.08	1.296	1.575	1674.56	1619.61	0.0269	0.0338	< 0.1
3.4	-8086.29	1.272	1.543	1305.66	1249.91	0.0232	0.0294	< 0.1
3.4	-4354.5	1.187	1.468	929.37	774.63	0.0164	0.0243	< 0.1

Toutes les Conditions de sécurité de la structure sont satisfaites.

V.3.5.Vérification de la section réduite des poteaux

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de poteau.
- F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V 7 Vérification de la section réduite des poteaux.

Section (cm²)	Bc(mm²)	Na(KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
60x60	360000	2183.72	0.24	C.V
55x55	302500	1740.54	0.23	C.V
50x50	250000	1385.21	0.22	C.V
45x45	202500	1058.53	0.21	C.V
40x40	160000	901.97	0.23	C.V
35x35	122500	602.45	0.20	C.V
30x30	90000	456.81	0.20	C.V

▪ **V.4.Conclusion :**

L'analyse sismique a permis d'évaluer la résistance face au risque sismique et a conduit à plusieurs vérifications pour concevoir une structure capable de résister à de tels événements, avec une performance parasismique optimale. Cela a été réalisé en optimisant la disposition des voiles pour assurer un contreventement efficace du bâtiment. Il est important de noter que les constructions résistant aux séismes doivent se conformer à un ensemble de normes (RPA99 version 2003), garantissant ainsi la capacité du bâtiment à résister à ce type de force.

Ce chapitre se penche sur les éléments structuraux de l'édifice, à savoir les poutres et les voiles, en utilisant le logiciel ROBOT afin de fournir une première série de renforcements pour les composants.

Chapitre VI : Etude des Portiques

▪ VI.1 Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)

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

▪ VI.2) Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant.

VI.2.1) Combinaisons d'actions :

Dans le genre de bâtiments qu'on est en train de construire, les diverses actions sont notées :

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

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.} \\ G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.} \end{array} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0,8G \pm E_x \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont évalués en considérant ces combinaisons, en utilisant le logiciel « Robot Structural ».

VI.2.2) Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres dans notre bâtiment:

- Poutres principales 1 : (30x45) cm².
- Poutres principales 2 : (30x35) cm².
- Poutres secondaires: (30x40) cm².
- **Ferrailage réglementaire :**

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article 7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.

- Longueur de recouvrement est de $40 \varnothing$ pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article 7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé avec la méthode suivante :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires on doit utiliser la formule suivante :

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

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article 6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

- **Les sollicitations des poutres :**

En utilisant le logiciel **Robot Structural**, on obtient les résultats suivants :

Tableau VI 1 récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Moment	ELU		ELS		Effort Tranchant T(KN)
	M _i (KN.m)	M _a (KN.m)	M _i (KN.m)	M _a (KN.m)	
PP1(30*45)	78.10	-136.66	56.45	-98.36	201.22
PP2(30*35)	55.90	-83.38	40.42	-60.46	124.47
PS (30*40)	64.42	-81.96	46.67	-59.52	130.72

VI.2.6 Calcul de ferrailage :

- **Poutre principal type 1 :**
 - **Calculs des armatures longitudinales:**

a) En travée :

➤ **(E.L.U) :**

$$M_t^u = 78.10 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \cdot h$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{78100}{14,2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,148$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{78100}{348 \times 0,940 \times 40.5} = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{min}BAEL; A_{min}RPA) \Rightarrow A_a^u = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 6T12 \rightarrow A_t = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **(E.L.S) :**

$$M_t^{ser} = 56.45 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{78.10}{56.45} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,03 < 0.44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

c. En appuis :

➤ (E.L.U) :

$$M_a^u = -136.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{136660}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0.195$$

$$\mu = 0,195 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,274$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,890$$

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{136660}{348 \times 0,890 \times 40,5} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0,5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(BAEL) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{min}BAEL; A_{min}RPA) \Rightarrow A_a^u = 10.89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T14+3T12 → $A_t = 11,09 \text{ cm}^2$

➤ (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -98.36 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{136.66}{98.36} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\rightarrow \alpha = 0,05 < 0,44 \quad \rightarrow \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

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

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

$$T_{\max} = 201,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{201220}{30 \times 40,5 \times 10^2} = 1,65 \text{ MPa}$$

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

- Conclusion :

$$\tau_u = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{1 \min}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

Soit : $A_t = 3 \phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$. (1cadre + 1étrier).

- **L'espacement des armatures transversales : Selon le [BAEL91] :**

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,51 \times 0,8 \times 235}{30 (1,65 - 0,3 \times 2,1)} = 9,27 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d, 45 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 40,5, 45 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} = \frac{1,51 \times 235}{0,4 \times 30} = 29,57 \text{ cm}$$

- Selon le [RPA99 (version 2003)] :

➤ **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.14\right) = 11.25$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left[\begin{array}{l} \delta_i = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale.} \\ \delta_i = 15 \text{ cm} \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

- **Vérification des armatures transversales :**

- **Zone nodale :**

$$A_{min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ m.}$$

- **Zone courante :**

$$A_{min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ m.}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_t = 50 \times \varphi$$

- **RPA :** $A_{min} = 0,5\%b \times h$
- **B.A.E.L** $A_{min} = 0.23 \times f_{t28}/f_e \times b \times d$

Tableau VI 2 calcul de ferrailages des poutres

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale type 1	Travée	1,63	6.75	5.89	6T12	6.79	60
	Appuis			10.89	5T14+3T12	11.09	70
Poutre principale type 2	Travée	1.26	5.25	5.48	4T14	6.16	70
	Appuis			8.55	6T14	9.24	70
Poutre secondaire	Travée	1.44	6	5.48	4T14	6.16	70
	Appuis			7.11	5T14	7.70	70

VI. 2.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale type 1 :

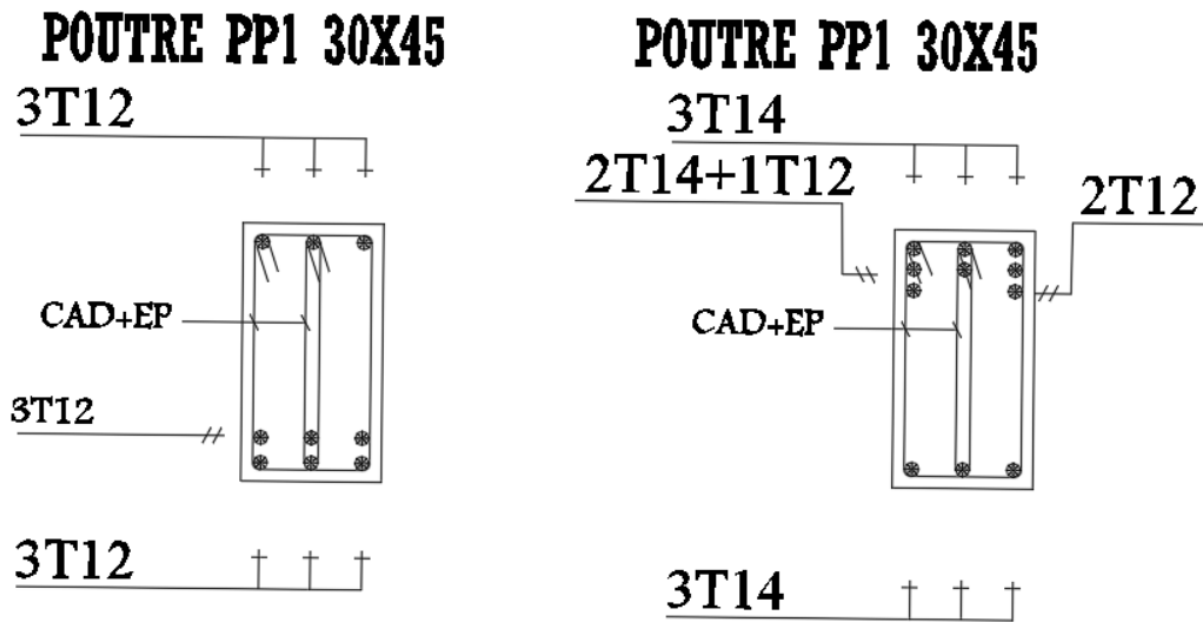


Fig VI 1 Ferrailage de la poutre principale type 1

VI. 2.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale type 2 :

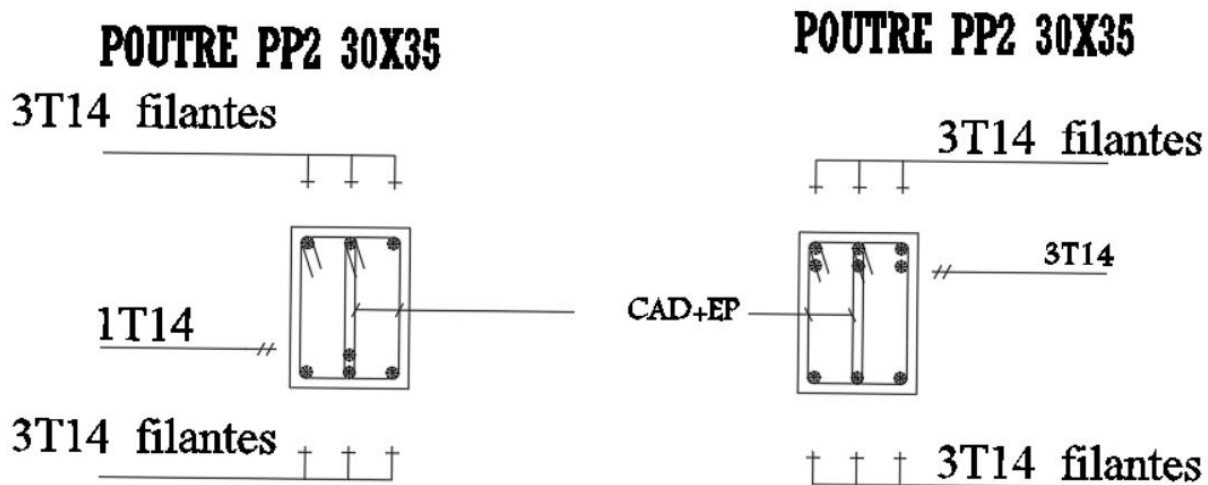


Fig VI 2 Ferrailage de la poutre principale type 2

VI.2.4. Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :

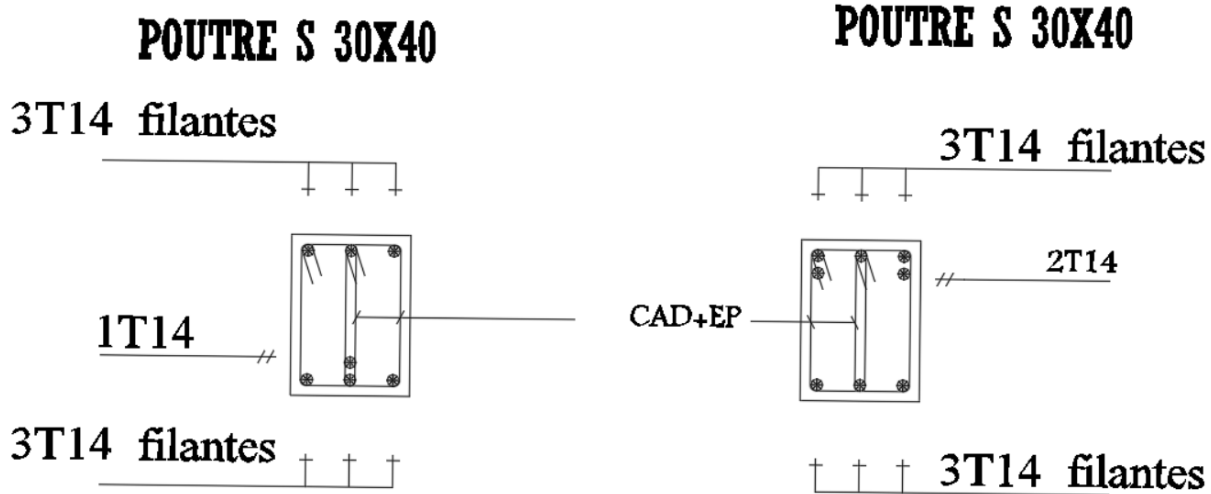


Fig VI 3 Ferrailage de la poutre secondaire

▪ **VI.3 Les 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 ». Donc, ils sont calculés en flexion composée dans deux sens (x et y).

VI.3.1 Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier À correspondant aux cas suivants :

Sens y-y

Sens x-x

$$M_{x \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$$

$$M_{y \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$$

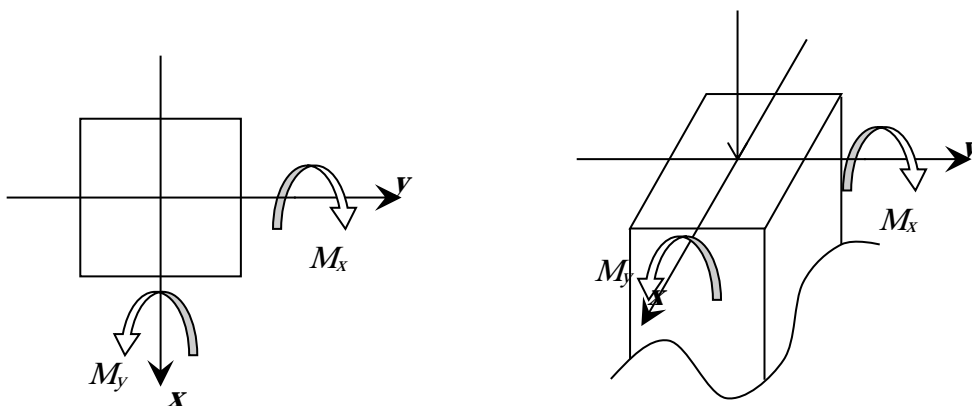


Fig VI 4 Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les efforts sont déterminés en utilisant le logiciel Robot Structural, en prenant en compte les combinaisons d'actions suivantes :

Pour la situation durable, nous considérons le cas le plus défavorable : $(1,35G+1,5Q)$ et $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$ pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

On à 7 types de poteaux a savoir :

Type 1 : (60×60) cm²

Type 2 : (55×55) cm²

Type 3 : (50×50) cm²

Type 4 : (45×45) cm²

Type 5 : (40×40) cm²

Type 6 : (35×35) cm²

Type 7 : (30×30) cm²

les armatures longitudinales

❖ **Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante et
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone

nodale sont :
$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{array} \right.$$

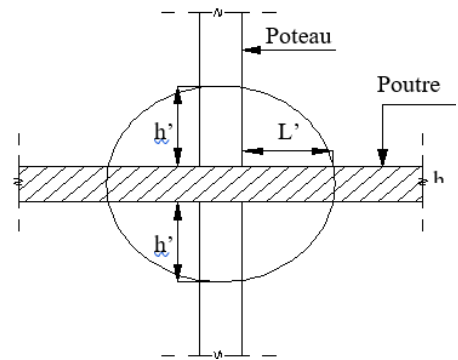


Fig VI 5 La zone nodale

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

- Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.

- les armatures longitudinales**

- Conditions de RPA99 version 2003

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_c : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élanement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donnée comme suit}$$

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{\min} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

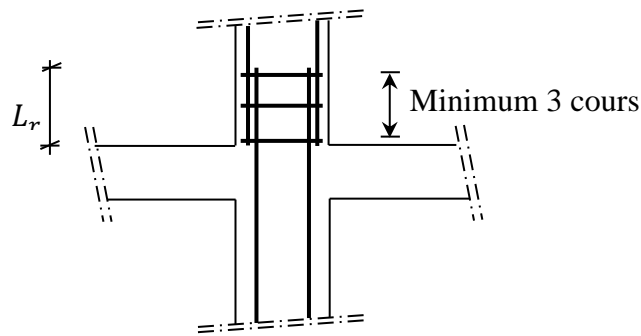


Fig VI 6 Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

- Sollicitations de calcul :

Tableau VI 3 récapitulatif des moments fléchissant , effort normaux et des effort tranchant

combinaisons		Les efforts	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)	Poteau (35*35)	Poteau (30*30)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N _{max} [KN]	2991.18	2379.69	1892.53	1050.77	1230.48	820.76	621.78
		M _{z cor} [KN.m]	5.47	8.52	0.71	-1.73	-3.44	-5.52	-4.77
		M _{Ycor} [KN.m]	-5.06	-9.64	-9.87	-7.54	-9.43	-8.99	-6.99
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	M _{z max} [KN.m]	118.66	179.48	78.46	-79.18	-80.92	-65.49	-52.48
		N _{cor} [KN]	826.35	2294.04	678.83	562.67	389.79	309.67	76.81
		M _{Ycor} [KN.m]	9.97	-6.07	-12.02	13.08	18.01	16.41	23.94
	Cas 3	M _{Ymax} [KN.m]	108.54	-178.56	-61.77	63.03	67.39	57.13	51.46
		N _{cor} [KN]	1277.33	2483.22	269.92	739.90	515.05	407.89	96.08
		M _{z cor} [KN.m]	-3.86	20.26	16.32	-0.19	-2.58	-2.99	-7.95
	Cas 4	N _{max} [KN]	2211.85	2483.22	1479.19	1128.32	957.53	628.05	473.01
		M _{z cor} [KN.m]	45.35	20.26	-1.40	-1.90	7,73	-0.35	15.59
		M _{Ycor} [KN.m]	1.26	-178.56	-43.50	-45.20	-3,58	-30.17	0.88
G+Q	Cas 5	N _{min} [KN]	48.07	36.72	263.39	194.10	95.65	56.03	-52.07
		M _{zcor} [KN.m]	1.65	1.84	-7.07	-4.92	2.20	2.09	10.55
		M _{Ycor} [KN.m]	4.24	-16.36	6.87	4.53	38.40	29.97	20.72
T (KN)		V1	-136.71	83.92	70.02	64.00	58.33	48.70	-43.85
		V2	-96.08	132.02	-101.70	-98.55	-99.69	-90.66	-98.67

VI.3.2.Exemple de calcul de ferrailage :

➤ Calcul des armatures:

Exemple de calcul : Poteau (60×60) cm

a) Les armatures longitudinales :

$$b = 60 \text{ cm} \quad a = 60 \text{ cm} \quad d = 54 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm}$$

• 1^{ère} Cas(ELU) :

- Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_{\max} = 2991.18 \text{ [KN]}$$

$$M_{Z_{\text{cor}}} = 5.47 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{Y_{\text{cor}}} = 5.06 \text{ [KN.m]}$$

- Sens y-y :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.06}{2991.18} = 0.0016 \text{ m} = 0.16 \text{ cm} / e < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2991.18 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,2}{100 \times 348} = -145.50 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

• Etat limite de stabilité de forme :

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/V.3]}$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{202,3}{60} = 11,66 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.16}{60} = 0,0026 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,66}{35} \right)^2 = 1,0006$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1.0006 \times 2991.18 = 2993.07 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 64.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{64.65}{2993.07} = 0,021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

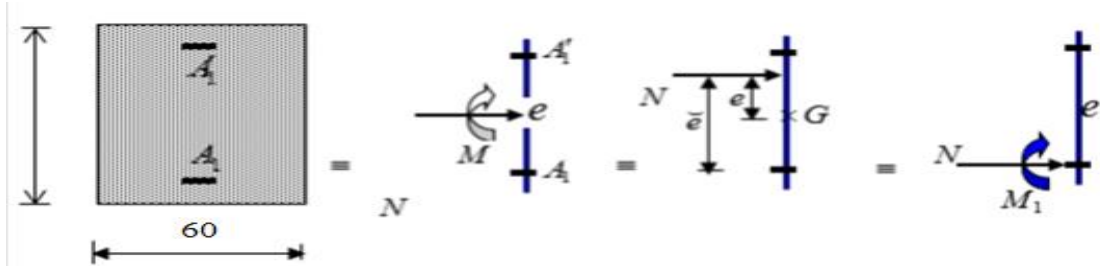


Fig VI 7 Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14,2 \times 60 \times 60 = 783,55 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2993.07 \times 10^{-2}(54 - 6) - 781.19 = 655.48 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2993.07 \times 26.1 \times 10^{-2} = 781.19 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{781190}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,17$$

$$\mu = 0,31 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,479$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,808$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{781190}{348 \times 0,808 \times 54} = 51.45 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 51.45 - \frac{2993070}{100 \times 348} = -34.55 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

- Sens z- z :

$$N = 2991.18 \text{ KN}$$

$$M_z = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.06}{2991.18} = 0,0017 \text{ m} = 0.17 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U):**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2991180 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,2}{100 \times 348} = -60.94 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{289 \times 0,7}{60} = 11.66 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,17}{60} = 0,0028 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,66}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2991.18 = 3057.57 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 66,34 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{66,34}{3057,57} = 0,0217 \text{ m} = 2.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14,2 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 783,54 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 3057.57 \times 10^{-2}(54 - 6) - 800.16 = 667.47 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,17 \text{ cm}$$

$$M_1 = 3057.57 \times 26,17 \times 10^{-2} = 800.16 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{800160}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,32$$

$$\mu = 0,32 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,5$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,8$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{800160}{348 \times 0,8 \times 54} = 46.68 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 46.68 - \frac{2991180}{100 \times 348} = -39.27 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

• **2^{ème} Cas (accidentel):**

$M_z \text{ max [KN.m]}$	118.66
$N_{\text{cor}} \text{ [KN]}$	826.35
$M_{Y_{\text{cor}}} \text{ [KN.m]}$	9.97

- Sens y- y :

$$N = 826.35 \text{ KN} \quad M_y = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.97}{826.35} = 0.012 \text{ m} = 1.2 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{826350 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,2}{100 \times 348} = -123.15 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/V.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{0,7 \times 289}{60} = 16.66 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,2}{60} = 0,02 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{16,66}{35} \right)^2 = 1,04$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 826.35 = 863.79 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 27.64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{27.64}{863.79} = 0,031 \text{ m} = 3,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) 14,2 \times 60 \times 60 = 783,54 \text{ kN.m} \Rightarrow (1)$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 863.79 \times 10^{-2} (54 - 6) - 234.08 = 180.53 \text{ kN.m} \Rightarrow (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 27.1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 863.79 \times 27.1 \times 10^{-2} = 234.08 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{234080}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{234080}{348 \times 0,952 \times 54} = 13.08 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 13.08 - \frac{826350}{100 \times 348} = -10.66 < 0 \rightarrow AFC = 0 \text{ cm}^2$$

- Sens z- z :

$$N = 826.35 \text{ KN} \quad M_z = 118.66 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{118.66}{826.35} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$

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

$$M_F = N \times e$$

Avec :

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 314.013 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{314013}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0,126$$

$$\mu = 0.126 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{314013}{348 \times 0,932 \times 54} = 17.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17.93 - \frac{314013}{100 \times 348} = 9.02 \rightarrow A_{FC} = 9.02 \text{ cm}^2$$

• **3^{ème} Cas (accidental):**

$M_{Ymax}[\text{KN.m}]$	108.54
$N_{cor}[\text{KN}]$	1277.33
$M_{z \text{ cor}}[\text{KN.m}]$	-3.86

- Sens y- y :

$$N=1277.33 \text{ KN ;} \quad M_y = 108.54 \text{ kN.m}$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{108.54}{1277.33} = 0.085 \text{ m} = 8.5 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14,2 \times 60 \times 60 = 783,54 \text{ kN.m} \Rightarrow (1)$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1277.33 \times 10^{-2}(54 - 6) - 415.13 = 197.99 \text{ kN.m} \Rightarrow (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 8.5 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 32.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1277,33 \times 32.5 \times 10^{-2} = 415.13 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{415130}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0,167$$

$$\mu = 0,167 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,229$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,908$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{415130}{348 \times 0,908 \times 54} = 24.32 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 24.32 - \frac{1277330}{100 \times 348} = -12.38 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Sens z- z :

$$N = 1277.33 \text{ KN}$$

$$M_z = 3.86 \text{ KN.m}$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.86}{1277.33} = 0.003 \text{ m} = 0.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14,2 \times 60 \times 60 = 783,54 \text{ kN.m} \Rightarrow (1)$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1277.33 \times 10^{-2}(54 - 6) - 310.39 = 302.72 \text{ kN.m} \Rightarrow (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.3 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 24.3 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1277,33 \times 32.5 \times 10^{-2} = 310.39 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{310390}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,933$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{310390}{348 \times 0,933 \times 54} = 17.7 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17.7 - \frac{1277330}{100 \times 348} = -19 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

• **5^{ème} Cas(ELS) :**

N_{max}[KN]	2211.85
M_{Z cor}[KN.m]	45.35
M_{Y cor}[KN.m]	1.26

- Sens y-y :

$$N = 2211.85 \text{ KN} \quad M_y = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.26}{2211.85} = 0,0005 \text{ cm} = 0.05 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central \rightarrow On a une compression excentrée.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2211850 - 100 \times 60 \times 60 \times 14.2}{100 \times 348} = -83.33 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de stabilité de forme :**

➤ *Calcul de l'élançement :*

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{289 \times 0,7}{60} = 11.66 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{289}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,05}{60} = 0,0008 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,66}{35} \right)^2 = 1,0006$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,0006 \times 2211.85 = 2213.25 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 2213.25 \times 2.05 \times 10^{-2} = 66.41 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{66.41}{2213.25} = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) 14.2 \times 60 \times 60 = \mathbf{783,54 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2213.25 \times 10^{-2} (54 - 6) - 597.58 = 464.66 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 27 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2213.25 \times 27 \times 10^{-2} = 597.58 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{597580}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,240$$

$$\mu = 0,240 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,348$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,860$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{567580}{348 \times 0,860 \times 54} = 35,12 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35,12 - \frac{2211850}{100 \times 400} = -28,43 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

- Sens z-z :

$$N = 2211,85 \text{ kN}$$

$$M_z = 45,35 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45,35}{2211,85} = 0,0205 \text{ m} = 2,05 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2211850 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,2}{100 \times 348} = -83,33 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{289 \times 0,7}{60} = 11,66 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{289}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{2.05}{60} = 0.034 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{11.66}{35}\right)^2 = 1,0006$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,0006 \times 2211.85 = 2213.25 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 2213.25 \times 4.05 \times 10^{-2} = 89.64 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{89.64}{2213.25} = 0,0405 \text{ m} = 4.05 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14.2 \times 60 \times 60 = \mathbf{783,54 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2213.25 \times 10^{-2}(54 - 6) - 620.81 = 441.55 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28.05 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2213.25 \times 28.05 \times 10^{-2} = 620.81 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{620810}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0,249$$

$$\mu = 0,249 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,364$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,854$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{620810}{348 \times 0,854 \times 54} = 38.68 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 38.68 - \frac{2211850}{100 \times 348} = -24.87 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

- ❖ **Condition imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

$$A_{\min} = \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100} + \frac{8(b+h)}{100} = \frac{0,2 \cdot 60 \cdot 60}{100} + \frac{8(60+60)}{100} = 16.8 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition imposées par les règles RPA99/2003 :**

$$A_{\min} = 0,008 \times b \times h = 0,008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Conclusion :**

$$A = \max (A_{cal}, A_{RPA}, A_{par1}) = (0; 28.8; 16.8) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T12+8T20 \rightarrow A=30,91$$

VI.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot :

$$T_u = 136.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b \times d} = \frac{136.71 \times 10^3}{60 \times 54 \times 100} = 0.421 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Section et écartement des armatures transversales Δ :**

$$\phi_t \leq \frac{(\phi_{1 \max})}{3} = \frac{2}{3} = 0.66$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

(1 cadre + 1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales :**

- ❖ **Selon le BAEL91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{1 \min}; 40 \text{ cm}; b + 10) = \min(21; 40; 70) = 20 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

- ❖ **Selon le RPA version 2003 :**

- **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{l \min} ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$\delta_t = 15\phi_{l \min} = 21 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20\text{cm}$$

- **Armatures transversales minimales:**

$$\delta_t = 15\phi_{L \min} = \lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{289}{60} = 4.81 \Rightarrow 5$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times b \times \delta_t = 0,003 \times 60 \times 20 = 3.6$$

- **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par les noeuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 60 = 120\text{cm.}$$

$$H' = \max(120/6 ; 60 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50 \phi_{L \max}$$

Tableau VI 4 récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux

Section	A_{cal} (cm) ²	$A_{\text{min(BAEL)}}$ (cm) ²	$A_{\text{min(RPA)}}$ (cm) ²	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	longueur de recouvrement
60X60	0	16.8	28.8	4T16+8T20	33.18	100
55X55	0	14.8	24.2	8T16+4T20	28.65	100
50X50	8	13	20	8T14+4T16	20.36	80
45X45	7.2	11.25	16.2	4T12+8T14	16.84	70
40X40	6.4	9.6	12.8	12T12	13.56	80
35X35	5.6	8.05	9.8	4T12+4T14	10.68	70
30X30	9.2	6.6	7.2	4T12+4T14	10.68	70

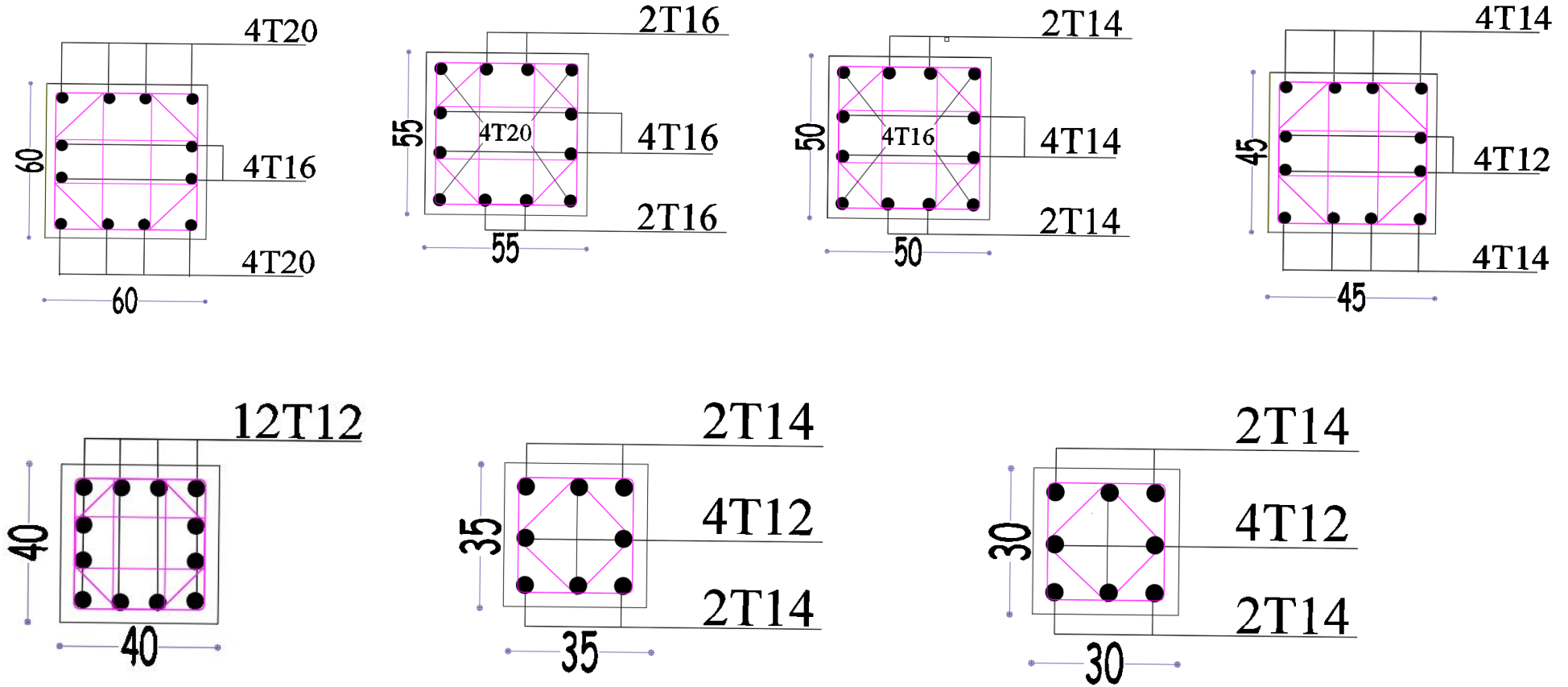


Fig VI 8 Croquis des ferrillages des poteaux

Chapitre VII : Etude des Voiles

▪ II.1.Introduction :

Les voiles sont des pièces de tissu utilisées pour recouvrir, protéger ou embellir différentes structures. Elles peuvent être utilisées dans divers contextes, tels que la navigation, l'architecture, les arts du spectacle et la décoration.

Dans notre structure; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique au sous-sol.

▪ VII.2 Voiles de contreventement :

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H

➤ Condition du [RPA99(2003) /7.7.4.1] :

- **Les armatures minimales :**

A chacune des extrémités du voile $A_{v1} > \rightarrow 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A1 = ((L-2a) e) 0, 10\%.$$

$$A2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A_v.$$

$$A_v = \max (A1; A2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1,5e; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi = \frac{L}{10} e$

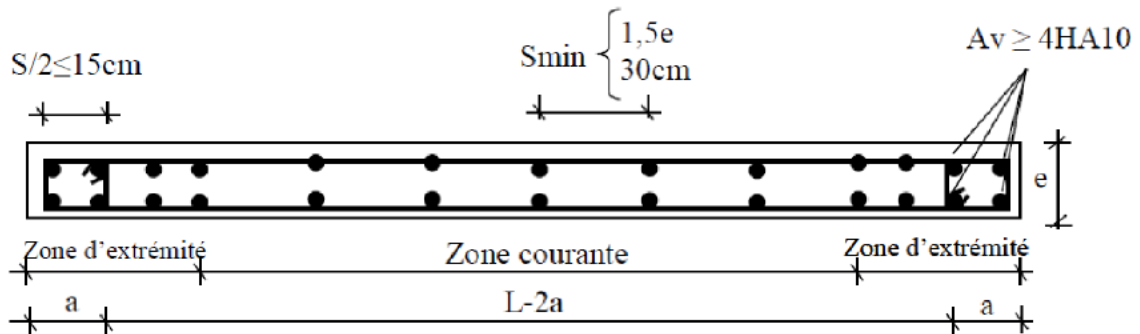


Fig VII 1 Disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles de contreventement

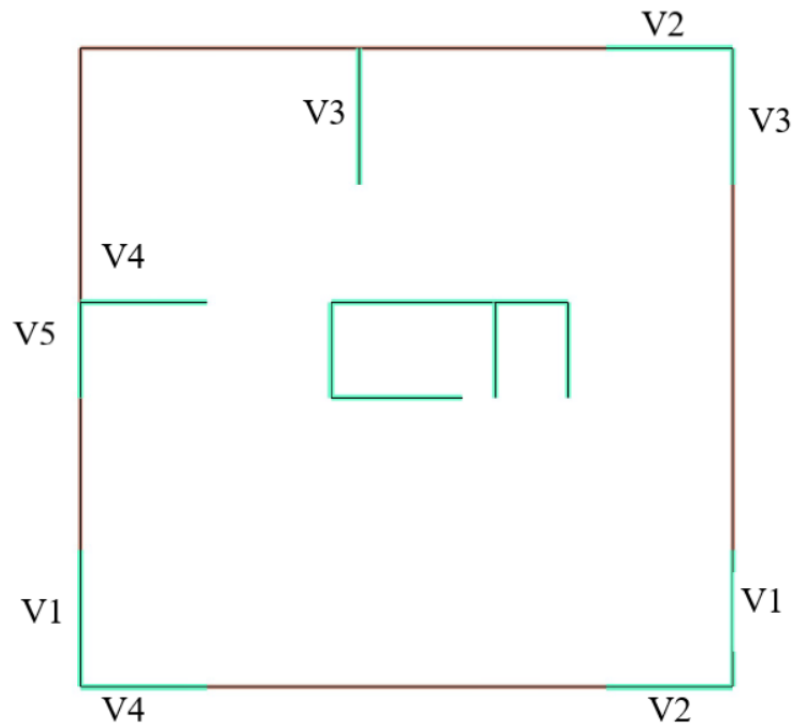


Fig VII 2 disposition des voiles contreventement

VII.2.1. Exemple de calcul :**Tableau VII 1 les sollicitations de calcul XX**

Sollicitations maximal	V1	V2	V3	V4
N^{max} [KN]	2247.44	1835.28	2035.62	1682.95
M_{xx}^{corr} [KN.m]	105.68	94.25	53.68	86.44

Tableau VII 2 les sollicitations de calcul YY

Sollicitations maximal	V1	V2	V3	V4
N^{max} [KN]	2247.44	1335.96	1784.12	1971.59
M_{yy}^{corr} [KN.m]	268.34	170.25	205.03	235.17

VII.2.2. Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

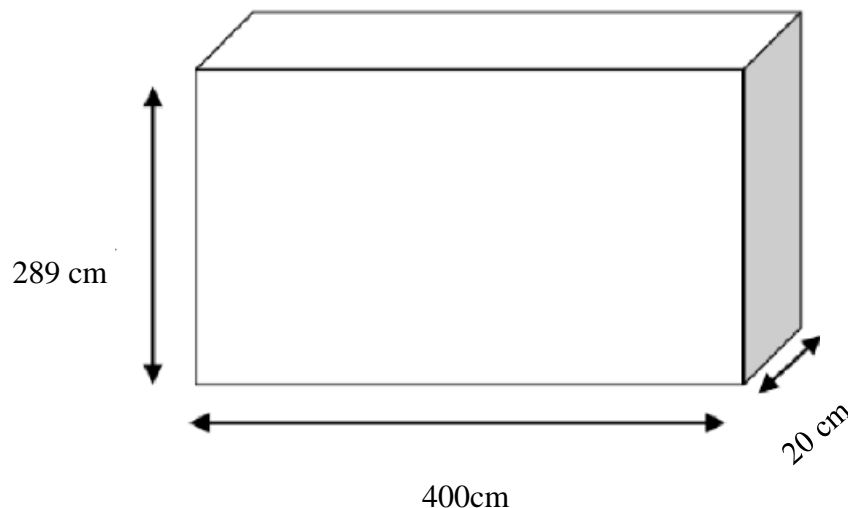
$$e_a = \max \left(2cm; \frac{he}{250} \right) = 2cm \rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,76 = 3,33 \text{ m}$$

$$\lambda = 333 \times \frac{\sqrt{12}}{25} = 46,14$$

$$\lambda = 46,14 < 50 \rightarrow \text{Le calcul se fera à la flexion composée.}$$

**Fig VII 3 Dimension du voile.**

VII.2.3. Calcul du ferrailage :

- Les sollicitations de calcul :

a) Sens x-x

$$N_z = 2247.44 \text{ KN}$$

$$M_x = 105.68 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100em) (bande de 1m de largeur).

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{105.68}{2247.44} \times 100 = 4.70 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 160 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{Nl' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M1' = M1' = M_x + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3701.584 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 400 - 0,81 \times 40) \times 14,17 \times 20 \times 400 \times 10^{-3} = 11608.064 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2247,44 \times (3.6 - 0.4) - 3701.584 = 3490.22 \text{ KN.m}$$

(I) = 11608.064 KN.m > (II) = 3490.22 KN.m ⇒ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3701584}{14.2 \times 100 \times 360^2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_l = 0.361 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3701584}{400 \times 0.99 \times 360} = 25.96 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

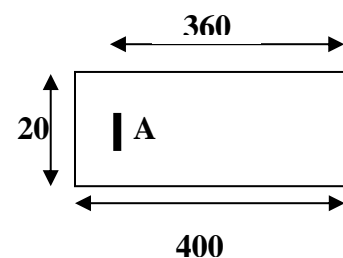


Fig VII 4 Section de calcul.

$$A_{fc} = A - \frac{N1'}{100\sigma_s} = 25.96 - \frac{2247440}{100 \times 400} = -30.22 \text{ cm}^2 < 0$$

On prendra $\Rightarrow A_{fc} = 0$

- Armatures minimales (RPA) :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm/ml}$$

$e = 25 \text{ cm}$

b) Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_z = 2247.44 \text{ kN} \\ M_y = 268.34 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La section de calcul est de dimensions ($b \times 100 \text{ cm}$) (bande de 1m de largeur).

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{268.34}{2247.44} \times 100 = 11.93 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 160 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N 'se trouve à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot H - 0,81 \cdot c_1)}_{(I)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N1' \times (d - c_1) - M1'}_{(II)}$$

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M1' = M + N \times \left[d - \frac{h}{2} \right] = 268,34 + 2247.44 \times \left(18 - \frac{20}{2} \right) = 182.478 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 14.17 \times 400 \times 20 \times 10^{-3} = 580.403 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2247.44 \times (0,18 - 0,2) - 448.135 = -493.083 \text{ KN.m}$$

$(I) = 580.403 \text{ KN.m} > (II) = -493.083 \text{ KN.m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{182478}{14.2 \times 400 \times 18^2} = 0.243$$

$\mu = 0.099 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.130$$

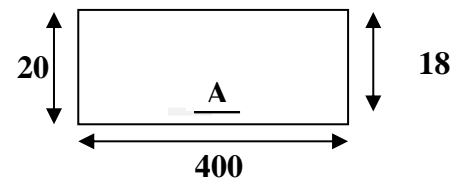


Fig VII 5 Section de calcul

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.948$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{182478}{400 \times 0.948 \times 18} = 26.73 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$Afc = A - \frac{N1'}{100\sigma_s} = 26.73 - \frac{2247440}{100 \times 400} = -29.45 < 0$$

$$\rightarrow Afc = 0$$

- Armatures minimales (RPA) :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m}_l \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}/\text{m}_l$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

• **Condition du [RPA99(2003)/7.7.4.1] :**

$$A1 = ((L - 2a) \times e) \times 0,10\% = ((289 - 2 \times 15) \times 20) \times 0,1 = 5.18$$

$$A2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 At = (289 \times 20 \times 0,15\%) - 2 \times 3.14 = 2.39$$

$$Av = \max(A1; A2).$$

$$\text{Donc : } A_v = 5.18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}14/\text{m}_l \longrightarrow A = 6.16 \text{ cm}/\text{m}_l$$

- Espacement des barres verticales :

$$S = \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$S = \min(1,5 \times 20; 30\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}.$$

- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_u \times 1.4}{b \times e} = \frac{670830 \times 1.4}{400 \times 20 \times 100} = 1.17 \text{ Mpa}$$

- Armatures transversales (RPA) :

$$\frac{A_t}{b \times s} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times f_e / \gamma_s}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times f_e / \gamma_s} \times b \times s$$

$$\rightarrow A_t \geq \frac{1.17}{0.9 \times 400 / 1} \times 20 \times 20 \rightarrow A_t \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales (RPA) :**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times s} \geq \frac{1}{f_e} \min\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right)$$

$$A_{tmin} \geq \frac{b \times s}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1.17}{2} = 0.585 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin}) = 1.4$$

Choix :

$$3\phi 8 \rightarrow A = 1.51 \text{ cm}^2$$

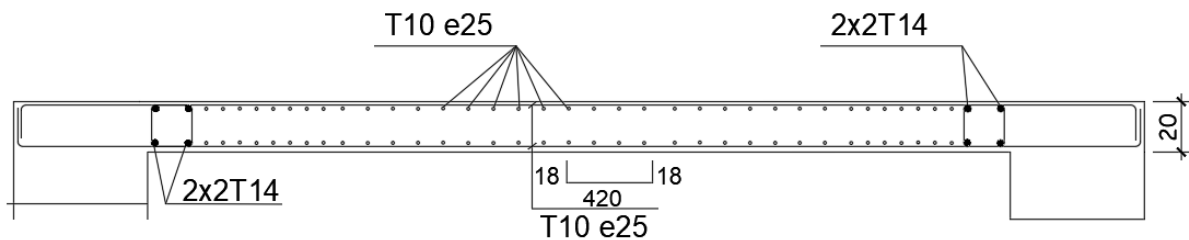


Fig VII 6 dessin de ferrailage (voile contreventement)

■ VII.3. Voile avec ouverture :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans les sens d'action peuvent être alternés.

Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

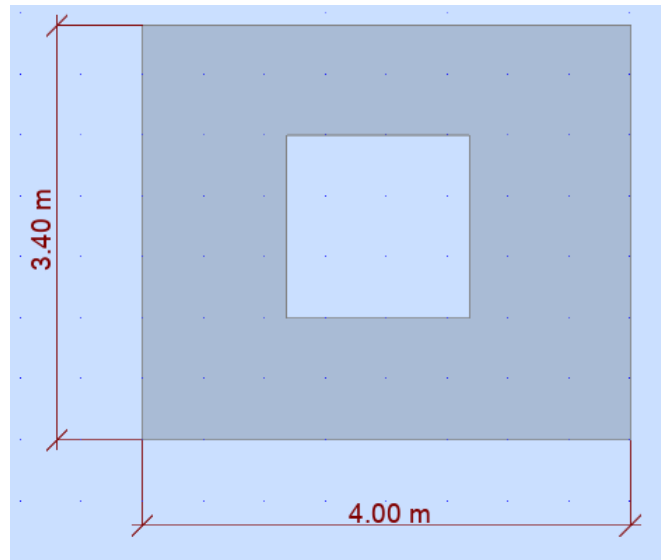


Fig VII 7 Voile avec ouverture.

VII 3.1. Ferrailage des linteaux :

- Les sollicitations dans linteau seront :
- 1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V), on devra disposer dans ce cas :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).
- Aciers longitudinaux (A_l) « En deux nappes ».

Ils sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{Z \times F_e}$$

Avec : $Z = h - 2C'$;

h : Hauteur totale du linteau.

C' = distance de l'enrobage.

M = Moment du à l'effort tranchant « $T = 1,4 T_{\text{calculé}}$ ».

Aciers transversaux (A_t).

Lier sous cas : linteaux longs « $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ ».

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \times F_e \times Z}{T}$$

Ou :

S : espacement des aciers A_t et $T = 1,4 T_{\text{calculé}}$.

- **Portée du linteau :**

Linteau court « $\lambda_g \leq 1$ ».

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t \times F_e \times l}{T + A_t \times F_e}$$

$$V = \min (T_1 ; T_2) \text{ et } T_2 = 2T_{\text{calculé}} \quad T_1 \leq \frac{M_{ci} \times M_{cj}}{L_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} ; moments « Résistants ultime » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

- **2^{eme} cas** : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

Dans ce cas : $A_t = A_c = A_{\min}$

Les efforts (M ; N) sont repris suivants des billes diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD a disposé obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la forme :

$$A_D = \frac{T}{2 \times F_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{l} \quad T = T_{\text{calculé}} \text{ (sans majoration)}$$

VII.3.2 Calcul l'effort tranchant et les armatures longitudinales :

Les résultats suivants sont à l'aide de logiciel ROBOT :

- **Calcul l'effort tranchant :**

$$T_{\text{calculé}} = 264.60 \text{KN}$$

$$T_u = 1,4 \times T_{\text{calculé}} = 1,4 \times 264.60 = 370.44 \text{kN}$$

- **Calcul de τ_b :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{370440}{20 \times 306 \times 100} = 0.6 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas}$$

- **Armatures longitudinales A_L (RPA) :**

$$A_{L\min} = \frac{0,15}{100} \times b \times h = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 340 = 10.2 \text{cm}^2$$

Le choix :

$$4\text{T}20 \longrightarrow A = 12.57 \text{cm}^2$$

Armatures en section courante (RPA) :

$$\left[\begin{array}{l} A_c = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 340 = 13.6 \text{cm}^2 \\ 4\text{T}16 + 2\text{T}20 \quad \longrightarrow \quad A = 14,32 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Armatures transversales (RPA) :

$$S < \frac{h}{4}$$

$$\tau > \bar{\tau} \Rightarrow A_t = 0,25\% \times b \times S \left\{ \begin{array}{l} S < \frac{340}{4} = 85 \Rightarrow S = 20\text{cm} \\ A_t = \frac{0,25}{100} \times 20 \times 20 = 1\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Le choix :

2φ8 → $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

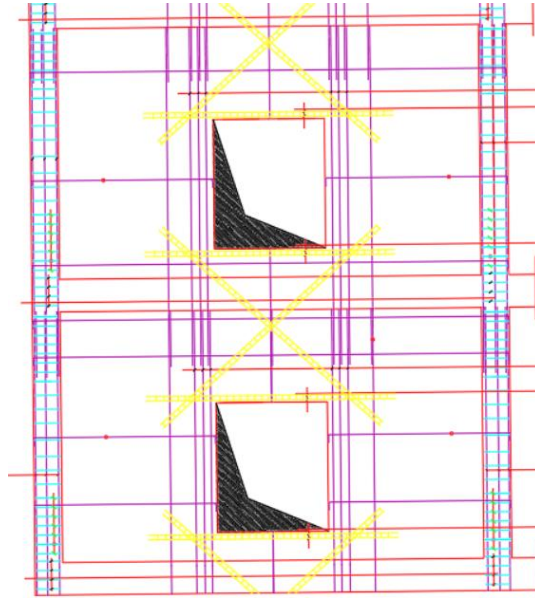


Fig VII 8 ferrailage voile avec ouverture

▪ VII.4.Voile périphérique :

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

● Détermination des sollicitations :

- Calcul de l'effort N' :

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2.89 \times 0,15 = 0.433 \text{m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0.433 = 10.837 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 10.837 = 14.630 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{Pr} = 10.837 \text{ KN}$$

-Calcul de la poussée des terres q :

On prend la formule :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) ;$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\text{Avec : } \delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \text{ (} \delta : \text{frottement mur /sol)}$$

$$K_p = 0,247.$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2.89 \Rightarrow \sigma_1 = 0.247 \times 17 \times 2.89 = 12.13 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie q.

K_p : coefficient de pousse des terres.

H : hauteur de voile.

P : la force de pousse se terre.

$$P = 10$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35 \times 10 = 13.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{qu} = q_u \times 1.00 = 13.5 \text{ KN/mL}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$q_s = 10 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{qs} = q_s \times 1.00 = 10 \text{ KN/mL}$$

-Calcul des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime (E. L.U) :**

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

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

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

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

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{289}{480} = 0.60 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

-Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$\rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0684 \\ \mu_y^u = 0,4320 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 11.118 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 4.803 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0743 \\ \mu_y^{ser} = 0,5817 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 8.946 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 5.204 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VII 3 récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).

Combinaisons	SENS X-X		SENS-Y-Y	
	E.L. U	E.L. S	E.L. U	E.L. S
M_a [KN.m]*0.3	3.335	2.683	1.440	1.561
M_t [KN.m]*0.85	9.450	7.604	4.082	4.423

VII.4.1. Calcul des ferrailages :

- Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les hauteurs utiles :

$$d_x = h - C_x = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm}$$

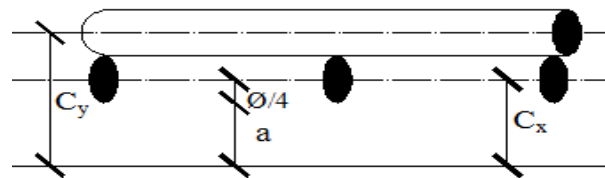


Fig VII 9 Enrobage.

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

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

$$\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } y - y.$$

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

• Sens X-X :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 9.450 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9450}{17 \times 100 \times (27.5)^2} = 0.0073$$

$$\mu = 0,0073 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9450}{348 \times 0,996 \times 27,5} = 0,991 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 \rightarrow

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \quad \longrightarrow \quad A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service :

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 7.604 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,471 \Rightarrow D = 0,471$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 27,5 \times 0,471 = 25,905 \Rightarrow E = 25,905$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,640 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 27943,41 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{7604}{27943,41} = 0,272 \Rightarrow K = 0,272$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 93,268 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 93.268 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues.

- **Sens-Y-Y :**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 4.082 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4082}{17 \times 100 \times (26.5)^2} = 0.0034$$

$$\mu = 0,0034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4082}{348 \times 0,982 \times 26,5} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 \rightarrow

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}10 \longrightarrow A=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 4.423 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0,471 \Rightarrow D = 0,471$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 26,5 \times 0,471 \Rightarrow E = 24.96$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4.54 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 25832.80 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{4082}{25832.80} = 0.158 \Rightarrow K = 0.158$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.717 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 52.045 \text{ MPa}$$

• **Contrainte admissible :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.717 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 52.045 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.55 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' E.L.U seront}$$

maintenues

Tableau VII 4 ferrailage du voile périphérique choisi pour notre cas

sens	Choix	A _{adopté} [cm ² /mL]	Espacement [cm]
X-X	4T10	3.14	25
Y-Y	4T10	3.14	25

- Dessin de ferrailage :

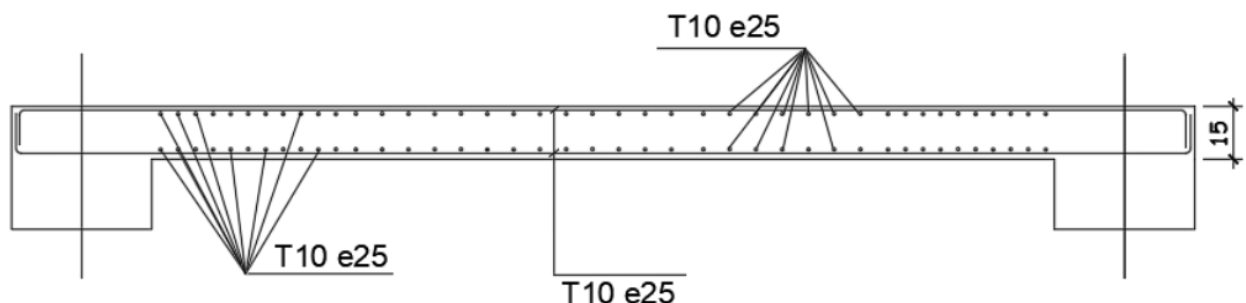


Fig VII 10 dessin ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE VIII : Fondation

▪ VIII.1) Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose.

Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges
- Limiter les tassements des sols.

▪ VIII.2) Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique

Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

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

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

▪ VIII.3) Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de $414.06 m^2$, ainsi que le poids de la structure

$W = 56940.93 N$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.

- L'aspect économique.

▪ VIII.4) Calcul des semelles isolées :

VIII.4.1) Pré dimensionnement :

Semelle de centre :

$$N_u = 2991.18 \text{ KN}$$

Avec : $\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.5 \text{ bars}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B$$

Avec: $a = b = 60 \text{ cm}$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) B$$

$$B \leq \sqrt{\frac{60 \cdot N}{60 \cdot \overline{\sigma_{\text{sol}}}}} = \sqrt{\frac{60 \times 2991180}{60 \times 250}} = 119.60 \text{ cm}$$

On prend : $B = A = 130 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, donc il est préférable de les relier de manière à former un **radier général** qui constitue un ensemble rigide.

❖ Remarque :

- Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur des poteaux et des voiles.
- Au terme de calcul, on prendra le panneau le plus défavorable.
- Il sera calculé à la flexion simple.

▪ VIII.5) Etude du radier général :

VIII.5.1) Pré dimensionnement :

1) Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a) Condition forfaitaire.
- b) Condition de rigidité.
- c) Condition de non poinçonnement.
- d) Condition de non cisaillement.

a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young (E=3. 10⁴ MPa)

$$I : \text{inertie du radier } I = \frac{bh^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

K = 50MPa/m → pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K = 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 40 MPa/m (sol de densité moyenne).

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux L_{max}=4.8 m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3.10^4)} \left(\frac{2 \times 4.8}{3,14}\right)^4} = 0,70 \text{ m}$$

⇒ On prend h_r = 100 cm

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.8}{8} \leq h \leq \frac{4.8}{5} \Rightarrow 0,6 \text{ m} \leq h \leq 0,96 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : h_r = 90 cm

c) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 4.8 \text{ m}$ et $L_y = 4.8 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ($b=1\text{m}$).

avec: $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r}$ et $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

$\frac{L_y}{L_x} = 1 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux directions.

$$\text{Donc : } T_x = \frac{(q \times L_x)}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y^4 + L_x^4)} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{(q \times L_y)}{2} \times \frac{L_x^4}{(L_y^4 + L_x^4)}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

La surface du Radier est de : $S = 414.06 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure : $G = 56940.93 \text{ KN}$

$$q = 1.35 \times \frac{56940.93}{414.06} + 1.5 \times 5 = 260.867 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = T_y = \frac{(260.867 \times 4.8)}{2} \times \frac{4.8^4}{(4.8^4 + 4.8^4)} = 313.04 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = 313.04$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \tau_u} \rightarrow h_r \geq \frac{313.04}{1 \times 0,9 \times 3 \times 10^3} \rightarrow h_r \geq 0.11 \text{ m} = 11\text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : $h_r = 100 \text{ cm}$

d) Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

N_u : la charge à l'ELU

$a ; b$: dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq 0,045 \times (2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)) \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$2991.18 \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.76$$

$$0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.67 - 2991.18 \geq 0$$

$$0,045 \times 2 \times (1.2 + 2h) \times h \times 16.67 - 2991.18 \geq 0$$

$$3h^2 + 1.8h - 2991.18 \geq 0$$

$$h_r \geq 31.28$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 100\text{cm}$

Le radier est constitué de plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = 60\text{cm}$$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \text{ On prendra } e = 40\text{cm}$$

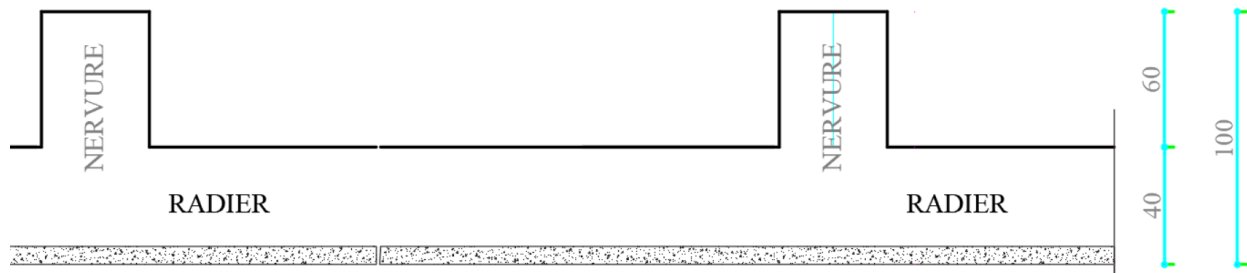


Fig VIII 1 Dimension de radier

VIII.5.3) Calcul de débordement D :

$$D_{max} \geq (h/2; 40\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

$$S_{BA} = 414.06 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{BA} + D \times (X + Y) = 434.41 \text{ m}^2$$

Alors La surface de radier est $S_{rad} = 434.41 \text{ m}^2$

Le débordement est de 50 cm de chaque côté

VIII.5.2) Vérification des contraintes dans le sol :

Distribution des contraintes à l'ELS avec robot Bat.

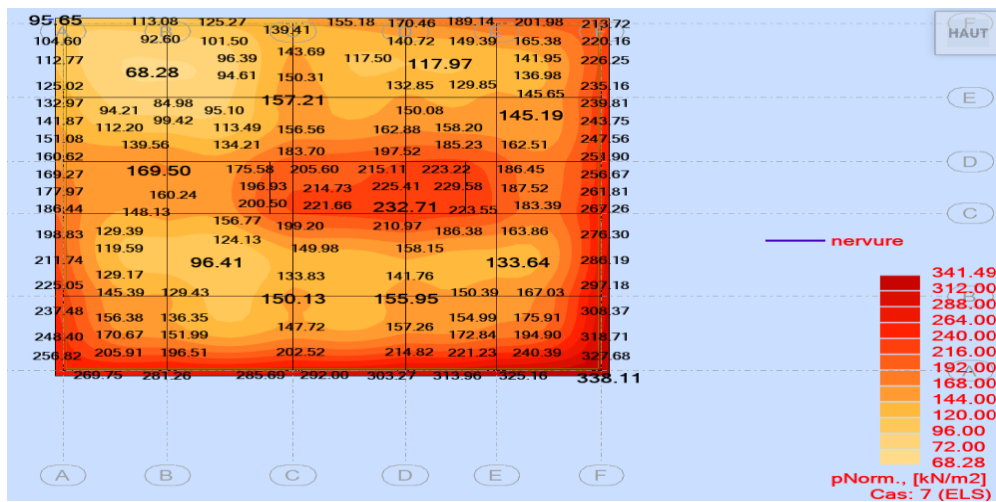


Fig VIII 2 schéma des contraintes de sol à ELS par robot Bat.

$$\sigma_{max} = 3.42 Bar$$

$$\sigma_{min} = 0.69 Bar$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2.74 Bar < 1.5 \overline{\sigma}_{Sol} = 3.75 Bar \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Distribution des contraintes à l'ELU avec robot Bat.

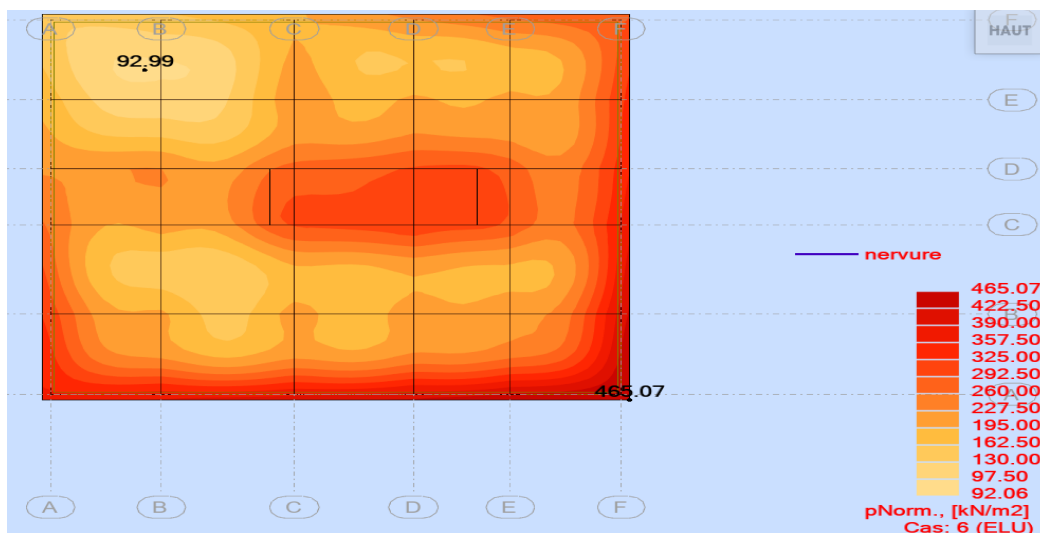


Fig VIII 3 schéma des contraintes de sol à ELU par robot Bat.

$$\sigma_{max} = 4.65 Bar$$

$$\sigma_{min} = 0.92 Bar$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 3.72 \text{ Bar} < 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ VIII.6) Ferrailage du radier :

VIII.6.1) Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

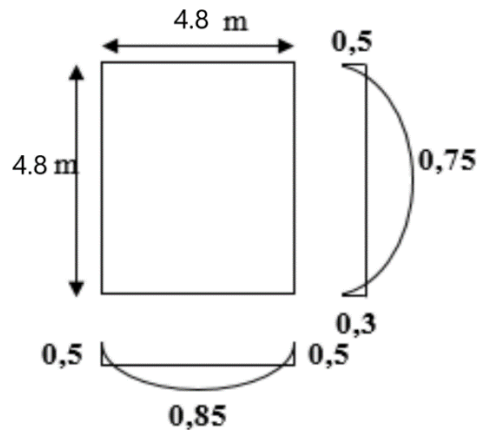


Fig VIII 4 Schéma du panneau de la dalle

- Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1\text{m}$

Le panneau le plus sollicité :

$L_x = 4.8\text{m}$; $L_y = 4.8\text{m}$

$q = \sigma_m \times 1\text{m} = 372 \times 1\text{m}_L = 372 \text{ KN/m}_L$

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

$q = \sigma_m \times 1\text{m} = 274 \times 1\text{m}_L = 274 \text{ KN/m}_L$

Tableau VIII 1 récapitulatif des sollicitations de calcul

Sollicitation	L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	4.8	4.8	1	0.036	1	308.55	308.55
ELS	4.8	4.8	1	0.041	1	258.83	258.83

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times qu \times lx^2 = 0.036 \times 372 \times 4.8^2 = 308.55 \text{ kn.mL}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 1 \times 308.55 = 308.55 \text{ kn.mL}$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times qs \times ly^2 = 0.041 \times 274 \times 4.8^2 = 258.83 \text{ kn.mL}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 1 \times 258.83 = 258.83 \text{ kn.mL}$$

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 308.55 = 231.41 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 308.55 = 262.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 308.55 = 154.27 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 308.55 = 154.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 258.83 = 194.12 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 258.83 = 220.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 258.83 = 129.41 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 258.83 = 129.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VIII 2 récapitulatif des sollicitations maximales

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	231.41	154.27	194.12	129.41
Sens Y-Y	262.26	154.27	220.01	129.41

• **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec} \quad h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

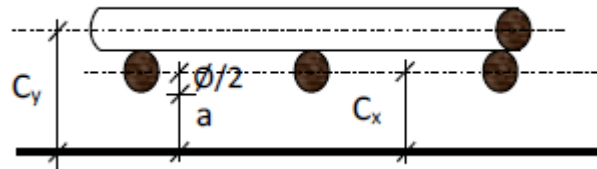


Fig VIII 5 Enrobage

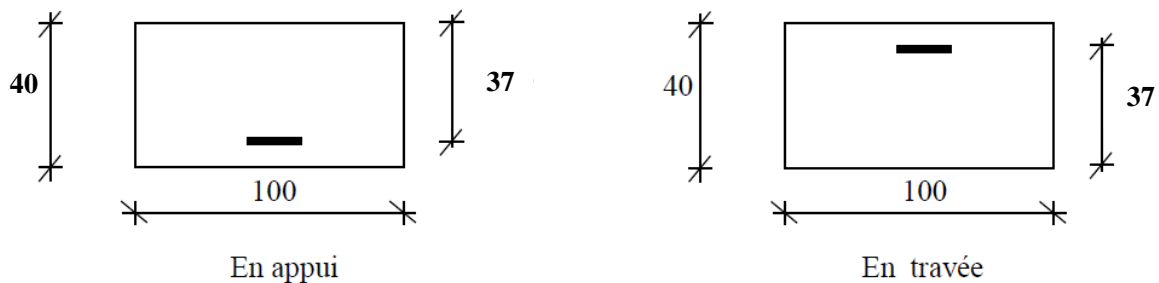


Fig VIII 6 section de calcul dans le sens xx.

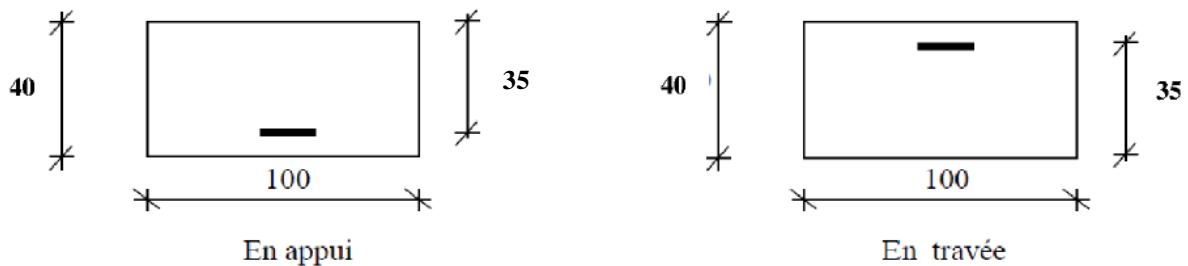


Fig VIII 7 section de calcul dans le sens yy.

VIII.6.2) Calcul des armatures :

-Le radier se calcule comme un plancher renversé.

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

Sens X-X :

a) En travée

➤ ELU:

$$M_u = 231.41 \text{ kN.m} \quad ;$$

$$\mu = 0.1 \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,13$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,947$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{231410}{348 \times 0,947 \times 37} = 19.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 19.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$(7\text{T}20/\text{m}_L \longrightarrow A = 21.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L) e = 14 \text{ cm}$$

- **ELS :**

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 194.12 \text{ KN.m} = 194120 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 19.50}{100} = 2.92 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 2.92 = 210.24 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.92 + \sqrt{(2.92)^2 + 210.24} = 11.87 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 11.87^3}{3} + 15 \times 19.5 \times (37 - 11.87)^2 = 226058.35 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{194120}{226058.35} = 0.86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 10.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 0.86 \times (37 - 11.87) = 389.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{194120}{267 \times 100 \times (37)^2} = 0.0053$$

$$\mu_1 = 0.0053 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ K_1 = 28.48 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{28.48} = 9.37 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{194120}{267 \times 0.885 \times 37} = 22.20 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures:

$$8T20/\text{ml} \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 12.5 \text{ cm}$$

b) En appuis:

$$M_a^u = 154.27 \text{ kn.m} = \mathbf{154270 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{\mathbf{154270}}{17 \times 100 \times (37)^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.957$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{\mathbf{154270}}{348 \times 0.957 \times 37} = 12.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\text{min}} = 0.0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 12.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

5T20/ml $\rightarrow A = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ax}^{ser} = 129.41 \text{ KN.m} = 129410 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.51}{100} = 1.87 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 1.87 = 138.38 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.87 + \sqrt{1.87^2 + 138.38} = 10.04 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10.04^3}{3} + 15 \times 10.04 \times (37 - 10.04)^2 = 143197.28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{129410}{143197.28} = 0.903$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.903 \times (37 - 10.04) = 365.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{129410}{267 \times 100 \times (37)^2} = 0.0035$$

$$\mu_1 = 0.0035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.904 \\ K_1 = 37.08 \end{cases}$$

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{37.08} = 7.2 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{129410}{267 \times 0.905 \times 37} = 14.47 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

5T20/ml $\rightarrow A = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$e_p = 20 \text{ cm}$

- Sens Y-Y :

a) En travées :

$$M_t^u = 262.26 \text{ KN.m} = 262260 \text{ N.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{262260}{17 \times 100 \times (35)^2} = 0.125$$

$$\mu = 0.125 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.167$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.933$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{262260}{348 \times 0.933 \times 35} = 23.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 23.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$8T20/\text{ml} \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 12.5 \text{ cm}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 220.01 \text{ KN.m} = 220010 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 23.07}{100} = 3.46 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 35 \times 3.46 = 242.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.46 + \sqrt{3.46^2 + 242.2} = 12.48 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 12.48^3}{3} + 15 \times 23.07 \times (35 - 12.48)^2 = 240291.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{220010}{240291.56} = 0.91$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.91 \times (35 - 12.48) = 307.398 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{220010}{267 \times 100 \times (35)^2} = 0.0067$$

$$\mu_1 = 0.0067 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.988 \\ K_1 = 24.68 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{24.68} = 10.81 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{220010}{267 \times 0.988 \times 35} = 23.82 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T20/ml \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 12.5 \text{ cm}$$

b) En appuis:

$$M_x^u = 154.27 \text{ kn.m} = \mathbf{154270 \text{ N.m}}$$

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

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{\mathbf{154270}}{17 \times 100 \times (35)^2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.961$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{154270}{348 \times 0.961 \times 35} = 13.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 13.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$5T20/\text{ml} \rightarrow A = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml } e = 20 \text{ cm}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_x^{\text{ser}} = 129.41 \text{ KN.m} = 129410 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 13.17}{100} = 1.97 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.97 = 137.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.97 + \sqrt{1.97^2 + 137.9} = 9.93 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9.93^3}{3} + 15 \times 13.17 \times (35 - 9.93)^2 = 156799.36 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{129410}{156799.36} = 0.82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.82 \times (35 - 9.93) = 308.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{129410}{267 \times 100 \times (35)^2} = 0.0039$$

$$\mu_1 = 0.0039 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.5 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{34.5} = 7.73 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{129410}{267 \times 0.899 \times 35} = 15.40 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T20/ml \rightarrow A = 15.71 \text{ cm}^2/ml$$

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

Tableau VIII 3 récapitulatif du ferrailage.

<u>Sollicitations</u>	<u>Sens xx</u>		<u>Sens yy</u>	
	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>
Mu	231.41	154.27	262.26	154.27
M ser	194.12	129.41	220.01	129.41
Au	19.5	12.51	23.07	13.19
As	22.20	14.47	23.82	15.40
A=max (Au, As)	19.5	14.47	23.82	15.71
Choix des armatures	8T20 A=25.13cm ²	5T20 A=15.71cm ²	8T20 A=25.13cm ²	5T20 A=15.71m ²
Espacement (Cm)	12.5	20	12.5	20

VIII.6.3) Ferrailage du débordement :

$$D_{max} \geq (h/2; 40\text{cm}) = 50\text{cm}$$

$$\text{Soit : } D = 50\text{cm}$$

$$\text{La surface de radier est } S_{rad} = 434.41 \text{ m}^2$$

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 372 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 372 \times 1m_l = 372\text{KN}/m_l$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -372 \times \frac{0,50^2}{2} = -46.5 \text{ KN.m}$$

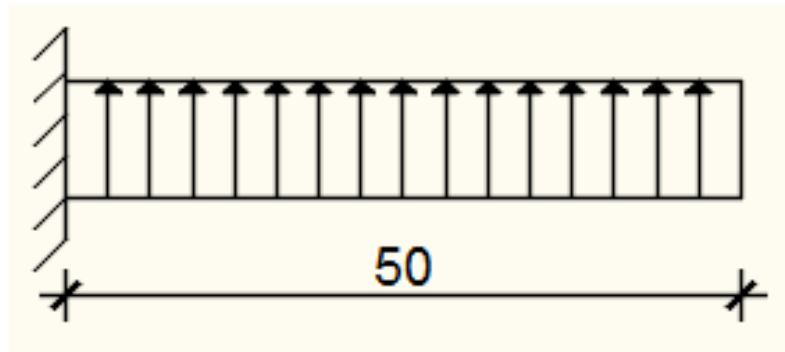


Fig VIII 8 Schéma statique du débordement

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{46500}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0.013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{46500}{348 \times 0.991 \times 45} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\sigma_m = 274 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 274 \times 1\text{m}_L = 274 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -274 \times \frac{0,50^2}{2} = -34.25 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.15}{100} = 0.92 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 0.92 = 82.8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.92 + \sqrt{0.92^2 + 82.8} = 8.22 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.22^3}{3} + 15 \times 6.15 \times (45 - 8.22)^2 = 143306.62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{34250}{143306.62} = 0.23$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.23 \times (45 - 8.22) = 126.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times L = 372 \times 0,5 = 186 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{186000}{100 \times 45 \times 10^2} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

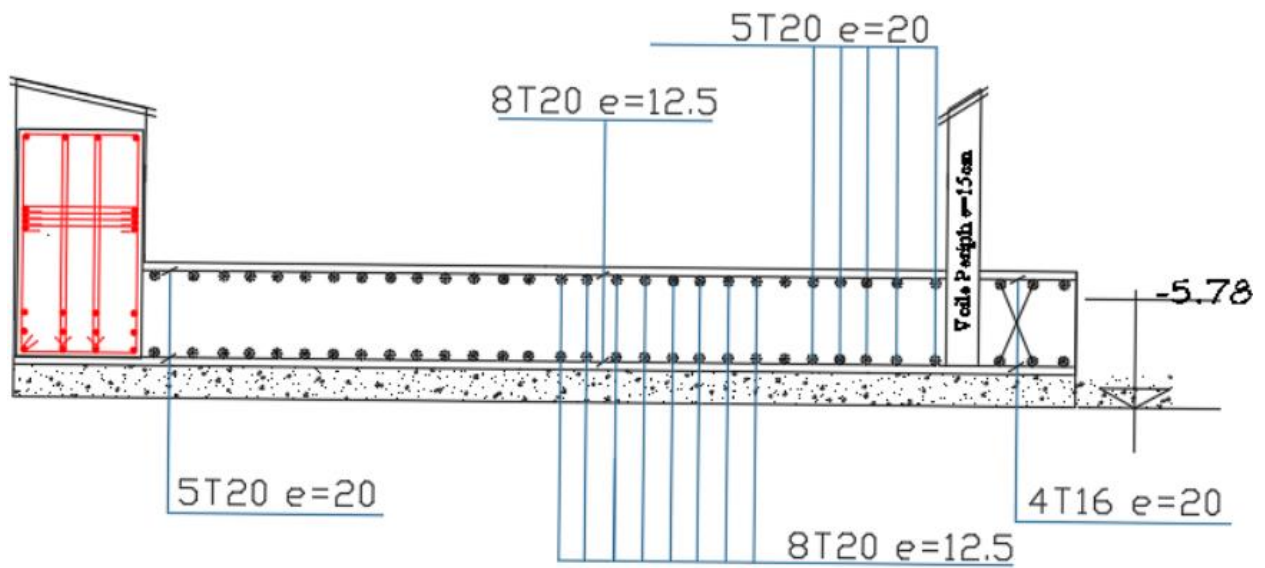


Fig VIII 9 ferrailage de radier et débordement

VIII.6.4) Pré dimensionnement des nervures :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \text{ [BAEL91]}$$

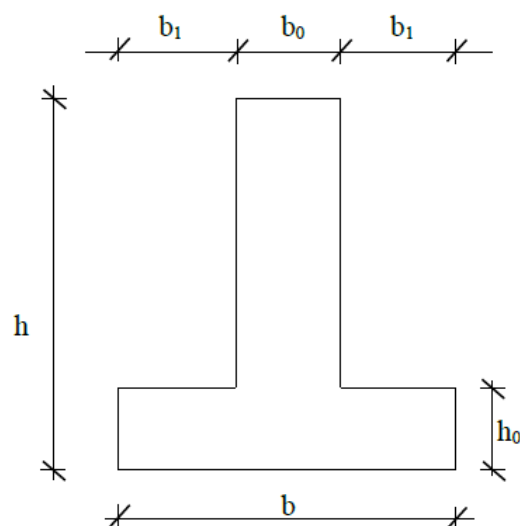


Fig VIII 10 Dimensions des poutres.

Tableau VIII 4 récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	100	40	50	50	150
Poutre secondaire	100	40	50	50	150

VIII.6.5) Ferrailage de nervure :

On a extrait les sollicitations maximales directement du logiciel ROBOT, les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII 5 récapitulatif des sollicitations maximales.

<u>Sollicitations</u>	<u>Poutre p</u>		<u>Poutre s</u>	
	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>
Mu	318.80	502.92	313.32	634.93
M acc	310.68	419.31	301.11	588.03
M ser	232.22	365.70	227.85	463.64
T	742.16		808.31	

Tableau VIII 6 récapitulatif des sollicitations et du ferrailage des poutres.

<u>Sollicitations</u>	<u>Poutre p</u>		<u>Poutre s</u>	
	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>	<u>Travées</u>	<u>Appuis</u>
Au cm²	9.42	15.34	9.26	19.58
As cm²	11.09	16.13	9.94	20.61
Aacc cm²	9.18	12.7	8.9 cm ²	18.06
A=max (Au,Aacc,As)	11.09	16.13	9.94	20.61
Choix des armatures	8T16 A=16.08cm ²	8T16+2T14 A=19.16cm ²	8T16 A=16.08cm ²	8T16+4T14 A=22.24cm ²

VIII.6.5.1) Armature transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{808.31}{150 \times 90 \times 10^2} = 0.59 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

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

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 90 \Rightarrow a = 81 \text{ cm}$

$$T_{u \max} = 808.31 \text{ KN} < 0.267 \times 81 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 2703375 \text{ KN}$$

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

➤ **d- Section des armatures transversales A_t :**

k) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{100}{35}; \frac{50}{10}; 2\right) = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 8\phi_8 \longrightarrow A_t = 4.02 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

➤ **Armature de peau A_c:**

$$A_c = 0.002 \times b_0 \times h = 0.002 \times 50 \times 100 = 10 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

8T14 $\longrightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2$

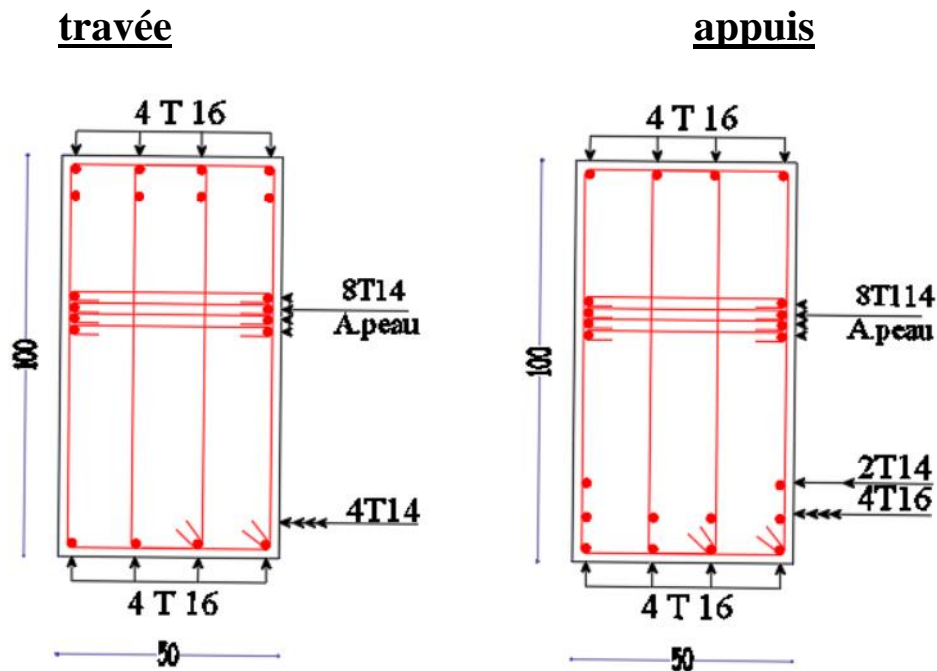


Fig VIII 11 ferrailage poutre principal

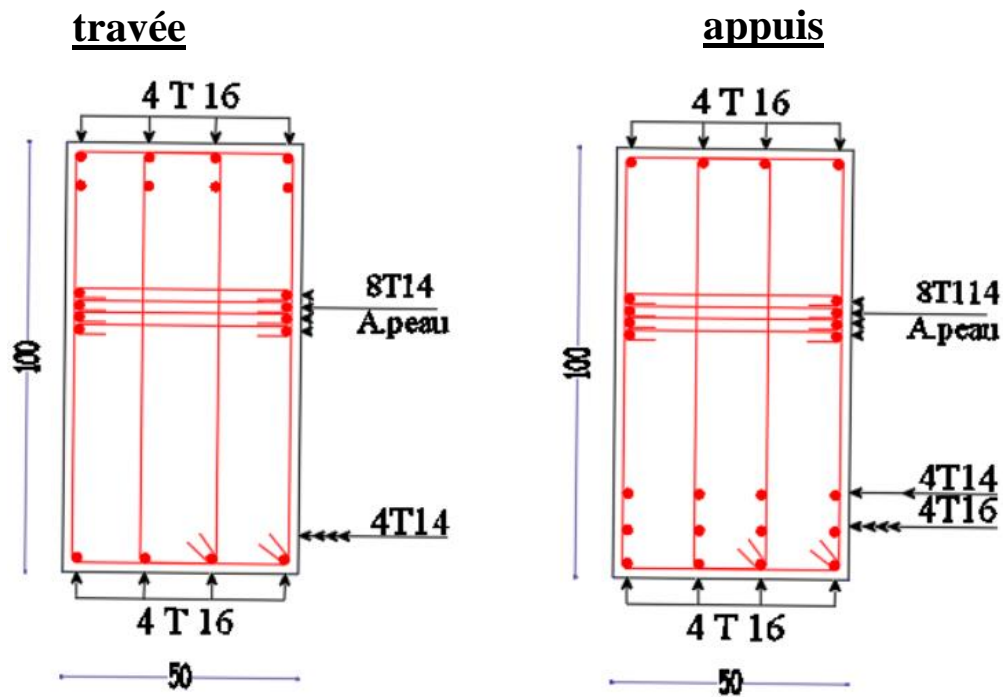


Fig VIII 12 ferrailage poutre secondaire

Conclusion général :

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes technique et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

En fin de compte, la construction des bâtiments est un domaine en constante évolution, et il est essentiel de rester à la pointe des dernières avancées technologiques et des meilleures pratiques de l'industrie.

Cette étude a fourni une base solide pour la réalisation d'un bâtiment R+10 avec deux sous-sols, en mettant en avant les défis à relever et les opportunités à saisir pour créer un édifice de qualité qui contribuera positivement à l'environnement bâti de la région.

En conclusion, la conception et la réalisation d'une tour R+10 avec deux sous-sols représentent un défi passionnant qui nécessite une approche intégrée de la conception, de la planification et de l'exécution. La réussite de ce projet dépendra de la collaboration étroite entre diverses disciplines, de la gestion de projet efficace, de la conformité aux réglementations en vigueur et de la réalisation d'un bâtiment sûr, durable et fonctionnel pour ses occupants. Ce mémoire d'étude a permis d'explorer en détail ces aspects et fournit une base solide pour la réalisation réussie de ce projet.

Références bibliographiques

Règlement :

- l) Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003.**
- m) Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2.**
- n) Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93.**
- o) Béton armé aux états limites **BAEL91.**

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Les logiciels :

- AUTOCAD 2023.
- ROBOT 2023.
- WORD 2016.
- EXCEL 2016.