

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

جامعة سعيدة - د. الطاهر مولاي -

UNIVERSITÉ DE SAÏDA – Dr MOULAY TAHAR –

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **Diplôme de MASTER en Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Par : **Mehdi Boudiaf**

Mesquine Hadj Kaddour Amine

Etude technico-économique d'une tour R+14 avec sous-sol à usage multiple en béton armé

Soutenu, le 28 / 06 / 2018, devant le jury composé de :

M/ **Harbit Y.**

Président

M/ **Sellef H.**

Encadreur

M/ **Sekkal A.**

Examineur

M/ **Derfouf M.**

Examineur

2017/2018



REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui ont nous aider à élaborer ce travail et en particulier l'encadreur **Dr SELLEF HAMID** pour ses aides et ses orientations précieuses.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions **Mr MEHDI MOHAMED**, **Mr Antar MEJDOUBE** et **Dr YEGHNEM REDA** de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail.*

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicaces

*Je m'incline devant **Dieu** tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

Je dédie Dans ce modeste travail :

*A mes **chers Parents**, source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

*A toute la famille **MESKINE** et la famille **MEHDI**.*

*A mon confrère et binôme **BODFI** et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : **SAIFI, TAHI, KHEDDAOUI, KOURAT, BERRACHDI** et sans oublier **ABDOUNE** et **TENNAH**.*

*A mes amis intimes et préférés : **BENNIHI AYMAN** et **MOHAMMEDI HACHEMI**.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

AMINE

Dédicaces

*Je m'incline devant **Dieu** tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

Je dédie Dans ce modeste travail :

*A mes **chers parents**, source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

*A toute la famille **MESKINE** et la famille **MEHDI**.*

*A mon confrère et binôme **AMINE** et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : **SAIFI, TAHI, KHEDDAOUI, KOURAT, BERRACHDI** et sans oublier **ABDOUNE** et **TENNAH**.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

BOUDIAF

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction générale.....	01
I.1. Introduction.....	03
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	03
I.3. Caractéristiques Géométriques.....	03
I.3.1. Dimensions en élévation.....	03
I.3.2. Dimensions en plan.....	03
I.4. Conception de la structure.....	04
I.4.1. Superstructure.....	04
I.4.2. Infrastructure.....	06
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	06
I.5.1. Béton.....	06
I.5.2. Acier.....	10
I.6. Actions et sollicitations.....	12
I.6.1. Définitions.....	12
I.6.2. Hypothèses de calcul.....	12
I.6.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des plancher.....	15
II.2.1 Plancher a corps creux	15
II.2.2 Dalle pleine	16
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.3.1. Charges permanentes.....	17
II.3.2. Charge d'exploitation.....	18

II.4. Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux.....	20
II.5.1. Principe.....	20
II.5.2. Procédure de pré-dimensionnement.....	20
II.5.3. Critère de résistance.....	20
II.5.4. Résistance au flambement.....	21
II.5.5. Loi de dégression.....	21
II.5.6. Exemple de calcul.....	22
II.6. Pré-dimensionnement des voiles.....	27
II.6.1. Voiles du contreventement.....	27
II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol.....	28

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction.....	29
III.2. Plancher en dalle pleine.....	29
III.2.1. Plancher en dalle pleine (étage courant).....	26
III.2.2. Plancher en dalle pleine (étage commercial).....	37
III.3. Plancher à corps creux.....	42
III.3.1. Détermination des dimensions des poutrelles.....	42
III.3.2. Application de la méthode de forfaitaire.....	47
A. Détermination des Sollicitations.....	47
B.1. Détermination des armatures.....	61
B.1. Calcul de la terrasse.....	61
B.2. Calcul de l'étage courant.....	72

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Etude de l'acrotère.....	79
IV.1.1. Introduction.....	79
IV.1.2. Evaluation des charges.....	79

IV.1.3. Sollicitations.....	80
IV.1.4. Calcul du ferrailage.....	81
IV.2. Etude du balcon.....	83
IV.2.1. Dimensionnement.....	83
IV.2.2. Evaluation des charges et surcharges	84
IV.2.3. Détermination des sollicitations.....	84
IV.2.4. Ferrailage du Balcon.....	85
IV.3. Etude de l'escalier.....	87
IV.3.1. Description.....	87
IV.3.2. Descente des charges.....	89
IV.3.3. Combinaisons fondamentales.....	90
IV.3.4. Etude de l'escalier de l'étage courant.....	91
IV.3.4.1. Etude de l'escalier seul.....	91
IV.3.4.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant.....	94
IV.3.5. Etude de l'escalier du sous-sol.....	99
IV.3.5.1. Etude de l'escalier seul.....	99
IV.3.5.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant.....	103
IV.4. Calcul de la dalle pleine de l'ascenseur.....	107
IV.4.1. Définition.....	107
IV.4.2. Etude de l'ascenseur.....	107
IV.4.2.1. Descente de charges.....	109
a) Surcharge d'exploitation.....	109
b) Charges permanentes.....	109
IV.4.2.2. Combinaisons fondamentales.....	109
IV.4.3. Etude du plancher.....	112
a. Vérification de poinçonnement.....	112

b. Calcul des sollicitations.....	114
c. Calcul des moments dus aux charges concentrées.....	114
d. Calcul Ferrailage.....	120

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction.....	125
V.2. But de l'analyse dynamique.....	125
V.2.1. Modélisation.....	125
V.2.2. Détermination des fréquences et modes propres.....	126
V.3. Modélisation de la structure étudiée.....	127
V.3.1. Modélisation de la rigidité.....	127
V.3.2. Modélisation de la masse.....	128
V.4. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	128
V.4.1. Détermination des masses et centres des masses par étage.....	128
V.5. Etude sismique.....	132
V.5.1. Introduction.....	132
V.5.2. Choix de la méthode de calcul.....	133
V.5.3. Spectre de réponse.....	133
V.5.4. Résultantes des forces sismiques de calcul.....	133
V.5.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	140
V.5.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment.....	140
V.5.7. Présentation des résultats.....	141
V.6. Prise de compte de l'effet de torsion additionnel.....	142
V.6.1. Calcul des moments de torsion additionnels.....	143
V.7. justification vis a vis de l'effet P-Δ.....	151
V.8. Conclusion.....	153

Chapitre VI : Etude thermique

VI.1. Introduction.....	154
VI.2. Effet de la température.....	154
VI.3. Coefficient de dilatation.....	154
VI.4. Coefficient thermique.....	155
VI.5. Contrainte thermique.....	155
VI.6. Convention de signe.....	156
VI.7. Résultat de calcul.....	157

Chapitre VII : Etude éléments structuraux

VII.1. Introduction.....	158
VII.2. Etude des portiques.....	159
VII.2.1. Etude des poteaux.....	160
VII.2.2. Etude des poutres.....	169
VII.3. Etude des voiles de contreventement.....	175
VII.3.1. Introduction.....	175
VII.3.2. Combinaison d'action.....	175
VII.3.3. Ferrailage des trumeaux.....	175
VII.3.4. Calcul du Ferrailage.....	178

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	182
VIII.2. Etude du mur voile périphérique.....	182
VIII.2.1. Définition.....	182
VIII.2.2. Calcul des caractéristiques du sol.....	182
VIII.2.3. Calcul des charges.....	183
VIII.2.4. Calcul des sollicitations.....	184
VIII.2.5. Calcul de ferrailage.....	185
VIII.3. Etude de la fondation.....	188

VIII.3.1. Introduction.....	188
VIII.3.2. Choix du type de fondation.....	189
VIII.3.3. Pré-dimensionnement du radier et nervure.....	189
VIII.3.4. Calcul de ferrailage.....	193
A. Calcul du radier.....	193
B. Calcul de débord.....	197
C. Calcul de la poutre de libage (nervure).....	199

Chapitre IX : Etude technico-économique

IX.1. Introduction.....	202
IX.2. Technique constructive (le sous-détail).....	203
IX.3. Composition de béton.....	204
IX.3.1. Les caractéristiques recherchées du béton.....	204
IX.3.2. Comment identifier la composition du béton ?.....	204
IX.3.3. Les critères pris en compte par l'abaque de Dreux.....	205
IX.3.4. Choix de la composition du béton (Abaque N°1).....	206
IX.4. Etude comparative de quantité.....	207
IX.5. Conclusion.....	211
Conclusion générale.....	212

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

FIGURE I-1	Plancher à corps creux	4
FIGURE I-2	Brique creuse	5
FIGURE I-3	Diagramme contraintes-déformations du béton a l'ELU	8
FIGURE I-4	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	9
FIGURE I-5	Diagramme contrainte-déformation d'acier	11
FIGURE I-6	Diagramme des déformations limites de la section, règle des trois pivots	13

CHAPITRE II

FIGURE II-1	Coupe transversale du plancher	16
FIGURE II-2	La surface afférente du poteau	22
FIGURE II-3	Coupe du voile en élévation	27

CHAPITRE III

FIGURE III-1	Panneau de rive	30
FIGURE III-2	Dimensions de la section en (Té)	42
FIGURE III-3	Schéma d'une section en Té	43
FIGURE III-4	Schéma de TS	44
FIGURE III-5-1	Type de poutrelle à 2 travées	47
FIGURE III-5-2	1er type de poutrelle à 3 travées	50
FIGURE III-5-3	2eme type de poutrelle à 3 travées	53
FIGURE III-5-4	Type de poutrelle à 8 travées	56
FIGURE III-6	Moment de référence	61
FIGURE III-7	Position de l'axe neutre	69
FIGURE III-8	Ferraillage des poutrelles de la terrasse	71
FIGURE III-9	Ferraillage des poutrelles de l'étage courant	78

CHAPITRE IV

FIGURE IV-1	Dimensions de l'acrotère	79
FIGURE IV-2	Schéma statique de l'acrotère	80
FIGURE IV-3	Schéma du balcon	85
FIGURE IV-4	Schéma d'un escalier	87
FIGURE IV-5	Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	91
FIGURE IV-6	Schéma d'une volée et 2 paliers de repos	92
FIGURE IV-7	Schéma statique de la poutre palière	95
FIGURE IV-8	Chargement de la poutre palière	96
FIGURE IV-9	Schéma statique de l'escalier du sous-sol	99
FIGURE IV-10	Disposition des armatures	
FIGURE IV-11	Dimensions de l'ascenseur	107
FIGURE IV-12	Ascenseur électrique	108
FIGURE IV-13	Abaque de détermination de suspentes	110

FIGURE IV-14	Schéma de la surface d'impact	113
FIGURE IV-15	Schéma de la dalle	115
FIGURE IV-16	Chargement de panneau	115
FIGURE IV-17	Panneau de la dalle	118
CHAPITRE V		
FIGURE V-1	Les modes de déplacements	130
FIGURE V-2	La disposition des voiles de contreventement	132
FIGURE V-3	Spectre de réponse de la structure	134
FIGURE V-4	Distribution de l'effort tranchant et l'effort normal	136
CHAPITRE VII		
FIGURE VII-1	Schéma de la zone	161
FIGURE VII-2	Directions des moments et Effort normal dans un poteau	162
FIGURE VII-3	Ferraillage du poteau	168
FIGURE VII-4	Schéma de la zone nodale	168
FIGURE VII-5	Schéma de ferraillage de la poutre principale	173
FIGURE VII-6	Disposition des armatures verticales des voiles	177
FIGURE VII-7	Schéma de ferraillage de voile	181
CHAPITRE VIII		
FIGURE VIII-1	Schéma statique d'un voile périphérique	183
FIGURE VIII-2	Schéma du voile	184
FIGURE VIII-3	Schéma du Radier	191
FIGURE VIII-4	Ancrage du Bâtiment	192
FIGURE VIII-5	Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	193
FIGURE VIII-6	Schéma statique de débord	197
FIGURE VIII-7	Schéma statique de radier	201
CHAPITRE IX		
FIGURE IX-1	Abaque de Dreux (20 MPa)	206

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I-1	Caractéristiques des aciers utilisés	10
-------------	--------------------------------------	----

CHAPITRE II

Tableau II-1	Récapitulation de calcul des sections des poteaux	25
--------------	---	----

CHAPITRE III

Tableau III-1	Récapitulation des sollicitations a L'ELU (étage courant)	31
Tableau III-2	Récapitulation des sollicitations a L'ELS (étage courant)	32
Tableau III-3	Récapitulation des sections de ferrailage (étage courant)	34
Tableau III-4	Récapitulation des sollicitations a L'ELU (étage commercial)	37
Tableau III-5	Récapitulation des sollicitations a L'ELS (étage commercial)	38
Tableau III-6	Récapitulation des sections de ferrailage (étage commercial)	40
Tableau III-7	Charges et combinaisons des poutrelles	45
Tableau III-7-1	Récapitulation des sollicitations de la terrasse	61
Tableau III-7-2	Tableau des charges (terrasse)	68
Tableau III-7-3	Tableau des moments fléchissants et des contraintes d'acier (terrasse)	68
Tableau III-7-4	Tableau des coefficients (terrasse)	39
Tableau III-7-5	Moments d'inerties fictifs (tarasse)	70
Tableau III-7-6	Les flèches fictives (terrasse)	71
Tableau III-8-1	Récapitulation des sollicitations de l'étage courant	72
Tableau III-8-2	Tableau des charges (étage courant)	75
Tableau III-8-3	Tableau des moments fléchissants et des contraintes d'acier (étage courant)	76
Tableau III-8-4	Tableau des coefficients (étage courant)	76
Tableau III-8-5	Moments d'inerties fictifs (étage courant)	77
Tableau III-8-6	Les flèches fictives (étage courant)	78

CHAPITRE IV

Tableau IV-1	Descente des charges du palier	89
Tableau IV-2	Descente des charges de la volée	90
Tableau IV-3	Récapitulation des charges et combinaisons	91
Tableau IV-4	Les sollicitations maximales de l'escalier de l'étage courant	82
Tableau IV-5	Les sollicitations maximales de l'escalier du sous-sol	100
Tableau IV-6	Caractéristiques des câbles	111
Tableau IV-7	Tableau récapitulatif des résultats	117
Tableau IV-8	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	119

CHAPITRE V		
Tableau V-1	Périodes et facteurs de participation massique	129
Tableau V-2	Caractéristiques massiques et géométriques	131
Tableau V-3	Valeur des pénalités	134
Tableau V-4	Effort tranchant et Effort normal dans les poteaux	135
Tableau V-5	Tableau récapitulatif des déplacements	139
Tableau V-6	Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés	141
Tableau V-7	Résultat des forces sismique et des moments dus à la torsion accidentelle	144
Tableau V-8	Position du Centre de torsion et centre de masse	146
Tableau V-9	Les excentricités théoriques des planchers	147
Tableau V-10	Les excentricités accidentelles	148
Tableau V-11	Vérification au renversement dans le sens X-X	149
Tableau V-12	Vérification au renversement dans le sens Y-Y	150
Tableau V-13	Calcul de $\emptyset X$	151
Tableau V-14	Calcul de $\emptyset Y$	152
CHAPITRE VI		
Tableau VI-1	Ferraillage des poutres	157
CHAPITRE VII		
Tableau VII-1	Les sollicitations pour les différents poteaux	162
Tableau VII-2	Récapitulation de calcul des armatures longitudinales	167
Tableau VII-3	Récapitulation de calcul des armatures transversales	167
Tableau VII-4	Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres	170
Tableau VII-5	Récapitulatif des ferraillages des poutres	174
CHAPITRE VIII		
Tableau VIII-1	Récapitulatif des moments fléchissants	185
Tableau VIII-2	Tableau récapitulatif des sections d'armatures	187
Tableau VIII-3	Choix des armatures	195
Tableau VIII-4	Vérification d'effort tranchant	196
CHAPITRE IX		
Tableau IX-1	Sections d'acier des poteaux et des voiles	207
Tableau IX-2	Sections d'acier des poutres	208
Tableau IX-3	Sections d'acier des du radier	209
Tableau IX-4	Devis de la 1ere modélisation	210
Tableau IX-5	Devis de la 2eme modélisation	210

NOTATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 - A_t : Aire d'une section d'acier.
 - A_t : Section d'armatures transversales.
 - B : Aire d'une section de béton.
 - $\emptyset$: Diamètre des armatures transversales, mode propre.
 - φ : Angle de frottement.
 - C : Cohésion.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - R : Force résultante.
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - σ_m : Contrainte moyenne.
 - G : Charge permanente.
 - ε : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant à la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - f_{adm} : Flèche admissible.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - W : Poids total de la structure.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appui.
-

NOTATIONS

- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{vi} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - Y, YI : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
-

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي, 14 طابق + طابق
سفلي, يتم انجازها بولاية سعيدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة
للزلازل (RPA99 version 2003).

✓ إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية
مسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (Robot 2014) .

✓ تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
(RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

✓ تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) و الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

✓ نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

✓ دراسة تقنية-اقتصادية للمشروع

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R + 14 floors + underground which will be located in the Wilaya of **SAIDA**, classified in zone **I** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

- ✓ The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**Robot 2014**).
- ✓ The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).
- ✓ Reinforcement of structural elements (columns, beams) and shell element was done manually.
- ✓ The foundation system is consisted by rib raft foundation.
- ✓ Technico-economic study of the project.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 14 étages + sous-sol qui sera implantée dans la wilaya de **SAIDA**, classée en zone **I** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

- ✓ La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**Robot 2014**).
- ✓ Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).
- ✓ Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) et voiles a été fait manuellement.
- ✓ La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.
- ✓ Une étude technico-économique du projet.

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

Construire des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc.

En **Algérie** les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique **Algérien** en publiant le **RPA99 modifié 2003** dans lequel les règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- ✓ La sécurité (le plus important) : Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : Il sert à diminuer les coûts du projet.
- ✓ Le confort.
- ✓ L'esthétique.

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un tour en béton armé à usage multiple (d'habitation, commerce et stockage), implantée dans une zone de faible sismicité (**SAIDA** : zone **I**), comportant un sous-sol, un RDC et 14 étages.

L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

- Le chapitre **I** constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

INTRODUCTION GENERALE

- Pour toute étude d'une structure, le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles et planchers) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, c'est le deuxième chapitre.
- Après cela on va étudier les planchers (chargement, sollicitations et ferrailage) dans le **3ème** chapitre.
- Dans le chapitre **IV** nous intéressons à l'étude des éléments secondaires dans notre bâtiment, on peut citer : l'acrotère, les balcons et les escaliers.
- En l'occurrence le chapitre **V** qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par le **ROBOT version 2014**, qui est un logiciel de modélisation et de calcul des structures.
- Cependant, l'étude thermique est le sujet du **6ème** chapitre.
- Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique et l'analyse thermique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, qui sera le chapitre **VII**.
- Le chapitre **VIII** consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation.
- A la fin de calcul, on va passer par une étude technico-économique pour conclure le calcul, c'est le chapitre **IX**.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Chapitre I

Presentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99 modifié 2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de mon projet de fin d'études.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation avec commerce qui sera implanté à la wilaya de **Saïda**, région classée en zone **I** selon le **RPA99 modifié 2003**.

Cet immeuble est constituée d'un réez de chaussée, 14 étages et un sous-sol.

Le sous-sol est un dépôt de stockage, le réez de chaussée est destiné à l'usage commercial, et les autres étages sont réservés pour l'habitation.

I.3. Caractéristiques géométriques :

I.3.1. Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale de bâtiment..... $H_t = 53.55$ m.
- ❖ Hauteur des étages courants..... $h_e = 3.06$ m.
- ❖ Hauteur de RDC commercial..... $h_r = 3.06$ m.
- ❖ Hauteur de sous-sol..... $h_s = 4.59$ m.

I.3.2. Dimensions en plan :

- ❖ Longueur totale en plan..... $L_x = 34.4$ m.
- ❖ Largeur totale en plan..... $L_y = 15.75$ m.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Superstructure :

a) Ossature :

La stabilité de notre structure est assurée par le système mixte, auto-stable (poteaux et poutres) + voiles. Le contreventement est destiné à reprendre les effets dus aux forces statiques et dynamiques respectivement produites par la charge permanente, d'exploitation et le séisme, vent.

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les différents niveaux.

En ce qui concerne le type de plancher, nous allons utiliser deux types de planchers :

1. **Plancher en dalle pleine :** Pour le sous-sol, le réze de chaussée et les balcons.
2. **Plancher à corps creux :** Pour le reste des étages.

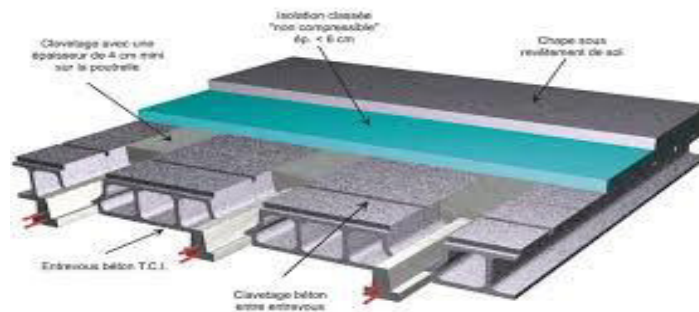


Figure I-1 : Plancher a corps creux.

c) Systèmes de circulation verticale :

1. Escalier :

Il serve à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- ✓ Le premier type d'escalier démarre de sous-sol 1 jusqu'au réze de chaussée, il est constitué de trois volées.

- ✓ Le deuxième type d'escalier relie les autres niveaux, il est composé de trois volées et deux paliers de repos.

2. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment.

Vu l'élancement de l'ouvrage, un ascenseur doit être installée pour prévoir une circulation plus rapide et plus fluide des gens. La capacité de cet appareil est de 08 personnes.

d) Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en **ALGERIE** est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

1. Mur extérieur :

Il sera réalisé en double cloison de briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm ($15 + 5 + 15$).

2. Mur intérieur :

Il est constitué par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.



Figure I-2 : Brique creuse.

e) Isolation :

L'isolation thermique et acoustique est assurée par le corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par les âmes d'air entre les deux parois qui compose ce dernier.

f) Balcon :

Il est considéré comme une plaque en béton armé.

g) Acrotère :

Le garde de corps de la terrasse sera réalisé en béton armé dont la hauteur égale à 120 cm.

h) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers.
- Etanchéité en ciment pour les faces extérieurs des murs de façades et en plâtre pour les murs intérieurs.
- Marche et contre marche en granito pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour le sous plafond.
- Céramique pour les sanitaires.

I.4.2. Infrastructure :

D'après le rapport géotechnique, des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenus, à savoir :

- ✓ L'Absence d'une nappe phréatique.
- ✓ Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $\varphi = 35^\circ$.
- ✓ La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**.

I.5.1. Béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.

- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc....
- La déformation instantanée et surtout différée, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

a) Dosage du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 300 kg/m³ de ciment de classe (classe 42,5).
- 625 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 705 litres de gravier de diamètre 5 à 12.5.
- 80 litres d'eau de gâchage.

b) Résistances mécaniques du béton :

b.1. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{c_j} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 300 Kg/m³ de ciment (classe 42,5), la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 20 MPa ($f_{c_{28}} = 20$ MPa).

Le **CBA93** préconise :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c_{28}} \quad \text{si :} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c_{28}} \quad \text{si :} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ Mpa.}$$

b.2. Résistances à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_{28}} \quad \text{avec :} \quad f_{t_j} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Alors : $f_{t_{28}} = 1.8 \text{ MPa.}$

c) Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{I_j} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}}$$

Pour : $f_{c_{28}} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow E_{I_j} = 29858.59 \text{ MPa.}$

Pour un chargement de longue durée :

$$E_{v_j} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10043.345 \text{ MPa.}$$

d) Contrainte limite :

✓ État limite ultime (ELU) :

- Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

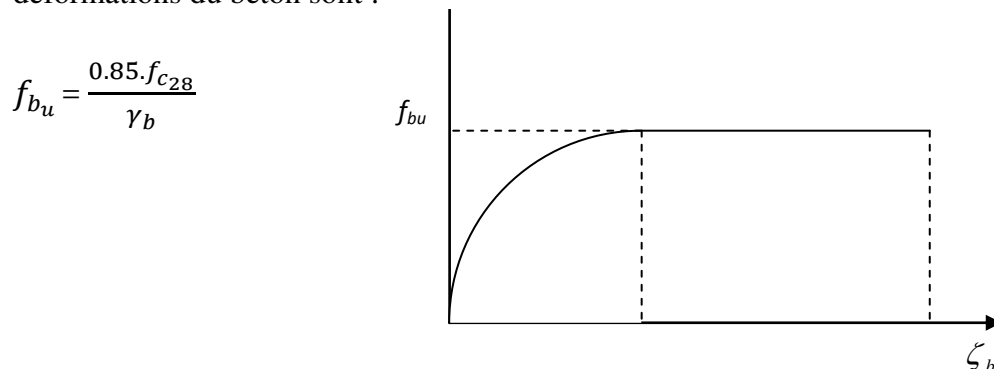


Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Avec : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} : \text{Déformation du béton en compression.} \\ f_{bu} : \text{Contrainte de calcul pour } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}. \end{cases}$

γ_b : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

ϑ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$\vartheta = 1 \Rightarrow$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

$\vartheta = 0.9 \Rightarrow$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas :

$$f_{bu} = 11.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{pour : } \gamma_b = 1.5 \text{ et } \vartheta = 1.$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.6 \text{ MPa} : \text{cas normal (fissuration peu nuisible).} \\ \bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa} : \text{cas où la fissuration est préjudiciable.} \end{cases}$$

- ✓ **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

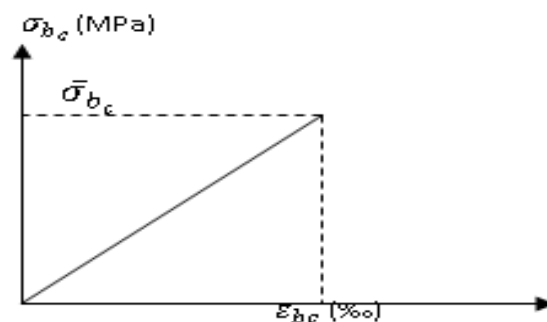


Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{b_c} \leq \bar{\sigma}_{b_c} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{b_c} = 0.6f_{c_{28}} = 12 \text{ MPa.}$$

e) Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0.2 : \text{ dans le cas des états limites de services.} \\ \nu = 0 : \text{ dans le cas des états limites ultimes.} \end{cases}$$

I.5.2. Acier :

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

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

• Caractéristiques mécaniques :

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$ $F_e E 24$	215 235	Emploi courant Epingle de liège des pièces préfabriquées
Barres HA type 3	$F_e TE 40$ $F_e TE 50$	400 500	Emploi courant
Fils tréfilés HA type 3	$F_e TE40$ $F_e TE$	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fils tréfilés lisses type 4	TL 50 $\varnothing > 6 \text{ mm}$ TL 52 $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE40 type 1, $f_e = 400$ MPa.

- **Contrainte limite :**
- ✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure suivante :

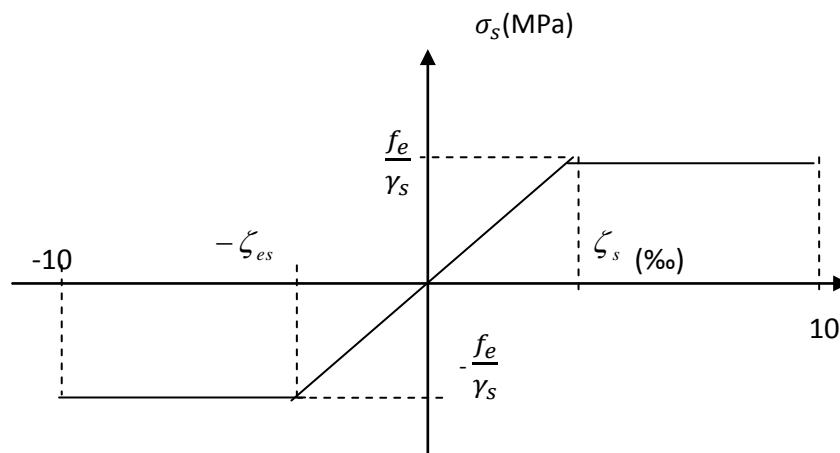


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1 : \text{en cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 : \text{en cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$

- ✓ **Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$.

η : Coefficient de fissuration.

Avec : $\begin{cases} \eta = 1 : \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.65 : \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{cases}$

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Définitions :

a) Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

b) Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6.2. Hypothèses de calcul :

✓ Calcul aux états limites de service :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

✓ Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\begin{cases} \varepsilon_{b_c} = 3.5 \text{ ‰} \Rightarrow \text{En flexion.} \\ \varepsilon_{b_c} = 2 \text{ ‰} \Rightarrow \text{En compression centrée.} \end{cases}$$

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C** définis par la figure I-6 tel que :

- 1) **Pivot A** : Correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
- 2) **Pivot B** : Correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.
- 3) **Pivot C** : Correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7 h$ de la fibre la plus comprimée.

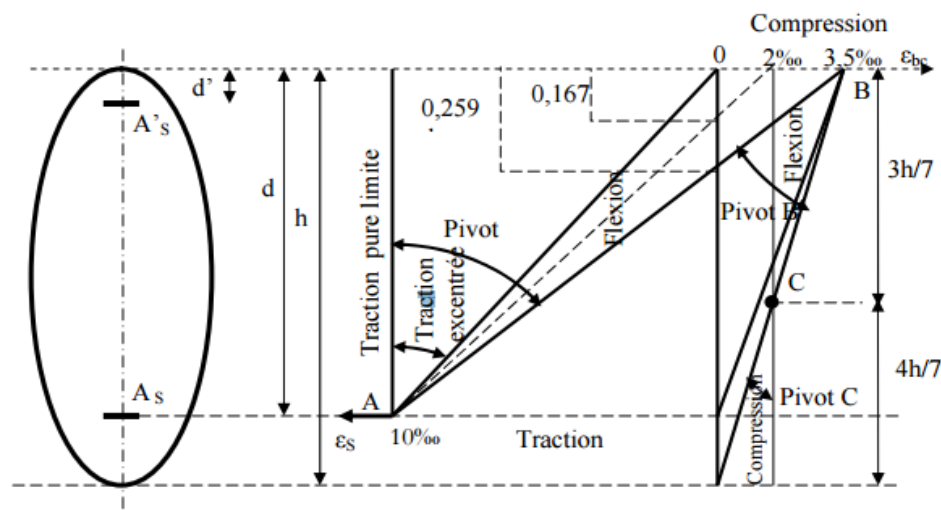


Figure I-6 : Diagramme des déformations limites de la section, règle des trois pivots.

On note y la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section, la valeur de y déterminé celui des domaines dans lequel est situé le diagramme limite.

I.6.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G + 1,5Q$.

✓ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$.

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

- ✓ $G + Q \pm E$.
- ✓ $G + Q + 1,2E$.
- ✓ $0,8G \pm E$.

Avec : $\begin{cases} G : \text{Charge permanente.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation.} \\ E : \text{Effort de séisme.} \end{cases}$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Structuraux

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles...).

Pour les planchers on a deux types :

- ✓ Entre les étages courants : On utilise les planchers à corps creux.
- ✓ Le plancher du sous-sol et de réz de chaussée seront réalisés en béton armé afin de bien résister aux incendies.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué des poutrelles installées entre le coffrage perdu de longueur 60 cm. Ces deux éléments sont couverts par une chape de béton constituant la dalle compression.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage qui ne sont pas importantes (max = 4.75 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche (**CBA 93**):

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{L'épaisseur totale du plancher.} \\ L : \text{La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.} \end{cases}$

Et : $h_t = h + h_0$

Avec : $\begin{cases} h : \text{L'épaisseur du corps creux.} \\ h_0 : \text{L'épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

Dans notre cas, on a : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{475 - 25}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm.}$

$\Rightarrow$ Soit un plancher d'épaisseur $(16 + 4) \text{ cm}$ tel que : $\begin{cases} h = 16 \text{ cm.} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \end{cases}$

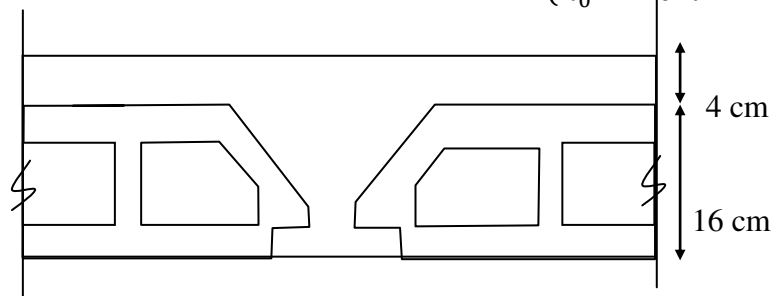


Figure II-1 : Coupe transversale du plancher.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

a) Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ Dalle portée dans un seul sens $\Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq h_d \leq \frac{L_x}{30}$.

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4 \Rightarrow$ Dalle portée dans deux sens $\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$.

Avec : $\{h_d : \text{Épaisseur de la dalle pleine.}$

On a : $\begin{cases} L_x = 4.7 \text{ m.} \\ L_y = 4.75 \text{ m.} \end{cases}$

Donc :

$$\alpha = \frac{470}{475} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans deux sens.}$$

L'épaisseur de la dalle est :

$$\frac{470}{50} \leq h_d \leq \frac{470}{40} \Rightarrow 9.4 \text{ cm} \leq h_d \leq 11.75 \text{ (cm).}$$

a) Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm} \Rightarrow$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow$ pour quatre heures de coup de feu.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en **ALGERIE**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$\Rightarrow$ On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Les charges permanentes :

a. Plancher terrasse accessible (cops creux) :

1- Carrelage($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02). (22) = 0.44 KN/m ²
2- Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02). (20) = 0,40 KN/m ²
3- Lit de sable ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02). (18) = 0,36 KN/m ²
4- Forme de pente ($e_{moy} = 12 \text{ cm}$).....	(0,12). (22) = 2.64 KN/m ²
5- Dalle de compression + corps creux (16 + 4) cm.....	2,8 KN/m ²
6- Enduit en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$).....	(0,02). (10) = 0.20 KN/m ²
$\Sigma G = 6.84 \text{ KN/m}^2$	

b. Plancher étage Courant :**b.1. Planchers à corps creux :**

1- Carrelage (e = 2 cm).....	(0,02). (22) = 0,44 KN/m ²
2- Mortier de pose (e = 2 cm).....	(0,02). (20) = 0,40 KN/m ²
3- Lit de sable (e = 2 cm).....	(0,02). (18) = 0,36 KN/m ²
4- Dalle de compression + corps creux (16 + 4) cm.....	2,8 KN/m ²
5- Enduit en plâtre (e = 2 cm).....	(0,02). (10) = 0,20 KN/m ²
6- Cloisons légères.....	1,0 KN/m ²
$\Sigma G = 5,2 \text{ KN/m}^2$	

b.2. Planchers en dalle pleine (sous-sol + réez de chaussée) :

1- Carrelage (e = 2 cm).....	(0,02). (22) = 0,44 KN/m ²
2- Mortier de pose (e = 2 cm).....	(0,02). (20) = 0,40 KN/m ²
3- Lit de sable (e = 2 cm).....	(0,02). (18) = 0,36 KN/m ²
4- Dalle pleine (e = 16 cm).....	(0,16). (25) = 4,0 KN/m ²
5- Enduit en plâtre (e = 2 cm).....	(0,02). (10) = 0,20 KN/m ²
6- Cloisons légères.....	1,0 KN/m ²
$\Sigma G = 6,4 \text{ KN/m}^2$	

II.3.2. Charge d'exploitation :

- Plancher terrasse accessible..... 1,5 KN/m².
- Plancher étage courant (habitation)..... 1,5 KN/m².
- Plancher RDC (commerce)..... 5 KN/m².
- Plancher sous-sol (dépôt)..... 5 KN/m².

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

Une poutre soumise à la flexion est un élément dont les dimensions transversales sont faibles par rapport à la portée.

Selon le **BAEL 91**, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante :

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

Avec : $\begin{cases} h_p : \text{Hauteur de la poutre.} \\ L : \text{Longueur de poutre (prise entre nus des poteaux).} \end{cases}$

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés

par le **RPA 99** Art7.5.1, à savoir : $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} b : \text{Largeur de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \end{cases}$

a) Poutre principale :

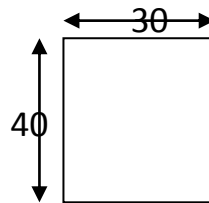
➤ $L = 475 \text{ cm.}$

$$\frac{475 - 25}{15} \leq h_p \leq \frac{475 - 25}{10} \Rightarrow 30 \leq h_p \leq 45$$

$\Rightarrow$ On adopte : $h_p = 40 \text{ cm.}$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

$\Rightarrow$ On adopte : $b = 30 \text{ cm.}$



➤ **Vérification RPA99 :** $\begin{cases} 40 \geq 30 \text{ cm.} \\ 30 \geq 20 \text{ cm.} \\ 1.33 \leq 4. \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$

b) Poutre secondaire :

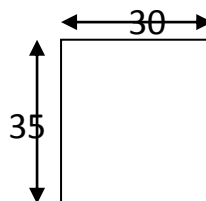
➤ $L = 470 \text{ cm.}$

$$\frac{470 - 25}{15} \leq h_p \leq \frac{470 - 25}{10} \Rightarrow 29.67 \leq h_p \leq 44.5$$

$\Rightarrow$ On adopte : $h_p = 35 \text{ cm.}$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

$\Rightarrow$ On adopte : $b = 30 \text{ cm.}$



$$\text{➤ Vérification RPA99 : } \begin{cases} 35 \geq 30 \text{ cm.} \\ 30 \geq 20 \text{ cm.} \\ 1.17 \leq 4. \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.5.2. Procédure de pré-dimensionnement :

- ↪ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ↪ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ↪ La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ↪ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement **RPA99 version 2003**.
- ↪ Vérification des sections à l'ELS selon le **CBA93**.

II.5.3. Critère de résistance :

Soit :

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

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section réduite du béton d'où $B_r = (b - 2\text{cm})(a - 2\text{cm})$.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1.15$.

f_e : Nuance de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$.

A : Section d'armature longitudinale.

α : Coefficient dépend de l'élancement.

II.5.4. Résistance au flambement :

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

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85\left(\frac{A}{B_r}\right) \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]}$$

On peut prendre : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow I = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Avec : $\begin{cases} \lambda : \text{L'élancement du poteau considéré.} \\ L_f : \text{La longueur de flambement.} \\ i : \text{Rayon de giration.} \end{cases}$

$L_f = 0,7h_e \Rightarrow$ Poteau est à ses extrémités, soit encastré dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher.

$B = a \times b$ (I : moment d'inertie, B : section du béton).

II.5.5. Loi de dégression (DTR B.C-2.2) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes : Sous toit ou terrasse..... Q_0 .

Sous dernier étage (Etage 1)..... $Q_0 + Q_1$.

Sous étage immédiatement inférieur (Etage 2)..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$.

(Etage 3)..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Etage 4)..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

.....

(Etage n)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$.

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

- ✓ $Q_0 = 1.5 \text{ KN/m}^2$ Terrasse accessible.
- ✓ $Q_1 \dots\dots Q_{10} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ Habitation.
- ✓ $Q_{15} = 5 \text{ KN/m}^2$ Commerce.
- ✓ $Q_{16} = 5 \text{ KN/m}^2$ Dépôt de stockage.

II.5.6. Exemple de calcul :

➤ **Pré-dimensionnement du poteau le plus sollicité du RDC :**

↳ **La Surface afférente :**

$$S_{aff} = \left(\frac{4.45}{2} + \frac{4.45}{2} \right) \times \left(\frac{4.5}{2} + \frac{3.95}{2} \right) = 18.8 \text{ m}^2$$

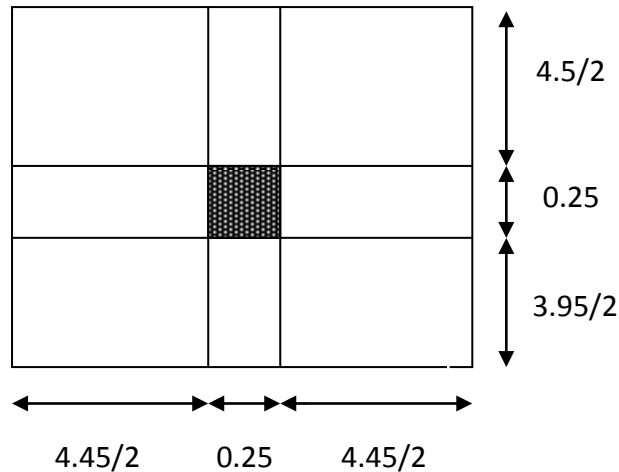


Figure II-2 : La surface afférente du poteau.

↳ **Les longueurs afférentes :**

$$L_{aff_{pp}} = \frac{4.5}{2} + \frac{3.95}{2} = 4.225 \text{ m}$$

$$L_{aff_{ps}} = \frac{4.45}{2} + \frac{4.45}{2} = 4.45 \text{ m}$$

↳ **Evaluation de N_u :**

$P_u = \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau.

$$P_u = N_{plancher} + N_{pp} \times L_{aff_{pp}} + N_{ps} \times L_{aff_{ps}} + N_{pot} \times h_e$$

$$N_u = 1.15 P_u$$

$$N_{plancher} = (1.35G + 1.5Q).S_{aff} = (1.35 \times 80.84 + 1.5 \times 14.31) \times 18.8$$

$$\Rightarrow N_{plancher} = 2455.26 \text{ KN}$$

$$N_{pp} = 1.35 (b \times h \times n) \times L_{aff_{pp}} \times 25 = 1.35 (0.3 \times 0.4 \times 15) \times 4.225 \times 25$$

$$\Rightarrow N_{pp} = 256.69 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1.35 (b \times h \times n) \times L_{aff_{ps}} \times 25 = 1.35 (0.3 \times 0.35 \times 15) \times 4.45 \times 25$$

$$\Rightarrow N_{ps} = 236.55 \text{ KN}$$

$$N_{pot} = 1.35 (b \times h \times n) \times 25 \times h_e = 1.35 (0.25 \times 0.25 \times 14) \times 25 \times 3.06$$

$$\Rightarrow N_{pot} = 90.36 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_u = 2455.26 + 256.69 + 236.55 + 90.36 = 3038.86 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_u = 1.15 \times 3038.86 = 3494.69 \text{ KN} \Rightarrow B_r \geq 0.64 \times 3494.69 = 2236.6 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \geq 1881.96 \text{ cm}^2$$

Avec : $a = b$

$$a = \sqrt{(2236.6 + 2)}$$

$$\Rightarrow a = 49.29 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Donc on prend une section de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

🔗 Vérification RPA99 :

a) Poteau 30 x 30 :

- $\min(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\min(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

b) Poteau 55 x 55 :

- $\min(b_1, h_1) = 55 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\min(b_1, h_1) = 55 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22.95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

- **Vérification au flambement :**

- a) **Poteau 30 x 30 :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$B = a \times b \Rightarrow B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 306}{8.66} = 24.73 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- b) **Poteau 55 x 55 :**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow I = \frac{55 \times 55^3}{12} = 762552.08 \text{ cm}^4$$

$$B = a \times b \Rightarrow B = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{762552.085}{3025}} = 15.88 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 459}{15.88} = 20.23 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

⇒ Les autres résultats du pré-dimensionnement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Surface (cm ²)	Q cumulé	Q × S	1.5 × Q cumulé	G cumulé	G × S cumulé	PP cumulé	PS cumulé	Poteau Cumulé	$(N_g + PP + PS) \times 1.35$	$P_u = 1.35 G + 1.5Q$	$N_u = 1.15 P_u$	$B_r = 0.64 \times N_u$	a = b	a + 2	a' = b'
14 ^{ème} étage	18.8	1.5	28.2	42.3	6.84	128.59	12.675	11.68	-	206.48	248.78	286.1	183.1	13.53	15.53	30 x 30
13 ^{ème} étage		3	56.4	84.6	12.04	226.35	25.35	23.36	4.78	377.78	462.38	531.74	340.31	18.45	20.45	
12 ^{ème} étage		4.35	81.78	122.67	17.24	324.11	38.025	35.04	9.56	549.09	671.76	772.52	494.41	22.24	24.24	
11 ^{ème} étage		5.55	104.34	156.51	22.44	421.87	50.7	46.72	14.34	720.28	876.79	1008.31	645.32	25.4	27.4	35 x 35
10 ^{ème} étage		6.6	124.08	186.12	27.64	519.63	63.375	58.4	19.12	891.71	1077.83	1239.5	793.28	28.17	30.17	
9 ^{ème} étage		7.5	141	211.5	32.84	617.39	76.05	70.08	23.9	1063	1274.5	1465.68	938.04	30.63	32.63	
8 ^{ème} étage		8.25	155.1	232.65	38.04	715.15	88.725	81.76	28.68	1234.33	1466.98	1687.03	1079.7	32.86	34.86	40 x 40
7 ^{ème} étage		8.85	166.38	249.57	43.24	812.91	101.4	93.44	33.46	1405.63	1655.2	1903.48	1218.23	34.9	36.9	
6 ^{ème} étage		9.3	174.84	261.72	48.44	910.67	114.075	105.12	38.24	1576.94	1838.66	2114.46	1353.25	36.79	38.79	
5 ^{ème} étage		9.6	180.48	270.72	53.64	1008.43	126.75	116.8	43.02	1748.25	2018.97	2321.82	1485.96	38.55	40.55	45 x 45
4 ^{ème} étage		9.75	183.3	274.95	58.84	1106.16	139.425	128.48	47.8	1919.52	2194.47	2523.64	1615.13	40.19	42.19	
3 ^{ème} étage		12.06	226.73	340.1	64.04	1203.95	152.1	140.16	52.58	2090.87	2430.97	2795.62	1789.2	42.3	44.3	

2^{ème} étage		12.84	241.39	362.1	69.24	1301.71	164.775	57.36	151.84	2262.17	2624.27	3017.91	1931.46	43.95	45.95	50 x 50
1^{er} étage		13.59	255.49	383.24	74.44	1399.47	177.45	62.14	163.52	2433.48	2816.72	3239.23	2073.11	45.53	47.53	
RDC		14.31	269.03	403.55	80.84	1519.79	190.125	66.92	175.2	2635.25	3038.8	3494.62	2236.56	47.29	49.29	
Sous-sol		18.2	342.16	513.24	87.24	1640.11	202.8	71.7	186.88	2837	3350.24	3852.78	2465.78	49.66	51.66	55

Tableau II-1 : Récapitulation de calcul des sections des poteaux.

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

II.6.1. Voiles du contreventement :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé doit être justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA99 version 2003 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : $\begin{cases} L : \text{Largeur du voile qui correspond à la portée minimale} = 320 \text{ cm.} \\ a : \text{Epaisseur du voile.} \end{cases}$

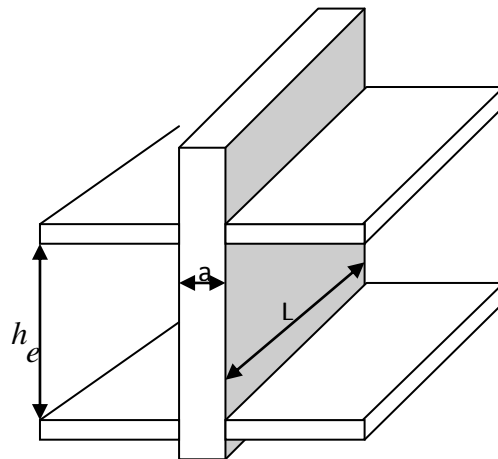


Figure II-3 : Coupe du voile en élévation.

$$a \leq \frac{L}{4} \Rightarrow a \leq \frac{320}{4} = 80 \text{ cm}$$

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 indiquées :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right\}$$

Dans notre cas :

✓ Pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 306 - 16 = 290 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left\{ \frac{290}{20}, 15 \text{ cm} \right\} = \max \{14.5, 15 \text{ cm}\} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{320 \times 20^3}{12(320 \times 20)}} = 5.77 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times L_f}{i} = \frac{0.7 \times 320}{5.77} = 38.82 < 50 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol :

Les ossatures aux niveaux de base formées de poteau court doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations (semelles, radié...) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- $a_p \geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

$$a_p \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h_e = 459 - 16 = 443 \text{ cm}$$

$$a_p \geq \frac{443}{25} = 17.72 \text{ cm} \Rightarrow a_p = 20 \text{ cm}$$

Chapitre III

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales et qui ont le rôle de :

- Résister aux charges.
- Permettre une isolation thermique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en :

- ✓ Dalle à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

III.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles en béton sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y appuyés sur 2,3 ou 4côtés. Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle et L_y la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. la section transversale vaut ($h \times 100$ cm).

Supposant que la dalle est uniformément chargée, Pour le calcul des dalles nous distinguerons 2 cas :

- a) Dalle portée sur deux sens si : $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$.
- b) Dalle n'est portée que dans un seul sens si : $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$.

III.2.1. Plancher en dalle pleine (étage courant) :

$$\text{Plancher de sous-sol : } \begin{cases} G = 6.40 \frac{kN}{m^2} \\ Q = 1.5 \frac{kN}{m^2} \end{cases}$$

a) Combinaisons fondamentales :

✓ A l'ELU :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q).b \quad ; \quad b = 1 \text{ ml.}$$

$$\Rightarrow P_u = (1.35 \times 6.40 + 1.5 \times 1.5).1 = 10.89 \text{ KN/ml.}$$

✓ A l'ELS :

$$P_u = (G + Q).b$$

$$\Rightarrow P_u = (6.40 + 1.5).1 = 7.90 \text{ KN/ml.}$$

b) Détermination des sollicitations :

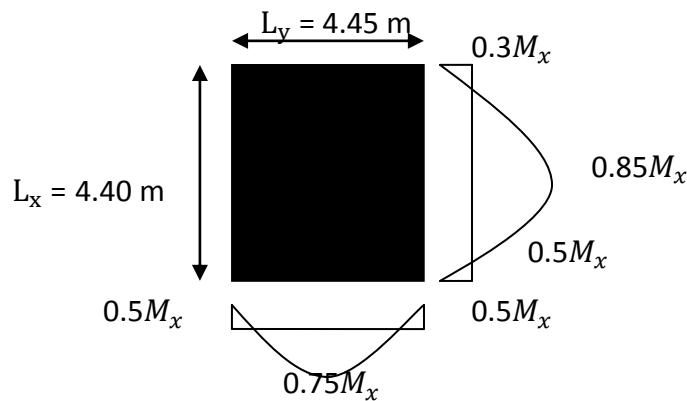


Figure III-1 : Panneau de rive.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{4.40 \text{ m}}{4.45 \text{ m}} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.} \right.$$

✓ A l'ELU :

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{u_x} = \mu_{x_u} \cdot P_u \cdot L_x^2$$

$$M_{u_y} = \mu_{y_u} \cdot M_{u_x}$$

✓ A l'ELS :

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{s_x} = \mu_{x_s} \cdot P_s \cdot L_x^2$$

$$M_{s_y} = \mu_{y_s} \cdot M_{s_x}$$

c) Calcul des sollicitations :

D'après l'annexe E3 de BAEL 91 page 66 le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ A l'ELU :

➤ Moments au centre :

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0.0376 \times 10.89 \times 4.40^2 = 7.93 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0.9771 \times 7.93 = 7.75 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0.5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0.5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 3.965 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 3.875 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 5.95 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 5.81 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$A > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = p \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 10.89 \times \frac{4.40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.99}{2}} = 16.03 \text{ KN.} \\ V_y = p \cdot \frac{L_y}{3} = 10.89 \times \frac{4.40}{3} = 15.97 \text{ KN.} \end{cases}$$

Combinaisons	ELU	
SENS	X-X	Y-Y
M_a [KN.m]	3.965	3.875
M_t [KN.m]	5.95	5.81
T [KN]	16.03	15.97

Tableau III-1 : Récapitulation des sollicitations a L'ELU (étage courant).

✓ **A l'ELS :**➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0441 \times 7.90 \times 4.40^2 = 6.74 \text{ KN.m.} \\ M_{0y} = 0.9847 \times 6.74 = 6.64 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 3.37 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = 3.32 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 5.06 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 4.98 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ Effort tranchant:

$$a > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = p \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = 7.90 \times \frac{4.40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.99}{2}} = 11.63 \text{ KN.} \\ V_y = p \cdot \frac{L_x}{3} = 7.90 \times \frac{4.40}{3} = 11.59 \text{ KN.} \end{cases}$$

Combinaisons	ELS	
SENS	X-X	Y-Y
M_a [KN.m]	3.37	3.32
M_t [KN.m]	5.06	4.98
T [KN]	11.63	11.59

Tableau III-2 : Récapitulation des sollicitations a L'ELS (étage courant).

d) Calcul Ferrailage :

➤ Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.

$$\hookrightarrow \text{Sens y : } A_{y_{min}} = 8h_0 = 8 \times 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\hookrightarrow \text{Sens x : } A_{x_{min}} = \frac{(3 - \alpha)}{2} \times A_{y_{min}} = \frac{(3 - 0.99)}{2} \times 1.28 = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Remarque :

Selon **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{smin_x} = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{smin_y} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Calcul à l'ELU :

1) Sens x-x :

a) En travée : $M_t = 5.95 \text{ KN.m}$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (BAEL91 page120)

On calcule le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.95 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.025$$

$\mu = 0.025 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0253$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0253 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$e = 25 \text{ cm}.$

b) En appui : $M_a = 3.965 \text{ KN.m}$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.965 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.0168$$

$\mu = 0.0168 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0169$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0169 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$e = 25 \text{ cm}.$

2) Sens y-y :**a) En travée :** $M_t = 5.81 \text{ KN.m}$ ➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.81 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.126^2} = 0.032$$

 $\mu = 0.032 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0325$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0325 \times 12.6 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

 $e = 25 \text{ cm}.$ **b) En appui :** $M_a = 3.875 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.875 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.126^2} = 0.0215$$

 $\mu = 0.0215 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0217$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0217 \times 12.6 \times 100 \times 11.33}{348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

 $e = 25 \text{ cm}.$

SENS X-X		SENS X-X	
En travée	En appui	En travée	En appui
3,14 cm ²	2,01 cm ²	3,14 cm ²	2,01 cm ²
4T10	4T8	4T10	4T8

Tableau III-3 : Récapitulation des sections de ferrailage (étage courant).

➤ Vérification à l'ELS :

1) Sens x-x :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s : ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)
 Flexion simple
 Acier FeE400
 Section rectangulaire

Si : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \\ \beta = 1 - 0.4 \alpha \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0316 \\ \beta = 0.987 \end{cases} \text{ (BAEL91 P 119).}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}}$$

a) En travée :

$$M_{tu} = 5.95 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.95}{5.06} = 1.176$$

$$\alpha = 0.0316 \leq \frac{1.176 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.288 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 3.965 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{3.965}{3.37} = 1.176$$

$$\alpha = 0.031 \leq \frac{1.176 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.288 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens y-y :

a) En travée :

$$M_{tu} = 5.81 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.81}{4.98} = 1.167$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.167 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.28 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 3.875 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{as} = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{3.875}{3.32} = 1.167$$

$$\alpha = 0.027 \leq \frac{1.167 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.28 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b.d} < \bar{\tau} = 0.07 \frac{\tau_u}{\gamma_b} = 0.93 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \text{Au milieu de } L_y : V_y = \frac{q.L_x.L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{10.89 \times 4.40 \times 4.45}{2 \times 4.45 + 4.40} = 16.03 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Au milieu de } L_x : V_x = \frac{q.L_x.L_y}{3.L_y} = \frac{10.89 \times 4.40 \times 4.45}{3 \times 4.45} = 15.97 \text{ KN/ml}$$

$$\tau = \frac{16.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.111 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

f) Vérification de poinçonnement :

$$\tau_u = \frac{P_u}{2.h(u+v)} \leq 0.045 f_{cj}$$

Donc on prend type (I) :

$$\tau_u = \frac{10.89 \times 10^{-3}}{2 \times 0.16(4.45 + 4.40)} = 0.0038 \text{ MPa} < 0.045 f_{cj} = 0.045 \times 20 = 0.9 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

g) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{txs}}{M_{0xs}} \Rightarrow \frac{0.16}{4.4} = 0.036 \geq \frac{5.06}{20 \times 6.74} = 0.00375 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 14.4} = 0.0014 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{CV.}$$

III.2.2. Plancher en dalle pleine (étage commercial) :

$$\text{Plancher de sous-sol : } \begin{cases} G = 6.40 \frac{kN}{m^2} \\ Q = 5 \frac{kN}{m^2} \end{cases}$$

a) Combinaisons fondamentales :

✓ A l'ELU :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q).b \Rightarrow P_u = (1.35 \times 6.40 + 1.5 \times 5).1 = 16.14 \text{ KN/ml.}$$

✓ A l'ELS :

$$P_u = (G + Q).b \Rightarrow P_u = (6.40 + 5).1 = 11.40 \text{ KN/ml.}$$

b) Détermination des sollicitations :

✓ A l'ELU :

$$M_{u_x} = \mu_{x_u} \cdot P_u \cdot L_x^2.$$

$$M_{u_y} = \mu_{y_u} \cdot M_{u_x}.$$

✓ A l'ELS :

$$M_{s_x} = \mu_{x_s} \cdot P_s \cdot L_x^2.$$

$$M_{s_y} = \mu_{y_s} \cdot M_{s_x}.$$

c) Calcul des sollicitations :

On calcule les sollicitations de l'étage courant de la même méthode que la terrasse :

✓ A l'ELU :

Combinaisons	ELU	
SENS	X-X	Y-Y
M_a [KN.m]	5.88	5.74
M_t [KN.m]	8.81	8.61
T [KN]	23.75	23.67

Tableau III-4 : Récapitulation des sollicitations a l'ELU (étage commercial).

✓ A l'ELS :

Combinaisons	ELS	
SENS	X-X	Y-Y
M_a [KN.m]	4.87	4.79
M_t [KN.m]	7.3	7.09
T [KN]	16.78	16.72

Tableau III-5 : Récapitulation des sollicitations a l'ELS (étage commercial).

d) Calcul Ferrailage :

➤ ELU :

1) Sens x-x :a) En travée : $M_t = 8.81$ KN.m

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (BAEL91 page120)On calcule le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.81 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.037$$

 $\mu = 0.037 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0377$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0377 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e = 25 cm

b) En appui : $M_a = 5.88 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.88 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.025$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.025 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

2) Sens y-y :

a) En travée : $M_t = 8.61 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.61 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.126^2} = 0.0479$$

$$\mu = 0.0479 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.049$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.049 \times 12.6 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

b) En appui : $M_a = 5.74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.74 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.126^2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0325$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.0325 \times 12.6 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

SENS X-X		SENS Y-Y	
En travée	En appui	En travée	En appui
3,14	2,01 cm ²	3,14 cm ²	2,01 cm ²
4T10	4T8	4T10	4T8

Tableau III-6 : Récapitulation des sections de ferrailage (étage commercial).

✓ **Vérification à l'ELS :**

1) Sens x-x :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s : ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \\ \beta = 1 - 0.4 \alpha \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.047 \\ \beta = 0.98 \end{cases} \quad (\text{BAEL91 P 119}).$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}}$$

a) En travée :

$$M_{tu} = 8.81 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 7.3 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8.81}{7.3} = 1.21$$

$$\alpha = 0.047 \leq \frac{1.21 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.3 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 5.88 \text{ KN.m} \quad M_{as} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.88}{4.87} = 1.21$$

$$\alpha = 0.0316 \leq \frac{1.21 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.3 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens y-y :

a) En travée :

$$M_{tu} = 8.61 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ts} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8.61}{7.19} = 1.2$$

$$\alpha = 0.061 \leq \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.3 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 5.74 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{as} = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.74}{4.79} = 1.2$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.3 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b.d} < \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.93 \text{ MPa}$

↘ Au milieu de L_y : $V_y = \frac{q.L_x.L_y}{2.L_y + L_x} = \frac{16.14 \times 4.4 \times 4.45}{2 \times 4.45 + 4.4} = 23.76 \text{ KN/ml}$

↘ Au milieu de L_x : $V_x = \frac{q.L_x.L_y}{3.L_y} = \frac{16.14 \times 4.4 \times 4.45}{3 \times 4.45} = 23.67 \text{ KN/ml}$

Avec : $L_x \leq L_y$

$$\tau = \frac{23.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

f) Vérification de poinçonnement :

$$\tau_u = \frac{P_u}{2.h(u+v)} \leq 0.045 f_{cj}$$

Donc on prend type (I) :

$$\tau_u = \frac{16.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.16(4.45 + 4.4)} = 0.0056 \text{ MPa} < 0.045 f_{cj} = 0.045 \times 20 = 0.9 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

g) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{txs}}{20.M_{0xs}} \Rightarrow \frac{0.16}{4.4} = 0.036 \geq \frac{7.3}{20 \times 9.73} = 0.00375 \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 14.4} = 0.0014 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{CV.}$$

III.3. Plancher à corps creux:

III.3.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur (16 + 4) cm. Les poutrelles ont une section en (Té).

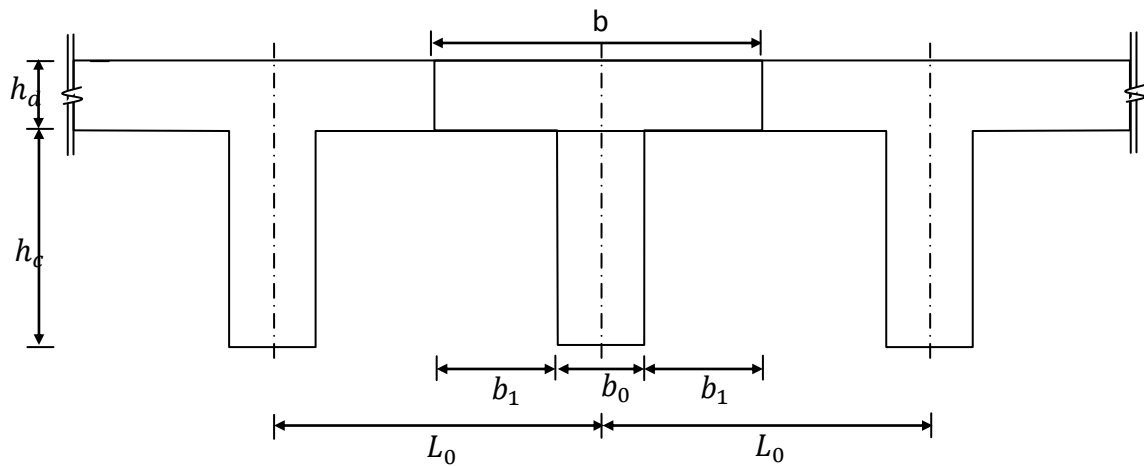


Figure III-2 : Dimensions de la section en (Té).

D'après les règles de (BAEL91 page 126), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 : \begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{La portée entre nus d'appui de la poutrelle.} \\ L_n : \text{Distance entre axe des nervures} \end{cases}$

Suivant le DTR BC22, normes algériennes pour : $\begin{cases} L_n = 60 \text{ cm.} \\ b_0 = 12 \text{ cm.} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \end{cases}$

$$L = 470 - 30 = 440 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow b_1: \begin{cases} b_1 \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \\ b_1 \leq (60 - 12)/2 = 24 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

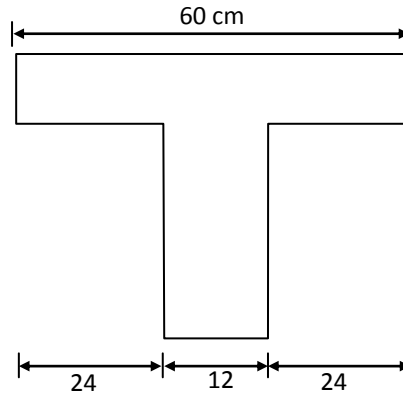


Figure III-3 : Schéma d'une section en " Té ".

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit répondre aux conditions suivantes livrées par (C.B.A.93 P 136) :

- ✓ L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ La section des armatures perpendiculaires doit avoir :

$$\begin{cases} A = 200/f_e : \text{si l'entre axe des poutrelles } L_n \leq 50 \text{ cm.} \\ A = 4L_n/f_e : \text{si l'entre axe des poutrelles } 50 < L_n \leq 80 \text{ cm.} \\ \text{et } A \perp \geq A \perp / 2 : \text{pour les deux cas, avec } A \text{ en cm}^2/\text{ml.} \end{cases}$$

f_e : La limite d'élasticité du TS.

Pour un diamètre inférieur à 6 mm de TS, la classe d'acier est TLE 520.

a) Armatures perpendiculaires :

- $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow L_n = 60 \text{ m.}$
- $A \perp \geq 240/520 = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$
- $A \perp = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On adopte : $5\emptyset 6/\text{ml} \rightarrow A \perp = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}; S_t = 20 \text{ cm.}$

b) Armatures parallèles :

$$A// \geq A\perp/2 \Rightarrow A// \geq 1.42/2 = 0.7\text{cm}^2$$

La même section de $A\perp$ sera retenue pour $A//$

Donc on adopte un treillis soudé $\emptyset 6$ (200 × 200) mm²

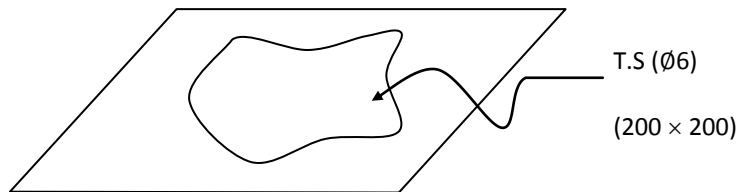


Figure III-4 : Schéma de TS.

➤ **Etude du poutrelle[CBA93/B.6.2,20] :**

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

- ✓ Méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL 91 Ar99/B.6.2,21].
- ✓ Méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [BAEL 91 Ar 99/B.6.2,22].

❖ **Méthode forfaitaire :**

✎ **Domaine d'application :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1) Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition suivante :

$$Q \text{ (KN/m}^2\text{)} \leq \max\{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}.$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

4) La fissuration est considérée comme peut préjudiciable.

- **Combinaisons fondamentales :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$p_u = (1.35G + 1.5Q).b$$

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

$$p_s = (G + Q).b$$

- **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Etages	b (m)	Charges		Combinaisons fondamentales	
		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher Terrasse accessible	0,60	6.84	1,5	6.89	5
Plancher Etage courant	0,60	5.2	1,5	5.56	4.02

Tableau III-7 : Charges et combinaisons des poutrelles.

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

1)

a. Pour terrasse accessible :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 6.84 = 13.68 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{CV.}$$

b. Pour étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 5.2 = 10.4 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{CV.}$$

2) Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.

3) $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{4.7} = 0.85 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

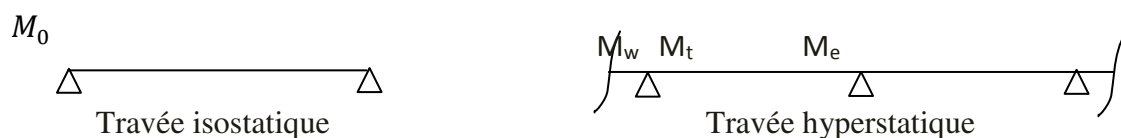
4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- **Conclusion :**

Les 04 conditions sont vérifiées pour tous les types des poutrelles de ce bâtiment $\Rightarrow$ On peut utiliser la méthode forfaitaire.

➤ **Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et en appui en fonction des moments fléchissants isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le **BAEL 91**, les valeurs de M_w , M_e , M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 - (M_w + M_e)/2 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$

➤ **Vérification :**

✓ $M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow$ Pour une travée intermédiaire.

✓ $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow$ Pour une travée de rive.

Avec :

- M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.
- M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.
- M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.
- M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.

$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$: Le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

$$T = \pm \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

III.3.2. Application de la méthode de forfaitaire :

A) Détermination des sollicitations (exemple de la terrasse):

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{6.84 + 1.5} = 0.18$$

1) Cas de 2 travées :

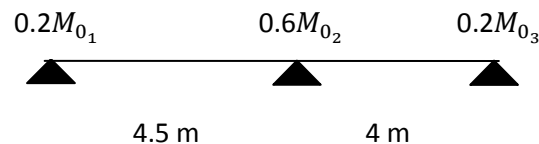


Figure III-5-1 : Type de poutrelle à 2 travées.

✓ A l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0_1} = M_{0_2} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{6.89 \times 4.5^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_3} = \frac{p_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{6.89 \times 4^2}{8} = 13.78 \text{ KN.m}$$

a) Moment en travées :

$$M_{t_1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 17.44 \\ 1.05 \times 17.44 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18.38 \\ 18.31 - \frac{3.49 + 10.46}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} = 18.38 - 6.98 = 11.4 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t_1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 17.44 = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_1} = 11.4 \text{ KN.m} \\ M_{t_1} = 10.93 \text{ KN.m} \end{array} \right. = 11.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_2} + \frac{0.6M_{02} + 0.2M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 13.78 \\ 1.05 \times 13.78 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 14.52 \\ 14.47 - \frac{10.46 + 2.75}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} = 14.52 - 3.44 = 11.08 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t_2} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_2} = 7.91 \text{ KN.m} \\ M_{t_2} = 8.64 \text{ KN.m} \end{array} \right. = 8.64 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(3.49 - 10.46)}{4.5} = 13.95 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(3.49 - 10.46)}{4.5} = -17.05 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(10.46 - 2.75)}{4} = 15.71 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(10.46 - 2.75)}{4} = -11.85 \text{ KN}$$

✓ A l'ELS :**a) Moment isostatique :**

$$M_{01} = M_{02} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{5 \times 4.5^2}{8} = 12.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{p_u . L_3^2}{8} = \frac{5 \times 4^2}{8} = 10 \text{ KN.m}$$

d) Moment en travées :

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.6M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 12.66}{1.05 \times 12.66} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} \geq \text{Max} \left\{ 13.34 - \frac{2.53 + 7.6}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 13.34 - 5.07 = 8.27 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 12.66 = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t1} = 8.27 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases} = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} + \frac{0.6M_{02} + 0.2M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 10}{1.05 \times 10} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} \geq \text{Max} \left\{ 13.34 - \frac{7.6 + 2}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 10.54 - 4.8 = 5.74 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 10 = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t1} = 5.74 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 6.27 \text{ KN.m} \end{cases} = 6.27 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(2.53 - 7.6)}{4.5} = 10.12 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(2.53 - 7.6)}{4.5} = -12.38 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(7.6 - 2)}{4} = 11.4 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{5 \times 4}{2} + \frac{(7.6 - 2)}{4} = -8.6 \text{ KN}$$

2) Cas de 3 travées :

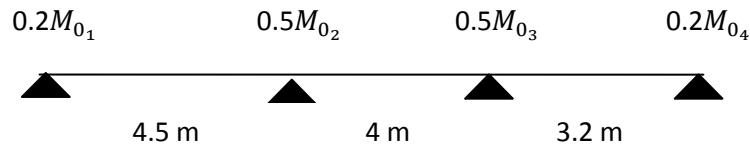


Figure III-5-2 : 1er type de poutrelle à 3 travées.

✓ A l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0_1} = M_{0_2} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{6.89 \times 4.5^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_3} = \frac{p_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{6.89 \times 4^2}{8} = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_4} = \frac{p_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{6.89 \times 3.2^2}{8} = 8.82 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t_1} + \frac{0.2M_{0_1} + 0.5M_{0_2}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 17.44 \\ 1.05 \times 17.44 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18.38 \\ 18.31 - \frac{3.49 + 8.72}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} = 18.38 - 6.1 = 12.28 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t_1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 17.44 = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_1} = 12.28 \text{ KN.m} \\ M_{t_1} = 10.93 \text{ KN.m} \end{array} \right. = 12.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_2} + \frac{0.5M_{0_2} + 0.5M_{0_3}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 13.78 \\ 1.05 \times 13.78 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} \geq \text{Max} \left\{ 14.52 - \frac{8.72 + 6.89}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} = 14.52 - 7.8 = 6.72 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.78 = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t_2} = 6.72 \text{ KN.m} \\ M_{t_2} = 7.26 \text{ KN.m} \end{cases} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_3} + \frac{0.5M_{03} + 0.2M_{04}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 8.82}{1.05 \times 8.82} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} \geq \text{Max} \left\{ 9.3 - \frac{6.89 + 1.76}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} = 9.3 - 4.33 = 4.97 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_3} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 8.82 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t_3} = 4.97 \text{ KN.m} \\ M_{t_3} = 5.53 \text{ KN.m} \end{cases} = 5.53 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(3.49 - 8.72)}{4.5} = 14.34 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(3.49 - 8.72)}{4.5} = -16.66 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(8.72 - 6.89)}{4} = 14.24 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(8.72 - 6.89)}{4} = -13.32 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{6.89 \times 3.2}{2} + \frac{(6.89 - 1.76)}{3.2} = 12.63 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{6.89 \times 3.2}{2} + \frac{(6.89 - 1.76)}{3.2} = -9.82 \text{ KN}$$

✓ A P'ELS :

a) Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{02} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{5 \times 4.5^2}{8} = 12.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{p_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{5 \times 4^2}{8} = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{p_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{5 \times 3.2^2}{8} = 6.4 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.5M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 12.66 \\ 1.05 \times 12.66 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 13.34 \\ 13.29 - \frac{2.53 + 6.33}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 13.34 - 4.43 = 8.91 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 12.66 = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \begin{cases} M_{t1} = 8.92 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} + \frac{0.5M_{02} + 0.5M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 10 \\ 1.05 \times 10 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 10.54 \\ 10.5 - \frac{6.33 + 5}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 10.54 - 5.67 = 4.87 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 10 = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \begin{cases} M_{t2} = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 5.27 \text{ KN.m} \end{cases} = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} + \frac{0.5M_{03} + 0.2M_{04}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 6.4 \\ 1.05 \times 6.4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} \geq \text{Max} \left\{ 6.75 - \frac{5 + 1.28}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} = 5.76 - 3.14 = 3.61 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_3} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 6.4 = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t_3} = 3.61 \text{ KN.m} \\ M_{t_3} = 4.01 \text{ KN.m} \end{cases} = 4.01 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(2.53 - 6.33)}{4.5} = 10.41 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(2.53 - 6.33)}{4.5} = -12.09 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(6.33 - 5)}{4} = 10.33 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{5 \times 4}{2} + \frac{(6.33 - 5)}{4} = -9.67 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{5 \times 3.2}{2} + \frac{(5 - 1.28)}{3.2} = 9.16 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{5 \times 3.2}{2} + \frac{(5 - 1.28)}{3.2} = -6.84 \text{ KN}$$

3) Cas de 3 travées :

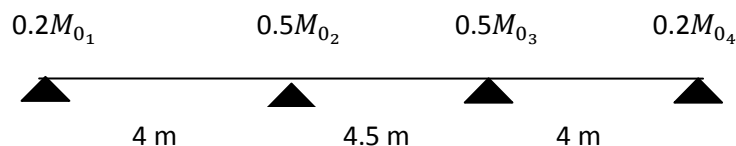


Figure III-5-3 : 2eme type de poutrelle à 3 travées.

✓ A l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{04} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{6.89 \times 4^2}{8} = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{6.89 \times 4.5^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.5M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 13.78}{1.05 \times 17.44} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} \geq \text{Max} \left\{ 14.52 - \frac{2.76 + 8.72}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 14.52 - 5.74 = 8.78 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification:

$$M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t1} = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 8.64 \text{ KN.m} \end{cases} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} + \frac{0.5M_{02} + 0.5M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 17.44}{1.05 \times 17.44} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} \geq \text{Max} \left\{ 18.38 - \frac{8.72 + 8.72}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 18.38 - 8.72 = 9.66 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification :

$$M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 17.44 = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \begin{cases} M_{t2} = 9.66 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 9.19 \text{ KN.m} \end{cases} = 9.66 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(2.76 - 8.72)}{4} = 12.29 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(2.76 - 8.72)}{4} = -15.27 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{6,89 \times 4,5}{2} + \frac{(8,72 - 8,72)}{4,5} = 15,5 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{6,89 \times 4,5}{2} + \frac{(8,72 - 8,729)}{4,5} = -15,27 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{6,89 \times 4}{2} + \frac{(8,72 - 2,76)}{4} = 15,27 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{6,89 \times 4}{2} + \frac{(8,72 - 2,76)}{4} = -12,29 \text{ KN}$$

✓ **A P'ELS :**

a) Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{04} = \frac{p_u \cdot L_1^2}{8} = \frac{5 \times 4^2}{8} = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{p_u \cdot L_2^2}{8} = \frac{5 \times 4,5^2}{8} = 12,26 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t1} + \frac{0,2M_{01} + 0,5M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0,3 \times 0,18) \times 10}{1,05 \times 10} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} \geq \text{Max} \left\{ \frac{10,54}{10,5} - \frac{2 + 6,33}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 10,54 - 4,17 = 6,37 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification:**

$$M_{t1} \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,18)}{2} 10 = 6,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \begin{cases} M_{t1} = 6,37 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 6,27 \text{ KN.m} \end{cases} = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 6,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} + \frac{0,5M_{02} + 0,5M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0,3 \times 0,18) \times 12,66}{1,05 \times 12,66} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{13,34}{13,29} - \frac{6,33 + 6,33}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 13,34 - 6,33 = 7,01 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 12.66 = 6.67 \text{ KN.m}$$

On prend : $\text{Max} \begin{cases} M_{t_2} = 7.01 \text{ KN.m} \\ M_{t_2} = 6.67 \text{ KN.m} \end{cases} = 7.01 \text{ KN.m}$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(2 - 6.33)}{4.5} = 8.92 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(2 - 6.33)}{4} = -11.08 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{6.33 - 6.33}{4.5} = 11.08 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(6.33 - 6.33)}{4.5} = -11.08 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(6.33 - 2)}{4} = 11.08 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{5 \times 4}{2} + \frac{(6.33 - 2)}{4} = -8.92 \text{ KN}$$

4) Cas de 8 travées :

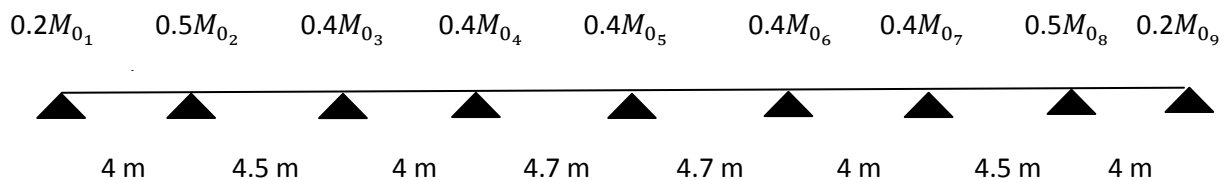


Figure III-5-4 : Type de poutrelle à 8 travées.

✓ **A l'ELU :**

a) Moment isostatique :

$$M_{0_1} = M_{0_9} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{6.89 \times 4^2}{8} = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_2} = M_{0_3} = M_{0_7} = M_{0_8} = \frac{p_u \times L_2^2}{8} = \frac{6.89 \times 4.5^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0_4} = M_{0_5} = M_{0_6} = \frac{p_u \times L_4^2}{8} = \frac{6.89 \times 4.7^2}{8} = 19.03 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t_1} + \frac{0.2M_{0_1} + 0.5M_{0_2}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 13.78 \\ 1.05 \times 13.78 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 14.52 \\ 14.47 - \frac{2.76 + 8.72}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_1} = 14.52 - 5.74 = 8.78 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_1} = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_{t_1} = 8.64 \text{ KN.m} \end{array} \right. = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_1} = M_{t_8} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_2} + \frac{0.5M_{0_2} + 0.4M_{0_3}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 17.44 \\ 1.05 \times 17.44 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 18.38 \\ 18.31 - \frac{8.72 + 6.98}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_2} = 18.38 - 7.85 = 10.53 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 17.44 = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{t_2} = 10.53 \text{ KN.m} \\ M_{t_2} = 9.19 \text{ KN.m} \end{array} \right. = 10.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_2} = M_{t_7} = 10.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_3} + \frac{0.4M_{0_3} + 0.4M_{0_4}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times 0.18) \times 17.44 \\ 1.05 \times 17.44 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 14.52 \\ 14.47 - \frac{6.98 + 7.61}{2} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} = 14.52 - 7.3 = 7.22 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_3} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.78 = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \max \begin{cases} M_{t_3} = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_{t_3} = 7.26 \text{ KN.m} \end{cases} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_3} = M_{t_6} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_4} + \frac{0.4M_{04} + 0.4M_{05}}{2} \geq \max \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 19.03}{1.05 \times 19.03} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_4} \geq \max \left\{ 20.06 - \frac{7.61 + 7.61}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_4} = 20.06 - 7.61 = 12.45 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_4} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 19.03 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \max \begin{cases} M_{t_4} = 12.45 \text{ KN.m} \\ M_{t_4} = 10.03 \text{ KN.m} \end{cases} = 12.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_4} = M_{t_5} = 12.45 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(2.76 - 8.72)}{4} = 12.29 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(2.76 - 8.72)}{4} = -15.27 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(8.72 - 6.98)}{4.5} = 15.89 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{6.89 \times 4.5}{2} + \frac{(8.72 - 6.98)}{4.5} = -15.12 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(6.98 - 7.61)}{4} = 13.62 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{6.89 \times 4}{2} + \frac{(6.98 - 7.61)}{4} = -13.94 \text{ KN}$$

$$T_{4-5} = \frac{6.89 \times 4.7}{2} + \frac{(7.61 - 7.61)}{4.7} = 16.19 \text{ KN}$$

$$T_{5-4} = -\frac{6.89 \times 4.7}{2} + \frac{(7.61 - 7.61)}{4.7} = -16.19 \text{ KN}$$

✓ **A l'ELS :**

a) Moment isostatique :

$$M_{01} = M_{09} = \frac{p_u \times L_1^2}{8} = \frac{5 \times 4^2}{8} = 10 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{07} = M_{08} = \frac{p_u \times L_2^2}{8} = \frac{5 \times 4.5^2}{8} = 12.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{05} = M_{06} = \frac{p_u \times L_4^2}{8} = \frac{5 \times 4.7^2}{8} = 13.81 \text{ KN.m}$$

b) Moment en travées :

$$M_{t1} + \frac{0.2M_{01} + 0.5M_{02}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 10}{1.05 \times 10} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} \geq \text{Max} \left\{ \frac{10.54}{10.5} - \frac{2 + 6.33}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 10.54 - 4.17 = 6.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t1} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.18)}{2} 10 = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } \text{Max} \begin{cases} M_{t1} = 6.37 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 6.27 \text{ KN.m} \end{cases} = 6.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t8} = 6.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} + \frac{0.5M_{02} + 0.4M_{03}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 12.66}{1.05 \times 12.66} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{13.34}{13.29} - \frac{6.33 + 5.06}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 13.34 - 5.7 = 7.64 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification:**

$$M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 12.66 = 6.67 \text{ KN.m}$$

On prend $\max \begin{cases} M_{t_2} = 7.64 \text{ KN.m} \\ M_{t_2} = 6.67 \text{ KN.m} \end{cases} = 7.64 \text{ KN.m}$

$$M_{t_2} = M_{t_7} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_3} + \frac{0.4M_{03} + 0.4M_{04}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 10}{1.05 \times 10} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} \geq \text{Max} \left\{ \frac{10.54}{10.5} - \frac{5.06 + 5.52}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_3} = 10.54 - 5.29 = 5.25 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_3} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 10 = 5.27 \text{ KN.m}$$

On prend : $\text{Max} \begin{cases} M_{t_3} = 5.25 \text{ KN.m} \\ M_{t_3} = 5.27 \text{ KN.m} \end{cases} = 5.27 \text{ KN.m}$

$$M_{t_3} = M_{t_6} = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_4} + \frac{0.4M_{04} + 0.4M_{05}}{2} \geq \text{Max} \left\{ \frac{(1 + 0.3 \times 0.18) \times 13.81}{1.05 \times 13.81} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_4} \geq \text{Max} \left\{ \frac{14.56}{14.5} - \frac{5.52 + 5.52}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t_4} = 14.56 - 5.52 = 9.04 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{t_4} \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.18)}{2} 13.81 = 7.28 \text{ KN.m}$$

On prend : $\text{Max} \begin{cases} M_{t_4} = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_{t_4} = 7.28 \text{ KN.m} \end{cases} = 9.04 \text{ KN.m}$

$$M_{t_4} = M_{t_5} = 9.04 \text{ KN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$T_{1-2} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(2 - 6.33)}{4} = 8.92 \text{ KN}$$

$$T_{2-1} = -\frac{5 \times 4}{2} + \frac{(2 - 6.33)}{4} = -11.08 \text{ KN}$$

$$T_{2-3} = \frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(6.33 - 5.06)}{4.5} = 11.53 \text{ KN}$$

$$T_{3-2} = -\frac{5 \times 4.5}{2} + \frac{(6.33 - 5.06)}{4.5} = -10.97 \text{ KN}$$

$$T_{3-4} = \frac{5 \times 4}{2} + \frac{(5.06 - 5.52)}{4} = 9.89 \text{ KN}$$

$$T_{4-3} = -\frac{5 \times 4}{2} + \frac{(5.06 - 5.52)}{4} = -10.46 \text{ KN}$$

$$T_{4-5} = \frac{5 \times 4.7}{2} + \frac{(5.52 - 5.52)}{4.7} = 11.75 \text{ KN}$$

$$T_{5-4} = -\frac{5 \times 4.7}{2} + \frac{(5.52 - 5.52)}{4.7} = -11.75 \text{ KN}$$

B. Détermination des armatures :

B.1. Calcul de la terrasse :

Sollicitations	ELU	ELS
$M_t(\text{KN.m})$	12.45	9.04
$M_a(\text{KN.m})$	10.46	7.6
T(KN)	17.05	12.38

Tableau III-8-1 : Récapitulation des sollicitations de la terrasse.

✓ ELU :

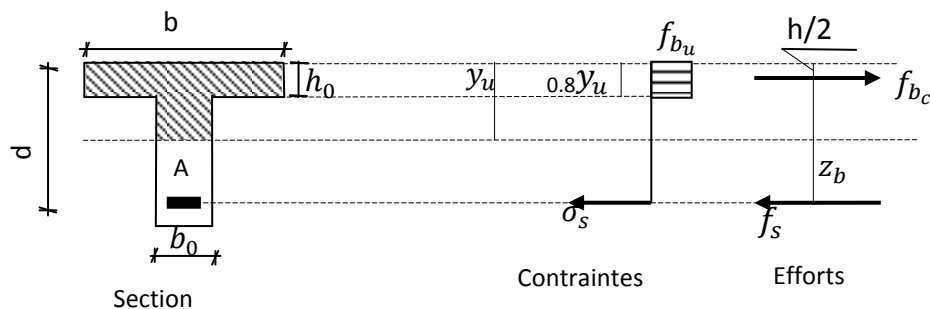


Figure III-6 : Moment de référence.

a) En travée : $M_t = 12.45 \text{ KN.m}$

➔ Calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \quad (\text{BAEL 91 p 127})$$

↗ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h).

↗ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la nervure et la section de calcul sera une section en "Té".

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0.04}{0.18} = 0.222$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 \Rightarrow \mu_0 = 0.155$$

$$M_t = 0.155 \times 0.6 \times 0.18^2 \times 11.33 \times 1000 = 34.14 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_u < M_t \Rightarrow$ La section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension (b x h) = (60 x 20) cm².

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance $f_e E400$; avec : $\mu_{lim} = 0.392$

➤ On calcule le moment réduit (BAEL91 p 119) :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.6 \times 0.18^2} = 0.0565$$

$$\mu = 0.0565 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.058$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.058 \times 60 \times 18 \times 11.33}{348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➔ **Calcul le moment capable de la table :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue (on néglige les ailettes). La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$) = (12 x 20) .

On calcule le moment réduit μ : $\mu_{lim} = 0.392$

b) En appui : $M_a = 10.46 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0.237$$

$\mu = 0.237 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.275$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.275 \times 12 \times 18 \times 11.33}{348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{T14} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \\ \text{Acier } f_e E 400 \\ \text{Section rectangulaire} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} \\ \text{Flexion simple.} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 p 131})$$

a) En travée : $M_t = 9.04 \text{ KN.m}$

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules données par (BAEL91p134) cas de la section en T.

➤ **Vérification de la position de l'axe neutre :**

- **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

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

$$12y^2 + [2(60 - 12)4 + 30 \times 2.36]y - [(60 - 12)4^2 + 30 \times 18 \times 2.36] = 0$$

$y = 4.056 > h_0$: L'axe neutre est bien dans la nervure.

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A_s \cdot (d - y)^2 \quad (\text{BAEL 91 p 134})$$

$$I = 16238.68 \text{ cm}^4.$$

➤ **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.00904}{0.1623868 \times 10^{-3}} = 55.67 \text{ MPa/ml}$$

$$\sigma_{b_c} = k \cdot y = 55.67 \times 0.04056 = 2.26 \text{ MPa} \leq \sigma_{b_c}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

b) En appui : $M_a = 7.6 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification la position de l'axe neutre :**

- **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 x 20).

- **Cas de la section rectangulaire → (BAEL 91 p 133) :**

$$y = 8.536 \text{ cm.}$$

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + 15A_s \cdot (d - y)^2 \quad (\text{BAEL 91 p 134})$$

$$I = 6625.85 \text{ cm}^4.$$

➤ **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.0076}{0.0662585 \times 10^{-3}} = 114.7 \text{ MPa/ml}$$

$$\sigma_{b_c} = k \cdot y = 114.7 \times 0.08536 = 9.79 \text{ MPa} \leq \sigma_{b_c}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17050}{120 \times 180} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ \begin{matrix} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{matrix} \right. = 2.67 \text{ MPa} \text{ (BAEL 91 p 192)} \right.$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

🔗 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{L_{min}} \right) \quad \text{(BAEL 91 p 196)}$$

Avec : $\begin{cases} h: \text{Hauteur totale de la poutrelle.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b_0: \text{Largeur de l'âme de la nervure.} \end{cases}$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5.71, 12, 10) = 5.71 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ Choix :

$$2\phi 6 = A_t = 0.57 \text{ cm}^2.$$

🔗 L'espacement des armatures transversales:

- K= 1 : en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj.k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj.k})} = 87.35 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow s_{t2} = 15 \text{ cm} \text{ (BAEL 91 p 196)}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 25 \text{ cm}$$

$$s_t = \min (s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10.M_{0ser}} \quad (\text{BAEL 91 p 154})$$

$$c) \frac{A}{b_{0,d}} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Portée de la travée entre nus d'appuis.

h : Hauteur totale de la section droite.

d : Hauteur utile de la section droite.

b_0 : Largeur de la nervure.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e : Limite élastique en Mpa.

• **Vérification de la flèche :**

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CNV.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10.M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{9.04}{10 \times 13.81} = 0.065 \dots \text{CNV.}$$

$$c) \frac{A}{b_{0,d}} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq 0.0105 \dots \text{CNV.}$$

Remarque :

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Evaluation des flèches :** (BAEL 91 p 153)

❖ **Pour les flèches dues aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{f_i}}$$

Avec :

$$- E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa} ; I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} ; \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{c28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{c28}} ;$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} ; \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

- **Pour les flèches dues aux charges de longue durée :**

$$f_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 9952.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

L: La longueur de travée.

b et b_0 : Les largeurs de la table de compression et de la nervure,

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène,

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction,

σ_s : La contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de la charge étudiée,

M : Le moment de service maximal dans la travée.

- **Valeur limitée de flèche :**

$$g = G \times 0,6$$

$$p = 0,6 (G + Q)$$

$$j = 0,6 (G - 0,75)$$

Avec :

g : L'ensemble des charges permanentes.

j : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

j : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Type de Plancher	LES CHARGES				
	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	g [KN/ml]	P [KN/ml]	j [KN/ml]
Etage courant	5.2	1,50	3,12	4,02	2.67

Tableau III-8-2 : Tableau des charges (terrasse).

- Calcul des moments en travée M_g ; M_p ; M_j :

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\rho = 0.0109 \Rightarrow \rho = 0.0109 \times 100 = 1.09 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.856 \quad (\text{BAEL 83 p252}).$$

$$\begin{aligned}
 - M_g &= \beta \cdot \frac{g.L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{3.12 \times 4.7^2}{8} = 7.37 \text{ KN.m} \\
 - M_p &= \beta \cdot \frac{p.L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{4.02 \times 4.7^2}{8} = 9.5 \text{ KN.m} \\
 - M_j &= \beta \cdot \frac{j.L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{2.67 \times 4.7^2}{8} = 6.31 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

- Contrainte des aciers (σ_{sg} ; σ_{sp} ; σ_{sj}) :

Type de Plancher	ρ	β	M_g [KN.m]	M_p [KN.m]	M_j [KN.m]	σ_{sg} [Mpa]	σ_{sp} [Mpa]	σ_{sj} [Mpa]
Etage courant	0.0109	0.856	7.37	9.5	6.31	202.68	261.26	173.53

Tableau III-8-3 : Tableau des moments fléchissant et des contraintes d'acier (terrasse).

- Calcul de : $\mu_g, \mu_p, \mu_j, \lambda_i, \lambda_v$:

$$- \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 1.8}{0.0109 \times (2 + 3 \times \frac{12}{60})} = 3.176$$

$$- \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.176 = 1.27$$

$$- \mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 202.68 + 1.8} = 0.7$$

$$- \mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 261.26 + 1.8} = 0.76$$

$$- \mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 173.53 + 1.8} = 0.66$$

Type de Plancher	μ_g	μ_p	μ_j	λ_i	λ_v
Terrasse accessible	0,7	0,76	0,66	3,176	1,27

Tableau III-8-4 : Tableau des coefficients (terrasse).

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

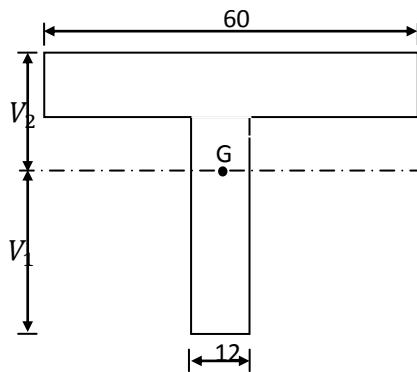


Figure III-7 : Position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(48 \times 4 \times 18) + (12 \times 20 \times 10) + (15 \times 2.36 \times 2)}{(4 \times 48) + (12 \times 20) + (15 \times 2.36)} = 12.68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 12.68 = 7.32 \text{ cm}$$

- Calcul Moment d'inertie du béton seul :

$$Y_G = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{(16 \times 12) \cdot 8 + (4 \times 6) \cdot 18}{(16 \times 12) + (4 \times 6)} = 13.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{3}$$

$$I_1 = \frac{60 \times 6.45^3}{3} = 5366.72 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{12 \times 13.55^3}{3} = 9951.25 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{2 \times 24 \times 2.45^3}{3} = 235.298 \text{ cm}^4$$

$$I_B = I_1 + I_2 + I_3 = 15082.67 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15A_s(12.68 - 2)^2 = 4037.8 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = I_A + I_B$$

Avec : $\begin{cases} I_A : \text{Moment d'inertie d'acier.} \\ I_B : \text{Moment d'inertie du béton.} \end{cases}$

$$I_0 = 15082.67 + 4037.8 = 19120.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.7} = 6525.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg_v} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 1.27 \times 0.7} = 11134.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.76} = 6161.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.66} = 6793.1 \text{ cm}^4$$

Type de Plancher	I_{fg_i} [cm ⁴]	I_{fg_v} [cm ⁴]	I_{fp_i} [cm ⁴]	I_{fj_i} [cm ⁴]
Terrasse accessible	6525.35	11134.21	6161.1	6793.1

Tableau III-8-5 : Moments d'inerties fictifs (tarasse).

- Calcul des flèches :

- $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa}$
- $E_v = \frac{E_i}{3} = 9952.86 \text{ MPa}$
- $f_i^g = \frac{M_g.L^2}{10.E_i.I_{f_i}} = \frac{7.37 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 6525.35} = 0.084 \text{ cm}$
- $f_i^p = \frac{M_p.L^2}{10.E_i.I_{f_i}} = \frac{9.5 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 6161.1} = 0.114 \text{ cm}$
- $f_v^g = \frac{M_g.L^2}{10.E_v.I_{f_v}} = \frac{7.37 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 11134.21} = 0.049 \text{ cm}$
- $f_i^j = \frac{M_j.L^2}{10.E_i.I_{f_j}} = \frac{6.31 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 6793.1} = 0.069 \text{ cm}$

Type de Plancher	Flèches fictifs				Flèche calculée
	f_v^g [cm]	f_i^g [cm]	f_i^p [cm]	f_i^j [cm]	Δf [cm]
Etage courant	0.049	0.084	0.114	0.069	0.01

Tableau III-8-6 : Les flèches fictives (terrasse).

- $\Delta f = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g) = (0.049 - 0.069) + (0.114 - 0.084) = 0.01 \text{ cm}$

➤ **Flèche admissible :**

- $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.13 \text{ cm} < f_{max} = 0.94 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

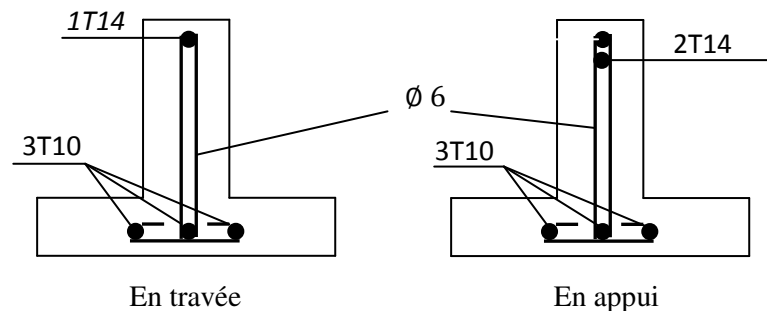


Figure III-8 : Ferrailage des poutrelles de la terrasse.

B.2. Calcul de l'étage courant :

Sollicitations	ELU	ELS
M_t (KN.m)	10.22	7.39
M_a (KN.m)	8.46	6.11
T(KN)	16.66	12.38

Tableau III-9-1 : Récapitulation des sollicitations de l'étage courant.**B.1. Détermination des armatures :**✓ **ELU :****c) En travée :** $M_t = 10.22$ KN.m**Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.22 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.6 \times 0.18^2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.047$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.047 \times 60 \times 18 \times 11.33}{348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➔ **Calcul le moment capable de la table :****a) En appui :** $M_a = 10.46$ KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.46 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0.192$$

$\mu = 0.192 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.215$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.215 \times 12 \times 18 \times 11.33}{348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.51 \text{ cm}^2. \Rightarrow 2\text{T14} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s) (BAEL91 p 131)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier } f_e E 400 \\ \text{Section rectangulaire.} \\ \text{Flexion simple.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28}$$

b) En travée : $M_t = 7.39 \text{ KN.m}$

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules données par (BAEL91p134) cas de la section en T.

➤ **Vérification de la position de l'axe neutre :**

- **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

$y = 4.056 > h_0$: l'axe neutre est bien dans la nervure.

➤ **Inertie :**

$$I = 16238.68 \text{ cm}^4$$

➤ **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.00739}{0.1623868 \times 10^{-3}} = 45.51 \text{ MPa/ml}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 45.51 \times 0.04056 = 1.85 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

b) En appui : $M_a = 6.11 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification la position de l'axe neutre :**

- **Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :**

$$y = 8.536 \text{ cm.}$$

➤ **Inertie :**

$$I = 6625,85 \text{ cm}^4.$$

➤ **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.00611}{0.0662585 \times 10^{-3}} = 92.21 \text{ MPa/ml}$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 92.21 \times 0.08536 = 6.11 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{16660}{120 \times 180} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.67 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5.71, 12, 10) = 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix :**

$$2\phi_6 = A_t = 0.57 \text{ cm}^2.$$

✚ **L'espacement des armatures transversales:**

- $K = 1$: en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0.s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj.k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj.k})} = 87.35 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow s_{t2} = 15 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow S_{t_3} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t_1}, S_{t_2}, S_{t_3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\text{d) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CNV.}$$

$$\text{e) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \cdot M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{7.39}{10 \times 11.1} = 0.066 \dots \text{CNV.}$$

$$\text{f) } \frac{A}{b_{0,d}} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq 0.0105 \dots \text{CNV.}$$

Remarque :

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Evaluation des flèches :**

(BAEL 91 p 153)

• **Valeur limitée de flèche :**

LES CHARGES					
Type de Plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	g [KN/ml]	P [KN/ml]	j [KN/ml]
Etage courant	6.84	1,50	4.1	5	3.65

Tableau III-9-2 : Tableau des charges (étage courant).

• **Calcul des moments en travée M_g ; M_P ; M_J :**

$$\rho = \frac{A}{b_{0,d}} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\rho = 0.0109 \Rightarrow \rho = 0.0109 \times 100 = 1.09 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \beta = 0.856 \quad (\text{BAEL 83 p252}).$$

$$- M_g = \beta \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{4.1 \times 4.7^2}{8} = 9.69 \text{ KN.m}$$

- $M_p = \beta \cdot \frac{p \cdot L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{5 \times 4.7^2}{8} = 11.82 \text{ KN.m}$
- $M_j = \beta \cdot \frac{j \cdot L^2}{8} = 0.856 \cdot \frac{3.65 \times 4.7^2}{8} = 8.63 \text{ KN.m}$
- **Contrainte des aciers ($\sigma_{sg}; \sigma_{sp}; \sigma_{sj}$) :**

Type de Plancher	ρ	β	M_g [KN.m]	M_p [KN.m]	M_j [KN.m]	σ_{sg} [Mpa]	σ_{sp} [Mpa]	σ_{sj} [Mpa]
Étage courant	0.0109	0.856	9.69	11.82	8.63	266.48	325.06	237.33

Tableau III-9-3 : Tableau des moments fléchissant et des contraintes d'acier (étage courant).

- **Calcul de : $\mu_g, \mu_p, \mu_j, \lambda_i, \lambda_v$:**

- $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 1.8}{0.0109 \times (2 + 3 \times \frac{12}{60})} = 3.176$
- $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.176 = 1.27$
- $\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 266.78 + 1.8} = 0.77$
- $\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 325.06 + 1.8} = 0.8$
- $\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.0109 \times 237.33 + 1.8} = 0.75$

Type de Plancher	μ_g	μ_p	μ_j	λ_i	λ_v
Terrasse accessible	0,77	0,8	0,74	3,176	1,27

Tableau III-9-4 : Tableau des coefficients (étage courant).

- Calcul Moment d'inertie du béton seul :

$$Y_G = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{(16 \times 12) \cdot 8 + (4 \times 6) \cdot 18}{(16 \times 12) + (4 \times 6)} = 13.55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{3}$$

$$I_1 = \frac{60 \times 6.45^3}{3} = 5366.72 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{12 \times 13.55^3}{3} = 9951.25 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{2 \times 24 \times 2.45^3}{3} = 235.298 \text{ cm}^4$$

$$I_B = I_1 + I_2 + I_3 = 15082.67 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15A_s(12.68 - 2)^2 = 4037.8 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = I_A + I_B$$

$$I_0 = 15082.67 + 4037.8 = 19120.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.77} = 6104.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg_v} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 1.27 \times 0.77} = 10633.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.8} = 5940.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj_i} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{19120.47}{1 + 3.176 \times 0.74} = 6277.91 \text{ cm}^4$$

Type de Plancher	I_{fg_i} [cm ⁴]	I_{fg_v} [cm ⁴]	I_{fp_i} [cm ⁴]	I_{fj_i} [cm ⁴]
Terrasse accessible	6104.31	10633.76	5940.05	6277.91

Tableau III-9-5 : Moments d'inerties fictifs (étage courant).

• **Calcul des flèches :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 9952.86 \text{ MPa}$$

$$- f_i^g = \frac{M_g.L^2}{10.E_i.I_{g_i}} = \frac{9.69 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 6104.31} = 0.117 \text{ cm}$$

$$- f_i^p = \frac{M_p.L^2}{10.E_i.I_{p_i}} = \frac{11.82 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 5940.05} = 0.147 \text{ cm}$$

$$- f_v^g = \frac{M_g.L^2}{10.E_v.I_{g_v}} = \frac{9.69 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 10633.76} = 0.2 \text{ cm}$$

$$- f_i^j = \frac{M_j.L^2}{10.E_i.I_{j_i}} = \frac{8.63 \times 4.7^2}{10 \times 29858.59 \times 6277.91} = 0.1 \text{ cm}$$

Type de Plancher	Flèches fictifs				Flèche calculée
	f_v^g [cm]	f_i^g [cm]	f_i^p [cm]	f_i^j [cm]	Δf [cm]
Etage courant	0.2	0.117	0.147	0.1	0.13

Tableau III-9-6 : Les flèches fictives (étage courant).

$$- \Delta f = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g) = (0.2 - 0.1) + (0.147 - 0.117) = 0.13 \text{ cm}$$

➤ **Flèche admissible :**

$$- L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.13 \text{ cm} < f_{max} = 0.94 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée

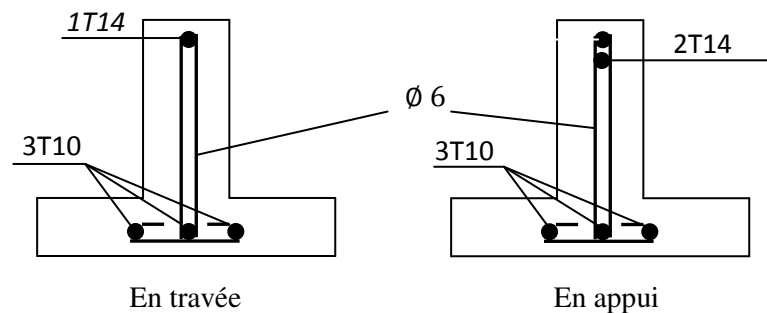


Figure III-9 : Ferrailage des poutrelles de l'étage courant.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1. Etude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité en béton armé qui doit être prévu au niveau de la terrasse.

C'est un système isostatique qui sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

IV.1.2. Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère est :

$$S = 0,1 \times 1,2 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,129 \text{ m}^2$$

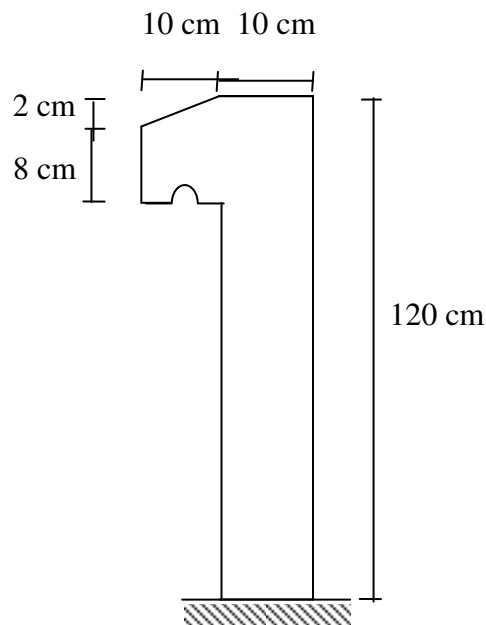


Figure IV-1 : Dimensions de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times S \times 1 = 25 \times 0,129 \times 1 = 3,225 \text{ KN/ml}$$

b) Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante.

D'où $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

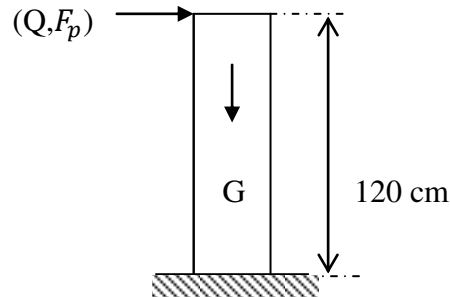


Figure IV-2 : Schéma statique de l'acrotère.

c) Calcul de la force sismique :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

D'après les règles **RPA99 article 6.2.3**, l'action de la force est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot w_p$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A : \text{coefficient de l'accélération de zone ; } A = 0,10 \Rightarrow \text{zone I.} \\ c_p : \text{facteur de force horizontale ; } c_p = 0,8 \Rightarrow \text{console.} \\ w_p : \text{poids de l'acrotère ; } w_p = 3.225 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 3.225 = 1.032 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3. Sollicitations :**✓ Etat limite ultime :**

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 3.225 = 4.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 1.2 \times 1.032 = 1.24 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 3.225 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 1.2 \times 1.032 = 1.24 \text{ KN.m}$$

IV.1.4. Calcul du ferraillage :

➤ **Calcul des excentricités :**

✓ **Etat limite ultime :**

➤ **Calcul sans risque de flambement autour de l'axe d'inertie maximale :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 : \text{Excentricité de la résultante.} \\ e_2 : \text{Excentricité due aux effets de second ordre.} \\ e_a : \text{Excentricité additionnelle.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.86}{4.35} = 0.43 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha : \text{Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanentes.} \\ l_f : \text{Longueur de flambement.} \\ \emptyset : \text{Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée.} \end{cases}$$

$$- \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{1.86}{1.5 \times 1.24} \right) = 0$$

Et : L_f : Longueur de flambement.

$\emptyset$: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\Rightarrow L_f = 2L_0 = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.4^2}{10^4 \cdot 1} (2 + 0 \times 2) = 0.003456 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \text{max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{120}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.43 + 0.003456 + 0.02 = 0.45 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{4350 \times 10^{-6}}{0.1 \times 1 \times 11.33} = 3.84 \times 10^{-3} < 0.81 \text{ et } \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

Le tableau $\varepsilon = f(\psi_1)$ [BAEL 91 p 174] donne le coefficient $\varepsilon = 0.1666$

$$e_{N_c} = 0.1666 \times 1 = 0.1666$$

$e > e_{N_c} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_{u_{fic}} = N_u(e + d - \frac{h}{2}) = 4350 \times 10^{-6} (0.45 + 0.9 - 0.5) = 3.7 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/ml}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u_{fic}}$:

➤ **Armatures longitudinales :**

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.7 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.1 \times 0.9^2} = 0.00403$$

$\mu = 0.00403 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.00404$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.00404 \times 90 \times 10 \times 11.33}{348} = 0.12 \text{ cm}^2.$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s_{fic}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 12 \times 10^{-6} - \frac{4350 \times 10^{-6}}{348} = 0.022 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 90 \times \frac{1.8}{400} = 0.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.08 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

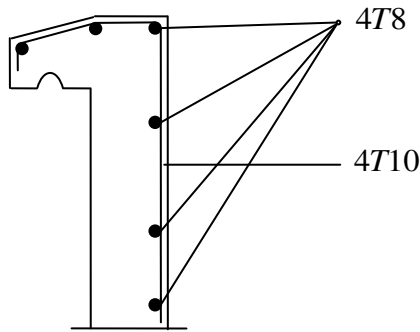


Figure IV-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude du balcon :

Dans notre projet, on a des balcons qui débordent comme console encastrée à l'extrémité dans la poutre de rive.

IV.2.1. Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_b \geq \frac{L}{10}$$

Avec : $\begin{cases} e_b : \text{Épaisseur du balcon.} \\ L : \text{Largeur du console} = 1 \text{ m.} \end{cases}$

$$\Rightarrow e_b \geq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $e_b = 12 \text{ cm}$

IV.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

1- Carrelage (e = 2 cm).....	(0,02). (22) = 0.44 KN/m ²
2- Mortier de Pose (e = 2 cm).....	(0,02). (20) = 0,40 KN/m ²
3- Lit de sable (e = 2 cm).....	(0,02). (18) = 0,36 KN/m ²
4- Dalle en BA(e = 12 cm).....	3 KN/m ²
5- Enduit en plâtre (e = 1.5 cm).....	(0,15). (18) = 0.27 KN/m ²
$\Sigma G = 4.47 \text{ KN/m}^2$	

✓ Charge permanente concentrée :

- Le mur à 10 cm d'épaisseur sur 1.2 m de hauteur.

P : La charge du mur $\Rightarrow P = 0.9 \text{ KN/m}^2$

- Enduit au mortier de liants hydrauliques d'après le cahier de surcharge : 0.18 KN/m² $\Rightarrow P = (0.9 + 2 \times 0.18) \times 1.2 = 1.51 \text{ KN/ml}$

b) Charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

IV2.3. Détermination des sollicitations :

a) Combinaisons d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m linéaire.

✓ ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 11.28 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35P \times 1 = 2.04 \text{ KN}$$

✓ ELS :

$$q_s = G + Q = 7.97 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p = 2.04 \text{ KN}$$

b) Moments flechissants et efforts tranchants :

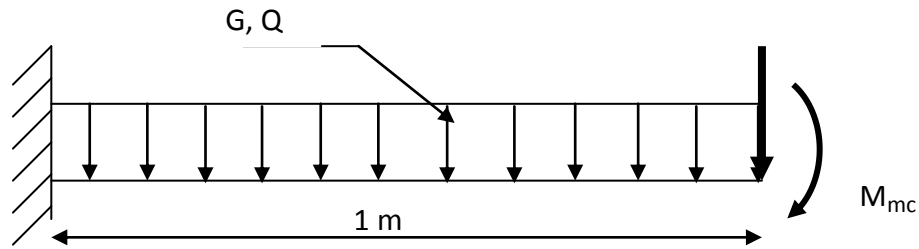


Figure IV-4 : Schéma du balcon.

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{max} = \frac{q \times l^2}{2} + p \times l. \\ T_{max} = q \times l + p. \end{cases}$$

✓ ELU:

$$M_{max} = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 13.32 \text{ KN}$$

✓ ELS:

$$M_{max} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 10.01 \text{ KN}$$

IV.2.4. Ferrailage du Balcon :

➤ Armatures longitudinales :

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.68 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.0657$$

$$\mu = 0.0657 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.068$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.068 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.39 \text{ cm}^2.$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{1.8}{400} = 1.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{13320}{1000 \times 108} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 < \tau_u^- = 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

(BAEL91 p 131)

- Acier f_e E 400
- Section rectangulaire.
- Flexion simple.

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui existe à **(BAEL91 p133)** cas de la section rectangulaire.

• **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15.A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b.d}{7.5.A_s}} - 1 \right]$$

$$y = 318 \text{ cm}.$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b_0.y^3}{3} + 15A_s.(d - y)^2 \quad \text{(BAEL 91 p 134)}$$

$$I = 3806.74 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.00603}{0.0380674 \times 10^{-3}} = 158.4 \text{ MPa/ml}$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 158.4 \times 0.0318 = 5.04 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à L' ELU sont maintenues.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_p = \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :** 4T8 / ml = 2,01 cm².

IV.3. Etude de l'escalier :

IV.3.1 Description :

Les escaliers sont des éléments secondaires, ils permettent l'accès verticale entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, personnes ...etc.).

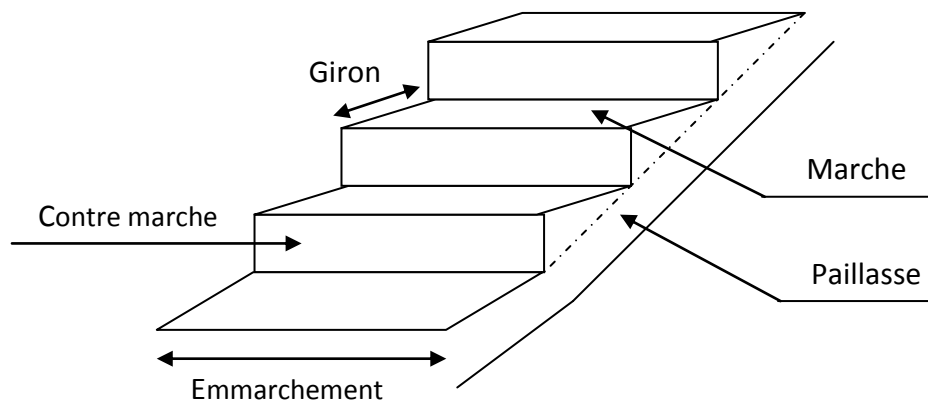


Figure IV-5 : Schéma d'un escalier.

L'escalier se compose généralement de :

- ✓ **Contre marches :** Elles définissent la hauteur d'étage.
- ✓ **Emmarchement :** C'est la longueur d'une marche.
- ✓ **Giron (g) :** C'est la largeur d'une marche.

- ✓ **Paillasse** : C'est une dalle mince supportant la marche et la contre marche.
- ✓ **Palier de repos** : On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier, permet aux utilisateurs de se reposer.
- ✓ **Garde-corps** : C'est un équipement de protection contre le risque de chute.
- ✓ En plus la hauteur d'une marche.

➤ **Dimensionnement :**

- **Formule de BLONDEL :**

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

On a :

- $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $22 \leq g \leq 30 \text{ cm}$

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} H : \text{ hauteur de la volée.} \\ n : \text{ nombre de contre marche.} \\ L : \text{ longueur de la volée.} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } H = 1.19 \text{ m} \quad \text{et} \quad L = 1.8 \text{ m.}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2.H (n-1) + L_n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - 4n + 2.38 = 0$$

Après la résolution, on trouve :

$$\Rightarrow n = 9 \text{ contres marches.}$$

$$\text{D'où : } h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.}$$

- **Conclusion :**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- La longueur de la ligne de foule :

$$L_1 = g \times n_m = 2,40 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

α : inclinaison de la paillasse.

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée par la condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $l = 2.07 \text{ m}$, $\Rightarrow 6.9 \leq e \leq 10.35 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ On adopte alors une épaisseur de 12 cm : ($e = 12 \text{ cm}$).

IV.3.2. Descente des charges :

↪ **Palier :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	1	1800	18

Tableau IV-1 : Descente des charges du palier.

- $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

↳ Volée :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Revêtement vertical	-	-	84.17/30 = 47.6
Marche	H = 17	2200	2200 × 0,17/2 = 187
Paillasse	12	2500	(2500 × 0,12)/cos29.54 = 344.83
Enduit ciment	1	1800	18/cos29.54 = 20.67

Tableau IV-2 : Descente des charges de la volée.

- G = 6.84 KN/m².
- Q = 250 Kg/m².

IV.3.3. Combinaisons fondamentales :

↳ Palier :

✓ ELU :

$$q_{u_1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 11.013 \text{ KN/ml}$$

$$F = (2,2 + 2. 0,18). 1,33. 1,35 = 4,61 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$q_{s_1} = (G + Q) \times 1 = 7.88 \text{ KN/ml}$$

$$F = (2,2 + 2. 0,18). 1,33 = 3,41 \text{ KN/ml}$$

↳ Volée :

✓ ELU :

$$q_{u_2} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 12.9853 \text{ KN/m}$$

✓ ELS :

$$q_{s_2} = (G + Q) \times 1 = 9.341 \text{ KN/ml}$$

	CHARGES		COMBINAISONS FONDAMENTALES	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Volée	6.84	2,50	12.98	9.34
Palier	5.38	2,50	11.01	7.88

Tableau IV-3 : Récapitulation des charges et combinaisons.

IV.4. Etude de l'escalier de l'étage courant :

IV.4.1. Etude de l'escalier seul :

➤ Schéma statique :

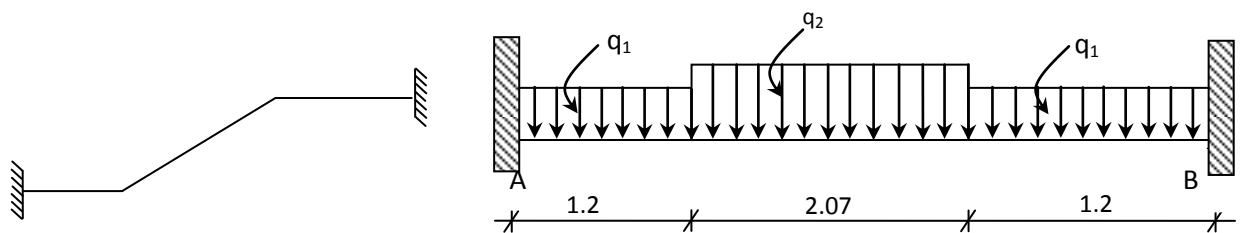


Figure IV6 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

❖ Charge équivalente :

✓ ELU :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 11.01 \times 1.2 + 12.98 \times 2.07}{2 \times 1.2 + 2.07}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 11.90 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 7.88 \times 1.2 + 9.34 \times 2.07}{2 \times 1.2 + 2.07}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 7.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

✓ ELU :

♦ Moment en appui :

$$M_1 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} = \frac{11.92 \times 4.47^2}{12} = 19.85 \text{ KN.m}$$

♦ Moment en travée :

$$M(1/2) = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{24} = \frac{11.92 \times 4.47^2}{24} = 9.92 \text{ KN.m}$$

♦ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{11.92 \times 4.47}{2} = 26.64 \text{ KN}$$

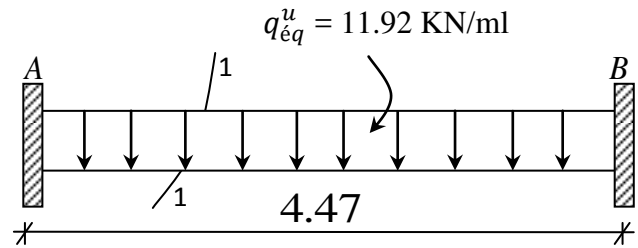


Figure IV-7 : Schéma d'une volée et 2 paliers de repos.

SOLLICITATIONS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	9.92	6.24
M_t (KN.m)	19.85	12.48
T (KN)	26.64	16.76

Tableau IV-4 : Les sollicitations maximales de l'escalier de l'étage courant.

❖ Détermination des armatures :

✓ A l'ELU :

• Armatures longitudinales :

a) En appui : $M_a = 19.85 \text{ KN.m}$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19.85 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.088$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.088 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 4.13 \text{ cm}^2.$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 4.13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{26640}{1000 \times 144} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.185 < \tau_u^- = 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée : $M_t = 9.92 \text{ KN.m.}$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.075$$

$$\mu = 0.075 < \mu_{lim} = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.078$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u.d.b.f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.078 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

$$e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** $4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$e = 25 \text{ cm}$$

c) En appui : $M_a = 9.92 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.92 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.042$$

$\mu = 0.042 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.043$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.043 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 4\text{T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

$$e = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix : 4T8 = 2.01 cm²**

$$e = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

a) **En appui :**

$$M_u = 19.85 \text{ KN.m} ; M_s = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19.85}{12.48} = 1.59$$

$$\alpha = 0.068 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.495 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) **En travée :**

$$M_{tu} = 9.92 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{9.92}{6.24} = 1.59$$

$$\alpha = 0.06 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.495 \dots \text{CV.}$$

Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

c) En appui :

$$M_{a_u} = 8.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a_s} = 6.251 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8.71}{6.251} = 1.39$$

$$\alpha = 0.058 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{16760}{1000 \times 108} = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.116 < \tau_u^- = 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant :

➤ **Pré dimensionnement :**

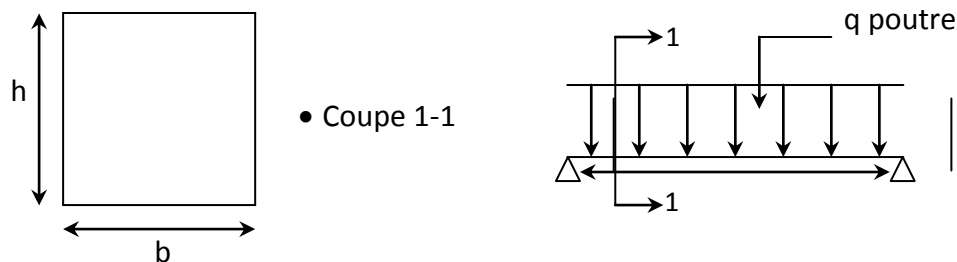


Figure IV-8 : Schéma statique de la poutre palière.

D'après le critère de rigidité on a :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{447}{15} \leq h_p \leq \frac{447}{10}$$

$$\Rightarrow 29.8 \leq h_p \leq 44.7$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

➤ **Détermination des sollicitations**

Elle est soumise à la réaction de la paillasse au point B :

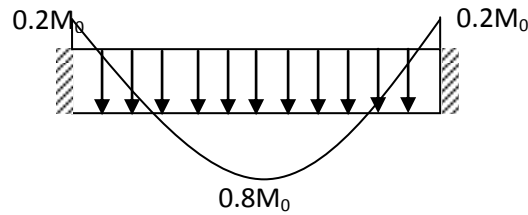


Figure IV-9 : Chargement de la poutre palière.

- **Détermination de la réaction :**

✓ **ELU :**

• **Poids propre de la poutre palière :**

$$PP = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times PP + q_{eq}^u = 1.35 \times 2.62 + 11.92$$

$$\Rightarrow q_u = 15.45 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = PP + q_{eq}^s = 2.62 + 7.5$$

$$\Rightarrow q_{eq}^s = 10.01 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

✓ **ELU**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15.15 \times 4.47^2}{8} = 38.59 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_u = 7.71 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_u = 30.87 \text{ KN.m}$$

$$T = q \cdot \frac{L}{2} = 34.53 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10.42 \times 4.47^2}{8} = 25.27 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_s = 5.05 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_s = 20.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**✓ **A l'ELU :****a) En travée :**

$$\mu = \frac{30.87 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.092$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.12 ; \beta = 0.95$$

$$A_{cal} = \frac{30.87 \times 10^3}{0.95 \times 0.315 \times 348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 3T10 Soit : $A = 3.14 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$$\mu = \frac{7.71 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.029 ; \beta = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{7.71 \times 10^3}{0.99 \times 0.315 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 4T8 Soit : $A = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à l'ELS :****a) En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30.87}{20.22} = 1.53$$

$$\alpha = 0.064 < 0.47$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

b) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.71}{5.05} = 1.53$$

$$\alpha = 0.019 < 0.47$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

➤ Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34530}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.67 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} = 2.67 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 p 192})$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (10, 30, 14) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix :**

$$2\phi_{10} = A_t = 1.57 \text{ cm}^2.$$

✚ **L'espacement des armatures transversales:**

- K= 1 : en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})} = 61.3 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow s_{t2} = 24.3 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 19.58 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$F_i = \frac{5.p_s.L^4}{384.E.I}$$

• Centre de gravité :

$$Y_G = V_1 = \frac{\sum A_i.Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4.52 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 4.52}$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } V_1 = 8.26 \text{ cm et } V_2 = h - V_1 = 16 - 8.26 = 7.74 \text{ cm}$$

• Moment de l'inertie :

$$I = \frac{b.V_1^3}{3} + \frac{b.V_2^3}{3} + 15.A_s(d - V_1)^2 = \frac{100 \times 8.26^3}{3} + \frac{100 \times 7.74^3}{3} + 15.A_s(14.4 - 8.26)^2$$

$$\Rightarrow I = 36797.526 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{5.p_s.L^4}{384.E.I} = \frac{5 \times 7.5 \times 10^{-3} \times 4.2^4}{384 \times 29858.594 \times 36797.526 \times 10^{-8}} \times 10^2$$

$$\Rightarrow F_i = 0.277$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = 0.84$$

$$F_i = 0.277 < F_{adm} = 0.84 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

IV.5. Etude de l'escalier du sous-sol :

IV.5.1. Etude de l'escalier seul :

➤ Schéma statique :

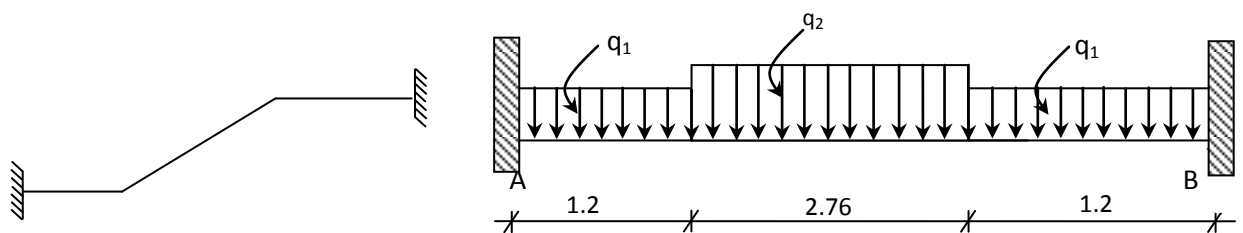


Figure IV-10 : Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

❖ Charge équivalente :

✓ ELU :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 11.01 \times 1.2 + 12.98 \times 2.76}{2 \times 1.2 + 2.76}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 12.06 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{2 \times 7.88 \times 1.2 + 9.34 \times 2.76}{2 \times 1.2 + 2.76}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 8.66 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

✓ ELU :

♦ Moment en appui :

$$M_1 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} = \frac{12.06 \times 5.16^2}{12} = 26.76 \text{ KN.m}$$

♦ Moment en travée :

$$M (l/2) = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{24} = \frac{12.06 \times 5.16^2}{24} = 13.38 \text{ KN.m}$$

♦ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{12.06 \times 5.16}{2} = 31.11 \text{ KN}$$

SOLLICITATIONS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	13.38	9.61
M_a (KN.m)	26.76	19.21
T (KN)	31.11	22.34

Tableau IV-5 : Les sollicitations maximales de l'escalier du sous-sol.

❖ Détermination des armatures :

✓ A l'ELU :

• Armatures longitudinales :

a) En appui : $M_a = 26.76 \text{ KN.m}$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26.76 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.144^2} = 0.114$$

$\mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.12$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.12 \times 14.4 \times 100 \times 11.33}{348} = 5.63 \text{ cm}^2.$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{1.8}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 5.63 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 4\text{T14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{31110}{1000 \times 0.144} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 < \tau_u^- = 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée : $M_t = 13.38 \text{ KN.m.}$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13.38 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.1$$

$\mu = 0.075 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.105$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.105 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 3.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 3.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T12} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

$$e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 4T8 = 2.01 cm²

e = 25 cm

d) En appui : $M_a = 26.76 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26.76 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.108^2} = 0.2$$

$\mu = 0.2 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.23$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.23 \times 10.8 \times 100 \times 11.33}{348} = 8.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Espacement :**

e = 20 cm.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 3T10 = 2.36 cm²

e = 33 cm

✓ **Vérification à l'ELS :**

a) En appui :

$$M_u = 26.76 \text{ KN.m} ; M_s = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{26.76}{19.21} = 1.39$$

$$\alpha = 0.152 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En travée :

$$M_{tu} = 13.38 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{13.38}{9.61} = 1.39$$

$$\alpha = 0.13 \leq \frac{1.59 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \text{CV.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

c) En appui :

$$M_{a_u} = 26.76 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a_s} = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{26.76}{19.21} = 1.39$$

$$\alpha = 0.28 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{22340}{1000 \times 108} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05.f_{c28} = 0.05 \times 20 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 < \tau_u^- = 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2. Etude de la poutre palière de l'étage courant :

➤ **Pré dimensionnement :**

D'après le critère de rigidité on a :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{516}{15} \leq h_p \leq \frac{516}{10}$$

$$\Rightarrow 34.4 \leq h_p \leq 51.6$$

⇒ On prend : h = 35 cm

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : b = 30 cm

➤ **Détermination des sollicitations :**

Elle est soumise à la réaction de la paillasse au point B :

➤ **Calcul des sollicitations :**

✓ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{17.95 \times 2.58^2}{8} = 14.94 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_u = 2.99 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_u = 11.95 \text{ KN.m}$$

$$T = q \cdot \frac{L}{2} = 23.16 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{11.17 \times 2.58^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$- M_a = 0.2 M_s = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$- M_t = 0.8 M_s = 7.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

✓ **A l'ELU :**

c) En travée :

$$\mu = \frac{11.95 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.045 ; \beta = 0.98$$

$$A_{cal} = \frac{30.87 \times 10^3}{0.95 \times 0.315 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{1.8}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 3T10 Soit : $A = 3.14 \text{ cm}^2$

d) En appui :

$$\mu = \frac{2.99 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0088$$

$$\mu = 0.0088 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 0.011 ; \beta = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{2990}{0.99 \times 0.315 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix :** 4T8 Soit : $A = 2.01 \text{ cm}^2$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

c) En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.95}{7.43} = 1.61$$

$$\alpha = 0.044 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

d) En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.99}{1.86} = 1.61$$

$$\alpha = 0.011 < 0.505$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

- Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12160}{300 \times 315} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ \frac{2.67 \text{ MPa}}{5 \text{ MPa}} = 2.67 \text{ MPa} \text{ (BAEL 91 p 192)} \right. \right.$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (10, 30, 14) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix :**

$$2\phi_{10} = A_t = 1.57 \text{ cm}^2.$$

✚ **L'espacement des armatures transversales:**

- K = 1 : en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})} = 87.35 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow s_{t2} = 24.3 \text{ cm} \text{ (BAEL 91 p 196)}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 12} = 27.9 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 19.58 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(s_{t_1}, s_{t_2}, s_{t_3}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

• **Centre de gravité :**

$$Y_G = V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 9.24 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 9.24}$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } V_1 = 8.51 \text{ cm et } V_2 = h - V_1 = 16 - 8.51 = 7.49 \text{ cm}$$

• **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b \cdot V_2^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - V_1)^2 = \frac{100 \times 8.51^3}{3} + \frac{100 \times 7.49^3}{3} + 15 \times 9.24 (14.4 - 8.51)^2$$

$$\Rightarrow I = 39357.818 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{5 \cdot p_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 8.66 \times 10^{-3} \times 5.16^4}{384 \times 29858.594 \times 39357.818 \times 10^{-8}} \times 10^2$$

$$\Rightarrow F_i = 0.68$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{516}{500}$$

$$\Rightarrow F_{adm} = 1.032$$

$$F_i = 0.68 < F_{adm} = 1.032 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

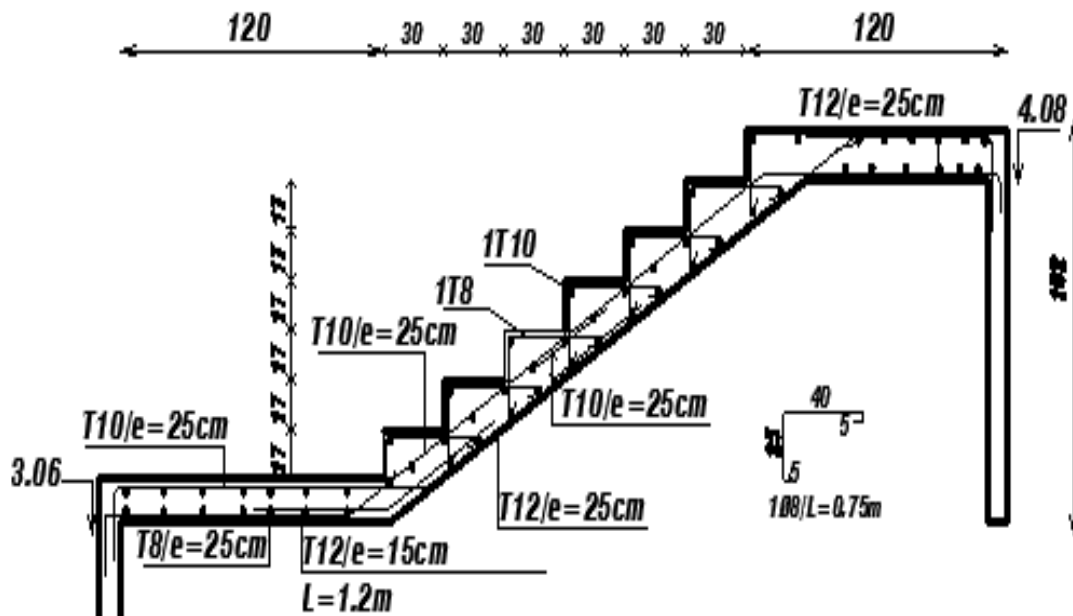


Figure IV-10 : Disposition des armatures.

IV.4. Etude de l'ascenseur :

IV.4.1. Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- ✓ Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- ✓ Treuil de levage de la poulie.
- ✓ Le contre poids.

IV.4.2. Calcul de la dalle pleine de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

- ✓ Largeur de la cabine : $L_c = 1.10\text{m}$
- ✓ Profondeur de la cabine : $P_c = 1.50\text{ m}$
- ✓ Largeur de la gaine : $L_G = 1.60\text{ m}$
- ✓ Profondeur de la gaine : $P_G = 1.80\text{ m}$
- ✓ Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{ m}$
- ✓ Largeur du passage libre : $L_p = 1.00\text{ m}$
- ✓ Hauteur du passage libre : $H_p = 1.20\text{ m}$
- ✓ Epaisseur de voile : $e = 15\text{ cm}$
- ✓ Hauteur de course : $C = 53.55\text{ m}$

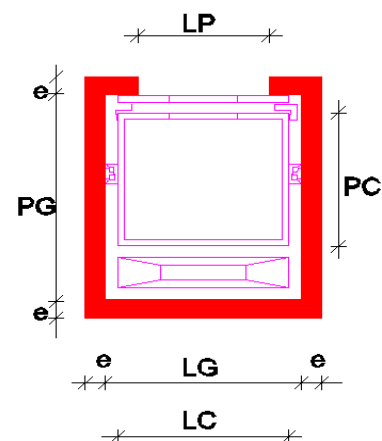


Figure IV-11 : Dimensions de l'ascenseur.

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 15 cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

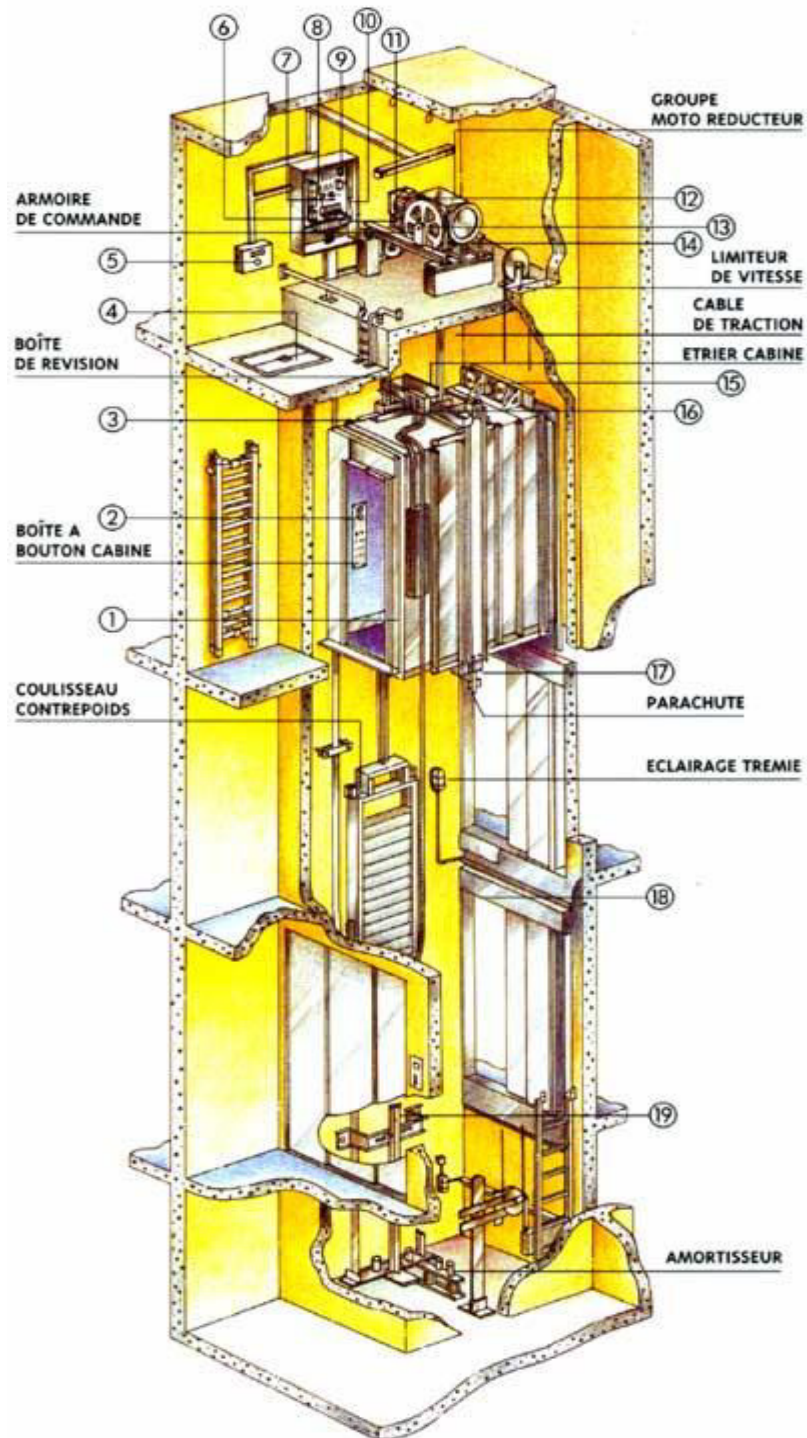


Figure IV-12: Ascenseur électrique.

IV.4.2.1. Descente de charges :**a) Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

b) Charges permanentes :

1) **Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :

↳ **Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 15% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_c + 2.P_c).H_c = (1.5 + 2 \times 1.6) \times 2.2 = 10.34 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = 10.34 \times 1.5 \times 0.115 = 1.784 \text{ KN}$$

↳ **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c . P_c = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 2.4 = 1.68 \text{ KN}$$

↳ **Masse du toit :**

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_c . P_c = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ KN}$$

↳ **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$\Rightarrow M_4 = 0.6 + (0.8 \times 1.5) = 1.8 \text{ KN}$$

↳ **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte :

$$\Rightarrow M_5 = 0.80 + (0.25 \times 0.8 \times 2) = 1.20 \text{ KN}$$

↳ **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie

$$\Rightarrow M_6 = 1 \text{ KN}$$

↳ **Masse des accessoires :**

$$\Rightarrow M_7 = 0.8 \text{ KN}$$

↳ **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires :

$$\Rightarrow M_g = 30 \times 2 = 0.6 \text{ KN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 1.78 + 1.68 + 0.48 + 1.8 + 1.2 + 1 + 0.8 + 0.6 = 9.34 \text{ KN}$$

2) Masse du contre poids :

$$\Rightarrow M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 9.34 + \frac{6}{2} = 12.34 \text{ KN}$$

3) Masse du câble :

La 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.

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 = 12.5 \text{ mm} \\ C_s = 13 \end{cases}$$

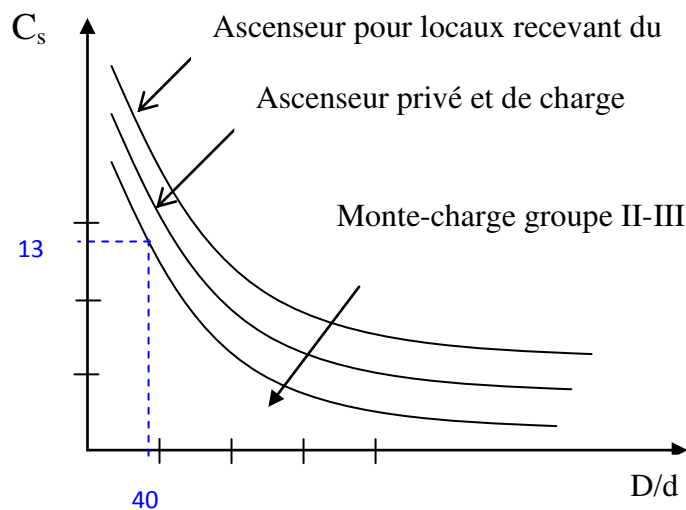


Figure IV-13 : Abaque de détermination de suspentes.

Avec : $\begin{cases} D : \text{diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm.} \\ d : \text{diamètre du câble.} \\ C_s : \text{coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes).} \end{cases}$

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

- 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.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (6 + 9.34) \Rightarrow C_r = 199.42 \text{ KN}$$

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 :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} = \frac{199.42}{0.85} = 234.5118 \text{ KN}$$

C_m : égal aussi :

$$C_m = C_r (\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Type de mouflage.} \\ n : \text{Nombre de cable.} \\ C_r(\text{cable}) : \text{Charge de rupture par cable en fonction du diametre.} \end{cases}$

$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 81.52 \text{ KN}$ (voir tableau suivant) :

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

Tableau IV-6 : Caractéristiques des câbles.

$$n = \frac{234.5118}{2 \times 81.52} = 1.44$$

$\Rightarrow$ On prend : $n = 2$ 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 $d = 12.5\text{mm}$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $M_L = 0.515$ daN/ml.

- C : Course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 53.55$ m.

$$M_c = 0.515 \times 10^{-2} \times 2 \times 53.55 = 0.5516 \text{ KN.}$$

4) Masse du treuil :

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

Résumé :

- Poids mort = 9.34 KN
- Masse du câble = 0.5516 KN
- Masse du contre poids = 12.34 KN
- Treuil en haut + moteur = 1.2 KN
- $G = 34.2316$ KN

IV.2.2. Combinaisons fondamentales :

✓ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 34.3216 + 1.5 \times 6 = 55.2127 \text{ KN.}$$

✓ Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 34.3216 + 6 = 40.2316 \text{ KN.}$$

IV.4.3. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_{a_u} = \frac{q_u}{4} = 13.803 \text{ KN}$$

$$q_{a_s} = \frac{q_s}{4} = 10.0579 \text{ KN}$$

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.

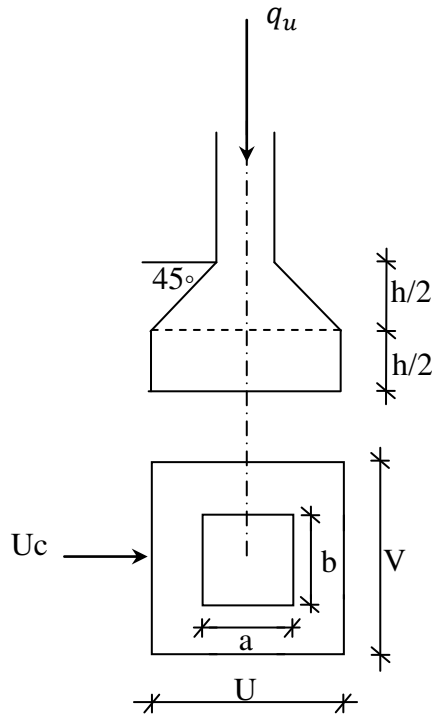


Figure IV-14 : Schéma de la surface d'impact.

Avec :

- q_{au} : Charge ultime pour chaque appui.
- U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.
- h : Epaisseur de la dalle égal à 15 cm.
- 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 degré dans le béton.
- La surface d'impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25 \text{ cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] = 100 \text{ cm.}$$

$$q_{au} = 13803 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Conclusion :**

La dalle résiste au poinçonnement.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

Avec :

- ν : Coefficient de poisson.
- M_1, M_2 : Sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants :

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

✓ **Etat limite ultime :**

$$M_{ux} = q_{au} \times M_1$$

$$M_{uy} = q_{au} \times M_2$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{sx} = q_{as} \times (M_1 + 0.2M_2)$$

$$M_{sy} = q_{as} \times (M_2 + 0.2M_1)$$

- La charge au m^2 sera :

$$\begin{cases} Q_{au} = \frac{q_{au}}{V \times U} = \frac{13.803}{0.25^2} = 220.878 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{as} = \frac{q_{as}}{V \times U} = \frac{10.0579}{0.25^2} = 160.9264 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

c. 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.
- 01 rectangle au centre D.

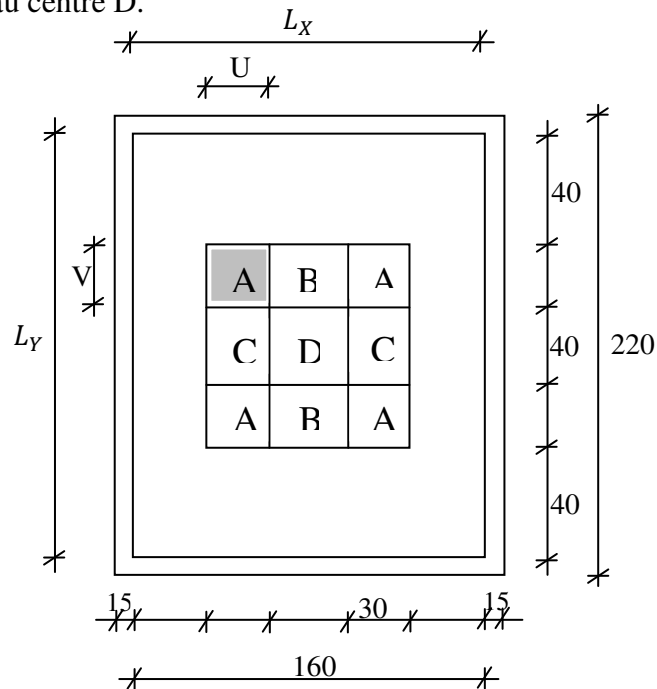


Figure IV-15 : Schéma de la dalle.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

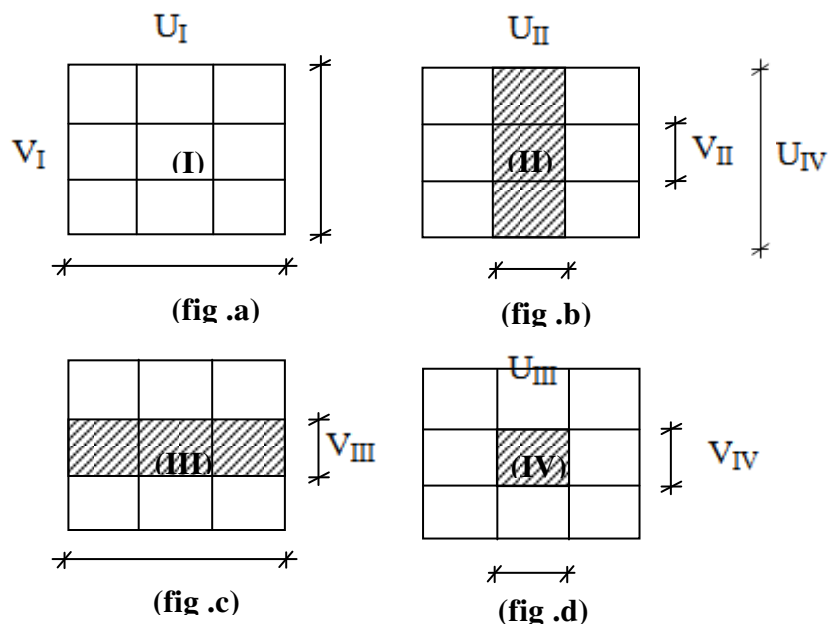


Figure IV-16 : Chargement de panneau.

On cherche les moments produits par les rectangles :

- $I = 4A + 2B + 2C + D$ (fig a)
- $II = 2B + D$ (fig b)
- $III = 2C + D$ (fig c)
- $IV = D$ (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I-II-III-IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.9}{2.2} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

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 :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

Et :

$$S = U \times V$$

	I	II	III	IV
U en [m]	1	1.1	1	0.40
V en [m]	1.1	0.40	0.4	0.40
S en [m ²]	1.1	0.44	0.4	0.16
U/L _x	0.55	0.66	0.55	0.22
V/L _y	0.45	0.5	0.45	0.18
M ₁	0.094	0.0833	0.094	0.1679
M ₂	0.073	0.0647	0.073	0.1524
Q' _{au} [N]	15183.3	6073.32	5521.2	2208.48
Q' _{as} [N]	11063.69	4425.476	4023.16	1609.26
M _{ux} [N.m]	1427.23	505.90	518.99	370.80
M _{uy} [N.m]	1108.38	392.94	378.18	270.195
M _{sx} [N.m]	1039.98	368.64	403.05	336.57
M _{sy} [N.m]	807.65	286.33	293.69	245.25
M _{uxc} [N.m]	773.14			
M _{uyc} [N.m]	607.455			
M _{sxc} [N.m]	604.86			
M _{sys} [N.m]	472.88			

Tableau IV-7 : Tableau récapitulatif des résultats.

d. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

c.1. Combinaisons fondamentales :**➤ A l'ELU :**

$$P_u = (1.35G + 1.5Q).b$$

$$\Rightarrow P_u = (1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1).1 = 6.5625 \text{ KN/ml.}$$

➤ A l'ELS :

$$P_u = (G + Q).b$$

$$\Rightarrow P_u = (3.75 + 1).1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

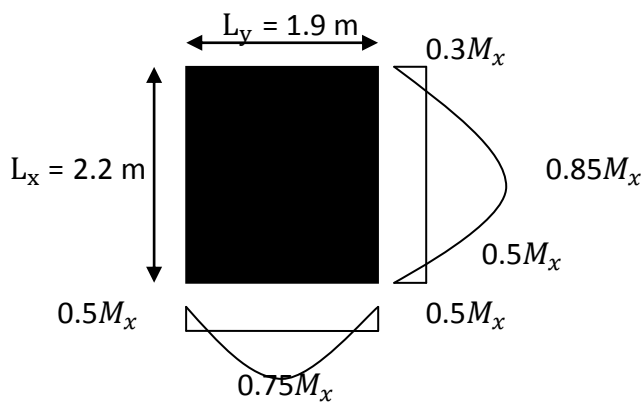
c.2. Détermination des sollicitations :

FIGURE III-17 : Panneau de la dalle.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{1.9 \text{ m}}{2.2 \text{ m}} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.} \right.$$

➤ A l'ELU :

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{u_x} = \mu_{x_u} \cdot P_u \cdot L_x \cdot$$

$$M_{u_y} = \mu_{y_u} \cdot M_{u_x} \cdot$$

➤ A l'ELS :

Au centre de la dalle, pour 1 ml, on a :

$$M_{s_x} = \mu_{x_s} \cdot P_s \cdot L_x \cdot$$

$$M_{s_y} = \mu_{y_s} \cdot M_{s_x} \cdot$$

c.3. Calcul des sollicitations :

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91** page 66 le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

➤ **A l'ELU :**➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.04967 \times 656.25 \times 1.9^2 = 117.67 \text{ daN.m.} \\ M_{0y} = 0.7072 \times 117.67 = 83.22 \text{ daN.m.} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0566 \times 475 \times 1.9^2 = 97.05 \text{ daN.m.} \\ M_{0y} = 0.7141 \times 97.05 = 69.3 \text{ daN.m.} \end{cases}$$

e. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{x,t_u} = M_{x,c_u} + M_{x_u} = 1427.23 + 773.14 = 2200.37 \text{ N}$$

$$M_{y,t_u} = M_{y,c_u} + M_{y_u} = 1108.38 + 607.455 = 1715.84 \text{ N}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{x,t_s} = M_{x,c_s} + M_{x_s} = 1039.98 + 604.86 = 1644.84 \text{ N}$$

$$M_{y,t_s} = M_{y,c_s} + M_{y_s} = 807.65 + 472.88 = 1280.53 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{x,y_t}$
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{x,y_t}$

Moments Panneau	M_{x,t_u} [daN.m]	M_{x,t_s} [daN.m]	M_{x,a_u} [daN.m]	M_{x,a_s} [daN.m]	M_{y,t_u} [daN.m]	M_{y,t_s} [daN.m]	M_{y,a_u} [daN.m]	M_{y,a_s} [daN.m]
(1)	165.03	123.36	-110.02	-82.24	1286.88	96.04	-85.79	-64.03

Tableau IV-8 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

d) Calcul Ferrailage :

❖ Sens X-X :

a) En travée :

✓ ELU :

$$M_{tx}^u = 165.03 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1650.3}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0079$$

$$\mu = 0.0079 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1650.3}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 0.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ ELS :

$$M_{tx}^{ser} = 123.36 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1650.3}{1233.6} = 1.33$$

$$\frac{1.33 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.36 > \alpha = 0.01$$

- **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ Aucune vérification pour (σ_s)

- Les armatures calculées à ELU seront maintenues

b) En appui :

✓ **ELU :**

$$M_{ax}^u = -110.02 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1100.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0053$$

$$\mu = 0.0053 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1100.2}{348 \times 0.997 \times 13.5} = 0.23 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = -82.24 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{110.02}{82.24} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.365 > \alpha = 0.006$$

• **Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

❖ **Sens Y-Y :**

a) **En travées :**

✓ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 128.688 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1286.88}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0094$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1286.88}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.27 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 96.04 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{128.688}{96.04} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,365 > \alpha = 0.0094$$

• **Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

b) En appui :

✓ **ELU :**

$$M_{ay}^u = -85.79 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{857.9}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{857.9}{348 \times 0.998 \times 13.5} = 0.18 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

✓ **ELS :**

$$M_{ay}^{ser} = -64.03 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{85.79}{64.03} = 1.33$$

$$\frac{1.33-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,365 > \alpha = 0.005$$

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 1380.30 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 1970.93 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_x^u}{b \times d} = \frac{1970.93 \times 10}{(1000 \times 135)} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de la flèche :**

☒ **Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^u}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

☒ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{tx}^u} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{123.36}{20 \times 165.03} = 0.037 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Conclusion :** Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre V

Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre et continuent à surprendre l'homme, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape très importante dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil implanté dans une zone sismique où éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême ; explosion).

Le séisme est une action extérieure provoquant la vibration de l'ouvrage ; cette vibration engendrera des déplacements et des sollicitations les quelles si elles ne sont pas prises correctement en considération peuvent provoquer la ruine de la structure.

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

V.2. But de l'analyse dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.1. Modélisation :

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

- ✓ La masse.
- ✓ La rigidité et l'amortissement.

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

V.2.2. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M].\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \ddot{X}, X: \text{Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements de la structure.} \\ [M] : \text{matrice masse de la structure.} \\ [K] : \text{matrice de rigidité de la structure.} \end{array} \right.$$

A partir d'une analyse de système à plusieurs degrés de liberté en VLNA on peut déterminer les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, qui s'écrit :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega(t) + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Où : } \left\{ \begin{array}{l} A : \text{Vecteur des amplitudes.} \\ \omega : \text{Fréquence de vibration.} \\ \varphi : \text{Angle de déphasage.} \end{array} \right.$$

Les accélérations sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega(t) + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura

$$([K] - \omega^2[M]).\{A\} \sin(\omega(t) + \varphi) \dots\dots\dots(4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]).\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots(5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\text{Det} ([K] - \omega^2[M]) = 0 \Rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots(6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} ou forme modale.

V.3. Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment ; l'utilisation de l'outil informatique s'impose, et dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant et qui est à notre porté ; il s'agit du Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

V.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement « rigidité » est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et poteau de la structure ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds (6 DDL par nœud) « élément frame ».
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque à quatre nœuds « élément Shell ».

- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base ($Z = 0$) sont encastrés.

V.3.2. Modélisation de la masse :

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs a été concentrée au niveau des nœuds qui se trouvent sur le périmètre de la structure (la masse de l'acrotère est concentrée uniquement aux nœuds du plancher terrasse).

La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher)

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$

La masse d'un plancher est calculée de manière à inclure la quantité $\beta.Q$.

V.4. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

V.4.1. Détermination des masses et centres des masses par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : $\begin{cases} M_i : \text{la masse de l'élément } i. \\ X_i, Y_i : \text{coordonnées du CDG de l'élément } i \text{ par rapport au repère global.} \end{cases}$

➤ NOTA :

En réalité le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse par étage ne sont pas nécessaires ; en effet, de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 calcul et affiche automatiquement les deux

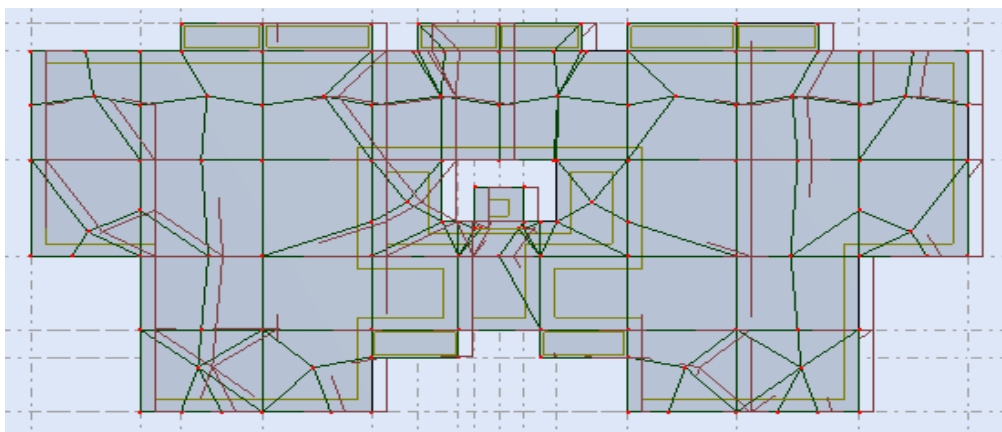
facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés automatiquement et uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

Les résultats donnés par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

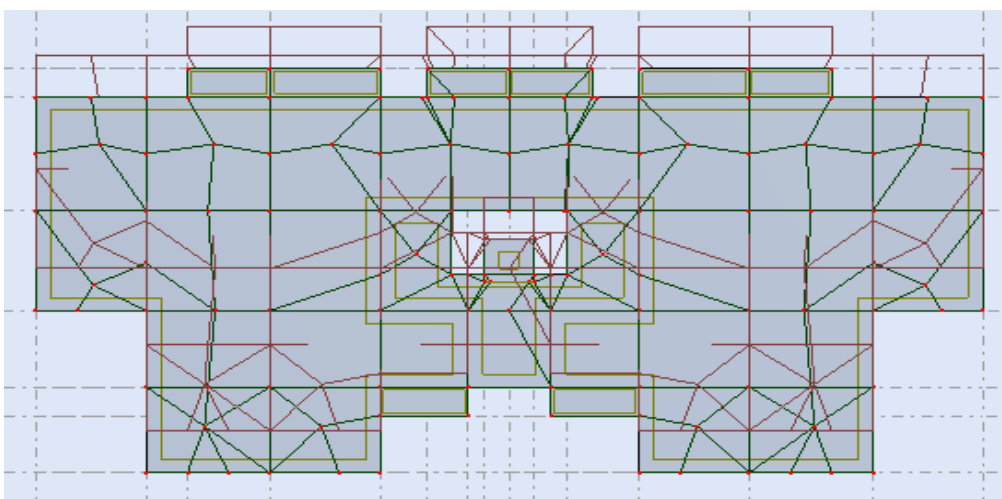
Mode	Période (sec)	Facteurs de Participation Massique (en%)					
		ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z	U_X	U_Y	U_Z
1	0.96	60.98	0.00	0.00	60.98	0.00	0.00
2	0.83	60.98	64.73	0.00	0.00	64.73	0.00
3	0.68	67.23	64.73	0.00	16.59	0.00	0.00
4	0.26	83.82	64.73	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.21	83.82	84.63	0.00	1.14	19.90	0.00
6	0.17	84.96	84.63	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.16	84.96	84.63	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.16	84.96	84.63	0.02	0.00	0.00	0.01
9	0.16	84.96	84.63	0.02	1.40	0.00	0.00
10	0.16	84.96	84.63	0.11	4.25	0.00	0.09
11	0.13	86.36	84.63	0.11	0.00	0.00	0.00
-	-	-	-	-	-	-	-
45	0.10	90.62	90.30	62.85	0.00	0.51	2.89

Tableau V-1 : Périodes et facteurs de participation massique.

✓ Le premier mode :



✓ Le deuxième mode :



✓ Le troisième mode :

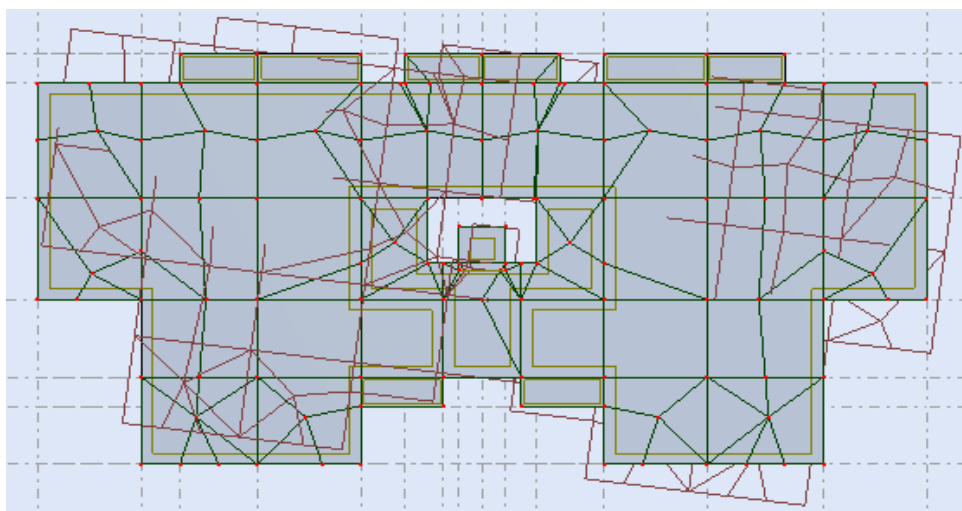


Figure V-1 : Les modes de déplacements.

➤ **Constatations :**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation.
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation.

La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 45^{ème} mode.

	Position du centre de masse			Masses transrationnelles M_{T_X} et M_{T_Y}	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$Z_G(m)$	$M_{T_X} (t)$	$M_{T_Y} (t)$
Plancher					
1^{er}	17.2	8.81	2.32	1298.29	1298.29
2^{ème}	17.2	8.79	5.27	1125.72	1125.72
3^{ème}	17.2	8.79	8.33	1125.72	1125.72
4^{ème}	17.2	8.82	11.41	1076.83	1076.83
5^{ème}	17.2	8.82	14.47	1076.83	1076.83
6^{ème}	17.2	8.85	17.53	1076.83	1076.83
7^{ème}	17.2	8.85	20.53	1036.64	1036.64
8^{ème}	17.2	8.85	23.68	1036.64	1036.64
9^{ème}	17.2	8.88	26.74	1036.64	1036.64
10^{ème}	17.2	8.88	29.63	999.67	999.67
11^{ème}	17.2	8.88	32.89	999.67	999.67
12^{ème}	17.2	8.91	35.95	999.67	999.67
13^{ème}	17.2	8.91	39.03	965.62	965.62
14^{ème}	17.2	8.91	42.09	965.62	965.62
Terrasse	17.2	8.88	45.23	1075.13	1075.13
Cage d'escalier	17.2	8.92	48.65	94.74	94.74

Tableau V-2 : Caractéristiques massiques et géométriques.

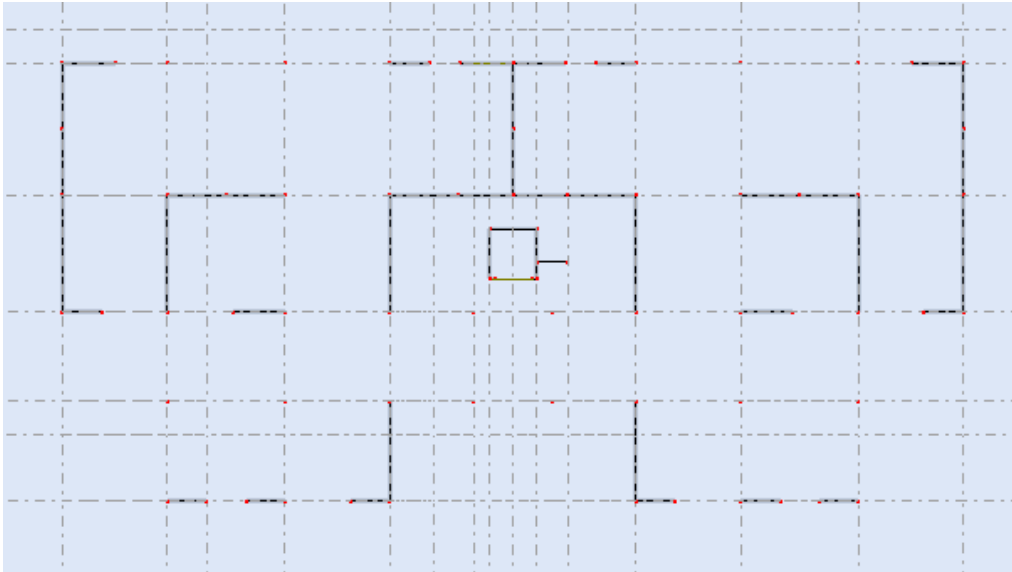


Figure V-2 : La disposition des voiles de contreventement.

V.5. Etude sismique :

V.5.1. Introduction :

Le calcul des structures à l'égard de leurs sécurités sismiques est une phase indispensable.

Une analyse minutieuse du comportement dynamique de la structure par le biais d'un modèle analytique adéquat, nous permettra de définir avec une bonne exactitude ces caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences propres, modes propres etc.....

Le séisme de cote de sa nature dévastatrice, reste un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autre phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les rats de marée etc.....C'est pour cela que l'étude au séisme pour les structures implantés en zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines. Le calcul d'une structure vis-à-vis du séisme a pour objet d'évaluer les charges engendrées dans le système structural.

Dans ce chapitre, on s'intéressera entre autre, à la vérification du confort des usagers définissent par le Règlement Parasismique Algérien par une vérification des déplacements inter étages et plus la vérification de l'effort tranchant à la base.

V.5.2. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul de la force sismique, il existe trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies dans le cas du bâtiment étudié (vu l'irrégularité en plan et en élévation), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le **RPA 99** ver.2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La sollicitation sismique est décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure permet le calcul des modes propres.

V.5.3. Spectre de réponse :

En **Algérie** le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien **RPA99**; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant :

$$S_a/g \begin{cases} 1.25A.(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1. \\ 2.5\eta.(1.25A) \cdot \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta.(1.25A) \cdot \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5\eta.(1.25A) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3s. \end{cases}$$

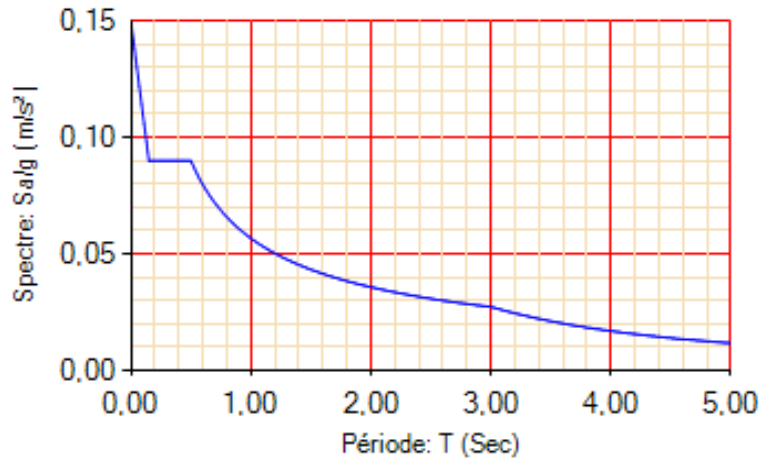


Figure V-3 : Spectre de réponse de la structure.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} g : \text{Accélération de la pesanteur.} \\ A : \text{Coefficient d'accélération de zone.} \\ \eta : \text{Facteur de correction d'amortissement (Si l'amortissement } \neq 5\%.) \end{array} \right.$

On a : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} R : \text{Coefficient de comportement de la structure.} \\ T1 ; T2 : \text{Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.} \\ Q : \text{Facteur de qualité .} \end{array} \right.$

$Q = 1 + \sum q = P_q$ valeur de pénalité : (voir tableau 4.4 de **RPA 2003**).

Critères de qualité q	P_q	
	SENS-X	SENS-Y
Condition minimale sur les filles de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité de matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0.1	0.1
$Q = 1 + \sum q = P_q$	1.20	1.20

Tableau V-3 : Valeur des pénalités.

Dans notre cas, les valeurs des coefficients sont: $\left\{ \begin{array}{l} A = 0.25. \\ \eta = 0.8819 \text{ avec } \xi = 7\%. \\ R = \text{coefficient de comportement.} \end{array} \right.$

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Etage	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	932,44	842,81	-45308,49	4519,29	5391,75	-40955,03
2	659,07	365,43	-41608,94	4737,95	5803,21	-36378,08
3	777,4	439,19	-38131,49	4496,32	5594,35	-33840,04
4	745,48	418,91	-33461,9	4340,47	5412,94	-32597,72
5	831,72	467,2	-30321,67	4027	5118,94	-29971,25
6	919,34	532,71	-27243,86	3686,44	4775,29	-27282,37
7	805,89	479,67	-23194,77	3532,56	4529,59	-25662,05
8	853,58	515,52	-20413,72	3199,21	4171,23	-22873,43
9	893,18	553,48	-17700,97	2844,71	3774,66	-20016,53
10	727,56	463,15	-14301,16	2670,5	3473,34	-17936,17
11	744,99	482,54	-11870,77	2286,37	3026,35	-14978,18
12	748,11	495,69	-9511,07	1870,65	2530,44	-11949,49
13	570	390,37	-6781,66	1571,73	2081,96	-9372,24
14	551,12	377,66	-4687,17	1017,6	1437,8	-6243,85
15	628,19	469,93	-2711,58	235,09	542,9	-2995,56
16	13,7	10,3	-192,03	86,69	141,97	-226,69

Tableau V-4 : Effort tranchant et Effort normal dans les poteaux.

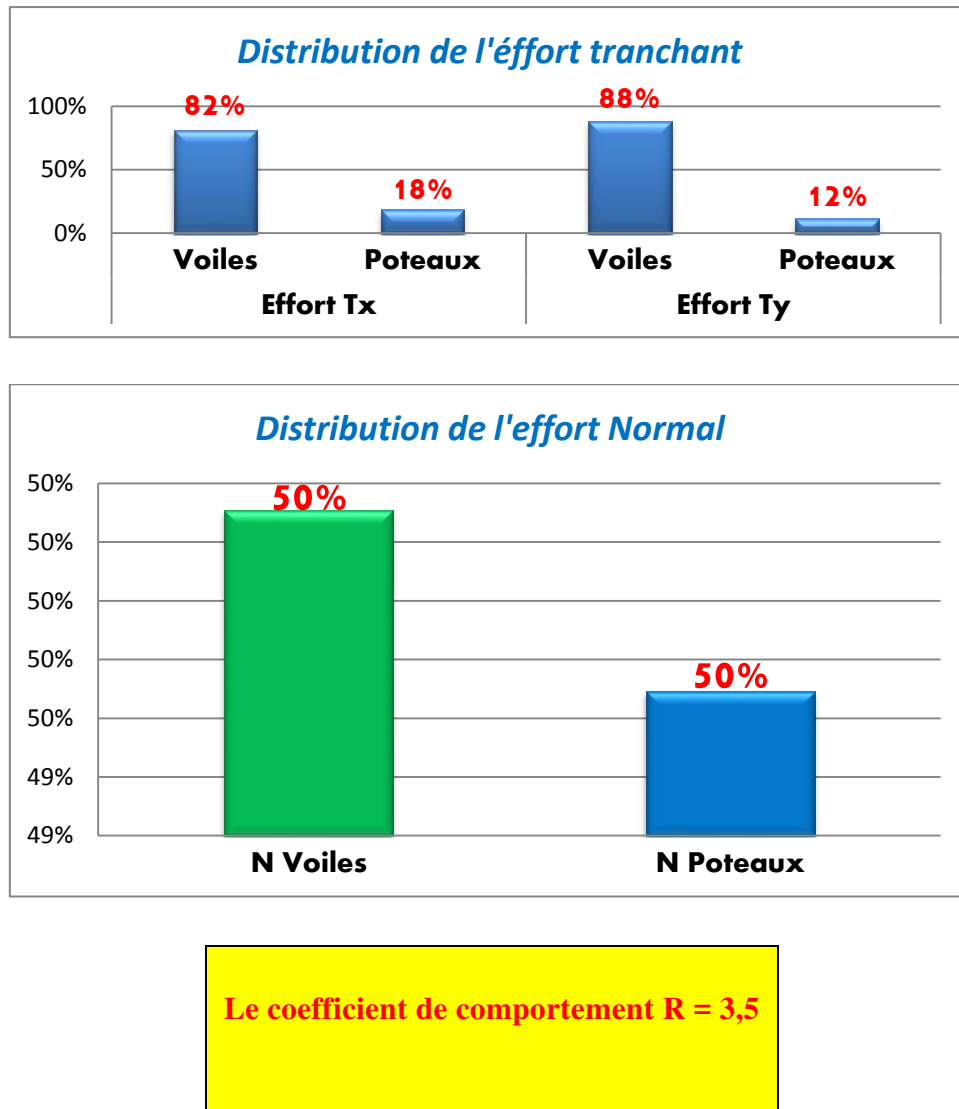


Figure V-4 : Distribution de l'effort tranchant et l'effort normal.

V.5.4. Résultantes des forces sismiques de calcul :

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le **RPA99** celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.80V}{V_t}$$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$

Le **RPA99** préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$W = \sum W_i^{etage}$ tel que : $W_i^{etage} = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$

Avec :

- W_i^{etage} : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes (Plancher i).
- W_{Qi} : Surcharge d'exploitation (Plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation (C'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation).

$W = 80857.7$ KN (Tiré du fichier résultat du Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014).

- $A = 0,12$ (groupe 1B, zone I).
- $Q = 1,20$.
- $R = 3.5$.
- $D = ?$ C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le **RPA99**, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L}$$

Avec :

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

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

- **AN :**

$h_N = 48.96$ m

$\Rightarrow : L_X = 34,40$ m $\Rightarrow T_X = 0,75$ S.

$$\Rightarrow : L_Y = 16.95 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 1.07 \text{ S.}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ en site } S_3. \\ T_2 = 0,50 \text{ en site } S_3. \end{cases}$$

Alors :

$$- T_2 < T_X < 3 \text{ s} \Rightarrow D_X = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_X = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.68$$

$$- T_2 < T_Y < 3 \text{ s} \Rightarrow D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$- D_Y = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{1.07}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.33$$

Donc :

$$V_X = \frac{(0.12)(1.68)(1.2)}{(3.5)} (156967.6) = 10849.6 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_X = 8679.68 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{(0.12)(1.33)(1.2)}{(3.5)} (156967.6) = 8589.27 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_Y = 6871.41 \text{ KN}$$

Or d'après le fichier des résultats Autodesk Robot 2014 on a :

$$F_1 = V_t^x = 8800.95 \text{ KN} , F_2 = V_t^y = 8977.92 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x > 0.8V_X \text{ et } V_t^y > 0.8V_Y$$

➤ Vérification des déplacements :

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

Selon le **RPA99**, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \times \Delta_k < 0.01h_e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Delta_K : \text{Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1".} \\ R : \text{Coefficient de comportement} = 3.5. \\ h_e : \text{Hauteur de l'étage.} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ou :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats par Robot 2014.

Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3.06	2	1	2	1	7	3.5	30.6	Vérifié
6.12	5	4	3	2	10.5	7	30,6	Vérifié
9.18	9	7	4	3	14	10	30,6	Vérifié
12.24	14	11	5	4	17.5	14	30,6	Vérifié
15.3	19	15	5	5	17.5	17.5	30,6	Vérifié
18.36	25	20	6	5	21	17.5	30,6	Vérifié
21.42	31	25	6	5	21	17.5	30,6	Vérifié
24.48	37	31	6	6	21	21	30,6	Vérifié
27.54	43	37	6	6	21	21	30,6	Vérifié
30.6	50	43	6	6	21	21	30,6	Vérifié
33.66	56	49	6	6	21	21	30.6	Vérifié
36.72	62	55	6	6	21	21	30,6	Vérifié
39.78	68	61	6	6	21	21	30,6	Vérifié
42.84	73	66	6	6	21	21	30,6	Vérifié
45.9	78	72	5	6	17.5	21	30,6	Vérifié
48.96	84	78	6	6	21	21	30,6	Vérifié

Tableau V-5 : Tableau récapitulatif des déplacements.

V.5.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^K \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^K \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$.

Où : h_e : représente la hauteur de l'étage.

On a : $\Delta_x^K = R\Delta_{ex}^K \quad \text{et} \quad \Delta_y^K = R\Delta_{ey}^K$

Où : $\Delta_{ex}^K = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^K = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ey}^K : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x (idem dans le sens δ_{ey}^k y).

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x (idem dans le sens δ_{ey}^k y.).

➤ Evaluation des résultats :

Les résultats des déplacements latéraux inter-étage trouvés dépassent les valeurs admissibles ; pour augmenter la rigidité latérale de la structure il y a deux solutions possibles :

- ✓ Soit l'augmentation de la section des poteaux déjà existants.
- ✓ Ou bien l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable.

V.5.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment :

Les voiles de contreventement seront disposés dans la mesure du possible de manière symétrique et selon les deux directions (x et y) ; le renforcement a été effectué en deux étapes :

- 1) De définir le nombre de voile rajouté, et le choix de leur position

Rappelons que les voiles rajoutés dans cette étape existent sur tous les étages du bâtiment.

Plusieurs modèles ont été analysés, quelque uns sont donnés dans les paragraphes ci-dessous. Le modèle retenu est celui dont les déplacements latéraux inter-étage (sans prise en compte de l'effet de torsion accidentelle) sont inférieurs aux valeurs admissibles.

- 2) Dans cette étape on étudiera l'impact de l'existence des voiles (rajoutés dans l'étape une) dans les étages supérieurs du bâtiment, sur le comportement dynamique (V.L.N.A) de la structure.

V.5.7. Présentation des résultats :

➤ Résultats de la 1ere étape modèle 1 :

- L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA99 V2003) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensembles dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.} \\ B_c : \text{C'est l'air (section brute) du poteau.} \\ f_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton à 28 jours (} f_{c28} = 20 \text{ MPa).} \end{array} \right.$$

Pour les dimensions des poteaux choisissent dans le chapitre II, cette condition n'est pas vérifiée donc nous avons augmenté les sections des poteaux.

Niveau	A × B (cm ²)	B _c (cm ²)	N _d (KN)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$	$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$
Du 12 ^{ème} à la T/accessible	50 × 50	2500	495.75	0.099	Vérifiée
Du 9 ^{ème} au 11 ^{ème} étage	55 × 55	3025	1975.03	0.161	Vérifiée
Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	60 × 60	3600	1490.86	0.207	Vérifiée
Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	65 × 65	4225	2123.28	0.251	Vérifiée
Du RDC au 2 ^{ème} étage	70 × 70	4900	2679.10	0.273	Vérifiée

Tableau V-6 : Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux carrés.

Remarque :

- ✓ L'effort N_d est tiré du Robot 2014, pour chaque section des poteaux en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismique suivantes : $\begin{cases} G + Q + E. \\ 0.8G + E. \end{cases}$
- ✓ Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

V.6. Prise de compte de l'effet de torsion additionnel :

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique "structurelle" résultant des plans est pris en charge par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de la torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la force sismique totale : $V = \frac{ADQ}{R} \cdot W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y).
- 2- La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V}$ (V_x et V_y) doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0 \Rightarrow \text{si } T \leq 0.7 \text{ s.} \\ F_t = 0.07 T \Rightarrow \text{si } T > 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} F_x^i = \frac{(V_x - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \\ F_y^i = \frac{(V_y - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \end{cases}$$

Où : F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids du niveau i, j .

3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction)

selon les formules :

$$M_x^i = F_x^i e_y^i, \quad M_y^i = F_y^i e_x^i$$

Où : $e_x^i = 5\%.L_x$, $e_y^i = 5\%.L_y$

L_x, L_y : étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique (elle est mesurée au niveau du plancher i).

4- Les moments M_x^i et M_y^i sont appliqués (séparément et de manière statique) au niveau du centre de masse (nœud maître) de chaque plancher i (ce qui provoquera la rotation pure du plancher).

5- Les déplacements (statique) inter- étage correspondant à l'effet de M_x^i et M_y^i (on prendra le cas le plus défavorable des deux) soient Δ_M , seront rajoutés à ceux déduit de l'étude sismique soient Δ_S .

6- Les déplacements résultants : $\Delta = \Delta_M + \Delta_S$ seront comparés aux déplacements limites imposés par le **RPA99 2003**.

V.6.1. Calcul des moments de torsion additionnels :

Dans notre cas F_T^x et F_T^y sont égales à "0" car : T_x et $T_y > 0,7$ s

- $T_x = 0.75s$, $T_y = 1.07s$

- $V_x = 10849.6 \text{ KN}$, $V_y = 8589.27 \text{ KN}$

- $F_t = 0.07 T V$ $F_T^x = 569.604 \text{ KN}$ $F_T^y = 450.94 \text{ KN}$

Diaphragme	h_i (m)	W_i (t)	F_x^i (kN)	F_y^i (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x^i (KN.m)	M_y^i (KN.m)
1	3.06	1298.29	908,41	719,16	1.72	0.85	1562.47	611.19
2	6.12	1125.72	788,52	616,33	1.72	0.85	1060.09	523.88
3	9.18	1125.72	788,52	616,33	1.72	0.85	1060.09	523.88
4	12.24	1076.83	742,27	587,63	1.72	0.85	1276.70	499.49
5	15.3	1076.83	742,27	587,63	1.72	0.85	1276.70	499.49
6	18.36	1076.83	742,27	587,63	1.72	0.85	1276.70	499.49
7	21.42	1036.64	712,65	564,18	1.72	0.85	1225.76	479.55
8	24.48	1036.64	712,65	564,18	1.72	0.85	1225.76	479.55
9	27.54	1036.64	712,65	564,18	1.72	0.85	1225.76	479.55
10	30.6	999.67	685,54	542,70	1.72	0.85	1179.13	460.85
11	33.66	999.67	685,54	542,70	1.72	0.85	1179.13	460.85
12	36.72	999.67	685,54	542,70	1.72	0.85	1179.13	460.85
13	39.78	965.62	660,69	523,04	1.72	0.85	1136.39	440.58
14	42.84	965.62	660,69	523,04	1.72	0.85	1136.39	440.58
15	45.9	1075.13	741,01	586,90	1.72	0.85	1274.54	498.87

Tableau V-7 : Résultat des forces sismique et des moments dus à la torsion accidentelle.

- **Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{Xi} \times X_i)}{\sum I_{Xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{Yi} \times Y_i)}{\sum I_{Yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{Xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{Yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$I_{Xi} = \frac{b \times a^3}{12} \quad ; \quad I_{Yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

Pour les poteaux carrés :

$$I_{Xi} = I_{Yi} = \frac{b^4}{12}$$

$$\Rightarrow I_{Xi} = \frac{b \times L^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_{Yi} = \frac{L \times b^3}{12}$$

- Si $\alpha = 0 \Rightarrow$ On prend les formules précédentes.

- Si $\alpha \neq 0 \Rightarrow I_{Yi} = I_Y \times (\sin \alpha)^2 + I_X \times (\cos \alpha)^2$

Avec : $\{\alpha$: L'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Et :

- $R_X = 0.009$ rad.

- $R_Y = 0.005$ rad.

- $R_Z = 0.003$ rad.

R_X, R_Y et R_Z : L'angle de torsion suivant les trois directions.

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant :

Diaphragme	Position du centre de torsion		Position du centre de masse	
	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)
1	17.2	10.79	17.2	8.81
2	17.2	10.80	17.2	8.79
3	17.2	10.80	17.2	8.79
4	17.2	10.82	17.2	8.82
5	17.2	10.82	17.2	8.82
6	17.2	10.82	17.2	8.85
7	17.2	10.83	17.2	8.85
8	17.2	10.83	17.2	8.85
9	17.2	10.83	17.2	8.88
10	17.2	10.84	17.2	8.88
11	17.2	10.84	17.2	8.88
12	17.2	10.84	17.2	8.91
13	17.2	10.84	17.2	8.91
14	17.2	10.84	17.2	8.91
15	17.2	10.84	17.2	8.88

Tableau V-8 : Position du Centre de torsion et centre de masse.

➤ **Centre de masse :**

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Les résultats du centre de masse donné par le robot "des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Evaluation des excentricités :**

Selon les **RPA**, on doit calculer deux types d'excentricités :

- ✓ L'excentricité théorique.
- ✓ L'excentricité accidentelle.

1- Excentricités théoriques :

$$e_{xt} = X_m - X_t$$

$$e_{yt} = Y_m - Y_t$$

Avec : $\begin{cases} X_t \text{ et } Y_t : \text{Les coordonnées du centre de torsion.} \\ X_m \text{ et } Y_m ; \text{Les coordonnées du centre de masse.} \end{cases}$

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	e_{xt} (m)	e_{yt} (m)
1 ^{er}	0.00	1.98
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	0.00	2.01
4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	0.00	2.00
7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{eme}	0.00	1.98
10 ^{eme} et 11 ^{eme} et 12 ^{eme}	0.00	1.96
13 ^{eme} et 14 ^{eme}	0.00	1.93
15 ^{eme}	0.00	1.96

Tableau V-9 : Les excentricités théoriques des planchers.

2- Excentricités accidentelles (RPA 99 ARTICLE 4.3.7) :

$$e_{xa} = \max(5\% \times L_{x\max} ; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\% \times L_{y\max} ; e_{yt})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_x = 34.4 \text{ m.} \\ L_y = 16.95 \text{ m.} \end{cases}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	e_{xa} (m)	e_{ya} (m)
1	1.72	1.98
2 3	1.72	2.01
4 5 6	1.72	2.00
7 8 9	1.72	1.98
10 11 12	1.72	1.96
13 14	1.72	1.93
15	1.72	1.96

Tableau V-10 : Les excentricités accidentelles.

➤ **Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

- **Méthode de calcul :**

$$\sum(W_K \cdot b_i) \geq F_K \cdot h_K$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} W_K : \text{Le poids calculé à chaque niveau (k)} = W_{K(G)} + 0.2W_{K(Q)}. \\ W_{K(G)} : \text{Poids dû aux charges permanentes.} \\ W_{K(Q)} : \text{Poids dû aux charges d'exploitation.} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} b_i : \text{Centre de gravité de la structure} + 1\text{m.} \\ F_K : \text{La somme des forces sismiques à chaque étage k.} \\ h_K : \text{La hauteur de l'étage k.} \end{cases}$$

✓ SENS X-X :

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(t)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$
1	90.841	3.06	277,97	1298.29	18.2	23628,88
2	78.852	6.12	482,57	1125.72	18.2	20488,10
3	78.852	9.18	723,86	1125.72	18.2	20488,10
4	74.227	12.24	908,54	1076.83	18.2	19598,31
5	74.227	15.3	1135,67	1076.83	18.2	19598,31
6	74.227	18.36	1362,81	1076.83	18.2	19598,31
7	71.265	21.42	1526,50	1036.64	18.2	18866,85
8	71.265	24.48	1744,57	1036.64	18.2	18866,85
9	71.265	27.54	1962,63	1036.64	18.2	18866,85
10	68.554	30.6	2097,75	999.67	18.2	18193,99
11	68.554	33.66	2307,53	999.67	18.2	18193,99
12	68.554	36.72	2517,30	999.67	18.2	18193,99
13	66.069	39.78	2628,22	965.62	18.2	17574,28
14	66.069	42.84	2830,40	965.62	18.2	17574,28
15	74.101	45.9	3401,24	1075.13	18.2	19567,37
$\Sigma = 25907.56$				$\Sigma = 289298.5$		

Tableau V-11 : Vérification au renversement dans le sens X-X.

⇒ Donc la condition au renversement suivant X-X est vérifiée.

✓ SENS Y-Y :

Niveau	$F_k(t)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$	$W_k(t)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$
1	71,916	3.06	220.063	1298,29	9.81	12736,2249
2	61,633	6.12	377,194	1125,72	9,79	11020,7988
3	61,633	9.18	565,7909	1125,72	9,79	11020,7988
4	58,763	12.24	719,2591	1076,83	9,82	10574,4706
5	58,763	15.3	899,07 9	1076,83	9,82	10574,4706
6	58,763	18.36	1078,889	1076,83	9,85	10606,7755
7	56,418	21.42	1208,474	1036,64	9,85	10210,904
8	56,418	24.48	1381,113	1036,64	9,85	10210,904
9	56,418	27.54	1553,752	1036,64	9,88	10242,0032
10	54,270	30.6	1660,662	999,67	9,88	9876,7396
11	54,270	33.66	1826,728	999,67	9,88	9876,7396
12	54,270	36.72	1992,794	999,67	9,91	9906,7297
13	52,304	39.78	2080,653	965,62	9,91	9569,294
14	52,304	42.84	2240,703	965,62	9,88	9540,326
15	58,690	45.9	2693,871	1075,13	9,88	10622,28
$\Sigma = 20499.02$				$\Sigma = 156589.5$		

Tableau V-12 : Vérification au renversement dans le sens Y-Y.

⇒ Donc la condition au renversement suivant Y-Y est vérifiée.

V.7. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k} \leq 0.10$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_K : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau } k . \\ V_K : \text{Effort tranchant d'étage au niveau } k \quad V_K = \sum_{i=k}^n F_t + F_i . \\ \Delta_K : \text{Déplacement relatif du niveau } k \text{ par rapport au niveau } k - 1 . \end{array} \right.$$

Et : h_k : Hauteur de l'étage « k »

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ **SENS X-X :**

Etage	W	P_K	Delta X	V_K X	V_K (KN)	h	ϕ_X	Vérification
14	1075,13	1075,13	0,005	1223,79	122,379	3,06	0,014354982	CV
13	965,92	2041,05	0,006	2230,37	223,037	3,06	0,017943475	CV
12	965,92	3006,97	0,006	3052,81	305,281	3,06	0,019313418	CV
11	999,67	4006,64	0,006	3739,17	373,917	3,06	0,02101043	CV
10	999,67	5006,31	0,006	4330,5	433,05	3,06	0,022667808	CV
9	999,67	6005,98	0,006	4852,14	485,214	3,06	0,024270593	CV
8	1036,64	7042,62	0,006	5333,6	533,36	3,06	0,025890691	CV
7	1036,64	8079,26	0,006	5781,34	578,134	3,06	0,027401409	CV
6	1036,64	9115,9	0,006	6191,04	619,104	3,06	0,028871262	CV
5	1076,83	10192,73	0,006	6576,86	657,686	3,06	0,030387974	CV
4	1076,83	11269,56	0,005	6940,92	694,092	3,06	0,026530076	CV

3	1076,83	12346,39	0,005	7264,53	726,453	3,06	0,027777033	CV
2	1125,72	13472,11	0,004	7528,47	752,847	3,06	0,023392006	CV
1	1125,72	14597,83	0,003	7699,87	769,987	3,06	0,018586805	CV
RDC	1298,29	15896,12	0,002	7775,31	777,531	3,06	0,013362324	CV

Tableau V-13 : Calcul de ϕ_x .

✓ SENS Y-Y :

Etage	W	P_K	Delta X	$V_K(KN)$	$V_Y(t)$	h	ϕ_y	Vérification
14	1075,13	1075,13	0,006	1425,08	142,508	3,06	0,01479284	CV
13	965,92	2041,05	0,006	2574,81	257,481	3,06	0,015543123	CV
12	965,92	3006,97	0,006	3522,45	352,245	3,06	0,016738405	CV
11	999,67	4006,64	0,006	4321,51	432,151	3,06	0,018179194	CV
10	999,67	5006,31	0,006	5012,09	501,209	3,06	0,019585231	CV
9	999,67	6005,98	0,006	5617,03	561,703	3,06	0,020965584	CV
8	1036,64	7042,62	0,006	6169,16	616,916	3,06	0,022384018	CV
7	1036,64	8079,26	0,006	6678,86	667,886	3,06	0,023719147	CV
6	1036,64	9115,9	0,005	7143,84	714,384	3,06	0,02085049	CV
5	1076,83	10192,73	0,005	7578,21	757,821	3,06	0,021977205	CV
4	1076,83	11269,56	0,005	7980,13	798,013	3,06	0,023075205	CV
3	1076,83	12346,39	0,004	8328,54	832,854	3,06	0,024222541	CV
2	1125,72	13472,11	0,003	8607,86	860,786	3,06	0,015344059	CV
1	1125,72	14597,83	0,002	8790,97	879,097	3,06	0,010853257	CV
RDC	1298,29	15896,12	0,001	8878,75	887,875	3,06	0,005850835	CV

Tableau V-14 : Calcul de ϕ_y .

V.8. Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- ◆ Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- ◆ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base = $0,8.V_{MSE}$, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ◆ Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- ◆ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ◆ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- ◆ Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Chapitre VI

Etude thermique

VI.1. Introduction :

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les 30 m dans les wilayas côtières, il y'a lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation (**CBA93 Art B5.1**).

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 15°C dans les poutres extérieures exposées. Ces dernières seront ferraillées à l'ELU et vérifiées l'ELS.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à 30 m ($L_x = 34.4$ m) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.2. Effet de la température :

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers.

Une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

VI.3. Coefficient de dilatation :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12.10^{-6}$, il dépend de :

- ✓ La nature des agrégats.
- ✓ Rapport d'eau-ciment E/C.
- ✓ L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ces coefficients sont voisins de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

VI.4. Coefficient thermique :

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plans : $L_x = 34.4$ m et $L_y = 16.95$ m.

Un calcul à la température a été conduit sur la base, $\Delta t = 15^\circ \text{C}$, $\alpha = 7.10^{-6}$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où nous tiendrons compte que de la dilatation horizontale.

VI.5. Contrainte thermique :

La dilatation ou le raccourcissement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), dus aux variations de la température fait apparaître des contraintes dans ces éléments.

Si on considère une poutre bi encastree, soumise à une augmentation de température de t_0 à t ; les réactions d'encastrement empêchent toute dilatation thermique, des contraintes de traction ou de compression, apparaissent dans la poutre et leurs valeurs s'obtiennent par la condition d'invariance de la longueur.

Sous l'effet de variation de la température, l'allongement ou le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha \times L_0 \times \Delta t$$

Sachant que :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

⇒ Donc :

$$\varepsilon = \alpha \times \Delta t$$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOK qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

D'où : $\sigma = E \times \alpha \times \Delta t$

Avec :

- ΔL : Variation de la longueur de l'élément.
- Δt : Variation de la température.
- α : Coefficient de dilatation thermique.
- L_0 : Longueur de la poutre.
- E : Module de YOUNG.
- σ : Contrainte thermique.

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ , sachant que les déplacements (allongement, rétrécissement) seront axiaux, la contrainte sera aussi axiale.

VI.6. Convention de signe :

La contrainte thermique produite par une variation de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta t > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, Traction.

$\Delta t < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Rétrécissement, Compression.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de la température est :

$$1,35G + 1,5Q + 0,80T$$

VI.7. Résultat de calcul :

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres ont été effectuées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous pour la poutre de chaînage la plus sollicitée :

Niveau	Section	Travée Appui	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A (cm ²)
Terrasse (p_s)	35 × 35	Travée	90,37	8,97	6T12	6
		Appui	102.89	10,47	6T20	17,88
étage courant (p_s)	35 × 35	Travée	119.52	12,57	3T16 3T20	15,45
		Appui	119.37	12,55	3T16 3T20	15,45
RDC+s-sol p_s	35 × 35	Travée	75.54	7,31	3T14 3T12	8,01
		Appui	79.48	7,74	3T14 3T12	8,01

Tableau VI-1 : Ferrailage des poutres.

Chapitre VII

Ferraillage des éléments structuraux

VII.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2014**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferraillage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

↳ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

↳ Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

↳ Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- ✓ Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

- ✓ Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procéder aux vérifications suivant :
 - Condition de non fragilité.
 - Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
 - Vérification a l'état limite de service.

- Vérification de la flexion.

✚ Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise à :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de ceux déjà cités :

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.

VII.2. Etude des portiques :

➤ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- ✚ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ✚ Action variable notée Q.
- ✚ Action accidentelle notée E.

➤ Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

➤ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

❖ **Combinaisons fondamentales :** $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91}).$

❖ **Combinaisons accidentelles :**

D'après le **RPA99** (**Art5.2**) on a les cas suivants :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots(1).$
- ✓ $0.8G \pm E \dots\dots (2).$
- ✓ $G + Q + 1.2\dots\dots (3).$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérées.} \\ E : \text{action du séisme représentée par ses composantes horizontales.} \end{array} \right.$

VII.2.1. Etude des poteaux :

On a 5 types des poteaux à étudier :

- **Type 1**.....(70 × 70) cm².
- **Type 2**.....(65 × 65) cm².
- **Type 3**.....(60 × 60) cm².
- **Type 4**.....(55 × 55) cm².
- **Type 5**.....(50 × 50) cm².

➤ **Armatures longitudinales proposée par le RPA :**

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99** est :

$$A_{min} = 0,7 \% \text{ de la section totale : en zone I.}$$

- Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99** est :

$$\begin{cases} A_{max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm.}$
- La longueur de recouvrement est : $40\emptyset.$
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm.}$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99**) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : $\begin{cases} V_u : \text{l'effort tranchant de calcul.} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.} \end{cases}$

$$\text{Et : } \rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau = $\left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$.
- t : L'espace des armatures transversales :
- ↪ Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$
- ↪ Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l) \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$
- La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3 \%. \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8 \%. \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limite précédents.} \end{cases}$$

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

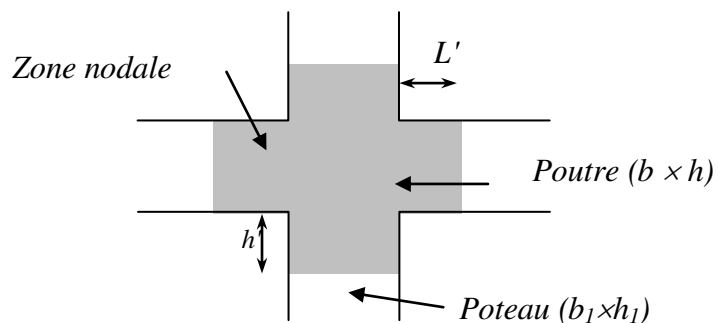


Figure VII-1: Schéma du zone nodale.

		Poteau	Poteau	Poteau	Poteau	Poteau
		(70 × 70)	(65 × 65)	(60 × 60)	(55 × 55)	(50 × 50)
ELU	N_{max}	2679,1	2048,5	1490,86	975,08	495,76
	M_{22}^{corr}	10,32	8,41	-8,65	-9,37	-10,74
	M_{33}^{corr}	12,7	6,56	2,24	-0,4	-1,25
	T_{max}	23,22	-18,77	-24,19	-29,26	-32,03
ELS	N_{max}	1941,1	1483,7	1079,71	706,14	359,24
	M_{22}^{corr}	7,42	6,01	-6,18	-6,7	6,77
	M_{33}^{corr}	9,56	5	1,92	-0,56	-0,58
	T_{max}	16,98	-13,64	17,38	-21,03	-23,03
G + P ± E 0,8G ± E G + P + 1.2E	M_{22}^{max}	154,86	101,12	-112,4	113,41	100,93
	N_{corr}	4015,42	1164,94	1056,92	542,47	239,2
	M_{33}^{max}	128,81	-63,11	-71,3	-75,02	-70,32
	N_{corr}	4015,42	1513,68	1080,44	605,97	300,93
	T_{max}	118,78	71,52	73,14	71,67	63,06

Tableau VII-1 : Les sollicitations pour les différents poteaux.

➤ Exemple de calcul (Poteau RDC 70 × 70 cm²) :

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3, car il existe deux moments M_{22} et M_{33} , on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

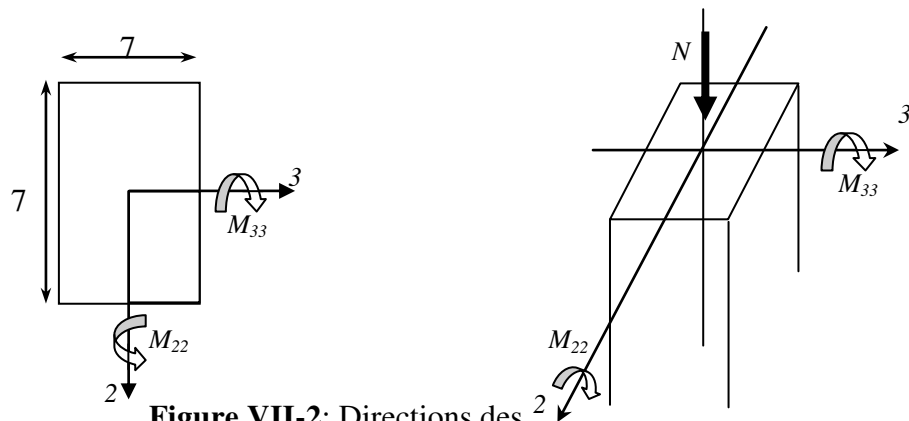


Figure VII-2: Directions des moments et effort normal

➤ Exemple de calcul :

✓ ELU :

$$N_{max} = 2679.1 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corr} = 12.7 \text{ KN.m}$$

✚ L'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12.7}{2679.1} = 0.0047 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{306}{250} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m} \right. \right.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{12.7}{1.5 \times 9.56} \right) = 1.14$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 1.14 \times 2) = 0.0084 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.0047 + 0.02 + 0.0084 = 0.0331 \text{ m}$$

✚ L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$\Rightarrow N_{b_{max}} = b.h.f_{bc} = 700 \times 700 \times 11.33 = 5551700 \text{ N}$$

✚ Coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{max}}} = \frac{2679.1 \times 10^3}{5551700} = 0.48 < 0.81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{N_C}.$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4.(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{2.8}{19.2} = 0.1458 \quad ; \quad \varepsilon : \text{L'excentricité critique relative.}$$

$$\Rightarrow e_{N_C} = \varepsilon \times h = 0.1458 \times 0.7 = 0.1 \text{ m}$$

$$e_{N_C} = 0.1 \text{ m} > e_t = 0.0331 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$A'_s = 4 \times \text{Périmètre de la section.}$$

$$\Rightarrow A'_s = 4 \times (0.7 \times 0.7) = 11.2$$

$$A_s = 0$$

✓ ELS :

$$N_{ser} = 1941.1 \text{ KN} ; \quad M_{ser} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9.56}{1941.1} = 0.0049 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.117 \text{ m} ; \quad \frac{h}{4} = \frac{0.7}{4} = 0.175 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.0049 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

– On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b.h + 15.(A_s + A'_s)$$

$$S = (70 \times 70) + 15.(11.2) = 5068 \text{ cm}^2.$$

– La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$A'_s = 0$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b.h + 15(A_s + A'_s)} = 15 \frac{11.2 \left(\frac{70}{2} - 7 \right)}{5068} = 0.93 \text{ cm}$$

↪ L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15 [A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2]$$

$$I = \frac{70^4}{12} + 70^2 \times 0.93^2 + 15 [11.2 \left(\frac{70}{2} - 7 - 0.93 \right)^2] = 2128179.21 \text{ cm}^4$$

– Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s.(e_s - X_G).(\frac{h}{2} - X_G)}{I} = \frac{1941.1 \times 10^3}{5068 \times 10^2} + \frac{1941.1 \times 10^3.(4.9 - 9.3).(350 - 9.3)}{2128179.21 \times 10^4}$$

$$\sigma_{sup} = 3.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s.(e_s - X_G).(\frac{h}{2} - X_G)}{I} = \frac{1941.1 \times 10^3}{5068 \times 10^2} - \frac{1941.1 \times 10^3.(4.9 - 9.3).(350 - 9.3)}{2128179.21 \times 10^4}$$

$$\sigma_{inf} = 3.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 3.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

⇒ Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

✓ **Combinaisons accidentelles :**

$$M_{22}^{max} = 154.86 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 4015.42 \text{ KN.}$$

$$e_1 = \frac{M_{22}^{max}}{N_{corr}} = \frac{154.86}{4015.42} = 0.0386 ; e_a = 0.02 \text{ m} ; e_2 = 0.0084$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.0386 + 0.02 + 0.0084 = 0.067 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Psi_1 = \frac{N_{corr}}{N_{bmax}} = \frac{4015.42 \times 10^3}{5551700} = 0.72$$

$$\Psi_1 = 0.72 \leq 0.81 \text{ et } \Psi_1 > \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = \frac{(3\Psi_1 - 1) \cdot (1 - \Psi_1)}{4 \cdot \Psi_1} = \frac{3.27}{21.1} = 0.113$$

$$\Rightarrow e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.113 \times 0.7 = 0.0791 \text{ m}$$

$e_{Nc} = 0.0791 \text{ m} > e_t = 0.067 \text{ m} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (ELU non atteint).

$$A'_s = 4 \times \text{Périmètre de la section.}$$

$$\Rightarrow A'_s = 4 \times (0.7 \times 0.7) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0$$

– On prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$\Rightarrow A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq \text{Max} \{ 4.9 ; 4.56 \} = 4.9 \text{ cm}^2$$

$$M_{33}^{max} = 128.81 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 4015.42 \text{ KN}$$

$$e_1 = 0.04 \text{ m} ; e_a = 0.02 \text{ m} ; e_2 = 0.00527$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.0527 + 0.02 + 0.0084 = 0.0811 \text{ m}$$

$$N_{bmax} = 5551700 \text{ N} \Rightarrow \Psi_1 = 0.319 \leq 0.81 \text{ et } \Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = 0.155$$

$\Rightarrow e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.155 \times 0.7 = 0.1085 \text{ m} > e_t = 0.0811 \text{ m} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (ELU non atteint).

$$A'_s = 4 \times \text{Périmètre de la section.}$$

$$\Rightarrow A'_s = 4 \times (0.7 \times 0.7) = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 0.7\% \times b \cdot h = 0.007 \times 70^2 = 34.3 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = \max(A_{su} ; A_{sacc} ; A_{RPA}) = 34.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

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

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{118780}{70 \times 63 \times 100} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{4 \text{ MPa}} = \min \left\{ \frac{3 \text{ MPa}}{5 \text{ MPa}} = 3 \text{ MPa} \right. \quad (\text{BAEL 91 p 192}).$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

– **Selon le RPA 99 :**

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow t \leq \min(10 \times 12 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.14}{0.7} = 3.06 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 118780 \times 15}{70 \times 235 \times 100} = 4.06$$

$$A_{min} = 0.785\% = 0.785\% \times 34.3 = 0.27 \text{ cm}^2$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow t' \leq 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 118780 \times 18}{70 \times 235 \times 100} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (70 × 70) cm². Le reste des calculs est présenté dans les tableaux VII.2 et VII.3 qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés **BAEL 91** et le **RPA 99**.

Poteau (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Section (cm ²)	(cm ²) A_{trans}	Section (cm ²)	S_t (cm ²)	S_t' (cm ²)
70 × 70	11.2	34.3	12T20	37.7	6Ø8	3.02	10	15
65 × 65	10.4	29.57	10T20	31.4	5Ø8	2.51	10	15
60 × 60	9.6	25.2	6T20 4T16	26.87	4Ø8	2.01	10	15
55 × 55	8.8	21.17	10T16 2T14	23.17	4Ø8	2.01	10	15
50 × 50	8	17.5	12T14	18.46	4Ø8	2.01	10	15

Tableau VII-2 : Récapitulation de calcul des armatures longitudinales.

Niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC au 2^{ème}	70 × 70	2,14	3.06	3.75	<i>N</i>	12	4.06	7T10	5.49
					<i>C</i>	18	4.87	7T10	5.49
3^{ème} au 5^{ème}	65 × 65	2,14	3.29	3.75	<i>N</i>	12	2.63	8T8	4.02
					<i>C</i>	18	3.16	8T8	4.02
6^{ème} au 8^{ème}	60 × 60	2,14	3.57	3.75	<i>N</i>	12	2.92	8T8	4.02
					<i>C</i>	18	3.50	8T8	4.02
9^{ème} au 11^{ème}	55 × 55	2,14	3.89	3.75	<i>N</i>	12	3.12	8T8	4.02
					<i>C</i>	18	3.74	8T8	4.02
12^{ème} au 14^{ème}	50 × 50	2.14	4.28	3.75	<i>N</i>	12	3.02	8T8	4.02
					<i>C</i>	18	3.62	8T8	4.02

Tableau VII-3 : Récapitulation de calcul des armatures transversales.

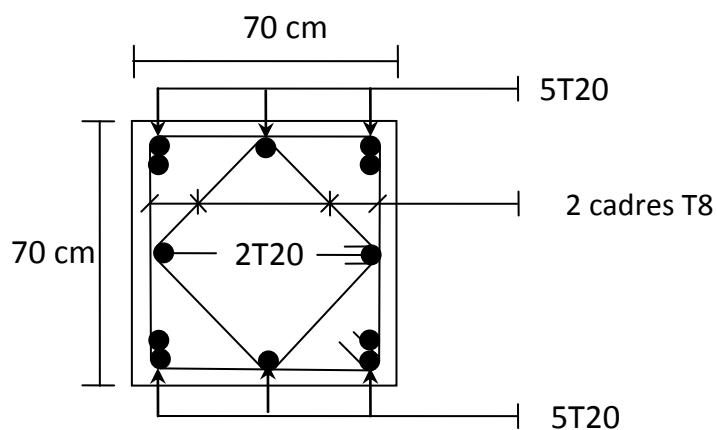


Figure VII-3 : Ferrailage du poteau.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le **R.P.A 99**:

$$L_r = 40\varnothing \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

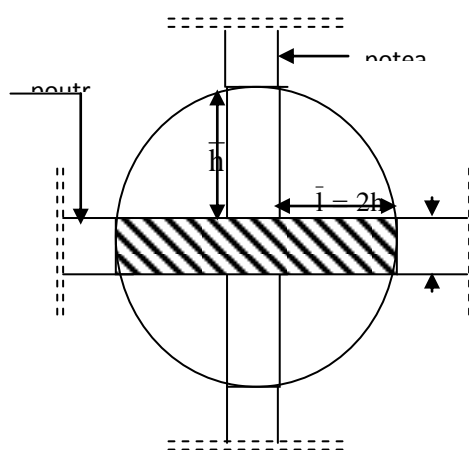


Figure VII-4 : Schéma de la zone nodale.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \\ L' = 2h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{266}{6}, 70, 70, 60 \text{ cm}\right) = 70 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times 70 = 140 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

VII.2.2. Etude des poutres :

On a deux types de poutres à étudier :

- ✓ **Poutre principale :** $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ✓ **Poutre secondaire :** $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- **La section d'armatures imposées par le RPA99 (7.5.2) :**

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- **La longueur minimale de recouvrement est de :**
 - $40\emptyset$ en zone I et II.
 - $50\emptyset$ en zone III.
- **Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003.S.b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} b : \text{La largeur de la section.} \\ S : \text{L'espacement des armatures transversales.} \end{array} \right.$$

D'après RPA 99 :

$$\rightarrow S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right) \Rightarrow \text{Dans la zone nodale.}$$

Avec : $\{\emptyset_l$: le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.

$$\rightarrow S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : $\{h$: La hauteur de la section.

➤ Evaluation des moments pour les différents types des poutres :

	Niveau	Moment en travée (KN.m)			Moment en appuis (KN.m)			T_{max} (KN)
		M_t^u	M_t^s	M_t^{acc}	M_a^u	M_a^s	M_a^{acc}	
PP	Terrasse	66.54	48.32	148.16	83.35	60.4	154.86	100.19
	E. Courant N(9.18m)	51.61	37.23	92.74	58.61	42.33	99.21	65.48
	RDC + S - sol	39.53	28.72	39.53	44.37	32.27	47.26	40.83
PS	Terrasse	27.73	19.95	90.37	41.6	30.05	102.89	110.17
	E. Courant	22.16	15.99	119.52	28.9	20.74	119.37	223.61
	RDC + S - sol	23.99	17.41	75.54	35.03	25.25	79.48	163.06

Tableau VII-3 : Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.

➤ Exemple de calcul (Poutres principales Terrasse : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$:

- Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2. \\ A_{min} = 4\% \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante.} \\ A_{min} = 6\% \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

a) En travée :

✓ A l'ELU :

$$M_t = 66540 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{66540 \times 1000}{11.33 \times 36^2 \times 35} = 0.129$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 11.33 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 = 0.186 \Rightarrow A' \nexists$$

$$\alpha = 0.173 \text{ et } \beta = 0.91$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66540}{0.93 \times 36 \times 348} = 5.71 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{1.8}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T12} + 3\text{T12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 48320 \text{ N.m}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^- \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right.$

- Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{66540}{48320} = 1.38$$

$$\alpha = 0.173 < 0.39 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

b) En appui :

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_a = 83350 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{83350}{11.33 \times 36^2 \times 35} = 0.162$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 11.33 \text{ MPA}$$

$$\mu < \mu_t = 0.186 \Rightarrow \text{A' } \nexists$$

$$\alpha = 0.222 \text{ et } \beta = 0.91$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{83350}{0.91 \times 36 \times 348} = 7.31 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{1.8}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 17.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T12} + 3\text{T14} = 8.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 6040 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$

Section rectangulaire

- Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{83350}{60400} = 1.37$$

$$\alpha = 0.222 < 0.39 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :**

L'orsque les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{100190}{350 \times 360} = 0.795 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ 2.66 \text{ MPa} \right. \right. = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 p 192})$$

$$\tau_u = 0.795 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Donc les armatures transversales sont $\perp$ à la ligne moyenne.

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{Lmin} \right) \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

Avec : $\begin{cases} h: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b: \text{Largeur.} \end{cases}$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}, \frac{350}{10}, 12 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (11.43, 35; 12) = 11.43 \text{ mm}$$

⇒ On prend : $\emptyset_t = 8$ mm avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix des barres :** $4\emptyset 8 = A_t = 2 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

- $K = 1$: en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})} = 13.83 \text{ cm}$$

$$s_{t2} = \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} = 32.4 \text{ cm} \Rightarrow s_{t2} = 32.4 \text{ cm}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t3}} \geq \rho_{t_{\max}} = \frac{1}{f_e} \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right) = \frac{1}{f_e} 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 35} = 33.57 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} = 33.57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s_t = \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 13.83 \text{ cm}$$

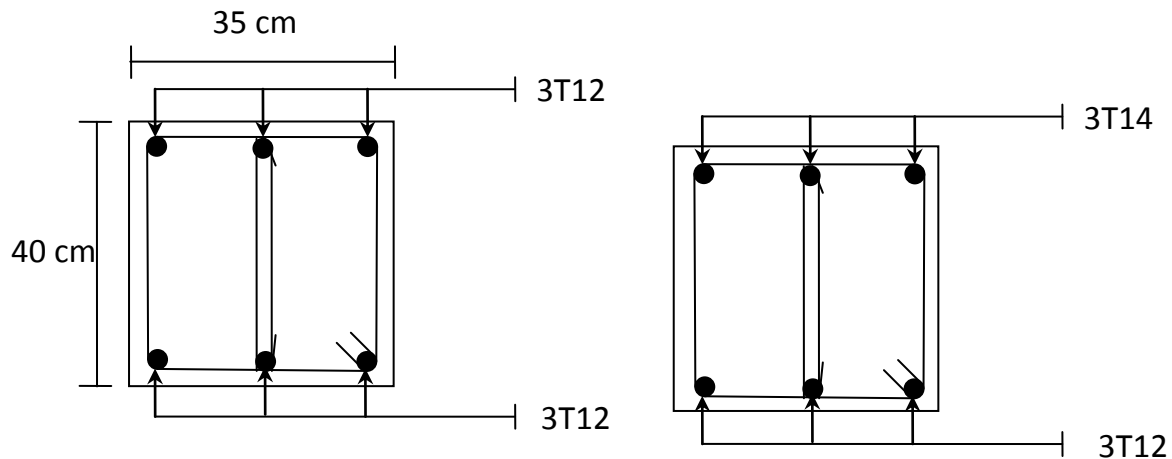


Figure VII-5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

➤ **D'après RPA 99 :**

$$\rightarrow \text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} S \leq \left(\frac{40}{4}; 14.4\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40 \text{ cm.} \\ S \leq \left(\frac{35}{4}; 14.4\right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Dans la zone courant : } \begin{cases} S \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40 \text{ cm.} \\ S \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow S = 17.5 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales imposée par RPA99 :

$$A_t = 0,003.S.b = 0,003 \times 17.5 \times 35 = 1,84\text{cm}^2.$$

➤ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{rec} = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \phi = 1,2 \text{ cm.}$$

Niveau	Section	Travée	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA}	A_{min}	Choix	A (cm ²)
		Appui						
Terrasse (pp)	35 x 40	Travée	148.16	13,31	7	1,3	3T16 3T20	15,45
		Appui	154.86	14,06			3T16 3T20	15,45
étage courant (pp)	35 x 40	Travée	92,74	7,72	7	1,3	3T14 3T16	10.65
		Appui	99,21	8,33			3T14 3T16	10,65
RDC+s-sol (pp)	35 x 40	Travée	39,53	3,11	7	1,3	3T14 3T12	8,01
		Appui	47,26	3,74			3T14 3T12	8,01
Terrasse (ps)	35 x 35	Travée	90,37	8,97	6,13	1,14	3T12 3T12	6
		Appui	102.89	10,47			3T20 3T20	17,88
étage courant (ps)	35 x 35	Travée	119.52	12,57	6,13	1,14	3T16 3T20	15,45
		Appui	119.37	12,55			3T16 3T20	15,45
RDC+s-sol (ps)	35 x 35	Travée	75.54	7,31	6,13	1,14	3T14 3T12	8,01
		Appui	79.48	7,74			3T14 3T12	8,01

Tableau VII-4 : Récapitulatif des ferrailages des poutres.

VII.3. Etude des voiles de contreventement :

VII.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

VII.3.2. Combinaison d'action :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots(1).$
- ✓ $0.8G \pm E \dots\dots(2).$
- ✓ $G + Q + 1.2\dots\dots(3).$

VII.3.3. Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

- 1) Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2) Détermination de la nature de la section en flexion composée selon 3 cas :

- ↳ Soit section entièrement tendue.
- ↳ Soit section entièrement comprimée.
- ↳ Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que :
$$\begin{cases} N > 0 \text{ effort de compression.} \\ N < 0 \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

- 3) Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ **Ferraillage minimum:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

→ Globalement dans la section du voile : $A_{\min} = 0,15\%.h.b$

→ En zone courante : $A_{\min} = 0,10\%.h.b$

On devra disposer le ferraillage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontales du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)
- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile (voir figure VII.4) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

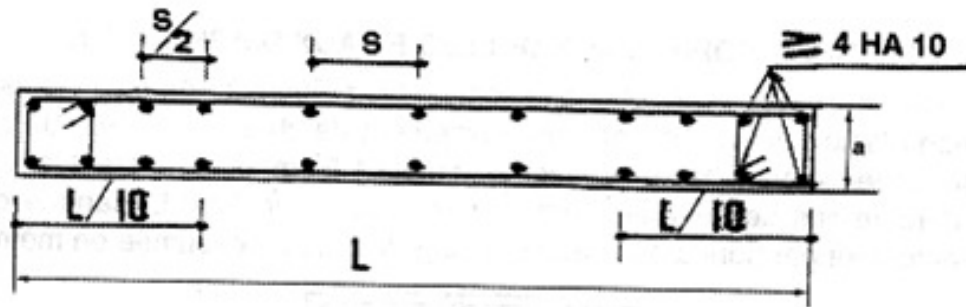


Figure VII-6 : Disposition des armatures verticales des voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

• Remarque :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5b$.
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

Avec : $\{b$: L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VII.3.4. Calcul du Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

➤ **Les sollicitations (M, N,T) :**

On calcule une bande de largeur 1m et de 20 cm d'épaisseur.

✓ **Verticalement :** $\begin{cases} N_{max} = -642.55 \text{ KN} \\ M_{max} = 149.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

- T = - 466.39 KN

✓ **Horizontalement :** $\begin{cases} N_{max} = -2127.98 \text{ KN} \\ M_{max} = 160.36 \text{ KN.m} \end{cases}$

- T = - 203.77 KN

➤ **Exemple de calcul :**

a. **Ferrailage vertical :** $\begin{cases} N_{max} = -642.55 \text{ KN} \\ M_{max} = 149.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

☞ **Calcul de l'excentricité :**

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{149.11}{642.55} = 0.23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{h_e}{250} = \max \{ 2 \text{ cm}, 1.22 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m} \right\}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.2} (2 + 0.91 \times 2) = 0.026 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{48.61}{1.5 \times 35.78} \right) = 0.91$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_2 + e_a = 0.23 + 0.026 + 0.02 = 0.276 \text{ m}$$

☞ **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

$$N_{b_{max}} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 1000 \times 200 \times 11.33 = 2266000 \text{ N}$$

☞ **Coefficient de remplissage Ψ_1 :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{max}}} = \frac{642.55 \times 10^3}{2266000} = 0.28 < 0.81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{Nc}.$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{3.37}{21.49} = 0.157$$

$$e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0.157 \times 0.2 = 0.0314 \text{ m}$$

$$e_{Nc} = 0.0314 \text{ m} < e_t = 0.276 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif :

$$M_{u_{fic}} = N_u \cdot (e_t + d - \frac{h}{2}) = 642.55 \times (0.276 + 0.18 - \frac{0.2}{2}) = 228.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_{fic}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{228.75 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 11.33} = 0.623 > \mu_l = 0.392$$

$$A_{S_{fictif}} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.7958 \times 100 \times 15 \times \frac{11.33}{348} = 38.86 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_{fictif}} = \beta'_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.2542 \times 100 \times 15 \times \frac{11.33}{348} = 12.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S_{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 38.86 - 18.46 = 20.04 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A'_{s_{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 12.41 - 18.46 = -6.05 \text{ cm}^2$$

$$A'_s < 0 \text{ en prend } A'_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Selon BAEL :

$$A'_s \geq \max \left\{ \frac{1000 \times 200}{1000}; 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{1.8}{400} \right\} \Rightarrow A'_s \geq \max \{1.55 ; 1.86\} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s ; A'_s\} = \{20.04 \text{ cm}^2 ; 1.86 \text{ cm}^2\}$$

- Selon RPA :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 1000 \times 200 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s ; A'_s\} = \{20.0 \text{ cm}^2 ; 3 \text{ cm}^2\}$$

➤ **Choix des barres :** $A = 7T14 = 10.78 \text{ cm}^2$ par nappe.

b. Ferrailage horizontal :

$$c. \begin{cases} N_{max} = -2127.98 \text{ KN} \\ M_{max} = 160.36 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

🔗 **Calcul de l'excentricité :**

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M}{N} = \frac{160.36}{-2127.98} = -0.075 \text{ m} \Rightarrow \text{On calcule la section à la flexion composée.}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}, 1.22 \} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.2} (2 + 2 \times 0.91) = 0.026 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{48.61}{1.5 \times 35.78} \right) = 0.91$$

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a = -0.075 + 0.02 + 0.026 = -0.029 \text{ cm}$$

🔗 **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

$$N_{b_{max}} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 1000 \times 200 \times 11.33 = 2266000 \text{ N}$$

🔗 **Coefficient de remplissage ψ_1 :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{max}}} = \frac{2127.98 \times 10^3}{2266000} = 0.939 > 0.81$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h} = \frac{0.029}{0.2} = 0.145$$

$$\chi = 1.32[0.4 - (0.4 - \varepsilon) \cdot \psi_1] = 1.32[0.4 - (0.4 - 0.145) \cdot 0.939] = 0.21$$

$$\chi = 0.782 < 0.19 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif :

$$M_{u_{fic}} = N_u \cdot (e_t + d - \frac{h}{2}) = 2127.98 \times (0.029 + 0.18 - \frac{0.2}{2}) = 231.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_{fic}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{231.95 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 11.33} = 0.632 > \mu_l = 0.392$$

$$A_{S_{fictif}} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.80484 \times 100 \times 18 \times \frac{11.33}{348} = 47.17 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s_{fictif}} = \beta'_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.2704 \times 100 \times 18 \times \frac{11.33}{348} = 15.85 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S_{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 47.17 - 6.11 = 41.06 \text{ m}^2$$

$$A'_s = A'_s{}_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 15.85 - 6.11 = 9.74 \text{ m}^2$$

- Selon BAEI :

$$A'_s \geq \max\left\{\frac{1000 \times 200}{1000}; 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{1.8}{400}\right\} \Rightarrow A'_s \geq \max\{1.55; 1.86\} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s; A'_s\} = \{41.06 \text{ cm}^2; 1.86 \text{ cm}^2\}$$

- Selon RPA99 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 1000 \times 200 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s; A'_s\} = \{41.06 \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2\}$$

➤ Choix des barres : $A = 11\text{T}16 = 22.12 \text{ cm}^2$ par nappe.

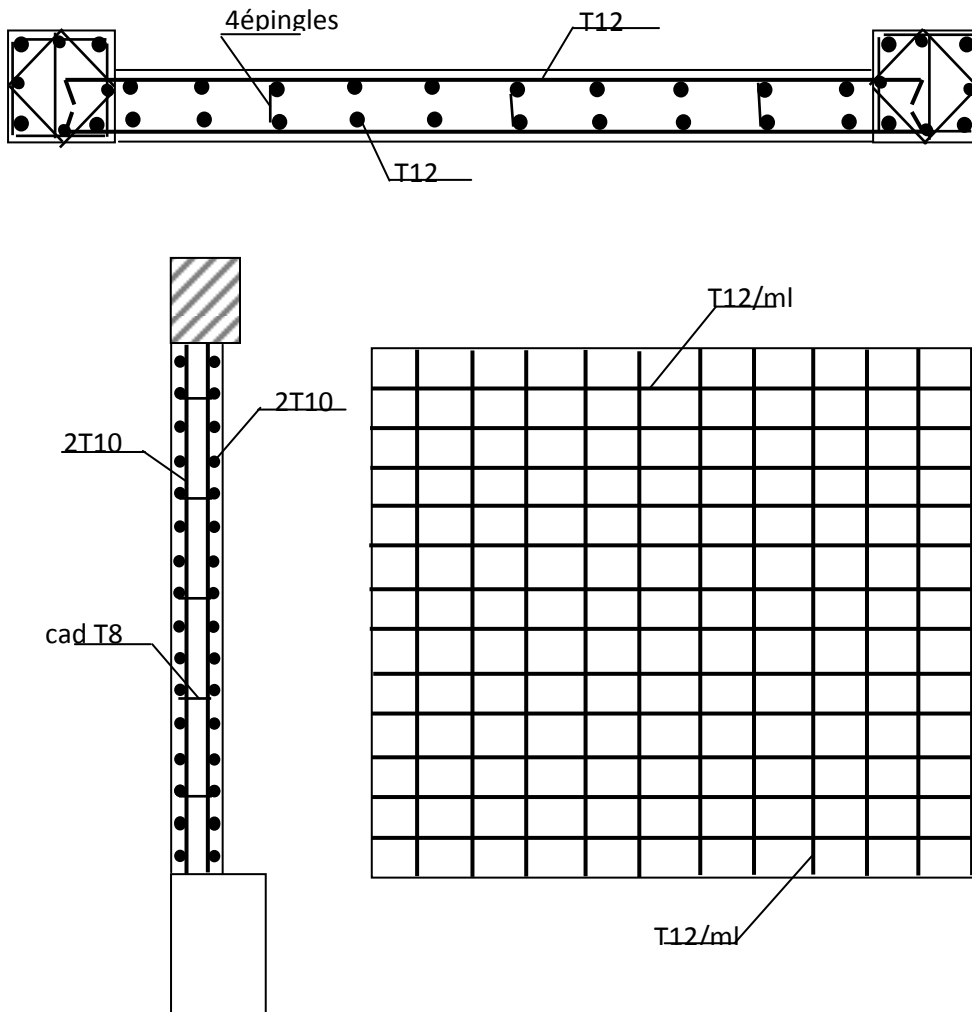


Figure VI-7: Schéma de ferrailage de voile.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Le sous-sol est constitué des voiles périphériques et des fondations : ce sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- ✓ Jouer un rôle d'appui.

VIII.2. Etude du mur voile périphérique :

VIII.2.1. Définition :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

D'après **RPA99 version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

Il est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

VIII.2.2. Calcul des caractéristiques du sol :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes).

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (4.05×4.19) m².

Les contraintes engendrées par la surcharge et la poussée des terres qui sont notées : P_1 et P_2 sont exprimées comme suit :

$$P_1 = K_a \times Q$$

Avec : $\begin{cases} Q: \text{La surcharge d'exploitation} = 5 \text{ KN/m}^3. \\ K_a = K_q: \text{Coefficient de poussée des terres.} \end{cases}$

$$K_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2}\right)$$

$$\Rightarrow K_q = 0.27$$

$$P_1 = 0.27 \times 5$$

$$\Rightarrow P_1 = 1.35 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

Avec : $\begin{cases} \gamma: \text{poids volumique des terres} = 18 \text{ KN/m}^3. \\ H: \text{La hauteur de mur.} \end{cases}$

$$P_2 = 0.27 \times 18 \times 4.19$$

$$\Rightarrow P_2 = 20.36 \text{ KN/m}^2$$

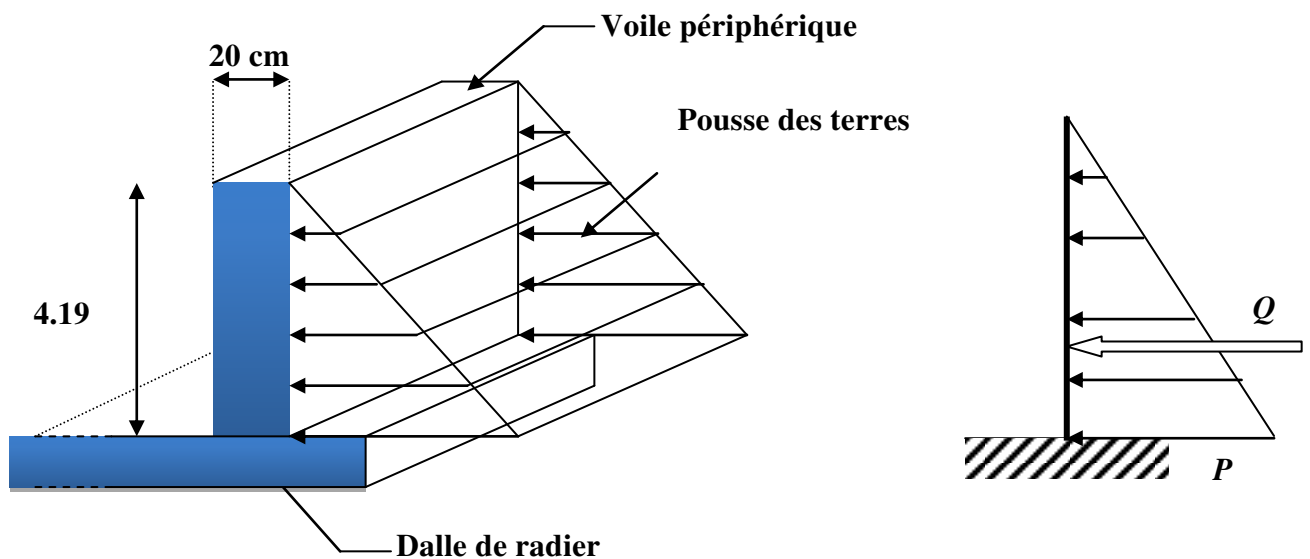


Figure VIII-1: Schéma statique d'un voile périphérique.

VIII.2.3. Calcul des charges :

✓ A l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q).b = (1.35P_1 + 1.5P_2) \times 1 = 32.36 \text{ KN/ml}$$

✓ A l'ELS :

$$q_u = (G + Q) = (P_1 + P_2) \times 1 = 21.71 \text{ KN/ml}$$

VIII.2.4. Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{4.05 \text{ m}}{4.19 \text{ m}} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.} \right.$$

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ **A l'ELU :**

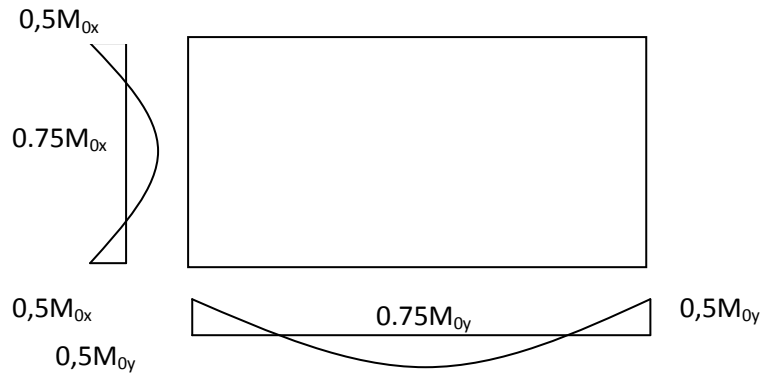


Figure VIII-2 : Schéma du voile.

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0393 \times 32.36 \times 4.05^2 = 20.86 \text{ KN.m.} \\ M_{0y} = 0.9337 \times 20.86 = 19.48 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 10.43 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = 9.74 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 15.65 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 14.61 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ **A l'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.04597 \times 21.71 \times 4.05^2 = 16.37 \text{ KN.m.} \\ M_{0y} = 0.805 \times 16.37 = 13.18 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 8.19 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = 6.59 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 12.28 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 9.89 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

	Moment en travée		Moment en appui	
	ELU	ELS	ELU	ELS
SENS X-X	15.65	12.28	10.43	8.19
SENS Y-Y	14.61	9.89	9.74	6.59

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des moments fléchissants.**VIII.2.5. Calcul de ferrailage :**➤ **Section minimale d'armatures :** (BAEL 91 P 211)

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

$$\hookrightarrow \text{Sens y : } A_{y_{min}} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\hookrightarrow \text{Sens x : } A_{x_{min}} = \frac{(3 - \alpha)}{2} \times A_{y_{min}} = \frac{(3 - 0.97)}{2} \times 1.6 = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque : Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{s_{min_x}} = 1.94 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s_{min_y}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

✓ **ELU :****1) Sens X-X :**

$$\text{a) En travée : } M_t = 15.65 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (BAEL91 page120)

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.65 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0426$$

$$\mu = 0.0426 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0435$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0435 \times 18 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.55 \text{ cm}^2.$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

b) En appui : $M_a = 10.43 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.43 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.18^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0284$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0284 \times 18 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.66 \text{ cm}^2.$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

2) Sens Y-Y :

a) En travée : $M_t = 14.61 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14.61 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.16^2} = 0.0504$$

$$\mu = 0.0504 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 0.0517$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.0517 \times 16 \times 100 \times 11.33}{348} = 2.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

b) En appui : $M_a = 9.74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.74 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.16^2} = 0.0336$$

$$\mu = 0.0336 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.034$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_{u.d.b.f_{bc}}}{\sigma_s} = \frac{0.034 \times 16 \times 100 \times 11.33}{348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$e = 25 \text{ cm}.$$

SENS X-X		SENS Y-Y	
En travée	En appui	En travée	En appui
3,14 cm ²	3,14 cm ²	3,14 cm ²	3.14 cm ²
4T10	4T10	4T10	4T10

Tableau VIII-2 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

✓ **Vérification à l'ELS :****1) Sens X-X :**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s^-$)

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\text{Si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b^- = 0.6f_{c28}$$

a) En travée :

$$M_{tu} = 15.65 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 12.28 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{15.65}{12.28} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0316 \leq \frac{1.27 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.335 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 10.43 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{10.43}{8.19} = 1.27$$

$$\alpha = 0.031 \leq \frac{1.27 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.335 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens Y-Y :**a) En travée :**

$$M_{tu} = 14.61 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{14.61}{9.89} = 1.477$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.477 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.439 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 9.74 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{9.74}{6.59} = 1.477$$

$$\alpha = 0.027 \leq \frac{1.477 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.439 \dots \text{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

VIII.3. Etude de la fondation :**VIII.3.1. Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VIII.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles isolées puis des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

VIII.3.3. Pré-dimensionnement du radier et nervure :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition forfaitaire.
- ✓ Condition de rigidité.
- ✓ Condition de non poinçonnement.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h_1 \leq \frac{L}{5}$$

Avec : {L : La plus grande portée entre deux poteaux = 4.75 m.

$$59.38 \text{ cm} \leq h_1 \leq 95 \text{ cm}$$

2) Condition de rigidité :

On utilise un radier rigide : $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \dots \dots \dots (1).$

Ou :

$$L_e : \text{Longueur élastique donnée} = 4 \cdot \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2).$$

Avec : $\begin{cases} K : \text{Coefficient de rigidité du sol} = 40 \text{ MN/m}^3 \text{ (HENRY Thonier).} \\ E : \text{Module de déformation} = 3,2 \times 10^4 \text{ MPa.} \\ I : \text{Inertie du radier} = \frac{b \times h^3}{12} \dots \dots \dots (3). \end{cases}$

Et : b : Largeur du radier.

Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1), Il en résulte :

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \cdot \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40 \times 10^6}{3,2 \times 10^4 \times 10^9} \cdot \left(\frac{2 \times 4,75}{\pi}\right)^4}$$

$$h_2 \geq 67,94 \text{ cm}$$

3) Epaisseur du radier {la nervure et la dalle} :

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : $\{L_{max} : \text{Distance maximale entre deux files successives} = 4,75 \text{ m.}\}$

$$\text{Alors : } h_n \geq \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm}$$

- L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\text{Alors : } h_d \geq \frac{475}{20} = 23,75 \text{ cm}$$

- ✓ 1ere proposition : ($h_n = 60 \text{ cm}$; $h_d = 40 \text{ cm}$).

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol $\Rightarrow$ Donc on augmente les valeurs de h_n, h_d .

- ✓ 2eme proposition : ($h_n = 80 \text{ cm}$, $h_d = 60 \text{ cm}$).

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol $\Rightarrow$ Donc on augmente les valeurs de h_n, h_d .

✓ 3eme proposition :

Le choix : « $h_n = 100$ cm, $h_d = 80$ cm ».

4) Vérification au poinçonnement {BAEL 91/A.5.2.42} :

- La condition non poinçonnement est vérifié si :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $Q_u = 3024.04$ KN.

- $f_{c28} = 20$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + v + h) \times 2 = (u + v) \times 4$$

$$\Rightarrow U_c = (70 + 100) \times 4 = 680 \text{ cm}$$

- **Charge limite :**

$$Q_{u_l} = 0.045 \times 6.8 \times 0.8 \times \frac{20 \times 10^3}{1.5}$$

$$\Rightarrow Q_{u_l} = 3600 \text{ KN}$$

$$Q_u = 3024.04 \text{ KN} \leq Q_{u_l} = 3264 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Débordement:**

$$D \geq \max\left\{\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right\} = 90 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ On adopte : $D = 1,30$ m.

a) Détermination des sollicitations :

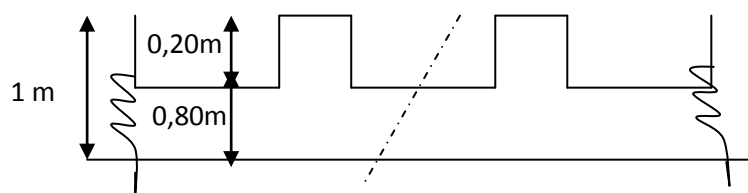


Figure VIII-3 : Schéma du Radier.

➤ **Vérification de l'effet de sous- pression :**

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne se soulève pas.

- **Poids du bâtiment :**

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

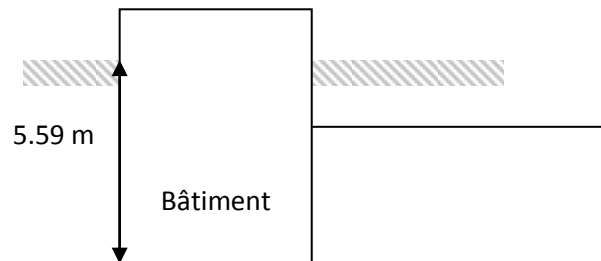


Figure VIII-4 : Ancrage du Bâtiment.

Avec : $\begin{cases} S : \text{surface du radier.} \\ \gamma : \text{masse du bâtiment dans le sol.} \\ Z : L'ancrage du bâtiment = 4.59 + 1 = 5.59 \text{ m.} \end{cases}$

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 600.07 \times 10 \times 5.59 = 33543.9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 187759.44 \text{ KN} > 33543.9 \text{ KN} \Rightarrow \text{Donc le bâtiment ne se soulève pas.}$$

- Les armatures transversales sont $\perp$ à la ligne moyenne de la poutre.
- La disposition des armatures transversales sont inclinés à 45° de la ligne moyenne de la poutre.

➤ **Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{b_1} = z_{\text{max}} \times K$$

Avec :

z_{max} : Déplacement maximum « Uz » à obtenu par Robot 2014.

$$\Rightarrow z_{\text{max}} = 5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : Le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol » :

- $K = 0.5 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K = 4 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un très bon sol.

$\Rightarrow$ On prend : $K = 4 \text{ kg/cm}^3$

$\Rightarrow \sigma_{b_1} = 0.005 \times 400 = 2 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$$- \sigma_{b_2} = \frac{F_Z}{S_r}$$

Avec :

F_Z : Réaction total de la structure à obtenu par Robot 2014.

$\Rightarrow F_Z = 149561.45 \text{ KN.}$

S_r : Surface du radier.

$\Rightarrow S_r = 600.07 \text{ m}^2.$

$\Rightarrow \sigma_{b_2} = \frac{149561.45}{600.07} = 2.49 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{CV.}$

VIII.3.4. Calcul de ferrailage :

A. Calcul du radier :

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

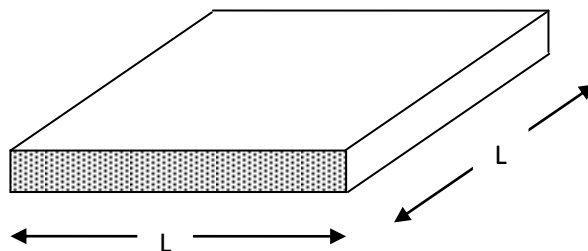


Figure VIII-5 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

A.1. Calcul des sollicitations :

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ A l'ELU :

1. Sens X-X :

1.a. En travée : $M_t = 706.67 \text{ KN.m.}$

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (BAEL91 page120)

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{706.6 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.72^2} = 0.12$$

$\mu = 0.12 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.219$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.91$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{706.67 \times 10^{-3}}{0.91 \times 0.72 \times \frac{400}{1.15}} = 31 \text{ cm}^2.$$

1.b. En appui : $M_a = 593.27 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{593.27 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.72^2} = 0.1$$

$\mu = 0.13 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.175$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{593.27 \times 10^{-3}}{0.93 \times 0.72 \times \frac{400}{1.15}} = 25.47 \text{ cm}^2.$$

2. Sens Y-Y :

2.a. En travée : $M_t = 650.13 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{650.13 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.72^2} = 0.11$$

$\mu = 0.11 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{650.13 \times 10^{-3}}{0.94 \times 0.72 \times \frac{400}{1.15}} = 27.62 \text{ cm}^2.$$

2.b. En appui : $M_t = 503.53 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{503.53 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.72^2} = 0.0857$$

$$\mu = 0.0857 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.112$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.955$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{503.53 \times 10^{-3}}{0.955 \times 0.72 \times \frac{400}{1.15}} = 21.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Les sections minimales :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 1 \times 0.72 \times \frac{1.8}{400} = 7.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(240, 33) = 33 \text{ cm}$$

		Moment [KN.m]	$A_{s_{cal}}$ [cm ²]	$A_{s_{min}}$ [cm ²]	Choix [ml]	$A_{s_{adop}}$ [cm ²]	S_t [cm]
SENS (X-X)	En travée	706.67	31	7.45	10T20	31.42	12
	En appui	593.27	25.47	7.45	9T20	28.27	12.5
SENS (X-X)	En travée	650.13	27.62	7.45	9T20	28.27	12.5
	En appui	503.53	21.05	7.45	7T20	21.99	16.5

Tableau VIII-3 : Choix des armatures.

✓ **Vérification à ELS (fissuration peu préjudiciable) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

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

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 15 \cdot \frac{(31.42)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \cdot (72 \times 31.42)}{7.5(31.42)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 22.9 \text{ cm}$$

- **Inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 22.9^3}{3} + 15[31.42 \cdot (72 - 22.9)^2] \Rightarrow I = 1536514.39 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 515.3 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \left[\frac{515.3}{1536514.39} \times 22.9 \right] \times 10^3 = 7.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.68 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{max} = 909.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{909.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.76 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Vérification
SENS X-X	633.51	0.88	2.67	OK
SENS Y-Y	909.84	1.26	2.67	OK

Tableau VIII-4 : Vérification d'effort tranchant.

Remarque :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

B. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur de 1.3 m et d'épaisseur $h = 60$ cm.

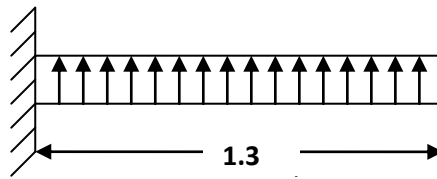


Figure VIII-6: Schéma statique de débord.

➤ Calcul de ferrailage :

$$M_u = 650.13 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A :

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{650.13 \times 10^{-3}}{11.33 \times 1 \times 0.72^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{650.13 \times 10^{-3}}{0.94 \times 0.72 \times \frac{400}{1.15}} = 27.62 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{27.62}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = 6.91 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 1 \times 0.72 \times \frac{1.8}{400} = 7.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

⇒ On prend: **9T20** ⇒ $A_s = 28.27 \text{ cm}^2$: Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

✓ **Vérification à ELS (fissuration peu préjudiciable)**• **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 15 \cdot \frac{(28.27)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \cdot (72 \times 28.27)}{7.5(28.27)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 20.83 \text{ cm}$$

• **Inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 20.83^3}{3} + 15[28.27 \cdot (72 - 20.83)^2] \Rightarrow I = 1411582.86 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 473.37 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \left[\frac{473.34}{1411582.86} \times 20.83 \right] \times 10^3 = 6.98 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 6.98 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{max} = 491.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{491.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

C. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

➤ Ferrailage de la poutre :

1) En travée : $M_t = 284.46 \text{ KN.m.}$

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{284.46 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.7 \times 0.9^2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_{lim} = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9776$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{284.46 \times 10^{-3}}{0.9776 \times 0.9 \times \frac{400}{1.15}} = 9.29 \text{ cm}^2.$$

2) En appui : $M_t = 255.42 \text{ KN.m.}$

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{255.42 \times 10^{-3}}{11.33 \times 0.7 \times 0.9^2} = 0.0397$$

$$\mu = 0.0397 < \mu_{lim} = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{255.42 \times 10^{-3}}{0.979 \times 0.9 \times \frac{400}{1.15}} = 8.33 \text{ cm}^2$$

➤ La section minimale :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 0.7 \times 0.9 \times \frac{1.8}{400} = 6.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures :**✓ **En travée :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 9.29 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{T16} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ **En appui :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 8.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\text{T16} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Remarque :

Dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(100 - 0.1f_e) = 120 \geq 100 \text{ cm}$, il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **2T14**.

✓ **Vérification à ELS (fissuration peu préjudiciable) :**• **Position de l'axe neutre ($A' = 0$) :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 15 \cdot \frac{(10.05)}{70} \left[\sqrt{1 + \frac{70 \cdot (90 \times 10.05)}{7.5(10.05)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 17.65 \text{ cm}$$

• **Inertie :**

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

$$I = \frac{70 \times 17.65^3}{3} + 15[10.05 \cdot (90 - 17.65)^2] \Rightarrow I = 917399.62 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 207.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{207.68}{917399.62} \times 17.65 \right] \times 10^3 = 4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{max} = 247.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{247.32 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.9}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.76 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{Lmin} \right) \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

Avec : $\begin{cases} h: \text{Hauteur totale de la poutrelle.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b_0: \text{Largeur de l'âme de la nervure.} \end{cases}$

$$\phi_t \leq \text{Min} (28.57 ; 70 ; 16) = 16 \text{ mm}$$

➤ **L'espace :**

$$\Rightarrow S_t = \text{Min} (0.9d, 40 \text{ cm}) = \text{Min} (81 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

- Selon BAEL.91 :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1.6 \right) = 19.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi = L_r = 40 \times 1.6$$

$$\Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_u} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.67}$$

$$\Rightarrow L_s = 59.93 \text{ cm}$$

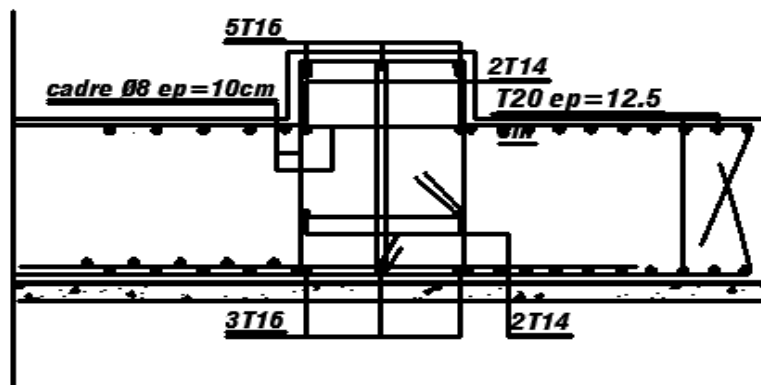


Figure VIII-7: Schéma statique de radier.

Chapitre IX

Etude technico-économique

IX.1. Introduction :

L'activité d'une entreprise de travaux publics génère naturellement des dépenses et des recettes financières. Les recettes sont constituées par la rémunération des prestations réalisées, de service ou de production. Cette rémunération est calculée par l'application de prix unitaires des ressources (calculé ou négocié) sur des quantités produites et mesurées ou forfaitaires. Ces prix sont particuliers à une affaire et ils sont reportés sur la pièce contractuelle du marché (bordereau de prix). Les dépenses de chantier (appelées communément « déboursés ») sont constituées par les coûts de consommation des ressources utilisées à la réalisation des prestations. L'estimation des coûts est obtenue par la quantification de chaque unité de ressources nécessaire à la prestation.

Le concept de base de calcul des prix est le suivant

$$\text{Prix de vente} = \text{Prix de revient} + \text{Bénéfice}$$

L'application du concept de base devrait logiquement engager la personne chargée de l'étude de prix à déterminer le véritable prix de revient total du projet. Il devrait tout d'abord définir l'ensemble des ressources à mettre en œuvre pour réaliser l'ouvrage à construire, et la durée de leur utilisation. Cela reviendrait, pour lui, à établir un planning détaillé et un budget des dépenses prévisionnelles correspondantes, pour chaque affaire à l'étude.

Dans le contexte économique actuel de concurrence serrée, les entreprises répondent à plus de dix appels d'offres autres devis pour obtenir un marché. L'application du concept de base génère une masse de travail d'étude importante et onéreuse, regard du « déchet » occasionné.

Il fallut, en conséquence, imaginer et développer des méthodes d'études de prix permettant, le plus rapidement possible, (donc en minimisant les dépenses), d'estimer rigoureusement les prix à remettre.

Ces méthodes sont fondées sur l'établissement de sous-détails alimentés en termes de rendements et de ressources par l'expérience acquise, le bon sens, et aussi, quelquefois, un peu de chance. Des coefficients purement stratégiques sont adjoints aux éléments techniques pour compléter les bases de l'offre.

L'engagement financier qui résulte d'un marché « gagné » démontre la nécessaire qualité et la justesse de vue que ces méthodes doivent intégrer. Ne pas les appliquer pourrait en effet faire courir un gros risque à l'entreprise, celui de ne pas atteindre ses objectifs de profits. Ce risque pourrait apparaître dans les deux cas suivants :

- ✓ Soit en traitant trop bas et en perdant de l'argent en travaillant.
- ✓ Soit en traitant trop haut et en « ratant » l'affaire en conséquence.

IX.2. Technique constructive (le sous-détail) :

La structure de présentation de l'offre financière d'une entreprise en réponse à la demande d'un client est, le plus souvent, basée sur les quantités d'un avant-métré sur lesquelles on applique des prix unitaires. Un sous-détail de prix par article du bordereau sera établi pour justifier la valeur de ces prix unitaires.

❖ Calcul de la déboursé sec :

Une ressource, par définition, est le moyen dont on dispose, ou possibilité d'action en vue de réaliser une activité. Dans le cadre d'un chantier de travaux publics, le terme de « ressource » est utilisé couramment pour qualifier :

- Le personnel et, en particulier, la main d'œuvre du chantier.
- Le matériel utilisé.
- Les fournitures consommées.

1) Main d'œuvre :

Travail de l'homme dans la construction d'un ouvrage. La main d'œuvre est dite « productive » lorsqu'elle participe directement à l'ouvrage et facturé comme telle. Elle est dite « improductive » lorsque les travaux réalisés ne sont pas rémunérés directement (travaux d'installation, d'aménagement...) et qui ne figure pas au devis et qui ne sont pas facturés de cette qualité.

2) Matériel :

Moyen de production machine pour la construction d'un ouvrage, mais aussi tout instrument ou objet utilisé par l'entreprise (bureautique, véhicule, mobilier, engins...) qui induit la notion d'amortissement par rapport à la notion de consommation.

La nuance matérielle productive ou improductive est identique à celle décrite pour la main d'œuvre. Dans la construction on associe au matériel la main d'œuvre de conduite des engins.

3) Fournitures :

Matière d'origine naturelle artificielle qui entre dans la construction des ouvrages. Dans la construction, la notion de fournitures est étendue à un moyen de fabrication mis en œuvre, qui reste dans le produit fini (exemple : coffrage perdu...).

IX.3. Composition de béton :

Le béton résulte du mélange de plusieurs matériaux (sables, eau, ciment, adjuvants...). En fonction de la nature et de la quantité des matériaux ajoutés, les caractéristiques du béton obtenues sont différentes. Dans la grande majorité des cas, les caractéristiques escomptées sont connues, mais cela peut être plus complexe en raison de l'importance de l'ouvrage, des conditions atmosphériques, du matériel nécessaire etc. L'étude de la composition du béton est d'autant plus cruciale que les propriétés mécaniques attendues sont élevées. L'abaque de **Dreux** permet de déterminer la composition requise en fonction des spécificités attendues.

IX.3.1. Les caractéristiques recherchées du béton :

À l'état frais, la consistance du béton est essentielle lors du moulage et du coffrage, particulièrement si l'ouvrage à venir a une forme complexe. La consistance du béton doit également permettre un enrobage satisfaisant des armatures. De plus, la perméabilité du béton durci est capitale car elle influe sur la résistance à la compression du béton et sur sa durabilité (pollution atmosphérique etc.).

IX.3.2. Comment identifier la composition du béton ?

L'obtention du béton voulu implique au préalable la mise au point de formulations spécifiques en fonction des qualités recherchées. La pluralité des formulations existantes rend malaisée la détermination du béton approprié.

Le plus souvent, cette démarche se réalise en deux étapes : la composition du béton est déterminée à partir de graphiques (la méthode de Dreux) et adaptée en fonction des essais réalisés en laboratoire ou sur le chantier.

IX.3.3. Les critères pris en compte par l'abaque de Dreux :

Les conditions de chantier et le cahier des charges précisent les éléments à prendre en compte. À partir de ces exigences, l'abaque de Dreux est utilisé pour déterminer la composition exacte du béton.

a) Le dosage en ciment :

Le ciment a un rôle fondamental dans la résistance du béton. Pour les bétons courants, la résistance à 28 jours doit être comprise entre 15 MPa et 40 MPa.

L'abaque de Dreux repose sur cette approche qui privilégie la « fonction liant », donc la résistance. Les quantités de ciment et d'eau sont calculées à partir de la formule suivante :

- $R_{b_{28}} = G.R_c (C/E - 0,5)$
- $R_{b_{28}}$: Résistance à la compression du béton à 28 jours.
- R_c : Résistance réelle du ciment.
- G : Coefficient $\geq 0,5$.

b) La classe granulaire :

Quant à la maniabilité du béton, elle dépend de sa consistance, laquelle est mesurée au moyen du cône d'**Abram**. Cette consistance peut être ferme, plastique, très plastique ou fluide. La consistance est fonction de la nature et du type de granulats retenus. Les granulats utilisés sont divisés en 3 classes : un sable 0/5, deux gravillons 5/0, et un ciment de classe 32,5. La granulométrie du sable est caractérisée par son module de finesse compris entre 2,2 et 2,8.

Il est possible de recourir à d'autres classes granulaires supplémentaires pour la réalisation de bétons spéciaux.

c) Les adjuvants :

L'ajout d'adjuvants en faible quantité peut être admis pour retarder la prise du béton, l'accélérer, ou en vue d'augmenter sa plasticité. Toutefois, il est nécessaire de se reporter aux indications propres à chaque fabricant.

d) Le dosage en eau :

La quantité d'eau est un élément essentiel de la composition du béton. En effet, l'eau est nécessaire à l'hydratation du ciment et pour faciliter la mise en œuvre du béton.

IX.3.4. Choix de la composition du béton (Abaque N°1) :

A. Béton de 20 MPa :

On désire :

- 1- Un béton très plastique (affaissement = 10 cm).
- 2- Ciment (classe 42,5) 300 kg/m².
- 3- Sable 0/5 mm à l'état sec 625 litres.
- 4- Gravillons 5/12,5 mm 705 litres.
- 5- Dosage en eau – point E : On suppose que les granulats sont « mouillés », la lecture sur la grille donne 80 litres d'eau environ à ajouter.

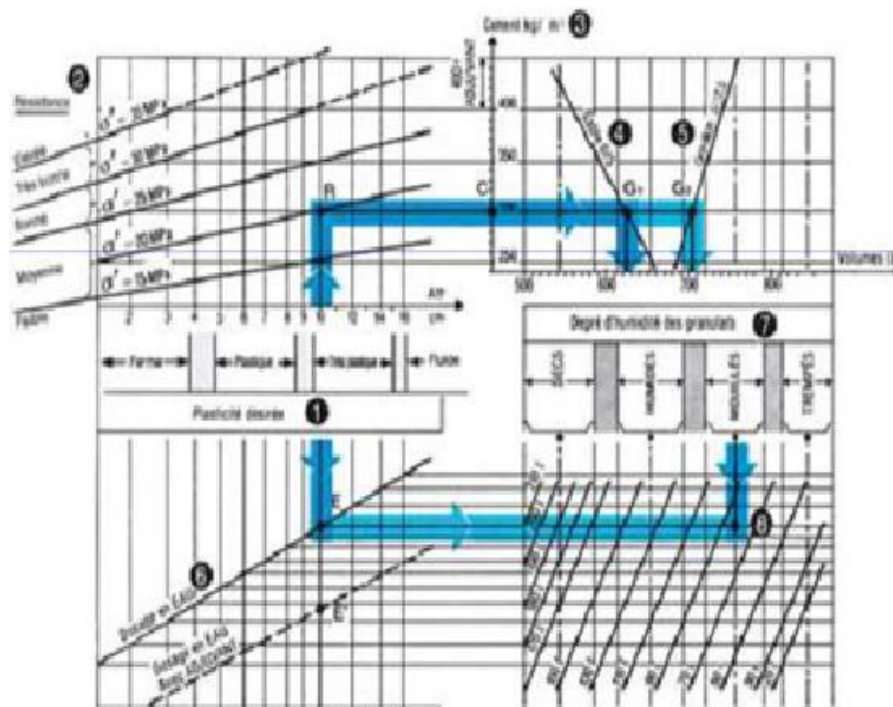


Figure IX-1 : Abaque de Dreux (20 MPa).

B. Béton de 30 MPa :

On désire :

- 1- Un béton très plastique (affaissement = 10 cm).
- 2- Ciment (classe 42,5) 400 kg/m².
- 3- Sable 0/5 mm à l'état sec 550 litres.
- 4- Gravillons 5/12,5 mm 740 litres.
- 5- Dosage en eau – point E : On suppose que les granulats sont « mouillés », la lecture sur la grille donne 80 litres d'eau environ à ajouter.

IX.4. Etude comparative de quantité :

Ce travail est basé sur les technique et l'économie d'une structure en béton armé, nous avons changé les règles de base pour l'étude structure en bâtiment, Au début de l'étude, nous avons fixé des limites (béton 20 MPa et la limite élastique d'acier 400 MPa). Ensuite, nous avons augmenté les conditions suffisantes (béton 30 MPa et la limite élastique des aciers 500 MPa).

Après la modélisation de notre structure avec les deux compositions, on obtient les sections d'acier suivantes :

LES POTEAUX	$f_{c_{28}} = 20 \text{ MPa et FeE} = 400 \text{ MPa}$			$f_{c_{28}} = 30 \text{ MPa et FeE} = 500 \text{ MPa}$		
	Section (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)	Section (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
	70 x 70	12T20	37,7	50 x 50	10T16	20,11
	65 x 65	10T20	31,4	45 x 45	8T16	16,08
	60 x 60	6T20+4T16	26,87	40 x 40	6T16	12,06
	55 x 55	10T16 + 2T14	23,17	35 x 35	6T14	9,24
	50 x 50	12T14	18,46	30 x 30	6T12	6,79
LES VOILES	Section (100 x 20)	A_{adop} (par nappe)	Choix (cm ²)	Section (100 x 15)	A_{adop} (par nappe)	Choix (cm ²)
	horizontal	11T16	22,12	horizontal	8T16	16,08
	vertical	7T14	10,78	vertical	5T14	7,7

Tableau IX-1 : Sections d'acier des poteaux et des voiles.

$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ et $FeE = 400 \text{ MPa}$					$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $FeE = 500 \text{ MPa}$			
Niveau	Section	Travée	Le choix	A(cm ²)	Section	Travée	Choix	A(cm ²)
		Appui				Appui		
Terrasse (pp)	35 x 40	Travée	3T16 3T20	15,45	30 x 35	Travée	3T14 3T16	10,65
		Appui	3T16 3T20	15,45		Appui	3T14 3T16	10,65
étage courant (pp)	35 x 40	Travée	3T14 3T16	10,65	30 x 35	Travée	6T12	6,79
		Appui	3T14 3T16	10,65		Appui	6T12	6,79
RDC+s-sol (pp)	35 x 40	Travée	3T14 3T12	8,01	30 x 35	Travée	4T12	4,52
		Appui	3T14 3T12	8,01		Appui	4T12	4,52
Terrasse (ps)	35 x 35	Travée	6T12	6	30 x 30	Travée	2T12 2T16	6,28
		Appui	6T20	17,88		Appui	4T16	8,04
Etagé courant (ps)	35 x 35	Travée	3T16 3T20	15,45	30 x 30	Travée	6T14	9,24
		Appui	3T16 3T20	15,45		Appui	6T14	9,24
RDC+s-sol (ps)	35 x 35	Travée	3T14 3T12	8,01	30 x 30	Travée	4T14	6,16
		Appui	3T14 3T12	8,01		Appui	4T14	6,16

Tableau IX-2 : Sections d'acier des poutres.

$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ et $FeE = 400 \text{ MPa}$				$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $FeE = 500 \text{ MPa}$			
RADIÉ E = 80 cm		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]	RADIÉ E = 40 cm		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]
SENS (X-X)	En travée	31.42	10T20	SENS (X-X)	En travée	10,05	5T16
	En appui	28.27	9T20		En appui	6,16	4T14
SENS (Y-Y)	En travée	28.27	9T20	SENS (Y-Y)	En travée	10,78	7T14
	En appui	21.99	7T20		En appui	7,7	5T14
NERVURE (70 x 100)		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]	NERVURE (50 x 60)		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]
En travée		5T16	10,05	En travée		6T12	6,79
En appui		5T16	10,05	En appui		6T12	6,79
DEBORD (80 x 130)		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]	DEBORD (40 x 130)		A_{adop} (cm ²)	Choix [ml]
Section par 1ml		9T20	28,27	Section par 1ml		8T16	16,08

Tableau IX-3 : Sections d'acier des du radier.

Pour question de temps, on va prendre un élément poteau comme model pour designer la différence entre les deux compositions de béton.

FeE400 et $f_{c_{28}} = 20$ MPa			
Produit	Prix unitaire (DA)	Quantité	Prix total (DA)
Ciment (Kg)	8,7	300	2610
prix de gravier (Kg)	0,7	1002,3	701,61
Sable 0/5 (Kg)	0,6	1000	600
Eau m^3	50	0,08	4
Pour 1 m^3 de béton	/		3915,61
(0,7 x 0,7 x 3,06) m^3 de béton	/		5873,415
A_s FeE 400 (Kg/ m^3)	88	114,61	10085,68
A_t FeE 235 (Kg/ m^3)	75	8,64	647,63
A_s total	/		10733,31
Prix total de l'élément	/		16606,725

Tableau IX-4 : Devis de la 1ere modélisation.

FeE500 et $f_{c_{28}} = 30$ MPa			
Produit	Prix unitaire (DA)	Quantité	Prix total (DA)
Ciment (Kg)	8,7	400	3480
prix de gravier (Kg)	0,7	1073	751,1
Sable 0/5 (Kg)	0,6	880	528
Eau m^3	50	0,08	4
Pour 1 m^3 de béton	/		4763,1
(0,7 x 0,7 x 3,06) m^3 de béton	/		3643,77
A_s FeE 400 (Kg/ m^3)	107	0,0076	6383,62
A_t FeE 235 (Kg/ m^3)	75	0,0007	412,13
A_s total	/		6795,75
Prix total de l'élément	/		10439,515

Tableau IX-5 : Devis de la 2eme modélisation.

✓ **Analyse des résultats :**

En comparant les résultats du model poteau, on remarque qu'il y'a une diminution importante de fourniture (un gain de plus de 37 %) entre les deux compositions dans $1 m^3$ de béton armé, et ça malgré l'augmentation de la nuance d'acier et de la résistance de béton (augmentation de quantité de ciment).

✓ **Explication des résultats :**

L'augmentation de la résistance de béton et d'acier a donné à la structure elle-même une résistance supplémentaire pour répondre aux différents chargements. Et ça par conséquent, a aidé la structure à rester stable avec des quantités de béton et d'acier inférieures par rapport à la 1ere modélisation.

IX.5. Conclusion :

Avec le développement scientifique et technologique dans le domaine de construction et la possibilité de faire des expériences sur les différents matériaux(y compris l'augmentation de la résistance du béton et d'acier), alors pourquoi ne pas profiter de ça en **ALGERIE** pour avoir l'économie et la durabilité qui sont les deux objectifs de n'importe quel projet de construction, sachant que notre pays vit une crise financière.

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts ainsi que les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps. Cependant, la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénierie.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✓ Un pré-dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- ✓ Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- ✓ L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- ✓ Cette structure possède une forme irrégulière en plan ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- ✓ Le bâtiment a été soumis à des moments de torsion additionnelle statiques. Les déplacements (Δ_M) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges G, Q et E.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis aux déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).

CONCLUSION GENERALE

- ✓ L'effet de la température est indispensable et très important pour une structure ayant une dimension en plan supérieur à 30 mètres. Les efforts déduits de l'étude thermique ont influencés sur les quantités d'armatures déduites de l'étape de ferrailage.
- ✓ Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** pour vérifier les résultats de calcul qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ✓ Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nous voire pour autre étudiants.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.