

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Etude d'un bâtiment (R+7+2 entresols) à usage multiple
avec contreventement mixte**

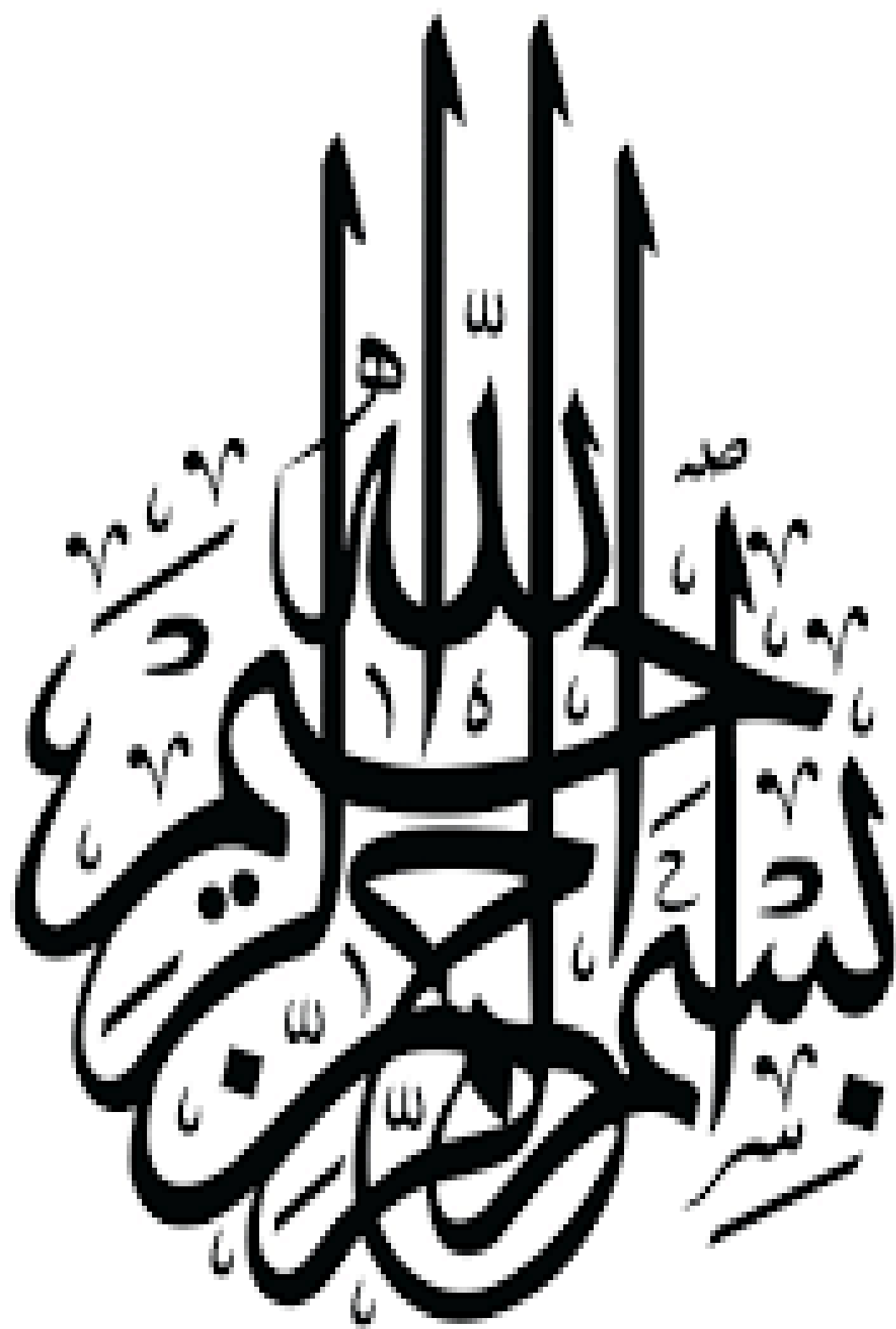
Présenté par : **SOUDANI Leila**

Encadrant : **SELOUGHA Mokhtar M.A.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA**

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
MERZOUZ MOULOUD	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
SELOUGHA Mokhtar	MA A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021



❧❧❧REMERCIEMENTS❧❧❧

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur compréhension et leur encouragement

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mr SLOUGHA MOUKHTAR pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions chaleureusement tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

SOODANI & BOUGRIDJA

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

I.1 .Présentation de l'ouvrage:.....	3
I.2 .Caractéristiques géométriques :.....	4
I.3.Caractéristique géométrique du sol :.....	5
I.4.les éléments d'une construction.....	5
I.5.Caractéristiques des matériaux :.....	9
I.5.1.Béton :.....	9
I.5.2.Les aciers :.....	13
I.5.5.Hypothèse de calcul.....	15

ChapitreII :Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	17
II.2.Pré dimensionnement des éléments principaux:.....	17
II.2.1Pré-dimensionnement des poutres :.....	17
II.2.1.1 Les Poutres Principales :.....	17
II.2.1.2. Les Poutres secondaires :.....	18
II.2.2 Pré-dimensionnement des poteaux :.....	19
II.2.3 Prédimensionnement des voiles :.....	21
II.2.4 Pré-dimensionnement des planchers :.....	23
II.3.Prédimensionnement des élément non structiraux.....	24
II.3.1 Prédimensionnement de l'escalier :.....	25
II.3.2 Prédimensionnement des balcons :.....	26
II.3.3 Prédimensionnement de l'acrotère :.....	27
II.4 Conclusion	27

Chapitre III : Evaluation des actions et descente de charges

III.1.Evaluation des actions.....	29
III.1.1 Introduction.....	29
III.1.2 :Indication générale sur les règles et sécurité de B.A.E.L27.....	29
III.1.3La sécurité dans une structure	30
III.1.4.Hypothèses de calcul aux états limites.....	30
III.1.5.Action des charges	31
❖ Les charges permanents (G)	
❖ Les charges d'exploitation(G):	

III.2	Evaluation des charges :.....	31
III.3.	Descente de charges :.....	36
III.4	Combinaison des charges :.....	39
III.5.	Vérification de la stabilité de forme :	40

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1	Introduction :.....	43
IV.2	l'acrotère	43
IV.3	Etude d'escalier:.....	48
IV.4	Poutre palière	73
IV.5	Etude de balcon (dalle pleine) :.....	78
IV.6	Cage ascenseur.....	89

Chapitre V :Etude de planchers

V.1	Introduction :.....	101
V.2	Calcul des moments et des efforts tranchants par la méthode:.....	103
V.2.1.	Méthode de forfaitaire	102
V.4.	Méthode de caquot.....	103
V.5	Calcul de ferrailage :.....	125

Chapitre VI.Etude sismique

VI.1	Introduction :.....	134
VI.2	L'objectif de cette étude sismique :.....	134
VI.3	Les méthodes de calculs :.....	134
VI.5	Résultante des forces sismiques de calcul.....	140
VI.6.:	MODÉLISATION DE LA STRUCTURE.....	143
VI.7.	RESULTATS DE LA STRUCTURE INITIALE.....	144
VI.8	Vérification de l'excentricité	148
VI.9	Justification vis à vis de L'EFFET P- Δ	159
VI.10	Vérification de l'effort normal réduite :.....	151
VI.11.	Vérification au renversement :.....	152
VI.12	Vérification de déplacements latéraux inter-étages :.....	152
VI.13	Conclusion.....	154

Chapitre VII Etude de portiques :

VII.1	Ferrailage des poteaux	157
VII.1.1	Ferrailage longitudinale	158
VII.1.2	Vérification à L'ELS :.....	164
VII.2	Ferrailage des poutres	179

VII.2.1.Introduction.....	179
VII.2.2. Combinaisons d'actions :.....	179
VII.2.3.Calcul de notre bâtiment :.....	180
➤ Etude poutre principale.....	180
➤ Etude poutre secondaire.....	187
➤ Etude des chinages.....	191
VII.3 Voile en béton armé :.....	196
VII.3.1 Introduction	196
VII.3.2 Classification des types de voiles	197
VII.3.3.Le principe de calcul :.....	197
VII.3.4.Calcul (voile plein)sens Y.....	198
VII.3.5.Disposition des armatures :.....	203

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :.....	207
VIII.2.Voile périphérique	207
VIII.2.1Calcul des charges :.....	208
VIII.2.2. Calcul des sollicitations :.....	208
VIII.2.3.Calcul du ferrailage :.....	209
VIII.3.Fonction des fondations.....	212
VIII.3.1Différents types de fondations.....	213
VIII.3.2.Semelles filantes :.....	215
VIII.4 Etude du radier:.....	218
VIII.4.1.Pré dimensionnement du radier :.....	224
VIII.5 Ferrailage radier:.....	228
VIII.6 Le ferrailage de débord:.....	231
VIII.7 Ferrailage d la nervure:.....	231
Conclusion general	240

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Plan de situation.....	7
Figure I.2 : Plan de masse	7
Figure (I.3) : Façade principal	8
Figure (I.4) : façades postérieur	8
Figure (I.5) : Coupe A-A.....	8
Figure (I.6) diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU	9
Figure (I.7) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	10
Figure (I.8) : diagramme contrainte-déformation.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure (II.1) : dimensionnement des poutres.....	16
Figure (II.2) : voiles.....	18
Figure (II.3) : Coupes des voiles en plan pour différents cas.....	19
Figure (II.4) : schéma de l'escalier.....	22
Figure (II.5) : schéma de calcul la longueur de volée.....	23
Figure (II.6) : schéma de l'acrotère.....	24

Chapitre III : Evaluation des actions et descente de charges

Figure III.1. La surface afférente S1 poteau (35x40) cm ²	35
Figure III.2. La surface afférente S2 poteau (35x55) cm ²	35
Figure III.3. La surface afférente S3 poteau (40x55) cm ²	35

Chapitre IV. Etude des éléments secondaires

Figure IV.1. l'acrotère.....	42
Figure IV.2: Schéma ferrailage acrotère	47
Figure IV.3. schéma statique de l'escalier.....	48
Figure IV.4. Schéma statique type d'escalier entresol.....	57

FigureIV.5: Schéma ferrailage escalier.....	72
Figure IV.6: Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (Type 1).....	73
Figure IV.7.COUCPE P-P.....	76
Figure IV.8: Ferrailage de la poutre palière.....	76
Figure IV.9: Schéma statique du balcon type 1.....	77
Figure.IV.10: Ferrailage de balcon type 1.....	82
Figure.IV.11:Schéma statique de balcon 2.....	82
Figure IV.12 : Schéma de ferrailage du séchoir (Type 1,2).....	88
Figure IV.13. La cage d'ascenseur.....	89
Figure IV.14. Dimensionnement de l'ascenseur.....	89
Figure IV.15.Ferrailage dalle machine.....	98
Figure IV.16.Ferrailage dalle ascenseur.....	98

Chapitre V :Etude de planchers

Figure V.1.les différents types de poutrelle.....	102
Figure V.2.diagramme des moments et des efforts tranchant ELU.....	110
Figure V.3.diagramme des moments et des efforts tranchant ELS.....	110
Figure V.4.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU ELS.....	114
Figure .V.5.Section de calcul de la poutrelle.....	115
Figure V.6.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU.....	121
Figure V.7.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS.....	121
Figure V.8.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU ELS.....	123

Chapitre VI : Etude sismique

Figure VI .1.graphique en fonction des périodes.....	138
Figure VI.2.Graphique d'accélération.....	139
Figure VI.3: SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D.....	142
Figure VI.4.Schéma -position des voiles en 3D.....	143
Figure VI.5.Schéma -position des voiles en 2D.....	144

Chapitre VII Etude de portiques :

Figure VII.1.Poteau (40*55).....	158
Figure VII.2.Poteau (35*55).....	166
Figure VII.3.Poteau (35*40).....	170
Figure VII.4.Schéma de ferrailage poteaux (40x55).....	175
Figure VII.5.Schéma de ferrailage poteaux (35x55) :.....	176
Figure VII.6.Schéma de ferrailage poteaux (35x40) :.....	176
Figure VII.7.coupe.....	177
Figure VII.8.Coupe.....	177
Figure VII.9.Etude poutre principale.....	179
Figure VII.10 : schéma ferrailage de poutre principale.....	185
Figure VII.10.Etude poutre secondaire.....	186
Figure VII.11: schéma ferrailage de poutre secondaire type 02.....	194
Figure VII.12. Schéma -cartographique des voiles en sens Y en 2D.....	199
Figure VII.13.Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	203
Figure.VII.14 : La disposition du ferrailage du voile.....	203
Figure VII.15.Schéma de ferrailage.....	204

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1.voile périphérique.....	206
Figure VIII.2.Schéma de ferrailage voile périphérique.....	210
FigureVIII.3. La limite entre superficielles et profondes.....	213
Figure VIII.4 : Vu en plan d'une semelle	214
Figure VIII.5 : Coupe en plan d'une semelle.....	214
Figure VIII.6.Ferrailage radié.....	232

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	4
Tableau I.2: propriétés mécaniques du béton.....	8
Tableau I.3. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1.La section des poteaux (b×h).....	17
Tableau II.2. Tableau récapitulatif	25

Chapitre III : Evaluation des actions et descente de charges

Tableau III.1.Charges permanentes et charge d'exploitation Plancher terrasse inaccessible...30	
Tableau III.2.Charges (G-Q) Plancher étage courant, RDC ; 2E/sol	30
Tableau III.3.Charge permanente des murs a doubles parois en brique creuses.....	30
Tableau III.4.Charge permanente des Murs intérieurs chambres.....	31
Tableau III.5.Charges permanentes et charge d'exploitation : Enduit en ciment.....	31
Tableau III.6 : évaluation des charges du palier.....	32
Tableau III.7 : évaluation des charges de la volée (paillasse).....	32
Tableau III.8.Charges permanentes et charge d'exploitation : balcon terrasse inaccessible...33	
Tableau III.9.Charges (Q G) : balcon d'un étage courant et d'entresol.....	33
Tableau III.10. Charges permanentes et charge d'exploitation : Dalle pleine.....	34
Tableau III.11.Descente des charges : Poteau intermédiaire.....	37

Chapitre IV.Etude des éléments secondaires

Tableau IV.1. Ferrailage de l'escalier ELU.....	51
Tableau IV.2. Ferrailage type entresol ELU.....	57
Tableau IV.3.vérification de la flèche.....	61
Tableau IV.4.Ferrailage type étage courant ELU.....	64
Tableau IV.5.Vérification de la flèche.....	67
Tableau IV.6.Ferrailage type de démarrage ELU.....	68
Tableau IV.7.vérification la flèche.....	71

Tableau IV.8.Ferraillage poutre palière ELU.....	74
Tableau IV.9: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	74
Tableau IV.10. Ferraillage de balcon ELS Sens X.....	79
Tableau IV.11. Ferraillage de balcon Sens Y.....	79
Tableau IV.12.Ferraillage balcon type 2.....	83
Tableau IV.13.Ferraillage balcon terrasse.....	84
Tableau IV.14.Ferraillage des différents types des séchoir (ELU ; ELS).....	87
Tableau IV.15.Ferraillage de la dalle d'ascenseur sens X ; Y.....	92
Tableau IV.16.Vérification des contraintes ELS.....	94
Tableau IV.17.Ferraillage de la dalle machine sens X Y.....	95
Tableau IV.18.Vérification des contraintes ELS sens X Y.....	97

Chapitre V :Etude de planchers

Tableau V.1.Moment en appuis ELU ELS (Plancher terrasse 1).....	109
Tableau V.2.Moment en travée ELU ELS (Plancher terrasse 1).....	109
Tableau V.3.Moment en appuis ELU ELS (Plancher terrasse 2).....	113
Tableau V.4.Moment en travée ELU ELS (Plancher terrasse 2).....	114
Tableau V.5.Moment en appuis ELU ELS (Plancher RDC 1).....	120
Tableau V.6.Moment en travée ELU ELS (Plancher RDC 1).....	120
Tableau V.7.Moment en appuis ELU ELS (Plancher RDC 2).....	122
Tableau V.8.Moment en travée ELU ELS (Plancher RDC 2).....	122
Tableau V.9.Moment en appuis ELU ELS (Plancher Entresol 1).....	128
Tableau V.10.Moment en travée ELU ELS (Plancher Entresol 1).....	128
Tableau V.11.Moment en appuis ELU ELS (Plancher Entresol 2).....	128
Tableau V.12.Moment en travée ELU ELS (Plancher Entresol 2).....	129
Tableau V.13.Ferraillage de plancher l'entre/sol en travée.....	129
Tableau V.14.Ferraillage de plancher l'entre/sol en appuis.....	130

Chapitre. VI : Etude sismique

Tableau VI.1 : classification des sites.....	137
Tableau VI.2: les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.....	141
Tableau VI.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	144
Tableau IV.4 : Valeurs de T1 et T2.....	146
Tableau VI.5 : Vérification de l'excentricité.....	148
Tableau VI.6: Calcul de Θ_x et Θ_Y SELON EX.....	149

Tableau VI.7: Calcul de Θ_x et Θ_Y SELON EY	150
Tableau VI.8. Vérifications de l'effort réduit poteau (40×55).....	150
Tableau VI.9. Vérifications de l'effort réduit poteau (35*55).....	151
Tableau VI.10. Vérifications de l'effort réduit poteau (35*40).....	151
Tableau VI.11: vérification de renversement de la structure selon X.....	151
Tableau VI.12: vérification de renversement de la structure selon Y.....	152
Tableau VI.13 : Vérification des déplacements E_X	153
Tableau VI.14 : Vérification des déplacements E_y	153

Chapitre VII Etude de portiques :

Tableau VII.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	156
Tableau VII.2. Sollicitations de calcul :.....	158
Tableau VII.3. Efforts appliqués.....	166
Tableau VII.4. Efforts appliqués poteau (35*40).....	171
Tableau VII.5: représente les coefficients et les contraintes utilisés dans les calculs.....	178
Tableau VII.6. Sollicitations de calcul poutre principale.....	179
Tableau VII.7. Sollicitations de calcul poutre secondaire.....	186
Tableau VII.8.Choix des armatures PS.....	186
Tableau VII.9. Sollicitations de calcul poutre de chinage.....	190
Tableau VII.10.Choix des armatures poutre de chinage.....	190
Tableau VII.11.Moment et effort de voile en sens Y.....	199

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1.Ferraillage du voile périphérique sens X Y.....	208
Tableau VIII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.....	209
Tableau VIII.3. Ferraillage des radier ELU.....	229
Tableau VIII. 4. Ferraillage des radier ELS.....	229
Tableau VIII.5.Ferraillage de Débord.....	230
Tableau VIII.6.Calcule ferraillage nervure ELU :.....	231
Tableau VIII.7. Calcule ferraillage nervure ELS.....	231

LISTE DES NOTATIONS :

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

KN: Kilo Newton

ml : mètre linéaire

MPa :Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

S_{acr} : Section de l'acrotère

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b : Contrainte de compression du béton

f_{bu} : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

σ_b : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_s : Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

τ_u : Contrainte de cisaillement

τ_u : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_e : Limite d'élasticité

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M : Moment, Masse

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

M_{tor} : Moment de torsion

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_r : Section d'armatures de répartitions

A_t : Section d'armatures transversales

B_{hom} : Section homogène du béton et l'acier

\emptyset : Diamètre

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales

f : La flèche

Δ_{fadm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

c : L'enrobage

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

K : Coefficient de raideur de sol

φ : Angle de frottement

Résumé :

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (habitation, bureaux) composée d'un RDC +7 étages + 2entresols et qui sera implantée dans la wilaya de ANNABA, classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (Auto desk Robot(, Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan)..

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié99, RPA99 version 2003).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Les mots clés

Pré dimensionnement, descente des charges, étude dynamique, logiciel Robot, Robot expert 2010, ferrailage, fondation..

الملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع (سكني, مكاتب) يتألف من طابقين بين ارضي +طابق ارضي + 7 طوابق , يتم انجازه بولاية عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم(III) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

(RPA99 version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المركزية المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي (RobotAuto desk). و قد تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (2003 ,

BAEL 91 modifier 99RPA 99 modifier en).

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع

الكلمات المفتاحية

التحجيم المسبق، نزول الأحمال، دراسة ديناميكية، برمجيات Robot expert 2010 , Robot expert 2010 , التعزيز , الأساس...

SUMMARY

The aim of this study is the design of structure used for habitation and offices.

It composes of RDC +7 stories + 2 between grounds that will be established in ANNABA's state which is classified in zone II according to the Algerians rules against of quake (RPA99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and walls.

The study and the analysis of this plan had been established by software (Auto deskRobot) ,A diaphragm constraint was assigned to each floor.

The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in Conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA93, BAEL91 modified 99, RPA99_version 2003).

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

Keywords

Pre-sizing, descent charges, Dynamic study, Robot software, Robot expert 2010, reinforcement, foundation...

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie civil est l'ensemble des techniques et des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol concernant les constructions civiles, et les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure urbaines, en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à respecter les données suivantes :

- L'usage.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.
- La sécurité qui dépend de la stabilité de l'ouvrage, notamment face à la nature.

En Algérie, après l'une des plus grandes catastrophes qu'elle a subies les expériences ont montré que la majorité des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, les projets devaient se conformer aux réglementations parasismiques. (RPA2003) qui rigidifient convenablement la structure.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (RDC+7+2E/S) à usage multiple (d'habitation et bureau), et l'étude se compose de dix chapitres suivant:

- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive générale de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation ensuite les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre qui est le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), et les éléments qui comporte notre bâtiment (l'acrotère, les escaliers, et les balcons). Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.
- Le troisième chapitre 3 qui est un évaluation des charges et aussi la descente des charges pour un but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants.
- Le quatrième chapitre a été consacré aux éléments non structuraux (secondaires) tels que l'escalier, l'acrotère et les balcons...
- le cinquième chapitre qui comprend l'étude des plancher.
- Le sixième chapitre qui entame l'étude dynamique et sismique de la structure en utilisant le logiciel ROBOT afin de déterminer les différents sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitations et charges sismique).

Introduction Générale

- Le septième chapitre concerne le ferrailage des éléments structuraux (principales), notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticalement et horizontalement.

Pour déterminer les moments fléchissent, les efforts normaux et tranchants on utilise le logiciel d'analyse des structures (Robot) et pour le ferrailage on utilise le Robot expert 2010.

- Le huitième chapitre consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation.

Enfin nous terminons notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

I.1.PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet porte sur l'étude *d'une structure (RDC+7+2E/Sol) a usage multiple* Le bâtiment se compose (montré à partir des planchers) :

- ❖ Les deux entresols a usage bureaux.
- ❖ D'un R.D.C et 7 étages à usage d'habitation comportant (2 F3)
- ❖ Une terrasse inaccessible.

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux qui assurent la rigidité du diaphragme horizontal et la sécurité contre les incendies.

L'ouvrage implanté dans la commune d'ANNABA située dans la willaya ANNABA qui est classée comme zone de moyenne séismicité (Zone II a) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.2.Caractéristiques géométriques:

Dimensions en élévation et en plan sont indiquées dans le tableau suivant :

<i>Longueur totale du bâtiment</i>	20.00m
<i>Largeur totale du bâtiment</i>	11.20m
<i>Hauteur totale du bâtiment</i>	36.00m
<i>Hauteur entresol 1</i>	4.00m
<i>Hauteur entresol 2</i>	4.00m
<i>Hauteur du RDC</i>	3.06 m
<i>Les étages courants</i>	3.06m
<i>Cage d'escaliers</i>	(4.8 × 3.00) m ²
<i>Cage d'ascenseur</i>	(1.6 × 1.85) m ²

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol rocheux d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

Contrainte admissible du sol = 2 bars.

Le poids spécifique de terre $\gamma = 2.8 \text{ t / m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 34^\circ$

I.4. Les éléments d'une construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

I.4.1. Système porteur :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé (poteau-poutre) et contreventement par des voiles en béton armé suivant les deux sens vu qu'il dépasse deux niveaux (8m).

Le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.4.2. Les Plancher:

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

Ils sont constitués par deux types :

-planchers en corps creux pour le RDC, entresol et les étages courants.

-planchers en dalles pleines (balcon, cage d'escalier, ascenseur)

La terrasse du bâtiment est inaccessible, l'étanchéité du plancher est assurée par une forme de pente et système en multicouche.

I.4.3. L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.4.4. L'escalier:

Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulés sur place.

La structure comporte deux cages d'escalier le premier du rez-de-chaussée au 7ème étage et autre entre les deux entresols.

Les types d'escaliers de notre structure sont :

- ❖ Type1 : constitué de deux volées et un palier

I.1.1 I.4.5.Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse et de murs rideaux en verre :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur ;
- Façades en panneaux de verre.

I.1.2 I.4.6.Le revêtement:

On a choisi :

- ❖ Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- ❖ Revêtement en carrelage pour les planchers.
- ❖ Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.4.7.Gaine d'ascenseurs:

Appareil élévateur permettant de transporter des personnes de matériels, dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux, ou faiblement inclinés sur la verticale.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment nous allons installer un seul ascenseur.

I.1.1 I.4.8.Les fondations:

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations.

Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Pour notre bâtiment on a choisi un radier général.

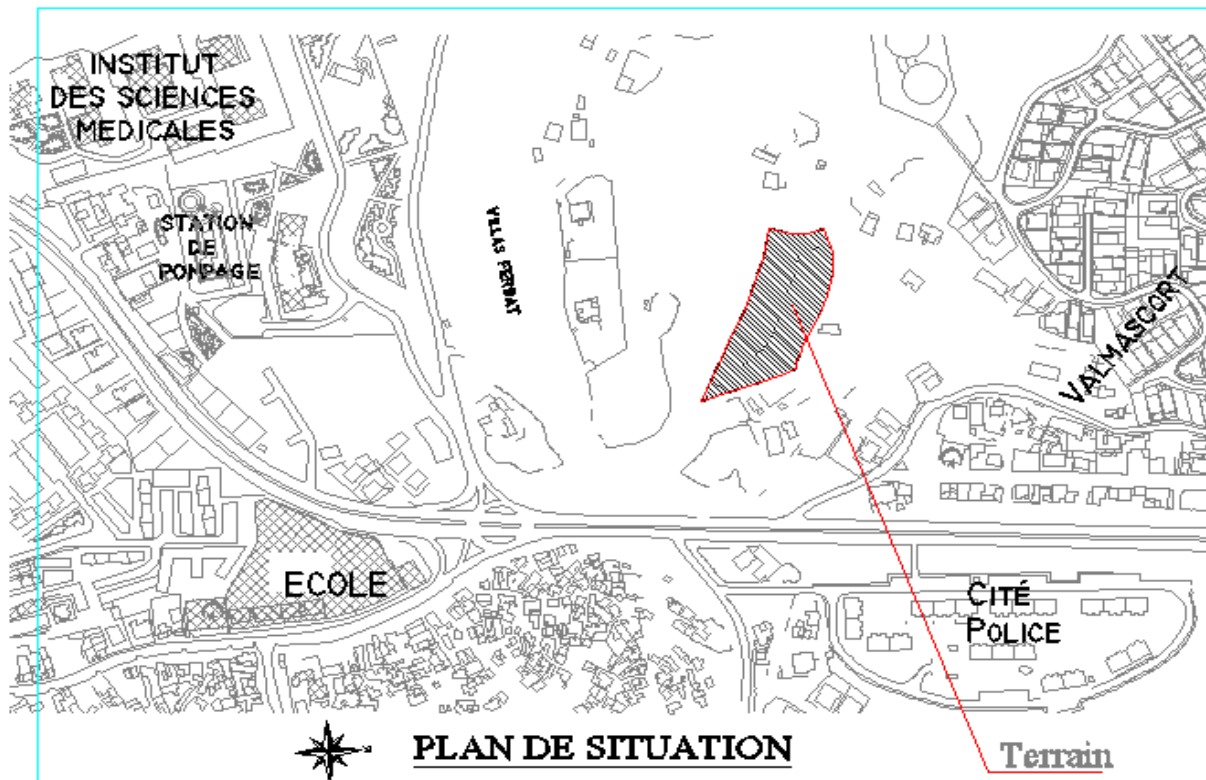


Figure I.1 : Plan de situation

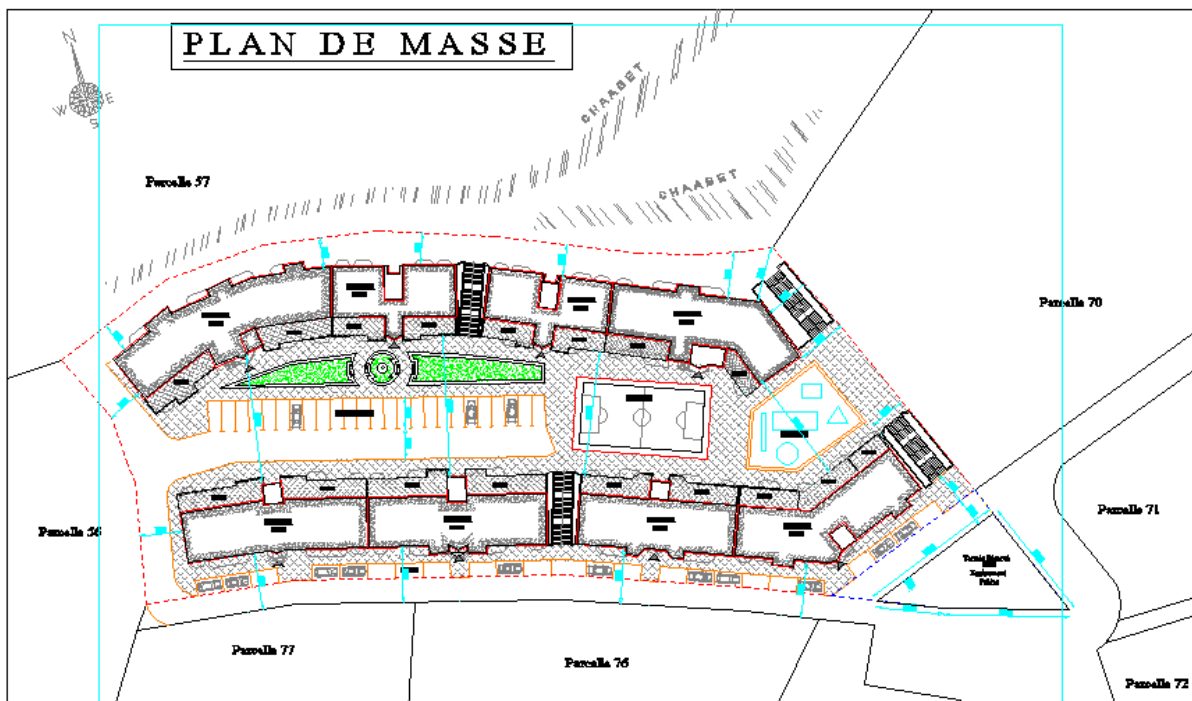


Figure I.2 : Plan de masse

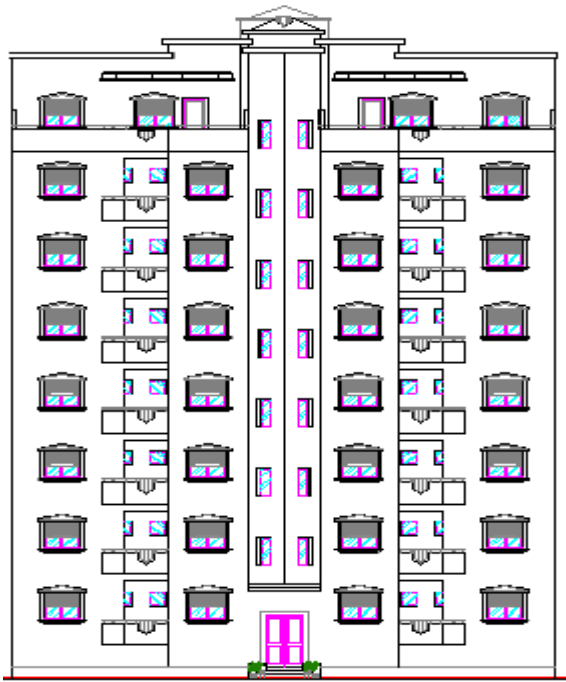


Figure I.3 : Façade principale

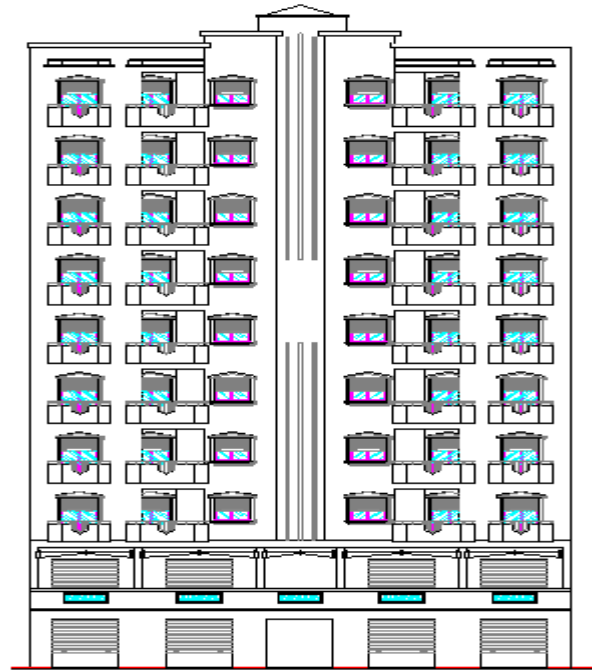
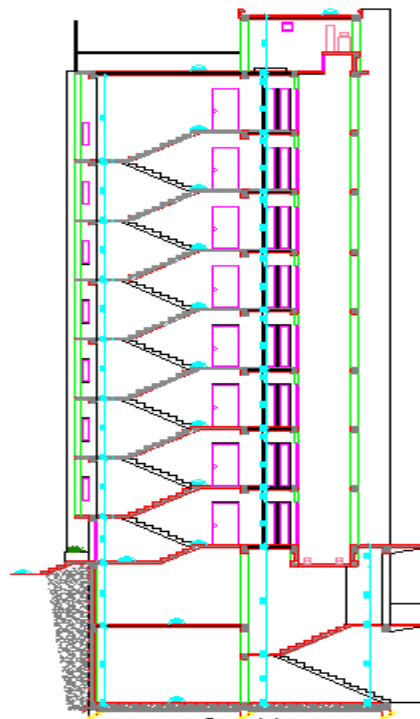


Figure I.4 : Façade postérieure

Figure I.5 : Coupe A-A



I.5.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

L'ingénieur doit avoir une très bonne connaissance des matériaux afin de pouvoir les choisir dans les meilleures conditions de sécurité, d'économie et de durabilité.

La connaissance des propriétés des matériaux permet de prévoir leur capacité à résister sous des conditions diverses. Parmi ces propriétés nous pouvons en citer les principales :

- Propriétés mécaniques : contrainte, résistance, déformation, plasticité,
- Propriétés physiques : dimensions, densité, porosité,
- Propriétés chimiques : résistance à la corrosion, aux acides,
- Propriétés physicochimiques : l'absorption, retrait, gonflement, perméabilité,
- Propriétés thermiques : dilatation, résistance et le comportement au feu.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.5.1.BÉTON:

***Définitions:**

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Il présente une bonne résistance à la compression par contre il ne présente pas une bonne résistance à la traction ou cisaillement. Tandis que l'acier résiste bien à la traction.

***Composition des matériaux :**

Dosage : pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

350 Kg de ciment (CPA 32,5).

400 kg Sable (0<Dg<5mm).

Gravillons (5<Dg< 15mm).

Gravier (15<Dg<25mm).

175 l d'eau de gâchage.

❖ Ciment:

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudres fines qui, ajoutés de l'eau, forment une pâte capable par hydratation de faire prise et durcir en un temps plus ou moins long. Le durcissement a lieu aussi bien à l'air que sous l'eau.

✓ Classification selon leur composite:

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en 5 types :

- CPA (Ciment Portland Artificiel) : contient 97% de clinker et un filler permettant le comportement.
- CPJ (Ciment Portland Composé) : contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier et pouzzolane.
- CLC (Ciment au Laitier et à la Cendre) : contient 25 à 66% de clinker, 20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier avec un filler dans les limites de 3%.

❖ Granulats:

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 à 75% du volume. Les agrégats proviennent d'une roche de différentes grosseurs : sable (0-5) mm et gravier (5-25) mm pour un béton ordinaire.

❖ Eau:

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton. Une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance, essentiellement due à la porosité. Un rapport eau-ciment compris entre 0.4 et 0.6 est très convenable.

***Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

Les caractéristiques mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module de déformation longitudinale (Module d'élasticité) :	
		Instantané	différé
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,006 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

Tableau I.2: propriétés mécaniques du béton.

• **Coefficient de Poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". $\nu = \frac{(l_0 - l) / l_0}{L - L_0 / L_0}$

Conformément au règlement [BAEL 91]: $\nu = \frac{\Delta L}{L}$

à l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

• **Masse volumique :**

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.

• **Contraintes limites :**

1. à l'ELU :

Est notée $\overline{f_{bu}}$ tel que :

$$\overline{f_{bu}} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à

- 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h
- 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- 0.85 : lorsqu' elle est inférieure à 1h

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

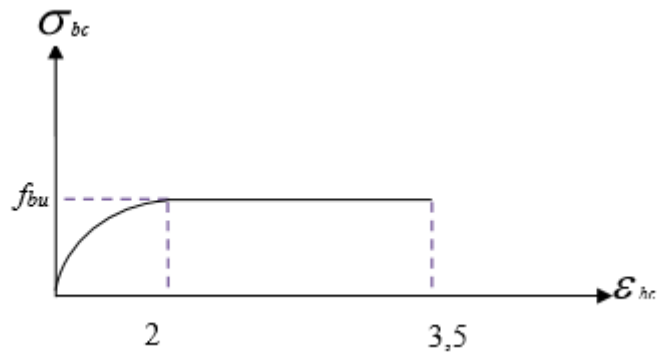


Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

2. à ELS:

Est donné par : —

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

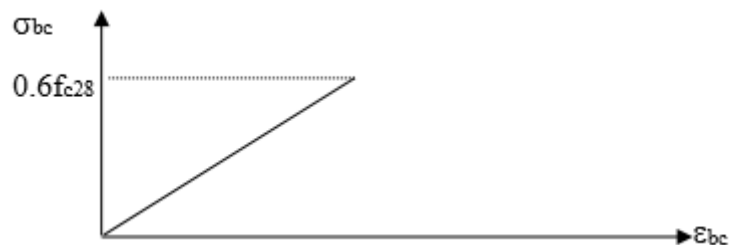


Figure I.7 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

• Contrainte ultime de cisaillement de béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :

V_u : Effort tranchant.

b, d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0.13.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0.1.f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

I.5.2.Acier:

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

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

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

❖ **Caractéristique mécanique :**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\varnothing < 10$	FeE =22 ($f_e = 215\text{ MPa}$) FeE =24 ($f_e = 235\text{ MPa}$)	$E_s = 2,1.10^5\text{MPa}$
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\varnothing > 10$	$f_e = 400\text{ MPa}$	
Treillis soudés	Eléments Plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520\text{MPa}$	

Tableau I.3: caractéristiques mécaniques des aciers.

Treillis soudés (T.S) Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

❖ **Contraint limite de l'acier :**▪ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_s = \left[\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$$

σ_s : contrainte de l'acier $\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

- $\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.
- $\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

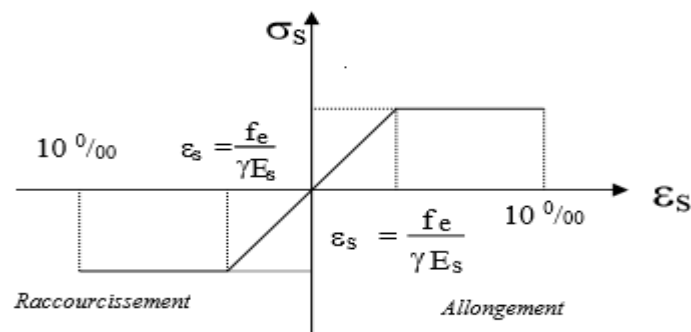


Figure I.8 : diagramme contrainte-déformation.

▪ **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t})$ (MPa)

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.5.3.HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

◆ Acier rond lisse $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Acier à haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

“ Le pré calcul “ des sections des différents éléments résistants c’est l’objectif de pré dimensionnement. Il sera fait selon les règles techniques algériennes : CBA 93, BAEL 91 et le RPA 99 V 2003 etc. Pour déterminer l’ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements. Le pré dimensionnement est considéré comme un avant-projet qui doit respecter certaines règles bien définis pour assurer la sécurité des occupants.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

I. II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II.2.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de Thonier 4 et vérifié selon le RPA99V2003.

On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

II.2.1.1 Les poutres principales (P.P) :

II.2.1.1 .a. Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Le Pré dimensionnement se fait en respectant la condition Selon le BAEL91. IL se fait en utilisant la condition suivante :

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

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

Sachant que :

L max : Portée maximale entre axe d’appuis de deux poutres principales.

h : Hauteur de la poutre.

Sens X : la travée le plus long = **4.6m**

Sens Y : = **5.8m**

Les poutres principales sont dans la direction Y (car 5.8m >4.6)

$$L_{\max} = 580 \text{ cm} \Rightarrow 580 \text{ cm} / 15 \leq h \leq 580 \text{ cm} / 10$$

$$38.66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

II.2.1.1.b. Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), les conditions soient satisfaites

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$h / b = 1.66 \leq 4 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

II.2.1.2. Les poutres secondaires (P.S) :

II.2.1.2.a. Définition

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont près dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

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

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

$$L = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow$$

$$30.67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

II.2.1.2.b. Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc après vérification on adopte les dimensions suivantes :



Figure II.1. dimensionnement des poutres

II.2.2. Pré dimensionnements des poteaux

II.2.2.a. Définition :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

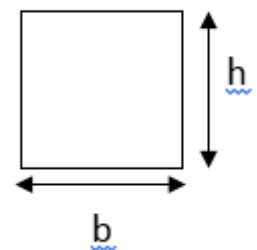
II.2.2.b. Pré dimensionnements :

Se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux. S'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critère de résistance.
2. Critère de stabilité de forme (flambement).
3. Conditions de RPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min (b, h) \geq \frac{he}{20} \quad \ll \text{Zone II. a} \gg \\ * \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$



D'après le BAEL91 en vérifier la condition de flambement

$$LF / b \leq 14,4$$

$$LF = 0,7 \times L0$$

$L0$ = hauteur de l'étage - largeur de la poutre

$$L0 = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$LF = 0,7 \times L0 = 193,2 \text{ cm}$$

$$B \geq LF / 14,4 = 13,41$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

II.2.2.c. Vérification RPA 2003 :

$$H \leq 4b \rightarrow h \leq 4(35) \rightarrow h \leq 140 \text{ cm}$$

$$H \geq b/4 \rightarrow h \geq 35/4 \rightarrow h \geq 8,75$$

$$\text{Donc : } 8,75 \text{ cm} \leq h \leq 140 \text{ cm}$$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b \times h$) comme suit :

Étage	Section ($b \times h$)
2 entre -sol	(40*55)
RDC	(40*55)
Étage 1 2 3	(35*55)
Étage 4 5 6 7	(35*40)
Terrasse	(35*40)

Tableau II.1. La section des poteaux ($b \times h$)

Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :

D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (II a)

$$\text{Min}(35, 40) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\text{Min}(35, 40) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$1/4 < 35/40 < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,875 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

La section (35*40) vérifier, donc les sections (40*55), (35*55) sont vérifiées.

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnements des murs en béton armé sont justifiés par l'article 7.7 de [RPA 99]. 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.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges. Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

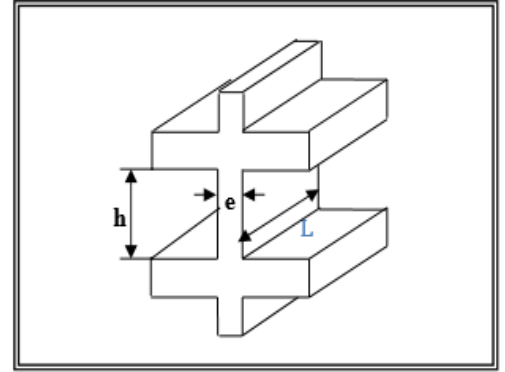


Figure II.2.voiles

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $(L \geq 4e)$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec : L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

- 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.

C.à.d. :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] : $e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 306/25 \Rightarrow e \geq 12,24\text{ cm}$$

$$e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 306/22 \Rightarrow e \geq 13,90\text{ cm}$$

$$e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq 306/20 \Rightarrow e \geq 15,30\text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \Rightarrow e \geq \text{max} (15 ; 12,24 ; 13,90; 15,30)$$

$$e \geq 15,30 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte: } e=20 \text{ cm}$$

D'après le RPA : $e=20 \text{ cm} > e_{\min}=15\text{cm} \Rightarrow$ **vérifier**

II.2.3.a. Voiles périphériques d'entre- sol

Selon le RPA99 l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm et la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \text{article (10-1-2)}$$

$$e \geq H_e/25 \quad \text{article (7-7-1)}$$

On a: $h_e = 3,86$ $e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 386/25 \rightarrow e \geq 19,3 \text{ cm}$

On adopte : $e=25 \text{ cm}$

D'après le RPA : $e=25 \text{ cm} > e_{\min} = 15\text{cm} \rightarrow$ **vérifier**

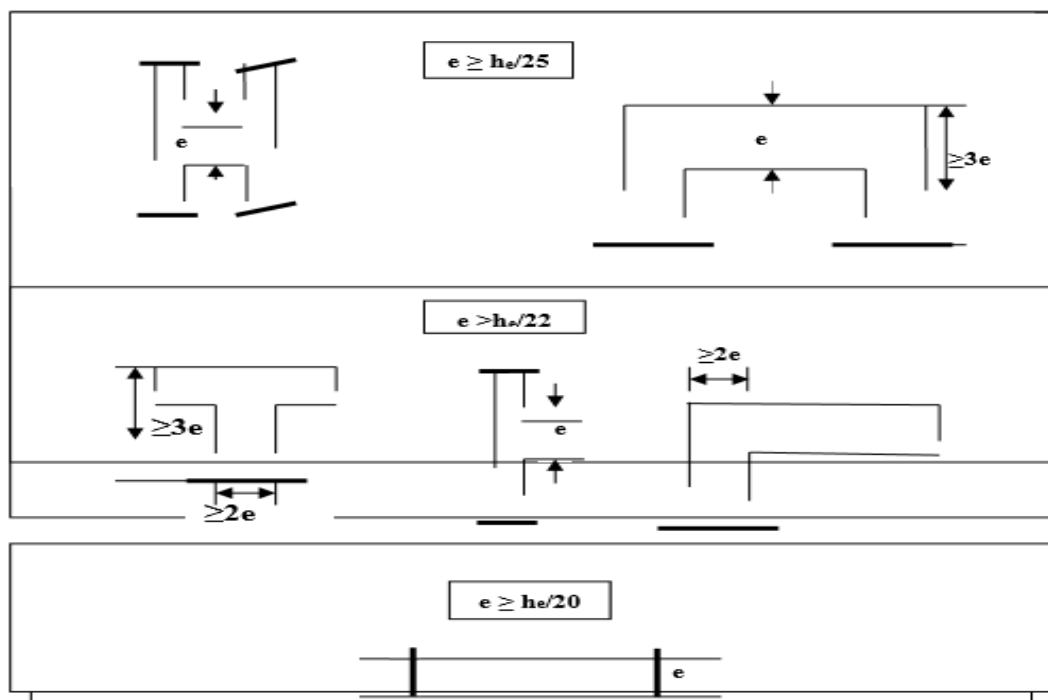


Figure II.3. Coupes des voiles en plan pour différents cas.

II.2.4. Les planchers :

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les étages courants, à des planchers à dalle pleine pour les balcons au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

II.2.4.a. Les planchers à corps creux :

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différentes charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Selon le CBA93, le plancher doit être dimensionné suivant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (\text{BAEL91/7.6.8.424})$$

H_t : Hauteur totale du plancher.

L : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

$L_{\text{poutres}} = L_{\text{poutre secondaire}} = 460\text{cm}$

$$450/25 \leq h_t \leq 460/20$$

$$18.03 \text{ cm} \leq h_t \leq 23\text{cm}$$

On prendra : $h_t = 20 \text{ cm} = 16 + 4 \text{ cm}$

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4) :

Avec :

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre

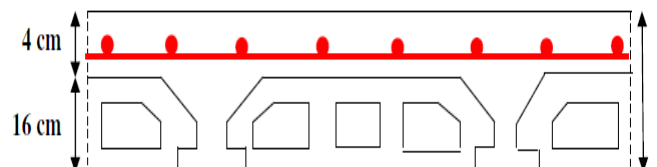
$$L_{\text{max}} = 4.6 \text{ m} \Rightarrow e \geq 20.44\text{cm}$$

On prend : **(16+4) cm.**

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm

Avec : 16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la table de compression.



II.2.4.b. Plancher en dalle pleine (palier) :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après.

- **Résistance au feu :**

$e=7,0\text{cm}$ Pour une heure de coupe de feu.

$e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu.

D'où : $e = 11\text{cm}$

- **Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Palier :

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

$L_x=1.3\text{ m}$

$L_y=2.7-0.3=2.4\text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{2.4} = 0.54 > 0.4$

\Rightarrow Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$$\frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \quad 3.71 \leq e \leq 4.33$$

Donc, on prend : **$e=15\text{ cm}$**

II.3. Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.3.1. Pré dimensionnement des escaliers :

II.3.1.a. Définition :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos).
- (2) : 0 L (projection horizontale de
- (3) : g (Giron) largeur de la marche.
- (4) : h (Hauteur du contre marche).
- (5) : 0 H (Hauteur de la volée).
- (6) : (Inclinaison de la paillasse).

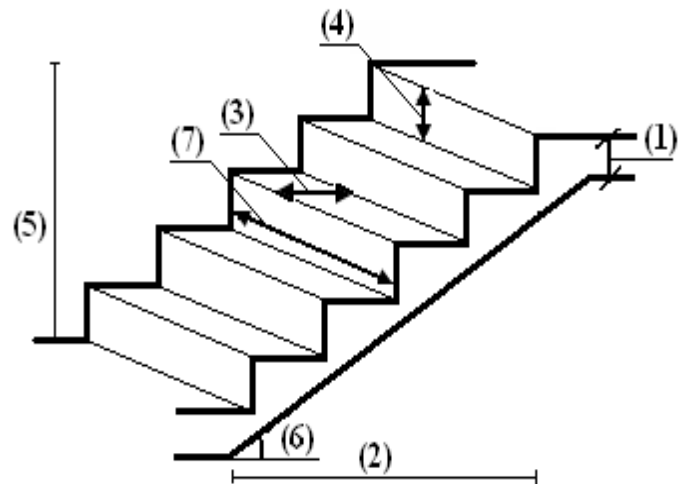


Figure II.4. schéma de l'escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit Vérifier les conditions suivantes :

$$h : \text{hauteur de contre marche} : 14 \leq h \leq 18$$

$$g : \text{la largeur de la marche (giron)} : 25 \leq g \leq 32$$

La formule empirique de Blondel est : $58 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$

II.3.1.b. Pour étage courant et RDC :

Hauteur : $H=3,06\text{m}$.

Giron : $g=30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

$$14 < h < 18 \text{ donc on adopte } h=17\text{cm}$$

➤ **Nombre de contre marche et de marche :**

Pour : $h=17$ cm

$$N_c = H/h = 306/17$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage $\Rightarrow 9$

contre marche par volée

$$n = N_c - 1 = 8 \text{ marche}$$

➤ **Inclinaison de la paillese :**

$$\text{Tang}(\alpha) = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 153 \text{ cm}$$

$$L' = n \times g \Rightarrow L' = 8 \times 30 \Rightarrow L' = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = 153/240 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ \text{ relief}$$

➤ **La longueur de volée est :**

$$\text{Sin}(\alpha) = H' / L \Rightarrow L = 153 / \text{sin}(32.52) \Rightarrow L = 284.60 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillese est :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 284.60/30 < e < 284.60/20 \Rightarrow 9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$. $L' = 240 \text{ cm}$

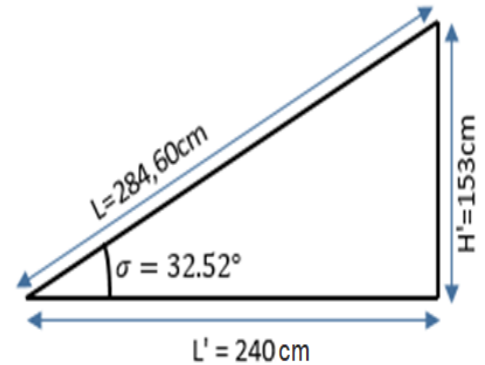


Figure (II.5) : schéma de calcul la longueur de volée.

II.3.1.c. Vérification de la formule de Blondel :

$$58 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$58 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm}$$

✓ $58 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$. Vérifié.

II.3.2. Balcon :

Est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice.

Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. A partir du 3eme étage, notre bâtiment contient une partie qui dépasse les limites des poteaux de rives.

Ces consoles sont constituées d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

➤ **Au niveau de entresol**

▪ $L_x=1.5 \text{ m}$

▪ $L_y=20.3 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{20.3} = 0.073 < 0.4$$

Pour un panneau isolé $h \geq \frac{L_x}{20} = 7.5 \text{ cm}$

Donc, on prend : **e=15 cm**

➤ **Au niveau des étages courants et terrasse**

▪ $L_x=0.8 \text{ m}$

▪ $L_y=3.07 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.26 < 0.4$$

Pour un panneau isolé $h \geq \frac{L_x}{20} = 4 \text{ cm}$

Donc, on prend: **e=15 cm**

➤ **Dalle console dans l'étages courants:**

$$h \geq \frac{L_x}{10} = 8 \text{ cm} \quad \text{on prend : e=15 cm}$$

➤ **Dalle console dans l'entresol:**

$$h \geq \frac{L_x}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend : e=15 cm}$$

II.3.3. Pré dimensionnement L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, elle est conçue pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastree au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

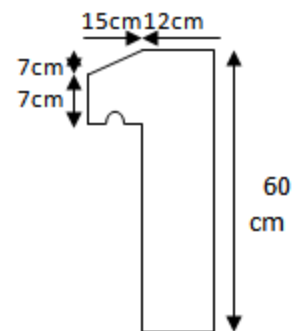


Figure (II.6) : schéma de l'acrotère

Elle est soumise à son poids propre (G) qui donne un effort

normal N d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

II. II.4. CONCLUSION :

Après que nous avons finis le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires,

Chapitre III :
Evaluation des actions et
descente de charges

III. 1 Evaluation des Actions**III.1.1. Introduction:**

Les charges agissant sur un élément dont il est question dans ce chapitre sont celles qui agissent directement sur lui (comme son poids propre) d'une part et d'autre part, celles transmises par d'autres éléments pour les cas des éléments structuraux. Ces charges sont déterminées pour évaluer le poids total de la structure afin de pouvoir dimensionner les éléments selon leurs poids.

III.1.2. Indication générale sur les règles et sécurité de B.A.E.L

La notion de sécurité dans les constructions au 19ème siècle ne dépendait que de l'expérience et de l'intuition du constructeur.

Ce n'est qu'à partir des progrès réalisés dans la connaissance des charges, de la résistance des matériaux et dans l'analyse des structures que le problème de la sécurité a été traité scientifiquement ; ceci a conduit à considérer des vérifications dans des conditions normales d'utilisation (E.L.S) et des conditions de ruine (E.L.U).

III.1.2.a. Etats Limites Ultimes (E.L.U)

Ce sont des états en général dont le dépassement entraîne la ruine très rapide de l'ouvrage.

Un risque de perte en vies humaines est à envisager. Une étude bien contrôlée est à envisager pour diminuer la probabilité d'atteindre cet état.

L'E.L. U peut être défini comme l'atteinte de la résistance ou l'instabilité locale ou totale. Cet état est relatif :

- A la résistance des matériaux par l'atteinte de la résistance de l'un des matériaux composant le béton armé ;
- A la statique de l'ouvrage par l'instabilité de l'ensemble de la structure ;
- A la stabilité de forme par l'instabilité d'un élément structural notamment le flambement de ce dernier.

III. 1.2.b. Etats Limites de Service (E.LS)

Ce sont des états dont le dépassement entraîne l'arrêt de service convenablement de l'ouvrage et son exploitation devient irréalisable. Ces états sont caractérisés par une déformation excessive, mais sans rupture ce qui signifie que le risque de perte de vies est faible.

Dans cet état, on est amené à considérer :

- Une limite de la déformation.
- Une limite d'ouverture des fissures.
- Une limite de compression du béton.

III.1.3. La sécurité dans une structure

Dans une structure en génie civil, la sécurité est la confiance dans la stabilité d'une construction. Ceci signifie que la probabilité que ces états notamment E.L.U & E.L.S ne soient pas atteints.

III.1.4. Hypothèses de calcul aux états limites**❖ Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation $\sigma; \varepsilon$ de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

❖ Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15,$$

Avec : E_s, E_b module de Young de l'acier et béton respectivement.

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

III.1.5. Actions et Sollicitations**III.1.5.a. Actions :**

Les actions sont les influences (charges, déformations imposées) qui, individuellement ou réunies, sont capables d'engendrer des contraintes ou des déformations aux ouvrages.

▪ Actions permanents (G)

Ce sont des charges permanentes et ne varient pas d'intensités ou varient très peu dans le temps. Généralement c'est le poids propre de la structure, poids des équipements fixes et la poussée des terres.

▪ Actions variables (Q)

Ce sont des actions dont les intensités varient de façon importante dans le temps et qui sont définies par les conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ce sont les surcharges d'exploitations, les actions naturelles et climatiques, (Neige « S_n », Vent « W », Température « T »).

Ici le bâtiment est à usage d'habitation. Nous affectons les charges du D.T.R ; BC2.2.

III.1.5.b.Évaluation des charges et surcharge :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges exploitation (Q).

III.1.5. b.1. Plancher terrasse inaccessible :

Le Terrasse est inaccessible et réalisé en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Gravillon de protection	5	20	1
2-Etanchéité multi couche	2	6	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	8	20	1.6
5-Dalle à corps creux	16+4	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20
G =	5.88		(KN/m²)
Q =	1		(KN/m²)

Tableau III.1.Charges permanentes et charge d'exploitation Plancher terrasse inaccessible

III.1.5. b.2. Plancher étage courant, RDC et les 2 entresols :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3- Couche de sable	3	18	0.54
4- Dalle à corps creux	16+4	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-cloisons	10	10	1.00
G =	5.54		(KN/m²)
Q_{habitation}	1.5		(KN/m²)
Q_{bureau}	2.5		

Tableau III.2.Charges permanentes et charge d'exploitation Plancher étage courant, RDC et les 2 entresols

III.1.5. b.3. Les murs à doubles parois en brique creuses :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Briques creuses	15	-	1.30
4-Briques creuses	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20
G =	2.76		(KN/m²)

Tableau III.3. Charge permanente des murs à doubles parois en brique creuses

III.1.5. b.4. Murs intérieurs chambres :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
4-Briques creuses	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20
G =	1.46		(KN/m²)

Tableau III.4. Charge permanente des Murs intérieurs chambres

III.1.5. b.5. Acrotère :

On fait les calculs pour 1m de longueur.

▪ **Charge permanente :**

Poids propre :

$$P_p = 25 * S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

- Largeur : b=100cm
- Hauteur : H=60cm
- Epaisseur : e=10cm

$$S_{acr} = (0.6 \times 0.10) + (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1)$$

$$S_{acr} = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0.0685 \times 25 \rightarrow P_p = 1.71 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$G=18 \times 0.02 \times 2(0.6+0.1) =0.504 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr}= 1.71 +0.504 = 2.21 \text{ KN/ml}$$

G =	2.21	(KN/ml)
Q =	1	(KN/ml)

Tableau III.5.Charges permanentes et charge d’exploitation : Enduit en ciment

III.1.5. b.7.Escaliers

- **Palier :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	18	0.36
4-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
5-Enduit de plâtre	2	10	0.2
G =	5.11		(KN/m²)
Q =	2.5		(KN/m²)

Tableau III.6.Charges permanentes et charge d’exploitation : palier

- **Volée (paillasse) :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Marche	8.5	25	2.125
5- paillasse	15/cos (32.52°)	25	4.45
6-Enduit de plâtre	2/cos (32.52°)	10	0.24
7-Grande-corps	-	-	0.6
G =	8.575		(KN/m²)
Q =	2.5		(KN/m²)

Tableau III.7.Charges permanentes et charge d’exploitation : volée

III.1.5. b.8. Balcons :

- Balcon d'une terrasse inaccessible :

Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	5	20	1
2-Étanchéité multi couche	2	6	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	8	20	1.6
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de plâtre	2	10	0.2
G =	6.83		(KN/m²)
Q =	1		(KN/m²)

Tableau III.8.Charges permanentes et charge d'exploitation : balcon terrasse inaccessible

- Balcon un étage courant et entresol:

Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3-Sable fin	3	18	0.54
4-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
G =	5.65		(KN/m²)
Q étage courant=	3.5		(KN/m²)
Q entresol =	2.5		

Tableau III.9.Charges permanentes et charge d'exploitation : balcon d'un étage courant et d'entresol

- Dalle pleine dans l'étage courant (séchoir) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	10	10	1
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	3	20	0.60
4-Dalle pleine en BA	3	18	0.54
5-Enduit de ciment	15	25	3.75
	2	10	0.2
G =	6.49		KN/m²
Q	1.5		KN/m²

Tableau III.10.Charges permanentes et charge d'exploitation : Dalle pleine

III.3. Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations. On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- Le poids des éléments qu'il supporte.

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Étapes de calculs :

- ✓ Le choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- ✓ La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification par rapport à RPA 2003.

Poteau intermédiaire

La surface afférente S1: c'est la surface revenant au poteau (35x40) cm²

$$S1=2.5 \times (1.775+2.125) \times 2.7(1.775+2.125)$$

$$S1=20.28 \text{ m}^2$$

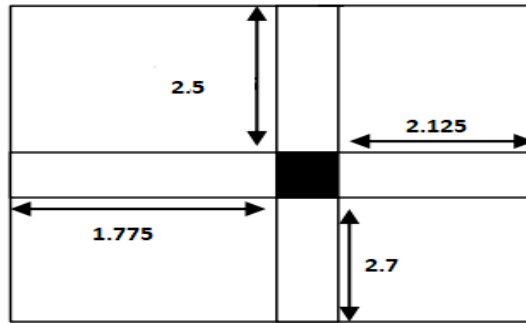


Figure III.1. La surface afférente S1 poteau (35x40) cm²

La surface afférente S2: c'est la surface revenant au poteau (35x55) cm²

$$S2=19.695 \text{ m}^2$$

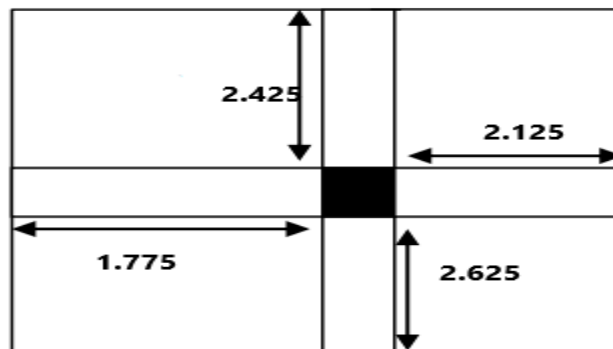


Figure III.2. La surface afférente S2 poteau (35x55) cm²

La surface afférente S3: c'est la surface revenant au poteau (40x55) cm²

$$S3=18.98 \text{ m}^2$$

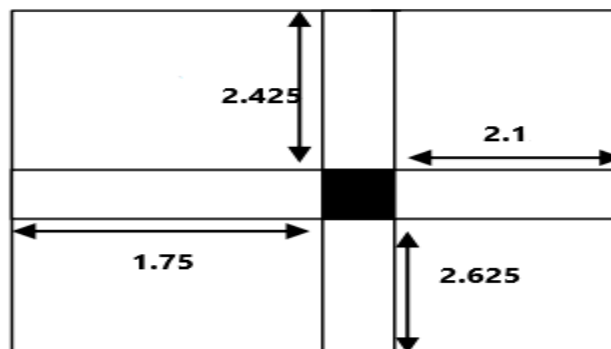


Figure III.3. La surface afférente S3 poteau (40x55) cm²

▪ Sous G et Q:

Niveau	Elément	$\sum G$	$\sum q$
+21.42	Plancher terrasse : 0.588x20.28 = 11.92 Poutre principale : (0.3x0.5) x5.2x2.5= 1.95 Poutre secondaire : (0.3x0.4) x3.85x2.5= 1.155 Poteau : (0.35x0.4) x2.5x3.06=1.071	16.096	0.1x20.02 = 2
+18.36	N1 = 16.096 Plancher étage : 0.544x20.28 = 11.03 Poutre principale : (0.3x0.5) x5.2x2.5= 1.95 Poutre secondaire : (0.3x0.4) x3.85x2.5= 1.155 Poteau : (0.35x0.4) x2.5x3.06= 1.071	31.3	2+1x0.15x20.02 = 5
+15.3	N2 =31.3 Plancher étage : 0.544x20.28 = 11.03 Poutre principale : (0.3x0.5) x5.2x2.5= ... 1.95 Poutre secondaire : (0.3x0.4) x3.85x2.5= 1.155 Poteau : (0.35x0.4) x2.5x3.06= 1.071	46.5	7.7
+12.24	N3=46.5 Plancher étage : 0.544x20.28 = 11.03 Poutre principale : (0.3x0.5) x5.2x2.5= 1.95 Poutre secondaire : (0.3x0.4) x3.85x2.5= 1.155 Poteau : (0.35x0.4) x2.5x3.06= 1.071	61.714	10.1
+9.18	N4=61.71 Plancher étage : 0.544x 19.695 = 10.71 Poutre principale : (0.3x0.5) x5.15x2.5= 1.931 Poutre secondaire : (0.3x0.4) x3.85x2.5= 1.155 Poteau : (0.35x0.55) x2.5x3.06= 1.472	76.98	12.18
+6.12	N5=76.98 Plancher étage :	92.25	13.97

	$0.544 \times 19.695 = \dots\dots\dots 10.71$ Poutre principale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.15 \times 2.5 = \dots\dots 1.931$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots 1.155$ Poteau : $(0.35 \times 0.55) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots 1.472$		
+3.06	$N6 = 92.25$ Plancher étage : $0.544 \times 19.695 = \dots\dots\dots 10.71$ Poutre principale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.15 \times 2.5 = \dots\dots 1.931$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots 1.155$ Poteau : $(0.35 \times 0.55) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots 1.472$	107.518	15.45
+0.00	$N7 = 107.518$ Plancher étage : $0.544 \times 18.98 = \dots\dots\dots 10.325$ Poutre principale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.15 \times 2.5 = \dots\dots 1.931$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots 1.155$ Poteau : $(0.4 \times 0.55) \times 2.5 \times 3.06 = \dots\dots 1.683$	122.61	16.84
-4.00	$N8 = 122.61$ Plancher étage : $0.544 \times 18.98 = \dots\dots\dots 10.325$ Poutre principale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.15 \times 2.5 = \dots\dots 1.931$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots 1.155$ Poteau : $(0.4 \times 0.55) \times 2.5 \times 4 = \dots\dots\dots 2.2$	138.223	19.85
-8.00	$N9 = 138.223$ Plancher étage : $0.544 \times 18.98 = \dots\dots\dots 10.325$ Poutre principale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.15 \times 2.5 = \dots\dots 1.931$ Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 3.85 \times 2.5 = \dots\dots 1.155$ Poteau : $(0.4 \times 0.55) \times 2.5 \times 4 = 2.2$	153.834	22.65

Tableau III.11.Descente des charges: Poteau intermédiaire

III.4. Combinaisons des charges :

- **Poteau (35x40) :**

- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$= (1.35 \times 61.714) + (1.5 \times 10.1) \quad N_u = \mathbf{98.464}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$= 61.714 + 10.1$$

$$N_s = \mathbf{71.814t}$$

III.5. Vérification de la stabilité de forme :

- ✓ Moment d'inertie :

$$I = bh^3 / 12 = 35 \times 40^3 / 12 = 186666.66 \text{ cm}^4$$

- ✓ La section :

$$B = b \times h = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{186666.66/1400} = 11.547$$

- ✓ Longueur de flambement :

$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$$

- ✓ L'élanement du poteau :

$$\lambda = l_f / i = 186.2 / 11.547 = 16.1$$

- ✓ $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) = 0.815$

- ✓ La surface réduite :

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 33 \times 38 = 1254 \text{ cm}^2$$

- ✓ $A = \max \begin{cases} 0.2\% b * h = 0.2 \times 35 \times 40 / 100 = 2.8 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h) \% = 8(35 + 40) / 100 = 6 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 6 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- ✓ $N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_{e}}{\gamma_s} \right] = 0.815 [1254 \times 250 / 1.35 + 6 \times 4000 / 1.15]$

$$= 206269.8 \text{ kgf} = 206.269 \text{ tf}$$

$$N_u = \mathbf{98.464t} \quad f < 206.269 \text{tf} \quad \text{vérifier}$$

▪ **Poteau (35x55) :**

➤ **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$= (1.35 \times 107.518) + (1.5 \times 15.45)$$

$$N_u = 168.32 \text{ t}$$

➤ **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$= 107.518 + 15.45$$

$$N_s = 122.968 \text{ t}$$

III.5. Vérification de la stabilité de forme :

✓ Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 35 \times 55^3 / 12 = 485260.416 \text{ cm}^4$

✓ La section : $B = b \times h = 35 \times 55 = 1925 \text{ cm}^2$

✓ Le rayon de giration : $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{485260.416 / 1925} = 15.877$

✓ Longueur de flambement : $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$

✓ L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 186.2 / 15.877 = 11.727$

✓ $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) = 0.831$

✓ La surface réduite : $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 33 \times 53 = 1749 \text{ cm}^2$

✓ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times h = 0.2 \times 35 \times 55 / 100 = 3.85 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h) \% = 8(35 + 55) / 100 = 7.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

✓ $N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.831 [1749 \times 250 / 1.35 + 7.2 \times 4000 / 1.15]$

$$= 289962.79 \text{ kgf} = 289.96 \text{ tf}$$

➤ $N_u = 168.32 < 289.96 \text{ tf}$ vérifier

Poteau (40x55) :

➤ **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$= (1.35 \times 153.834) + (1.5 \times 22.65)$$

$$N_u = 241.65 \text{ t}$$

➤ À P'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q$$

$$= 153.834 + 22.65$$

$$N_s = 176.48 \text{ t}$$

III.5. Vérification de la stabilité de forme :

✓ Moment d'inertie : $I = bh^3 / 12 = 40 \times 55^3 / 12 = 554583.33 \text{ cm}^4$

✓ La section : $B = b \times h = 40 \times 55 = 2200 \text{ cm}^2$

✓ Le rayon de giration : $i = \sqrt{I/B} = 15.87$

✓ Longueur de flambement : $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$

✓ L'élancement du poteau : $\lambda = l_f / i = 186.2 / 15.87 = 11.72$

✓ $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) = 0.831$

✓ La surface réduite : $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 53 = 2014 \text{ cm}^2$

✓ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b \times h = 0.2 \times 40 \times 55 / 100 = 4.4 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h) \% = 8(40 + 55) / 100 = 7.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow A = 7.6 \text{ cm}^2$

✓ $N_u < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.831 [2014 \times 250 / 1.35 + 7.6 \times 4000 / 1.15]$

$$= 331899.5 \text{ kgf} = 331.89 \text{ tf}$$

$$N_u = 241.65 \text{ tf} < 331.89 \text{ tf} \text{ vérifier}$$

Chapitre IV:

Etude des éléments

secondaires

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; ils sont soumis uniquement à leurs poids propres et leurs surcharges.

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ce présent chapitre a pour but de déterminer le ferrailage nécessaire de chaque élément secondaire qui correspond aux : Acrotère. Escalier. Poutre, palière, Balcon

IV.2.L'acrotère:

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, exposé aux intempéries dont la réalisation est indispensable pour la sécurité du personnel et la protection de l'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante. Il est réalisé en béton armé.

IV.2.1 Charge permanente

❖ Poids propre :

$P_p = 25 * S_{acr}$ (l'acrotère est fait en B.A)

$$S_{acr} = (0,07 \times 0,15) + (0,15 \times 0,08) + (0,12 \times 0,6) = 0,09 \text{m}^2$$

$$P_p = 25 * 0,09 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

❖ Enduit en ciment :

$$P = 0,6 + 0,12 + 0,08 + 0,15 + 0,45 + 0,165 = 1,565$$

$$G = 0,02 \times 18 (1,565) = 0,563 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 2,25 + 0,563 = 2,813 \text{ KN/ml}$$

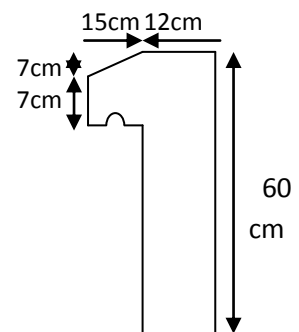


Figure IV.1.l'acrotère

G =	2.813	(KN/ml)
Q =	1	(KN/ml)

IV.2.2.Sollicitation:➤ **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35xG = 1,35x 2.813 = 3.797 \text{ KN.m} = 0.3797 \text{ t.m}$$

$$M_q = Q*H = 1*0.6 = 0.6 \text{ KN.m} = 0.06 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1,5xQ*H = 1,5x0,6 = 0,9 \text{ KN.m} = 0.09 \text{ t.m}$$

➤ **A l'ELS:**

$$N_s = G = 2.813 \text{ KN.m} = 0.2831 \text{ t.m}$$

$$M_s = M_q = 0.6 \text{ KN.m} = 0.06 \text{ t.m}$$

IV.2.3.Ferraillage de l'acrotère❖ **à l'ELU :**

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 3 cm

d = h - c : Hauteur utile

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ult}}{N_{ult}} / = \frac{0.9}{3.797} = 0.2370 \text{ m} = 23,70 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M_u + (N_u * e) = 0.09 + (0.3797 * 0.02) = 0.0975 \text{ tf/ml}$$

$$M_{ua} = 0.0975 \text{ tf/ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.0975 * 10^5}{100 * 7^2 * 142} = 0.014$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85.104}{1,15} = 142 \text{ kgf/cm}^2 = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0.014 < \mu_r = 0.386$$

la section est simplement armée donc $A_s' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.014)}}{0.8} = 0.01762$$

$$Z = d(1 - 0.4\mu) = 7(1 - 0.4(0.017)) = 6.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_s} = \frac{0.0975 * 10^5}{6.96 * 3480} = 0.402 \text{ cm}^2$$

On adoptant $A_s=3.02$ soit 6HA8

❖ **Vérification à l'ELU:**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min}=0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_s=3,02 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles

Calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s=3,02 \text{ soit } 6\text{HA}8$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,755 \text{ cm/ml}$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² répartie sur 60 cm de hauteur.

❖ **Espacement :**

$$St \leq \min(3 \cdot b, 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{BAEL-99}$$

$$St \leq \min(3 \cdot 10, 33) = (30; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ nous adoptons un espacement } St = 20$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPA}$$

L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$LC = \frac{h}{2} - e_s = 5 - 21,32 = -16,32 \text{ cm}$$

$$LC = -16,32 \text{ cm}$$

$$A_s = A_{st} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$y^3 + Py + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3(L_c)^2 - 90A_s \frac{LC-d'}{b} + 90A_{st} \frac{d-LC}{b}$$

$$P = -3(-16,32)^2 - 90 \cdot 3,02 \cdot \left(\frac{-16,32-4}{100}\right) + 90 \cdot 3,02 \cdot \frac{7+16,32}{100}$$

$P = -680,38$

$$Q = -2(L_c^3) - 90A_s \frac{(LC-d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d-LC)^2}{b}$$

$$Q = -2(-16,32)^3 - 90 \cdot 3,02 \cdot \frac{(-16,32-4)^2}{100} - 90 \cdot 3,02 \cdot \frac{(7+16,32)^2}{100}$$

$$y^3 - 680.38y + 6093.03$$

La solution d'équation du troisième degré ci-haut est obtenue par la méthode suivant:

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -46100032.95 < 0$$

$$\cos\phi = \left(3 * \frac{q}{2p}\right) \sqrt{\frac{3}{p}} = 0.892136 \rightarrow 26.91^\circ$$

$$a = 2 * \sqrt{\frac{p}{3}} = 30.12$$

$$y_1 = a \cos(\phi/3) = 30.12 \cos(83.59/3) = 29.75$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = 30.12 \cos\left(\frac{83.59}{3} + 120^\circ\right) = 18.94$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 30.12 \cos\left(\frac{83.59}{3} + 240^\circ\right) = 10.81$$

Nous choisissons la valeur $y_1 = 26.56 \text{ cm}$, qui est positive et satisfait la relation

$$0 \leq y_{ser} \leq d \quad \mathbf{y_{ser} = y + LC}$$

$$Y_{1ser} = -29.75 + (-16.32) = -46.07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$Y_{2ser} = 18.94 + (-16.32) = 2.61 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$Y_{3ser} = 10.81 + (-16.32) = -5.51 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$Y_{ser} = y_{2ser} = 2.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section réduite est :

$$I = b * \frac{Y_{ser}^3}{3} + 15[As(d - Y_{ser})^2 + A's(Y_{ser} - d')^2]$$

Avec $A's = 0$

$$I = b * \frac{Y_{ser}^3}{3} + 15[As(d - Y_{ser})^2] = 100 * \frac{2.61^3}{3} + 15 * 3.02 * (7 - 2.61)^2$$

$$I = 1465.67 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$K = \frac{N_s * Y_{ser}}{I} = 2.813 * \frac{2.61}{1465.67} = 0.005 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0.0131 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 0.131 \text{ MPA} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{OK}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,6 \times 10^5}{1465,67} \times (0,07 - 0,0261) = 26,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 26,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^2}{100 \times 7} = 0,214 \text{ Kg/cm}^2 = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

✚ D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 * C_p * A * W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés (R.P.A 2003)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) (R.P.A 2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2,813 \text{ kN}$$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,813 = 1,350 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$ME = FP \cdot h = 1.35 \times 0.6 \rightarrow ME = 0.081 \text{ t.m/ml}$$

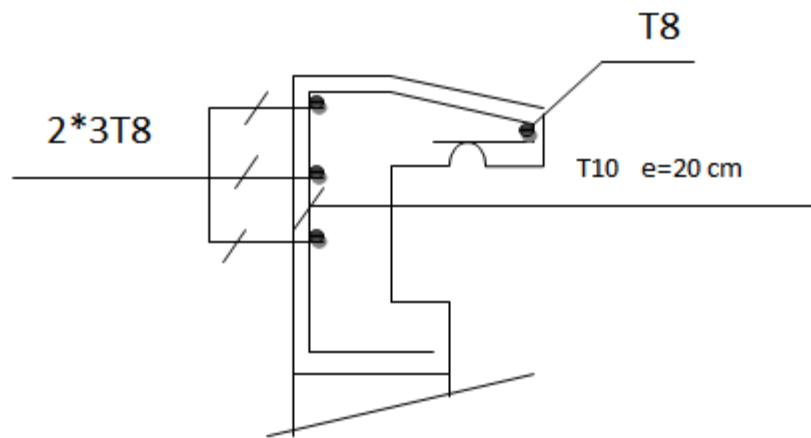


Figure IV.2: Schéma ferrailage acrotère

IV.3.L'ESCALIER :

IV.3.1.INTRODUCTION :

Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens reposant sur deux appuis, ils sont constitués de deux parties :

- le palier de repos qui est horizontale.
- la volée qui est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale, constituée d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

IV.3.2.Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement a été étudié dans le chapitre II consacré au pré dimensionnement des éléments.

IV.3.3.Évaluation des charges et surcharge

A. Type →Entre sol. Vol 2

Pour une bonde de 1m de largeur :

	Volée	Palier
Charge permanente G	0.856 t/m	0.511 t/m
Charge d'exploitation Q	0.25 t/m	0.25 t/m

Volée :

➤ ELU :

$$Q_v = 1.35(0.856) + 1.5(0.25) = 1.156 + 0.375 = 1.531 \text{ t/ml}$$

➤ ELS

$$Q_v = G + Q = 0.856 + 0.25 = 1.106 \text{ t/ml}$$

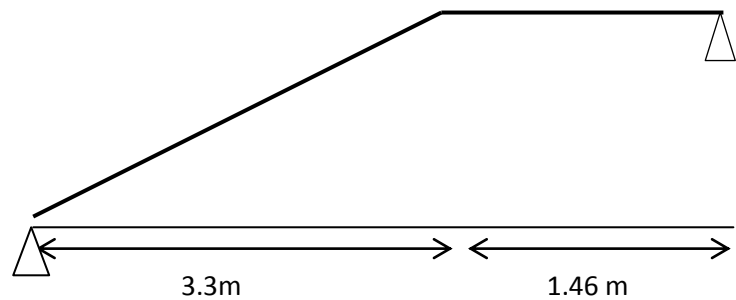
Palier :

➤ ELU :

$$Q_p = 1.35(0.511) + 1.5(0.25) = 0.690 + 0.375 = 1.065 \text{ t/ml}$$

➤ ELS :

$$Q_p = G + Q = 0.511 + 0.25 = 0.761 \text{ t/ml}$$



$$Q_v = 1.531$$

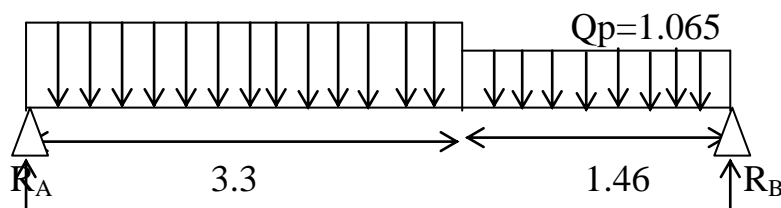


Figure IV.3.shéma statique de l'escalier

IV.3.4.Clcul des réactions d'appuis :

➤ **ELU**

$$Q_v = 1.35(0.856) + 1.5(0.25) = 1.156 + 0.375 = 1.531 \text{ t/ml}$$

$$Q_p = 1.35(0.511) + 1.5(0.25) = 0.690 + 0.375 = 1.065 \text{ t/ml}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow Qv(3.3) + Qp(1.46) = 6.61 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A(4.76) - (5.052 \times 3.11) - (1.554 \times 0.73) \Rightarrow R_A = 3.54 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(4.76) - (1.554 \times 4.03) - (5.052 \times 1.65) \Rightarrow R_B = 3.066 \text{ t/ml}$$

$$R_A + R_B = 3.54 + 3.066 = 6.60 \text{ t/ml} \Rightarrow (\text{Vérifiée}).$$

IV.3.5. Calcul des efforts internes :

$$0 < X < 3.3 \text{ m} :$$

$$M(x) = R_A x - Qv x^2 / 2$$

$$M(x) = 3.54x - 0.765 x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(3.3) = 3.35 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$V(x) = 3.54 - 1.531 x \begin{cases} V(0) = 3.54 \text{ t} \\ V(3.3) = -1.512 \text{ t} \end{cases}$$

$$0 < X < 1.46 \text{ m} :$$

$$M(x) = 3.066 x - 0.532 x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1.46) = 3.34 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 3.066 - 1.065 x \begin{cases} V(0) = 3.066 \text{ t} \\ V(1.57) = 1.511 \text{ t} \end{cases}$$

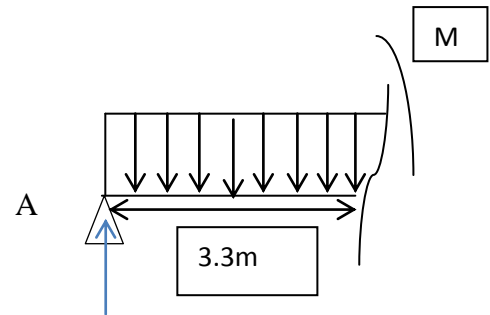
$$X = \frac{3.066}{1.065} = 2.87 \text{ m}$$

$$M(x) = 3.066 * (2.87) - 0.532 * (2.87)^2$$

$$M_{\max} = M(2.87 \text{ m}) = 4.417 \text{ t.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M(x)_{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :



Moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times M(x)_{\max} = 0.85 \times 4.417 = 3.75 \text{ t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30 \times M(x)_{\max} = 0.3 \times 4.417 = 1.325 \text{ t.m}$$

➤ **ELS :**

$$Q_v = G + Q = 0.856 + 0.25 = 1.106 \text{ t/ml}$$

$$Q_p = G + Q = 0.511 + 0.25 = 0.761 \text{ t/ml}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow Q_v(3.3) + Q_p(1.46) = 3.649 + 1.111 = 4.76 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A(4.76) - 3.649 * 3.11 - (1.111 * 0.73) \Rightarrow R_A = 2.55 \text{ t}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_B(4.76) - 1.111 * 4.03 - (3.649 * 1.65) \Rightarrow R_B = 2.20 \text{ t}$$

$$R_A + R_B = 2.55 + 2.20 = 4.75 \text{ t/ml} \Rightarrow (\text{Vérifiée}).$$

Calcul des efforts internes :

$$0 < X < 3.3 \text{ m} :$$

$$M(x) = R_A x - Q_v x^2 / 2$$

$$M(x) = 2.55x - 0.553x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(3.3) = 2.392 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$V(x) = 2.55 - 1.106x \begin{cases} V(0) = 2.55 \text{ t} \\ V(3.3) = -1.0998 \text{ t} \end{cases}$$

$$0 < X < 1.46 \text{ m} :$$

$$M(x) = 2.20x - 0.38x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1.46) = 2.401 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 2.20 - 0.761x \begin{cases} V(0) = 2.2 \text{ t} \\ V(1.46) = 1.0889 \text{ t} \end{cases}$$

$$X = \frac{2.2}{0.761} = 2.89 \text{ m}$$

$$M(x) = 2.2 * (2.89) - 0.38 * (2.89)^2$$

$$M_{\max} = M(2.52 \text{ m}) = 3.184 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times M(x)_{\max} = 0.85 \times 3.184 = 2.706 \text{ t.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.30 \times M(x)_{\max} = 0.3 \times 3.184 = 0.955 \text{ t.m}$$

V.3.6.Ferraillage

Le ferraillage des escaliers se fait suivant les hypothèses de calcul ci-dessous :

- Le ferraillage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple.
- La fissuration est jugée peu nuisible.

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 mètre en flexion simple à l'ELU et la fissuration est peu nuisible avec :

- $b = 1 \text{ m}$.
- $h = 0.15 \text{ m}$.
- $d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m}$.
- Enrobages des armatures $c=c'=3\text{cm}$
- Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\sigma_b=14.20\text{MPa}$
- Acier: FeE400 $\sigma_s=348\text{MPa}$

En ELU on a :

$$\begin{cases} M_{travée} = 3.75 \text{ t.m} \\ M_{appui} = 1.325 \text{ t.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.75 \times 10^5}{100 \times 13.5^2 \times 142} = 0.144 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \left(\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : La profondeur relative de l'axe neutre.

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2(0.144)})}{0.8} = 0.195$$

Z : la cote du point d'application de l'effort N

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.5 (1 - 0.4 \times 0.195) = 12.447 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M \text{ travée}}{Z \times \sigma_s} = \frac{3.75 \times 10^5}{12.44 \times 3480} = 8.66/\text{ml.}$$

Donc on adopte : 7HA14=10.78cm²

Mt	μ_{bu}	α	Z	As	Choix	As ad	St
3.75	0.144	0.195	12.44cm	8.66 cm ²	7HA14	10.78 cm ²	15 cm

Tableau IV.1. Ferrailage de l'escalier ELU

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

On adopte: St=15cm

Condition de non-fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} < A_s \quad A_s = 10.78\text{cm}^2 > 1.63\text{cm}^2$$

***Ferrailage de répartition :**

La section des armatures de répartition, dans le sens de la largeur des escaliers est prise égale au quart de la section des armatures principales, on a alors : **Ar = Au/4.**

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 7HA8=3.52cm²

Vérification de l'espacement des armatures :

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : min (3h;33cm)
- Les armatures secondaires : min (4h;33cm) (vérifie)

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

On adopte: St=15cm

➤ **Ferraillage transversale :**

✚ Selon le **CBA93art A.5.2.2** les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

- Pas de reprise de bétonnage.
- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \times d} = \frac{0.0354}{1 \times 0.135} = 0.262 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ferraillage longitudinale :**

Sur Appuis : $M_a = 1.325 \text{ t.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M \text{ appui}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.325 \times 10^5}{100 \times 13.5^2 \times 142} = 0.0511 < \mu_R = 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A} \left(\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13.14 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M \text{ appui}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.325 \times 10^5}{13.14 \times 3480} = 2.897 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on adopte : 7HA12 = 7.92 cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min (3 \times h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

On adopte: St=15cm

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6 * HA 10 = 4.71 cm²**

Ecartement des armatures de répartition:

$$St \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (4 \times 15 ; 45) \text{ cm}$$

On adopte: $St=20\text{cm}$

❖ ELS :
En Travée

$$Mt \text{ max} = 2.706 \text{ t.m}$$

$$As = 10.78 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\frac{bx^2}{2} + 15 As' (x - c') - 15 As (d - x) = 0 \quad \text{Avec } (As' = 0)$$

$$\frac{bx^2}{2} - 15 As (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 161.7x - 2182.95 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \Delta = 462736.89 \quad \sqrt{\Delta} = 680.25$$

$$X = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 5.18 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 As (d - x)^2 = \frac{100 \times 5.18^3}{3} + 15 \times 10.78 (13.5 - 5.18)^2$$

$$I = 15826.323 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes :**Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = Mt \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt x}{I_b} = \frac{2.706 \times 10^5 \times 5.18}{15826.323} = 88.57 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma's = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 2020 \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{Fissuration non préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{2.706 * 10^5}{15826.323} \times (13.5 - 5.18) = 2133.84 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2133.84Kg}{cm^2} > \overline{\sigma}_{st} = 2020kg/cm^2 ; \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la flèche :**🚧 B.6.5,1 Dispositions générales p77 BAEL 91**

Les déformations des différents éléments de planchers doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs (*) et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports (**). Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul.

❖ Si les trois conditions suivant sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{476} = 0.0315 < 0.0625 \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} = \frac{2.706}{10 * 2.401} \rightarrow 0.0315 < 0.112 \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.78}{100 * 135} = 0.00079 < 0.01 \dots\dots\dots CV$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✚ D'après leBAEL91 la flèche totale est :

Calcule le flèche :Evaluation des flèches p78

$$\Delta\delta t = \delta v - \delta i$$

Calcul la flèche admissible :

$$f=L(m)/500 \text{ si } L<5m$$

$$f=0.5+L(m) \text{ si } L>5m$$

$$L=476 < 500$$

$$F=\frac{L}{500} = \frac{476}{500} = 0.952 \text{ cm} \quad \text{pour } L < 5\text{cm}$$

$$\delta i = \frac{Mtser * L^2}{10 * Ei * I\delta i}$$

$$\delta v = \frac{Mser * L^2}{10 * Ev * I\delta v}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As\left(\frac{h}{2}-d\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100*15^3}{12} + 15 * 10.78 * \left(\frac{15}{2} - 13.5\right)^2 = 33946.2 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictive:

$$I\delta i = \frac{1.1*I_0}{(1+\lambda_i*\mu)}$$

$$I\delta v = \frac{1.1*I_0}{(1+\lambda_v*\mu)}$$

Pourcentage d'acier :

$$\rho = \frac{As}{b*d} = \frac{10.78}{100*13.5} = 0.00798$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*ft28}{\rho(2+3*b_0/b)} \quad \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*2.1}{0.00798*(2+3*100/100)} = 2.631$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\lambda_v = 0.4*2.631 = 1.052$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75*ft28}{4\rho*\sigma_s + ft28} \right]$$

$$Z = d - (x/3) = 13.5 - (5.18/3) = 11.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{Mtser}{As*Z} = \frac{2.706*10^5}{10.78*11.77} = 2132.71 \text{ t/m}^2$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.00798 * 2132.71 + 2.1} \right] = 0.947$$

$$I_{\delta i} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 33946.2}{1 + 2.631 * 0.947} = 10694.604 \text{ cm}^4$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 * I_0}{(1 + \lambda_v * \mu)} = \frac{1.1 * 33946.2}{1 + 1.052 * 0.947} = 18705.539 \text{ cm}^4$$

Module de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.85 \text{ MPA}$$

$$\delta_i = \frac{M_{tser} * L^2}{10 E_i * I_{\delta i}} = \frac{2.706 * 10^3 * 4.76^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 10694.604} = 0.178 \text{ cm}$$

$$\delta_v = \frac{M_{tser} * L^2}{10 E_v * I_{\delta v}} = \frac{2.706 * 10^3 * 4.76^2 * 10^4}{10 * 10818.85 * 18705.539} = 0.302 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i = 0.302 - 0.178 = 0.124 \text{ cm}$$

$$0.124 < f = \frac{L}{500} = \frac{476}{500} = 0.952 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Entresol voll :

	Volée	Palier
Charge permanente G	0.855 t/m	0.511 t/m
Charge d'exploitation Q	0.25 t/m	0.25 t/m

Volée :

➤ ELU :
 $Q_v = 1.35(0.855) + 1.5(0.25) = 1.154 + 0.375 = 1.529 \text{ t/ml}$

➤ ELS
 $Q_v = G + Q = 0.855 + 0.25 = 1.105 \text{ t/ml}$

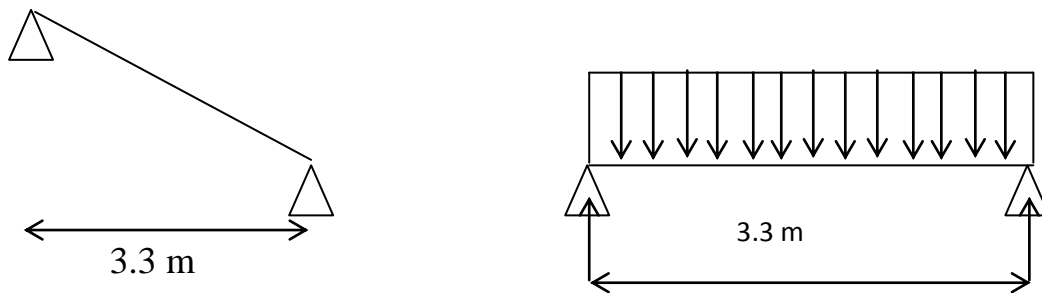


Figure IV.4. Schéma statique type d'escalier entresol

Calcul des réactions d'appuis :

➤ ELU :

$$Q_v = 1.35(0.855) + 1.5(0.25) = 1.154 + 0.375 = 1.529 \text{ t/ml}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow Q_v(3.3) = 1.529 * 3.3 = 5.045 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A(3.3) - (5.045 * 1.65) \Rightarrow R_A = 2.522 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(3.3) - (5.052 * 1.65) \Rightarrow R_B = 2.522 \text{ t/ml}$$

$$R_A + R_B = 2.522 + 2.522 = 5.044 \text{ t/ml} \Rightarrow (\text{Vérifiée}).$$

Calcul des efforts internes :

$$0 < X < 3.3 \text{ m} :$$

$$M(x) = R_A x - Q_v x^2 / 2$$

$$M(x) = 2.522x - 0.765x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(3.3) = -0.00885 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$V(x) = 2.522 - 1.529x \begin{cases} V(0) = 2.522 \text{ t} \\ V(3.3) = -2.523 \text{ t} \end{cases}$$

$$X = \frac{2.522}{1.529} = 1.65 \text{ m}$$

$$M(x) = 2.522 * (1.65) - 0.765 * (1.65)^2$$

$$M_{max} = M(1.65 \text{ m}) = 2.077 \text{ t.m}$$

On obtient ainsi les moments suivants :

$$M_t = 0.85 \times M(x)_{\max} = 0.85 \times 2.077 = 1.765 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.30 \times M(x)_{\max} = 0.3 \times 2.077 = 0.623 \text{ t.m}$$

➤ **ELS :**

$$Q_v = G + Q = 0.855 + 0.25 = 1.105 \text{ t/ml}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow Q_v(3.3) + 1.105 \times 3.3 = 3.646 \text{ t/ml}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A(3.3) - 3.646 \times 1.65 \Rightarrow R_A = 1.82 \text{ t}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_B(3.3) - (3.646 \times 1.65) \Rightarrow R_B = 1.82 \text{ t}$$

$$R_A + R_B = 1.82 + 1.82 = 3.64 \text{ t/ml} \Rightarrow (\text{Vérifiée}).$$

Calcul des efforts internes :

$0 < X < 3.3 \text{ m} :$

$$M(x) = R_A x - Q_v x^2 / 2$$

$$M(x) = 1.82x - 0.5532x^2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(3.3) = -0.006 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$V(x) = 1.82 - 1.105x \quad \begin{cases} V(0) = 1.82 \text{ t} \\ V(3.3) = -1.826 \text{ t} \end{cases}$$

$$X = \frac{1.82}{1.105} = 1.65 \text{ m}$$

$$M(x) = 1.82 \times (1.65) - 0.553 \times (1.65)^2$$

$$M_{\max} = M(1.65 \text{ m}) = 1.50 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M(x)_{\max} = 0.85 \times 1.5 = 1.275 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.30 \times M(x)_{\max} = 0.3 \times 1.5 = 0.45 \text{ t.m}$$

Ferrailage

- $b = 1 \text{ m.}$ $h = 0.15 \text{ m.}$ $d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m.}$ $c=c'=3\text{cm}$
- $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\sigma_b=14.20\text{MPa}$ $FeE400\sigma_s=348\text{MPa}$

En ELU on a :

$$\begin{cases} M_{travée} = 1.765 \text{ t.m} \\ M_{appui} = 0.623 \text{ t.m} \end{cases}$$

	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
travée	1.765	0.068	0.088	13.02	3.89	7HA12	7.92 cm ²	15
appuis	0.623	0.024	0.030	13.34	1.342	7HA10	5.50 cm ²	15

Tableau IV.2. Ferrailage type entresol ELU

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

On adopte: St=15cm

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 7HA8=3.52cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

On adopte: St=15cm

Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{25.22 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.1868 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,133 f_{c28}; 4\text{MPa}).$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046f_{c28} = 1,15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{OK.}$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales

❖ ELS :

En Travée: $M_t \text{ max} = 1.275 \text{ t.m}$ $A_s = 7.92\text{cm}^2$

Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\frac{bx^2}{2} - 15A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0 \quad \Delta = 334873.44 \quad \sqrt{\Delta} = 578.68$$

$$X = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 5.59 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 5.59^3}{3} + 15 \cdot 7.92(13.5 - 5.59)^2$$

$$I = 13255.652 \text{ cm}^4$$

Calcul et Vérification des Contraintes :**Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15\text{Mpa} = 150\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t x}{I_b} = \frac{1.275 \cdot 10^5 \cdot 5.59}{13255.625} = 53.767 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma'_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 2020 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fissuration non préjudiciable}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{1.275 \cdot 10^5}{13255.625} \times (13.5 - 5.59) = 1141.24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1141.24 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} < \overline{\sigma}_{st} = 2020\text{kg/cm}^2 ; \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifié il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{333} = 0.045 < 0.0625 \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} = \frac{1.275}{10 * (0.623)} \rightarrow 0.045 < 0.204 \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{7.92}{100 * 13.5} = 0.00586 < 0.01 \dots\dots\dots CV$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après leBAEL91 la flèche totale est :

Calcule le fleche :

$$\Delta\delta t = \delta v - \delta i$$

Calcul la flèche admissible : f=L(m) /500 si L<5m

$$f=0.5+L(m) \text{ si } L>5m$$

$$L=333 < 500$$

$$F = \frac{L}{500} = \frac{333}{500} = 0.666 \text{ cm pour } L < 5m$$

M _{ser} (t.m)	A _s (Cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (Cm)	□ _s (t/m ²)	□ _I	□ _v	□	I ₀ (Cm ⁴)	I _I (Cm ⁴)	I _v (Cm ⁴)
1.275	7.92	0.00586	11.636	1383.50	3.583	1.433	0.893	32401.8	8486.993	15639.306

Tableau IV.3.vérification de la flèche

Module de déformation

$$Ei = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$Ev = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.85 \text{ MPA}$$

$$\delta i = \frac{Mtser.L^2}{10Ei * I\delta i} = \frac{1.275 * 10^3 * 5.59^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 8486.993} = 0.145 \text{ cm}$$

$$\delta v = \frac{Mt ser.L^2}{10Ev * I\delta v} = \frac{1.275 * 10^3 * 5.59^2 * 10^4}{10 * 10818.85 * 15639.306} = 0.235 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta t = \delta v - \delta i = 0.235 - 0.145 = 0.09 \text{ cm}$$

$$0.09 < f = \frac{L}{500} = \frac{333}{500} = 0.666 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Type2 Etage courant: VOL 4

Evaluation des charges : pour une bonde de 1m de largeur.

	Volée	Palier
Charge permanente G	0.858 t/m	0.511 t/m
Charge d'exploitation Q	0.25 t/m	0.25 t/m

Volée :

➤ ELU :

$$Q_v = 1.35(0.858) + 1.5(0.25) = 1.1583 + 0.375 = 1.5333 \text{ t/ml}$$

➤ ELS

$$Q_v = G + Q = 0.858 + 0.25 = 1.108 \text{ t/ml}$$

Palier :

➤ ELU :

$$Q_p = 1.35(0.511) + 1.5(0.25) = 0.690 + 0.375 = 1.065 \text{ t/ml}$$

➤ ELS :

$$Q_p = G + Q = 0.511 + 0.25 = 0.761 \text{ t/ml}$$

Calcul des réactions d'appuis :**ELU**

$$*Q_v = 1.5333 \text{ t/ml}$$

$$*Q_p = 1.065 \text{ t/ml}$$

$$*R_A = 2.301 \text{ t}$$

$$*R_B = 2.691 \text{ t}$$

Calcul des efforts internes :

$$\underline{0 < X < 1.29 \text{ m} :}$$

$$M(x) = 2.301x - 0.5325x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1.29) = 2.082 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 2.301 - 1.065x \begin{cases} V(0) = 2.301 \text{ t} \\ V(1.29) = 0.927 \text{ t} \end{cases}$$

$$\underline{0 < X < 2.36 \text{ m} :}$$

$$M(x) = 2.691x - 0.766x^2 \begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(2.36) = 2.085 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 2.691 - 1.065x \quad \begin{cases} V(0) = 2.691t \\ V(1.57) = 0.177t \end{cases}$$

$$X = \frac{2.691}{1.065} = 2.528m$$

$$M(x) = 2.691 * (2.528) - 0.766 * (2.528)^2$$

$$M_{max} = M(2.528m) = 1.91 t.m$$

$$\diamond Mt = 0.85 \times M(x)_{max} = 0.85 \times 1.91 = 1.623t.m$$

$$\diamond Ma = 0.30 \times M(x)_{max} = 0.3 \times 1.91 = 0.573t.m$$

➤ **ELS :**

$$Q_v = 1.108 t/ml$$

$$Q_p = 0.761 t/ml$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = 1.654 t$$

$$R_B = 1.944 t$$

Calcul des efforts internes :

$$0 < X < 1.29m :$$

$$M(x) = 1.654x - 0.381x^2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 t.m \\ M(1.29) = 1.5t.m \end{cases}$$

$$V(x) = 1.654 - 0.761x \quad \begin{cases} V(0) = 1.654 t \\ V(1.29) = 0.672 t \end{cases}$$

$$0 < X < 2.36m :$$

$$M(x) = 1.944x - 0.554x^2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 t.m \\ M(2.36) = 1.5t.m \end{cases}$$

$$V(x) = 1.944 - 1.108x \quad \begin{cases} V(0) = 1.944t \\ V(1.46) = -0.671 t \end{cases}$$

$$X = \frac{1.944}{1.108} = 1.75 m$$

$$M(x) = 1.944(1.75) - 0.554(1.75)^2$$

$$M_{max} = M(1.75m) = 1.706 t.m$$

$$\diamond Mt = 0.85 \times M(x)_{max} = 0.85 \times 1.75 = 1.488t.m$$

$$\diamond Ma = 0.30 \times M(x)_{max} = 0.3 \times 1.75 = 0.525t.m$$

Ferrailage

- $b = 1 \text{ m}$. $h = 0.15 \text{ m}$ $d = 0.135 \text{ m}$. $c=c'=3\text{cm}$
- $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\sigma_b=14.20\text{MPa}$ $f_{eE400}=348\text{MPa}$

En ELU on a :

$$\begin{cases} M_{travée} = 1.63\text{t.m} \\ M_{appui} = 0.573\text{t.m} \end{cases}$$

	M	μ_{bu}	α	Z (cm)	As (cm ²)	Choix	As ad	St
travée	1.63	0.063	0.081	13.06	3.57	7HA12	7.92 cm ²	15
appuis	0.573	0.186	0.028	13.34	1.23	7HA10	5.50 cm ²	15

Tableau IV.5.Ferrailage type étage courant ELU

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

On adopte: $St=15\text{cm}$

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 7.92\text{cm}^2 > 1.63\text{cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 7HA8=3.52cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

on adopte: $St=15\text{cm}$

Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{26.91 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.0199 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \min(0,133 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046f_{c28} = 1,15\text{MPa}$ OK.

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales

ELS :

$$\begin{cases} M_{travée} = 1.488\text{t. m} \\ M_{appui} = 0.525\text{t. m} \end{cases}$$

En Travée: $M_t \max = 1.488 \text{ t.m}$ $A_s = 7.92\text{cm}^2$

Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\frac{bx^2}{2} - 15A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0$$

$$\Delta = 334873.44 \quad \sqrt{\Delta} = 578.68 \quad \rightarrow X = 5.59 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d-x)^2 \rightarrow I = 13255.652 \text{ cm}^4$$

Calcul et Vérification des Contraintes :**Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * f_{c28}$$

$$0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\text{Mpa} = 150\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t x}{I_b} = \frac{1.488 * 10^5 * 5.59}{13255.625} = 62.75 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma'_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 2020 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fissuration non préjudiciable}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - x) = 1331.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 1331.89 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{st} = 2020\text{kg/cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifié il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{365} = 0.0411 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} = \frac{1.488}{10 * (1.5)} \rightarrow 0.099 < 0.112 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{7.92}{100 * 13.5} = 0.00586 < 0.01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après leBAEL91 la flèche totale est :

Calcul leflèche :

$$\Delta\delta t = \delta v - \delta i$$

Calcul la flèche admissible :

$$f=L(m) /500 \text{ si } L<5m$$

$$f=0.5+L(m) \text{ si } L>5m$$

$$L=365 < 500$$

$$F=\frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm } \text{ pour } L < 5\text{cm}$$

M _{ser} (t.m)	A _s (Cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (Cm)	□ _s (t/m ²)	□ _I	□ _v	□	I ₀ (Cm ⁴)	I _{0I} (Cm ⁴)	I _{0v} (Cm ⁴)
1.488	7.92	0.00586	11.64	1614.08	3.583	1.433	0.908	32401.8	8379.715	15488.674

Tableau IV.5.Vérification de la flèche

Module de déformation

$$Ei=11000 \sqrt[3]{fc28} = 32164.2\text{MPA}$$

$$Ev=3700 \sqrt[3]{fc28}=10818.85\text{MPA}$$

$$\delta i = \frac{Mtser.L^2}{10Ei*I\delta i} = \frac{1.488*10^3*5.59^2*10^4}{10*32164.2*8379.715} = 0.173\text{cm}$$

$$\delta v = \frac{Mt ser.L^2}{10Ev*I\delta v} = \frac{1.488*10^3*5.59^2*10^4}{10*10818.85*15488.674} = 0.277\text{m}$$

$$\Delta \delta t = \delta v - \delta i = 0.277 - 0.173 = 0.104 \text{ cm}$$

$$0.104 < f = \frac{L}{500} = \frac{333}{500} = 0.666 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Volée de démarrage

Evaluation des charges : pour une bonde de 1m de largeur.

	Volée	Palier
Charge permanente G	0.871 t/m	0.511 t/m
Charge d'exploitation Q	0.25 t/m	0.25 t/m

Volée :

➤ ELU :

$$Q_v = 1.35(0.871) + 1.5(0.25) = 1.176 + 0.375 = 1.551 \text{ t/ml}$$

➤ ELS

$$Q_v = G + Q = 0.871 + 0.25 = 1.121 \text{ t/ml}$$

Palier :

➤ ELU :

$$Q_p = 1.35(0.511) + 1.5(0.25) = 0.690 + 0.375 = 1.065 \text{ t/ml}$$

➤ ELS :

$$Q_p = G + Q = 0.511 + 0.25 = 0.761 \text{ t/ml}$$

Evaluation des charges :

$$G_{eq} = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{11.14 + 12.72}{3.64} = 6.55$$

$$Q_{eq} = \frac{5.45 + 3.65}{3.64} = 2.5$$

Détermination des sollicitations :

ELU :

$$Q_u = (G_{eq} * 1.35) + (Q_{eq} * 1.5) = 6.55 * 1.35 + 2.5 * 1.5 = 12.59 \text{ KN} = 1.259 \text{ t}$$

$$M_{ou} = q_{eq} * \frac{L^2}{8} = 1.26 * \frac{3.64^2}{8} = 2.08$$

$$M_t = 0.85 * 2.08 = 1.773 \text{ t}$$

$$M_a = 0.30 * 2.08 = 0.626 \text{ t}$$

ELS

$$Q_u = G_{eq} + Q_{eq} = 6.55 + 2.5 = 9.05 \text{ KN} = 0.9 \text{ t}$$

$$M_{ou} = q_{eq} * \frac{L^2}{8} = 0.9 * \frac{3.64^2}{8} = 1.49 \text{ t}$$

$$M_t = 0.85 * 1.49 = 1.266 \text{ t}$$

$$M_a = 0.30 * 1.49 = 0.447 \text{ t}$$

$$T_G = G * \frac{L}{2} = 6.55 * \frac{3.64}{2} = 11.92 = 1.192 \text{ t}$$

$$T_Q = Q * \frac{L}{2} = 2.5 * \frac{3.64}{2} = 4.55 = 0.455 \text{ t}$$

Ferrailage

- $b = 1 \text{ m.}$ $h = 0.15 \text{ m.}$ $d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m.}$ $c = c' = 3 \text{ cm}$
- Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $\sigma_b = 14.20 \text{ MPA}$ Acier: $FeE400 \sigma_s = 348 \text{ MPA}$
-

En ELU on a :

$$\begin{cases} M_{travée} = 1.773 \text{ t.m} \\ M_{appui} = 0.626 \text{ t.m} \end{cases}$$

	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	A ad	St
travée	1.773	0.066	0.085	13.04	3.91	7HA12	7.92 cm ²	15
appuis	0.626	0.024	0.030	13.34	1.35	7HA10	5.50 cm ²	15

Tableau IV.6. Ferrailage type de démarrage ELU

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $7HA8 = 3.52 \text{ cm}^2$

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min (3 \times h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

on adopte: $St = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u$$

$$T_u = \frac{T_u \max}{bd} = \frac{11.92 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.0883 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \min (0,133 \text{ c}28 \text{ f} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$1. \tau_u < 0,046 \text{ f}c28 = 1,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage. OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{travée} = 1.266 \text{ t.m} \\ M_{appui} = 0.447 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{En Travée: } M_t \max = 1.488 \text{ t.m} \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$\frac{bx^2}{2} - 15A_s (d-x) = 0 \quad \rightarrow \quad X = 5.59 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s (d-x)^2 \quad I = 13255.652 \text{ cm}^4$$

Calcul et Vérification des Contraintes :**Condition dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = M_t \text{ ser } x / I_b < 0.6 * \text{f}c28$$

$$0.6 * \text{f}c28 = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t x}{I_b} = \frac{1.266 * 10^5 * 5.59}{13255.625} = 53.388 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma'_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 2020 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fissuration non préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{1.266 * 10^5}{13255.625} \times (13.5 - 5.59) = 1133.18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 1133.18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{st} = 2020 \text{kg/cm}^2 ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifié il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{364} = 0.0412 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{1.266}{10 * (1.5)} \rightarrow 0.085 < 0.112 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 * 13.5} = 0.00586 < 0.01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL91 la flèche totale est :

Calcule le flèche :

Calcul la flèche admissible : $f = L(m) / 500$ si $L < 5m$ $L = 364 < 500$
 $f = 0.5 + L(m)$ si $L > 5m$

M _{ser} (t.m)	A _s (Cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (Cm)	□ _s (t/m ²)	□ _I	□ _v	□	I ₀ (Cm ⁴)	I _{0I} (Cm ⁴)	I _{0v} (Cm ⁴)
1.266	7.92	0.00586	11.64	1373.27	3.583	1.43	0.892	32401.8	8494.202	15644.55

Tableau IV.7.vérification la flèche

Module de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.85 \text{ MPA}$$

$$\delta_i = \frac{M_{tser} \cdot L^2}{10 E_i I \delta_i} = \frac{1.266 * 10^3 * 5.59^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 8494.202} = 0.145 \text{ cm}$$

$$\delta v = \frac{Mt_{ser} \cdot L^2}{10Ev \cdot I\delta v} = \frac{1.266 \cdot 10^3 \cdot 5.59^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818.85 \cdot 15644.551} = 0.234 \text{ m}$$

$$\Delta \delta t = \delta v - \delta i = 0.234 - 0.145 = 0.089$$

$$0.089 < f = \frac{L}{500} = \frac{364}{500} = 0.728 \dots\dots\dots \text{OK}$$

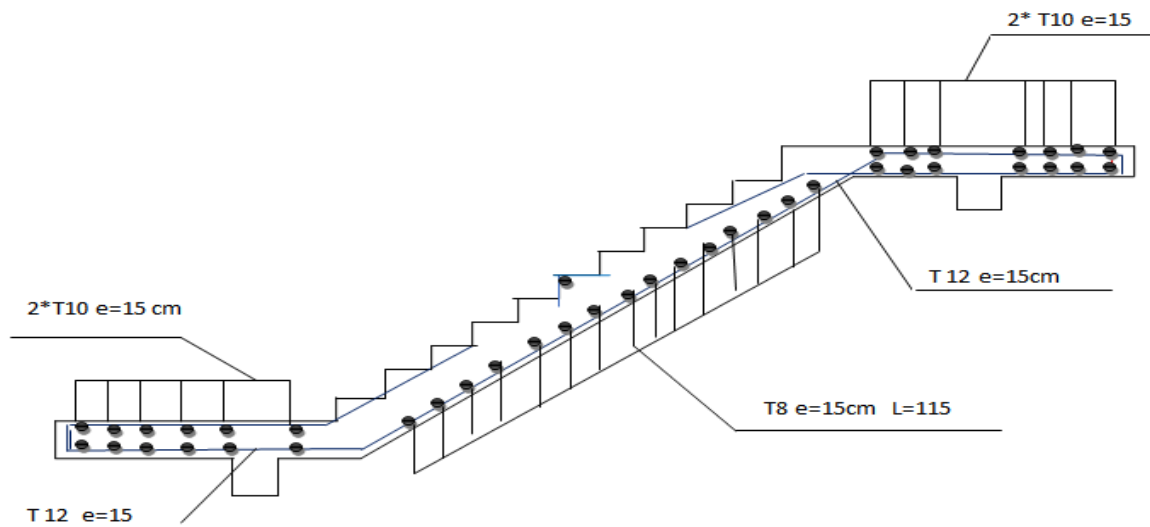


Figure IV.5: Schéma ferrailage escalier

IV.4.Poutre palière

IV.4.1.Introduction :

Les poutres palières sont encastrées aux extrémités, elles reprennent les charges suivantes :

* Les charges dues aux réactions du palier.

*Les charges dues aux poids propres du palier et de la volée.

❖ Définition :

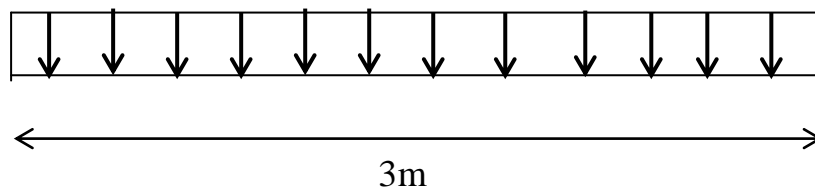
La poutre palière est un poutre partiellement encastrée a ses extrémités dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Supporte son poids propre, le poids de mur en dessus et la réaction de palier qu'elle porte.

Elle est supposée simplement appuyée sur les paliers à ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments. Son ferrailage se fera en flexion simple à l'ELU (fissuration peu préjudiciable).

V.4.2.Pré dimensionnement :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3 m, son schéma statique est le suivant :



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

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

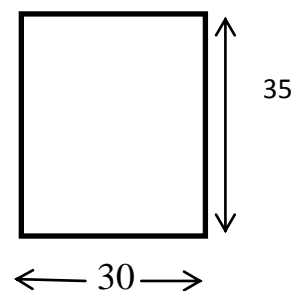
$$L=300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$H=35 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

$$b=30 \text{ cm}$$



- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.167 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La section adoptée est de $(b \times h) = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

V.4.3. Détermination des charges :

❖ Poids propre de la poutre :

$$G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.63 \text{ kn/ml}$$

❖ Réaction du palier : $R_A(Elu) = 3.066 \text{ t/ml}$

❖ Poids propre de mur :

G =	2.76	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

$$H_{\text{mur}} = 1.53 - 0.4 = 1.13 \text{ m}$$

$$G_{\text{mur}} = 0.276 \times 1.13 = 0.312 \text{ t/ml}$$

$$G_t = 0.263 + 0.312 = 0.575 \text{ t/ml}$$

Combinaison de charge :

$$Q_u = (1.35 \times (0.263 + 0.312)) + 3.066 = 3.842 \text{ t/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 0.263 + 0.312 + 3.066 = 3.641 \text{ t/m}$$

Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{3.842 \times 3^2}{8} = 4.322 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 3.67 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.30M_0 = 1.3 \text{ t.m}$$

$$T_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{3.842 \times 3}{2} = 5.76 \text{ t.m}$$

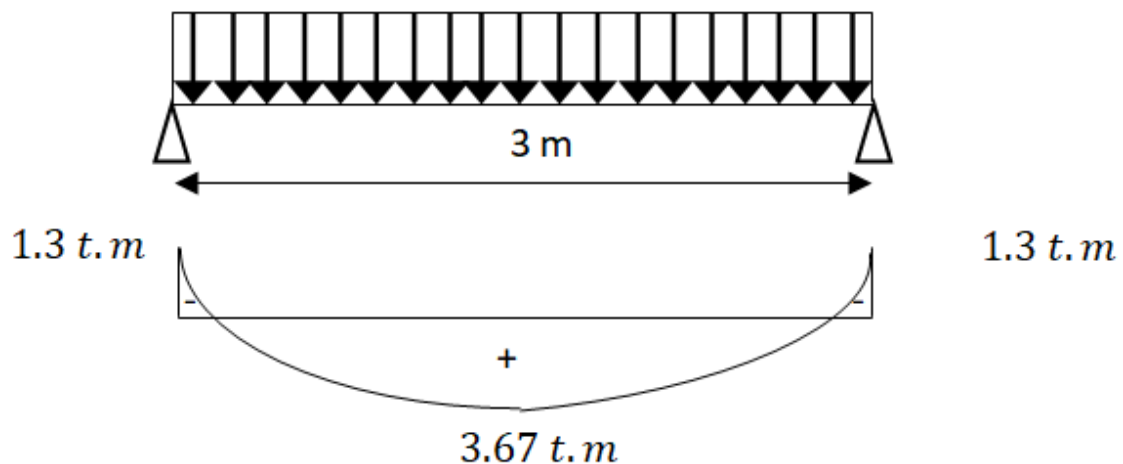


Figure IV.6: Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (Type 1)

Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

	M	μ_{bu}	α	Z (cm)	As (cm ²)	Choix	As ad	St
travée	3.67	0.084	0.11	30.6	3.44	6HA14	9.24 cm ²	20
appuis	1.3	0.030	0.038	31.51	1.195	6HA8	3.02 cm ²	20

Tableau IV.8.Ferrailage poutre palière ELU

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

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{5.76 \cdot 10^2}{30 \cdot 32} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$T = Q_u \cdot l/2$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ -----Condition vérifiée}$$

Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

$$M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{3.641 \times 3^2}{8} = 4.1 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,85M_0 = 3.49 \text{ t.m} \\ M_a = 0,30M_0 = 1.23 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre : $x = 10.06 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie : $I = 43539.579 \text{ cm}^4$

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 3.44 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 1.195 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 8.06 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,842 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0.568 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

Tableau IV.10: Vérification des différentes conditions (poutre palière)

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{300} = 0.116 \geq 0.06 \text{ -----Condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_{0ser}} \rightarrow \frac{40}{300} = 0.116 \geq \frac{3.49}{10 \cdot 4.322} = 0.081 \text{ -----Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b \cdot d} \leq 4.2/f_e \rightarrow \frac{4.62}{30 \cdot 32} = 0.0048 \leq 0.0105 \text{ -----Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Ferraillage des armatures transversales :

1. a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

1. L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$= \min \{ 28,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 : **Art 7.5.2.2** l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

1. La longueur de scellement droit L_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,865} = 48,86 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 32 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{48,86 - 16,86 - 20,6}{1,87} = 6,09 \text{ cm}$$

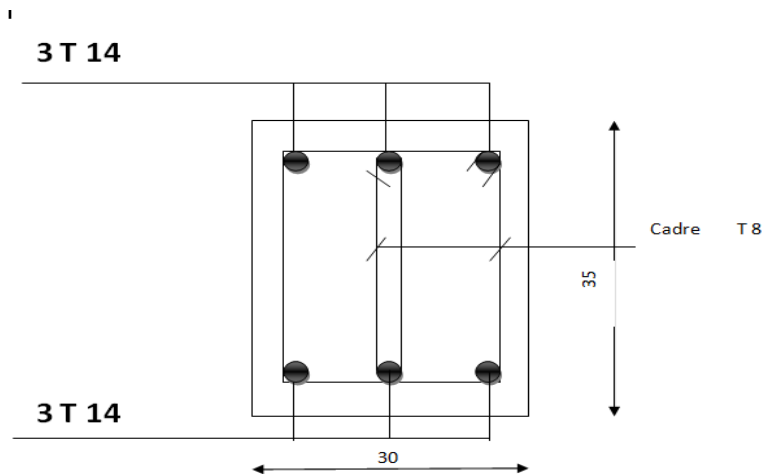


Figure IV.7.COUPE P-P

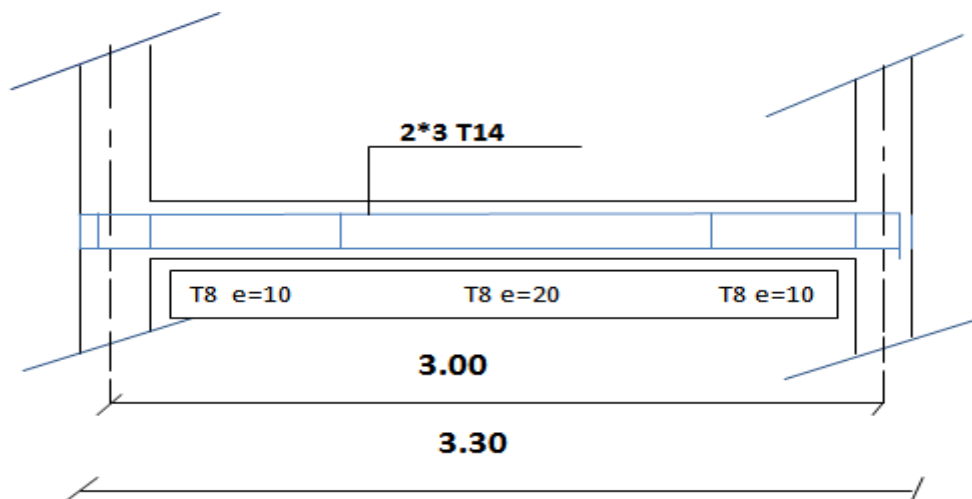


Figure IV.8: Ferrailage de la poutre palière

IV.3. Les balcons :

IV.3.1 Introduction :

Les balcons sont des petites zones extérieures en façade, pas obligatoirement couverte, leur calcul se fait comme une console en dalle pleine ayant extrémité encasté dans les planchers et l'autre libre.

Hypothèse de calcul :

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur.

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15cm.

Fissurations préjudiciables.

Le calcul se fait à la flexion simple.

Les types de balcons :

Dans notre construction on a trois types de balcons

Terrasse

G =	6.83	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

Etage courant

G =	5.65	(KN/m²)
Q =	3.5	(KN/m²)

Entre sol :

G =	5.65	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

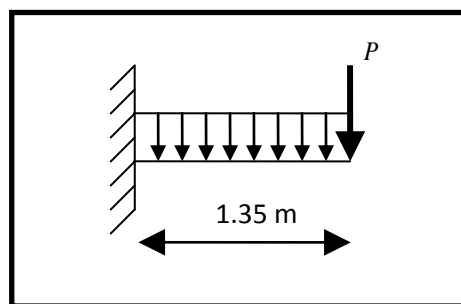


Figure IV.9: Schéma statique du balcon type 1

L_y : la longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 4.3\text{m}$

L_x : la longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1.35\text{m}$

Épaisseur : $e = 15\text{ cm}$

➤ **Combinaison des charges**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur

A l'ELU :

La dalle : $qu1 = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1\text{ml} = (1.35 \cdot 0.565 + 1.5 \cdot 0.25) \cdot 1\text{ml} = 1.138\text{ t/ml}$

$$Qu1 = 1.138\text{ t/ml}$$

$$Qu2 = 1.35 \cdot (0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.5) + 1.35 \cdot (0.1 \cdot 1 \cdot 1.4)$$

$$Qu2 = 0.695$$

$$Qu = qu1 + qu2 = 1.833\text{ t/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{4.3} = 0.314 \sim 0.3$$

Tableau Bares :

- $M_{tx} = 0.2083 \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.2083 \cdot 1.833 \cdot (1.35)^2 = 0.695$
- $M_{ax} = 0.6812 \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.6812 \cdot 1.833 \cdot (1.35)^2 = 2.275$
- $M_{ty} = 0.0218 \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.0218 \cdot 1.833 \cdot (4.3)^2 = 0.738$
- $M_{ay} = 0.0379 \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.0379 \cdot 1.833 \cdot (4.3)^2 = 1.284$

$$T_{max} = 0.22 \cdot q_u \cdot l_x \cdot l_y = 0.22 \cdot 1.833 \cdot 1.35 \cdot 4.3 = 2.341$$

A l'ELS :

La dalle : $q_s = (G + Q) \cdot 1\text{ml} = (0.565 + 0.25) \cdot 1\text{ml} = 0.815 \text{ t/ml}$

Garde-corps : $q_{s1} = (G_1 + Q_1) \cdot 1\text{ml} = (0.515) = 0.515 \text{ tf}$

$$Q_s = q_{s1} + q_{s2} = 1.33 \text{ tf/ml}$$

- $M_{tx} = 0.1133 \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.1133 \cdot 1.33 \cdot (1.35)^2 = 0.274$
- $M_{ax} = 0.3833 \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.3833 \cdot 1.33 \cdot (1.35)^2 = 0.929$
- $M_{ty} = 0.0256 \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.0256 \cdot 1.33 \cdot (4.3)^2 = 0.629$
- $M_{ay} = 0.0333 \cdot q_u \cdot l_y^2 = 0.0333 \cdot 1.33 \cdot (4.3)^2 = 0.818$

Calcul du Ferrailage

On a : $d = 12$ $h = 15$ $b = 100$

➤ ELU :

Sens X

- En travée : 0.695 t.m
- En appuis : 2.275 t.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.111 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A } (\varepsilon_s = 10\text{‰}) \rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.111} \right) = 0.147$$

$$z = d (1 - 0.4 \cdot 0.147) = 11.29 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{2.275 \times 10^5}{11.29 \times 3480} = 5.79 \text{ cm}^2$$

	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
travée	0.695	0.0339	0.0431	11.79	1.694	6HA10	4.71 cm ²	20
appuis	0.623	0.024	0.030	13.34	1.342	6HA12	6.79 cm ²	20

Tableau IV.10. Ferrailage de balcon ELS Sens X

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.50 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA8=3.02cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

On adopte: St=20cm

Sens Y

- **En travée :** 0.738t.m
- **En appuis :** 1.284 t.m
- $\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.062 < 0.186 .$
- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.036}) = 0.080$
- $z = d (1 - 0.4 * 0.045) = 11.61 \text{ cm}$
- $A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{2.275 \times 10^5}{11.29 \times 3480} = 5.79 \text{ cm}^2$

	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
travée	0.738	0.036	0.046	11.78	1.80	6HA10	4.71	20
appuis	1.248	0.062	0.08	11.61	3.17	6HA14	9.24	20

Tableau IV.11. Ferrailage de balcon Sens Y

Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} < A_{stc} \quad A_{stc} = A_{stf} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA8=3.02cm²

Ecartement des armatures de résistance :

$$St \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Sur appuis :St=100/5=20 cm ≤ 33 cmcondition vérifier

On adopte: St=20cm

❖ **ELS :****Sens X :****En Travée:** Mt max=0.629 t.m As=4.71cm²**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - 15As(d-x) = 0$$

$$50x^2 + 70.65x - 847.8 = 0 \quad \Delta = 174551.4225 \quad \sqrt{\Delta} = 417.79$$

$$X = -b + \sqrt{\Delta} / 2a = 3.47 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 3.47^3}{3} + 15 \cdot 4.71(12-3.47)^2$$

$$I = 6533.287 \text{ cm}^4$$

Contraintes de compression dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} x / I_b < 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I_b} = \frac{0.629 \cdot 10^5 \cdot 3.47}{6533.287} = 33.40 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 \cdot f_{c28} \dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{0.629 \cdot 10^5}{6533.287} \times (12 - 3.47) = 1231.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 1231.85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_{st} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis : Ma max=0.818 t.m As=6.79cm²

Position de l'axe neutre : X= 4.03 cm

Moment d'inertie : I=8651.29 cm⁴**Contraintes de compression dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I_b} = \frac{0.818 \cdot 10^5 \cdot 4.03}{8651.29} = 38.10 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 \cdot f_{c28} \dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \times \frac{0.818 \cdot 10^5}{8651.29} \times (12 - 4.03) = 1130.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 1130.37 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_{st} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y :**En Travée:** Mt max=0.274 t.m As=4.71cm²

Position de l'axe neutre : X =3.47 cm

Moment d'Inertie: I=6533.287 cm⁴**Contraintes de compression dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt x}{Ib} = \frac{0.274 * 10^5 * 3.47}{6533.287} = 14.55 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 563.61 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_{st} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis : Mamax=0.929 t.m As=9.24cm²

Position de l'axe neutre : X =4.54 cm

Moment d'inertie: I=10832.53 cm⁴**Contraintes de compression dans le Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mt x}{Ib} = \frac{0.929 * 10^5 * 4.54}{10832.53} = 38.72 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 954.49 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_{st} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

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

$$V_u = L_x * L_y * T_{max} = 1.35 * 4.3 * 2.341 = 13.58 \text{ tf}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{13.58 * 10^3}{100 * 12} = 11.32 \text{ Kgf} = 1.132 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,133 f_{c28}; 4 \text{ MPa}).$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{10 M0} = \frac{0.629}{10 * (0.695)} \rightarrow 0.111 > 0.091 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.71}{100*12} = 0.00392 < 0.01 \dots\dots\dots CV$$

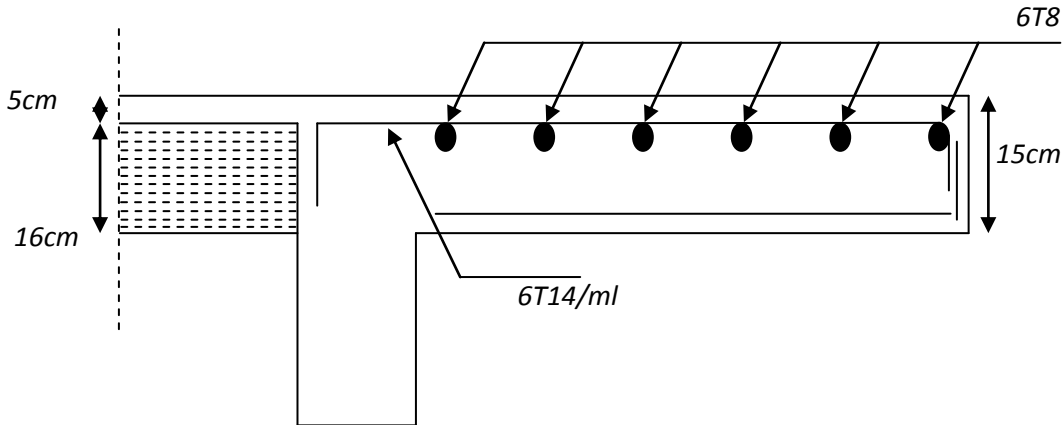


Figure.IV.10: Ferrailage de balcon type 1

Type 2 : Etage courant

$$G'=(0.9+0.36)*1.5*1=1.89 \text{ kN/m}$$

$$P=1.89*h=1.89*2.76=5.22 \text{ KN}=0.522 \text{ t}$$

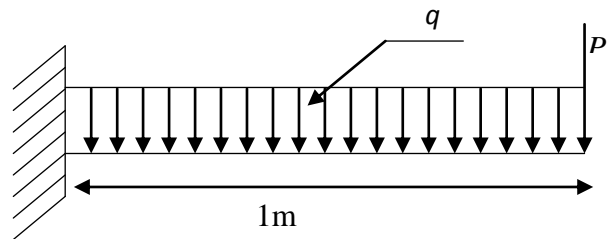


Figure.IV.11:Schéma statique de balcon 2

G(t)	Q(t)	P(t)	Qu(t)	Pu(t)	Qs(t)	Ps(t)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Tu(t.)
0.565	0.35	0.522	1.288	0.705	0.915	0.522	0.976	0.710	1.552

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

ELU :

M(t)	μ_u	α	Z	As(cm ²)	Aad (cm ²)	Ar (cm ²)	Ar ad (cm ²)	St (cm)
0.976	0.047	0.06	11.71	2.39	6.79	1.69	4.71	20

Tableau IV.12.Ferrailage balcon type 2 ELU

a.) Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st \min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 de section 6.79 cm²/ml

b.) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6T10 de section 4.71 cm²/ml

c.) Calcul de l'espacement

$$St = \min (1.5 * d ; 40 \text{ cm}) = \min (18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

En prend St = 20 cm

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_{U \max}}{b * d} = \frac{1.552 * 10^4}{100 * 120} = 1.268 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} := \min (0,10 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_U < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{ELS : } A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \quad M_s = 0.710 \text{ t}$$

Position de l'axe neutre : x=4.03 cm

Moment d'Inertie: I=8651.297 cm⁴

Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M t x}{I b} = \frac{0.710 * 10^5 * 4.03}{8651.29} = 33.07 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 * f_{c28} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 981.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 981.13 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivant sont vérifié il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 Mx} = \frac{0.710}{20 * (0.412)} \rightarrow 0.19 > 0.086 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{20}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 * 12} = 0.00565 < 0.05 \dots\dots\dots CV$$

Terrasse :

G(t)	Q(t)	P(t)	Qu(t)	Pu(t)	Qs(t)	Ps(t)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Tu(t.)
0.683	0.1	0.522	2.422	0.705	0.783	0.522	1.339	0.668	2.643

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

ELU :

M(t)	μ_u	α	Z	As(cm ²)	choi x	Aad (cm ²)	Ar (cm ²)	Aad (cm ²)	St (cm)
1.339	0.065	0.084	11.6	3.32	6HA 14	9.24	2.31	4.71	20

Tableau IV.13.Ferrailage balcon terrasse

d.) Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st \text{ min}} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 de section 6.79 cm²/ml

e.) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6T10 de section 4.71 cm²/ml

f.) Calcul de l'espacement

$$St = \min (1.5*d ; 40 \text{ cm}) = \min (18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

En prend $St = 20 \text{ cm}$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_{U\max}}{b*d} = \frac{2.643*10^4}{100*120} = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} := \min (0,10*fc28 ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_U < \overline{\tau_u} \text{ -----Condition vérifiée}$$

$$\text{ELS : } A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \quad M_s = 0.668 \text{ t}$$

Position de l'axe neutre : $x = 4.55 \text{ cm}$

Moment d'Inertie: $I = 10832.525 \text{ cm}^4$

Condition dans le Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t x}{I_b} = \frac{0.668*10^5*4.55}{10832.525} = 28.06 \text{ kg/cm}^2 < 0.6*fc28 \text{CV}$$

Condition dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 689.12 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{st}} = 2020 \text{ kg/cm}^2 ; \text{CV}$$

Vérification de la flèche :**🚦 B.7.5 Etat limite de déformation**

L'article A.4.6 et l'article B.6.5 relatifs aux poutres sont applicables.

- le rapport h/lx est supérieur à $Mt/20Mx$, Mt ne pouvant être pris inférieur à $0,75 Mx$.

- A étant la section des armatures tendues par bande de largeur b , d leur hauteur utile, et f_e leur limite d'élasticité, le pourcentage :

$$\rho = A/bd \text{ est au plus égal à } 2/f_e \text{ avec } f_e \text{ en MPa (ou N/mm}^2\text{) (ou } 20/f_e \text{ avec } f_e \text{ en bars).}$$

Si les deux conditions suivant sont vérifié il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 M_0} = \frac{0.668}{20 * (0.969)} \rightarrow 0.19 > 0.068 \text{CV}$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{20}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{100 * 12} = 0.0077 < 0.05 \text{CV}$$

❖ Séchoir :

$$L_x=0.8L_y=5.4$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.14 < 0.4 \text{ Dans seul sens}$$

$$P=2.76*(3.06-0.3)=0.762 \text{ t}$$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

Calcul de l'espacement

$$St = \min (1.5*d ; 40 \text{ cm}) = \min (18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

En prend $St = 20 \text{ cm}$

ELS :

$$As=6.79 \text{ cm}^2 \quad Ms=0.865t$$

Position de l'axe neutre : $x=4.03 \text{ cm}$

Moment d'Inertie: $I=8651.29 \text{ cm}^4$

Tableau récapitulatif des armatures des différents types des séchoir :

type	étage courant (01)	terrasse (02)
G (t)	0.649	0.683
Q(t)	0.15	0.1
P (t)	0.762	0.762
Qu (t)	1.101	1.072
Pu (t)	1.029	1.029
Qs (t)	0.799	0.783
Ps (t)	0.762	0.762
M_U (t.m)	1.176	1.166
Tu(t.m)	1.910	1.886
M_ser (t.m)	0.865	0.860
μ	0.058	0.057
α	0.075	0.073
Z(cm)	11.64	11.65
As(cm ² /ml)	2.90	2.88
A_min (cm ² /ml)	1.45	1.45
Choix d'acier(p.m)	6 HA12	6 HA 12
Aadop(cm ² /ml)	6.79	6.79
A_r (cm ² /ml)	2.31	2.31
Choix d'acier(p.m)	6 HA 8	6 HA 8
Aadm (cm ² /ml)	3.02	3.02
σ_{bc} (KG/cm ²)	40.293	40.293
(σ_{bc}) (KG/cm ²)	150	150
σ_{st} (KG/cm ²)	1195.32	1188.41
(σ_{st}) (kg/cm ²)	2020	2020
τ_u (MPa)	0.159	0.157
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	2,5	2,5

Tableau IV.14.Ferrailage des différents types des séchoir (ELU ; ELS)

Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Ms}{20 Mx} = \frac{0.865}{10 * (0.352)} \rightarrow 0.19 > 0.068 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{20}{fe} \rightarrow \frac{6.79}{100 * 12} = 0.00565 < 0.05 \dots\dots\dots CV$$

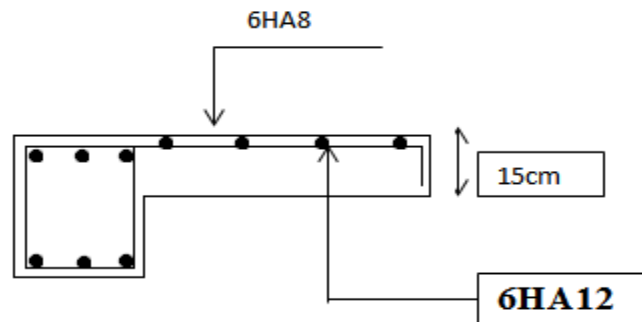


Figure IV. : Schéma de ferrailage du séchoir (Type 1,2)

IV.6.La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité, Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 8 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se

trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant, L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine,

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

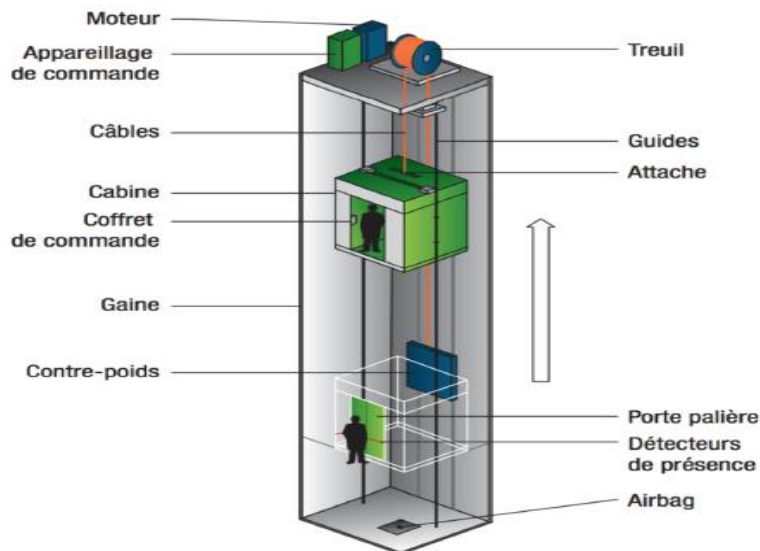


Figure IV.13. La cage d'ascenseur

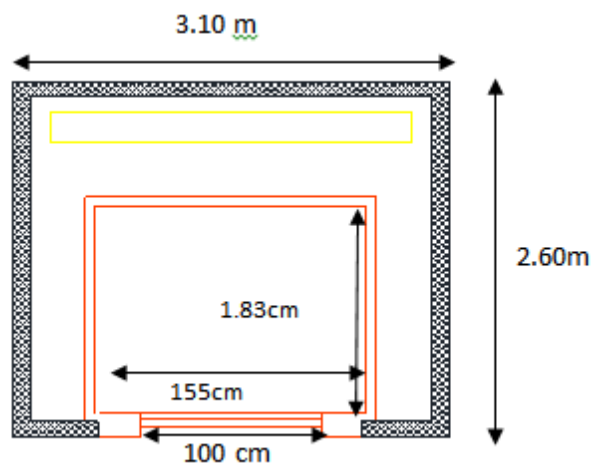


Figure IV.14. dimensionnement de l'ascenseur

La dalle machine:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \frac{260}{50} \leq e \leq \frac{260}{40} \quad 5.2 \leq e \leq 6.5 \text{ cm}$$

Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \leq 25\text{cm}$.

On prend : $e=20 \text{ cm}$

Caractéristiques:

Charges Nominale.

Nombre de personnes.

Vitesse Nominale.

Définitions Techniques:

a) Cabine:

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

b) Référence:

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond.

c) Etrier:

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssis de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibratoires en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

d) Moteur:

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

e) Régulateur de Vitesse:

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

f) Contre poids:

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de **40-50%** de la charge utile.

g) Amortisseurs:

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes est dépassée.

2/Caractéristique de l'Ascenseur:

- Capacité: 8Personnes.
- Vitesse: 1m/s.
- Charge nominale: 630Kg.

Dimensionnement de la dalle machine:

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: $e = 20\text{cm}$.

A. Dimensionnement de la force d'inertie:

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2-Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.
- 3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

- Longueur de l'ascenseur = 183cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 155cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

Evaluation des charges et surcharges :

Poids de béton : $G' = 25 * 0.16 = 4 \text{ KN/m}$

Poids de revêtements : $G'' = 22 * 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}$

$G^* = G' + G'' = 4 + 0.88 = 4.88 \text{ KN/m}^2$

Poids de la machine : $G = F_c / S = 145 / 8.06 = 17.99 \text{ KN/m}$

$G_t = G^* + G = 17.99 + 4.88 = 22.87 \text{ KN/m}$

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

Calcul des sollicitations:

ELU: $q_u = 1.35(22.87) + 1.5(1) = 32.37 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.6}{3.1} = 0.84 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Annexe E.3 Calcul des panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour.p116 BAEL 91

$$\rho=0.84 \quad \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$\text{Sens } x-x' : M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0565 * 32.37 * (2.6)^2 = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.595 * 12.32 = 7.33 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

$$\text{Sens } x : M_t = 0.85 * M_{0x} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_{0x} = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y : M_t = 0.85 * M_{0y} = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_{0y} = 2.20 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

	Sens x	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
Sens X	travée	1.047	0.044	0.056	12.71	2.37	7HA14	10.78 cm ²	15
	appuis	0.369	0.015	0.019	12.90	0.822	7HA14	10.78cm ²	15
Sens Y	travée	0.623	0.026	0.033	12.83	1.395	7HA14	10.78 cm ²	15
	appuis	0.220	0.0092	0.012	12.94	0.488	7HA14	10.78cm ²	15

Tableau IV.15.Ferrailage de la dalle d'ascenseur sens X ;Y

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

En travée

Pour l'acier

$$A_t = 8 * h_0 = 8 * 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Suivant x :

$$H_0 > 12 \text{ cm} \quad A_{x\min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_0$$

$$\rho > 0.4 \quad A_{y\min} = \rho_0 * b * h_0$$

$$\text{On a des HA feE400} \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$h=16\text{cm} \quad b=100\text{ cm} \quad \rho = 0.84$$

$$A_{x\min}=1.38\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min}=1.28\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}=7HA14=10.78\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\min} = 1.38 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_{ty}=7HA14=10.78\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y\min} = 1.28\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_{ty} > \frac{A_{tx}}{x} \dots\dots\dots \text{OK}$$

En appui :

$$A_{ax}=7HA14=10.78\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\min} = 1.38\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_{ay}=7HA14=10.78\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y\min} = 1.28\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Escapement: A.8.2,42 Annex BAEL 91 p56

$$St \leq \min \{3h_0; 33\text{cm}\} \quad \{48; 33\text{cm}\} \quad St \leq 33\text{ cm} \quad \text{on adopte } St=15\text{ cm}$$

$$St \leq \min \{4h_0; 45\text{cm}\} \quad \{64; 45\text{cm}\} \quad St \leq 45\text{ cm} \quad \text{on adopte } St=15\text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0.84 > 0.4 \rightarrow \text{flexion simple dans deux sens}$$

$$V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 28.05\text{KN}$$

$$V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{b}{2}} = 29.63\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.63 * 10^4}{1 * 0.13} = 0.22\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification à l'ELS

$$\text{ELS: } q_s = (22.87) + (1) = 23.87\text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\mu_x = 0.0632$$

$$\mu_y = 0.710$$

$$\text{Sens } x-x' : M_{0x} = \mu_x * q_s * l_x^2 = 0.0632 * 23.87 * (2.6)^2 = 10.20\text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.710 * 10.20 = 7.24\text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

$$\text{Sens } x : M_t = 0.85 * M_{0x} = 8.67\text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_{0x} = 3.06\text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y : M_t = 0.85 * M_{0y} = 6.15\text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_{0y} = 2.17\text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes**ELS :** $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

	Ms(KN.m)	I(cm ⁴)	X (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
<u>Sens X</u>	8.67	10359.26	4.3	3.59	15	109.22	202
<u>Sens Y</u>	6.15	10359.26	4.3	2.55	15	77.47	202

Tableau IV.16.Vérification des contraintes ELS

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$U = a + h_0 + 2\varphi * h = 100 + 16 + 2 * 1 * 4 = 124 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 + 2 * \varphi * h = 100 + 16 + 2 * 1 * 4 = 124 \text{ cm}$$

Evaluation des moments sous charge concentrée

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

Calcul des sollicitations :

$$M_x = P_u * (M_1 + v * M_2)$$

$$M_y = P_u * (M_2 + v * M_1)$$

$$M_1 \text{ en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \frac{u}{l_x} = 0.47 \text{ et } \rho = 0.84$$

$$M_2 \text{ en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \frac{v}{l_y} = 0.4 \text{ et } \rho = 0.84$$

$$M_1 = 0.135$$

$$M_2 = 0.046$$

$$\text{On a } g = D_m + P_m + P_{\text{personnage}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35g = 1.35 * 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_u * M_1 \quad M_{x1} = 13.17 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = P_u * M_2 \quad M_{y1} = 4.49 \text{ KNm}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$Q_u = 1.35 * 3.7 + 1.5 * 1 = 6.5 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.84 \quad \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0565 * 6.5 * (2.6)^2 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.595 * 2.48 = 1.48 \text{ KN.m}$$

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.17 + 2.48 = 15.65 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.49 + 1.48 = 5.97 \text{ KNm}$$

En travée:

$$M_{xt} = 0.85 * 15.65 = 13.3 \text{ KNm}$$

$$M_{yt} = 0.85 * 5.97 = 5.07 \text{ KNm}$$

Calcul du ferrailage

Sens x	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
travée	1.33	0.046	0.058	12.7	2.54	6HA10	4.71cm ²	20
appuis	0.469	0.016	0.02	12.89	0.88	6HA10	4.71 cm ²	20

Sens y	M	μ_{bu}	α	Z(cm)	As(cm ²)	Choix	As ad	St
travée	0.507	0.04	0.051	12.73	2.19	6HA10	4.71 cm ²	20
appuis	0.179	0.017	0.021	12.89	0.95	6HA10	4.71 cm ²	20

Figure IV.17.Ferrailage de la dalle machine sens X Y

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

En travée

$$A_{ty} = 8 * h_0 = 8 * 0.16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Suivant x :

$$H_0 > 12 \text{ cm} \quad A_{x\min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_0$$

$$\rho > 0.4 \quad A_{y\min} = \rho_0 * b * h_0$$

On a des HA feE400 $\rho_0 = 0.0008$

$$h = 16 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \rho = 0.84$$

$$A_{x\min} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\min} = 1.38 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_{ty} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$A_{ty} > \frac{A_{tx}}{x} \dots\dots\dots \text{OK}$$

En appui :

$A_{ax}=6HA10=4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x\min} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$

$A_{ay}=6HA10=4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{OK}$

Escapement: A.8.2,42 Annexe BAEL 91

$St \leq \min \{3h_0; 33\text{cm}\} \quad \{48; 33\text{cm}\} \quad St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } St=20\text{cm}$

$St \leq \min \{4h_0; 45\text{cm}\} \quad \{64; 45\text{cm}\} \quad St \leq 45 \text{ cm} \quad \text{on adopte } St=20 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 * (u * v) = 2 * (124 + 124) = 496 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 595.2 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v > u \quad u : V_u = \frac{Q_u}{3 * v} = 26.2 \text{ KN}$$

$$v : V_u = \frac{Q_u}{2 * v + u} = 26.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Espacement :

$$\text{Sens X : } St = 20 \text{ cm} \leq \min \{2h_0; 22 \text{ cm}\} = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y : } St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h_0; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS**Calcul des sollicitation :**

$$q_s = g = 97.6 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$M_1 \text{ en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \frac{u}{l_x} = 0.47 \text{ et } \rho = 0.84$$

$$M_2 \text{ en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \frac{v}{l_y} = 0.4 \text{ et } \rho = 0.84$$

$$M_{x1} = P_s * (M_1 + v * M_2) = 97.6 * (0.135 + 0.2 * 0.046) = 14.07$$

$$M_{y2} = P_s * (M_2 + v * M_1) = 97.6 * (0.046 + 0.2 * 0.135) = 7.12$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$Q_u = 3.7 * 1 = 4.7 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.84 \quad \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$$M_{x2} = \mu x * qu * lx^2 = 0.0565 * 4.7 * (2.6)^2 = 1.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu y * M_{x2} = 0.595 * 1.79 = 1.065 \text{ KN.m}$$

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.07 + 1.79 = 15.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.12 + 1.065 = 7.58 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

$$\text{Sens x : } M_t = 0.85 * M_x = 13.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_x = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y : } M_t = 0.85 * M_y = 6.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.30 * M_y = 2.35 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

ELS : $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

	$M_s(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$X(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$
<u>Sens X</u>	13.48	7806.18	3.78	9.73	15	356.1	202
<u>Sens Y</u>	6.67	7806.18	3.78	3.75	15	137.3	202

Tableau IV.18. Vérification des contraintes ELS sens X Y

Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{260} = 0.062 \geq 0.06 \text{ -----Condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{M_{tser}}{10 * M_{oser}} \rightarrow \frac{16}{260} = 0.062 \geq \frac{13.48}{10 * 20.1} = 0.06 \text{ -----Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq 4.2 / f_e \rightarrow \frac{4.71}{100 * 13} = 0.0036 \leq 0.0105 \text{ -----Condition vérifiée}$$

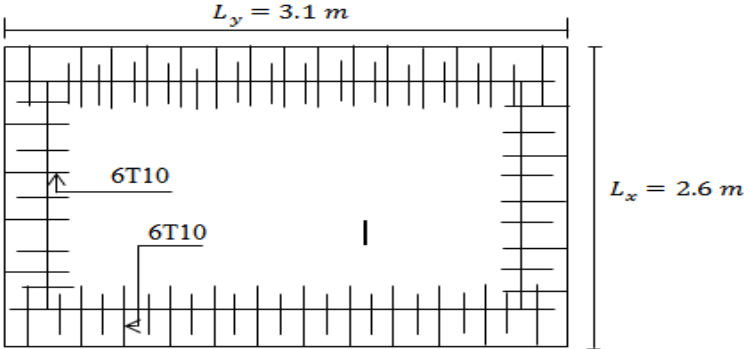


Figure IV.15.Ferrailage dalle machine

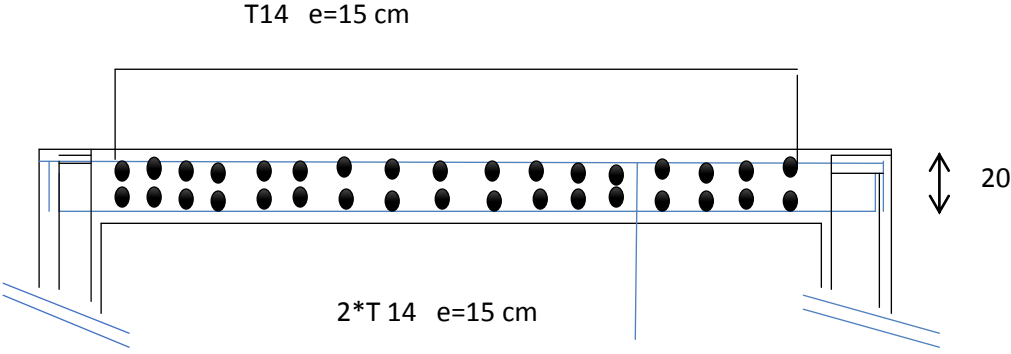


Figure IV.16.Ferrailage dalle ascenseur

Chapitre V :

Etude des plancher

V.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments prédominant dans la construction d'un bâtiment autant dans leurs caractéristiques mécaniques que dans leurs rôles porteurs. Cependant, le concepteur a devant lui un large éventail de procédés de construction et il doit évaluer, estimer et vérifier la faisabilité de ses choix qui influent directement sur son planning des travaux et également sur le coût de réalisation de son projet.

V.1.1 Définition

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux. Il peut être exécuté en bois, en acier ou en béton armé.

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

1. la partie portante: solive en bois, poutrelle métallique, poutrelle préfabriquée en béton armé ou précontraint, ainsi que le hourdis de remplissage; les dalles en béton armé, pleines ou à nervures, etc. Ces éléments sont horizontaux et séparent les étages d'une construction mais peuvent également être à gradins ou inclinés (salles de spectacle, rampes d'accès pour parking) le revêtement : constituant le sol fini. Reposant sur l'ossature portante: carrelage, parquet en bois, dallages divers exécutés sur place, revêtements synthétiques, etc.

2. Le plafond : réalisé sous l'élément porteur, enduit ou plaques préfabriquées en matériaux de tous genres, etc.

V.1.2 Principales exigences requises pour un plancher

*Le plancher n'étant qu'un élément structurel, aura pour rôles essentiels :

*Plate-forme porteuse pour l'étage considéré

*Toit ou couverture pour l'étage sous-jacent

*D'écran permettant le confort de l'habitant

*D'élément de stabilité.

Ainsi se dégagent les principales exigences à remplir pour tout type de plancher.

Résistance aux charges verticales (permanentes, surcharge d'exploitation)

- a) Elément assurant la transition des efforts horizontaux (poussée des terres, vent, séisme) vers les éléments de contreventement.
- b) Permettre la circulation verticale entre étages à l'aide des trémies (escaliers, cage d'ascenseurs)

- c) Permettre le passage de conduites de fumée, de ventilation ou encore réservation pour vide ordures.
- d) Supports des plafonds qu'ils soient adhérents ou suspendus.
- e) Ecran isolant entre étages. Cette isolation peut être :
 - * Isolation acoustique (effet de masse—masse du plancher 300Kg/m²)
 - * Isolation thermique
 - * Coupe-feu en cas d'incendie.

Différents types de plancher faisant l'objet d'étude dans notre mémoire

Dans notre projet, nous avons un seul type de planchers à savoir le plancher à corps creux utilisé dans les étages courants, le rez-de-chaussée, et au niveau de la terrasse, et au niveau des 2 sous-sols.

Pour l'étude, il vous sera montré dans les pages qui suivent le calcul des planchers.

, et les autres planchers par la méthode forfaitaire concernant les plancher à corps creux.

V.2.Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

V.2.1.Méthode Forfaitaire

Principe de la méthode{Le BAEL 91 B.6.2,211 p76}

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir reçu la sanction de l'expérience.

Propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

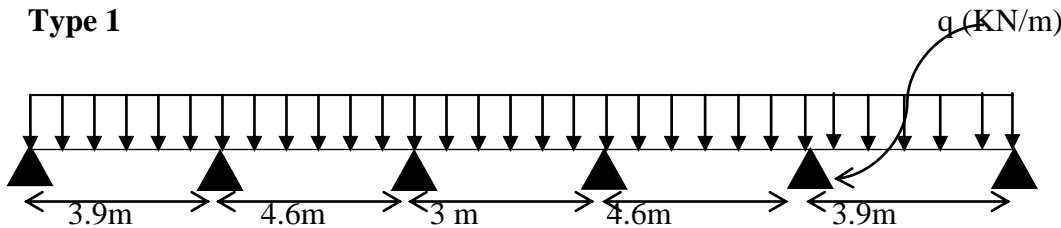
- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$) ;
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$;
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

Calcul des planchers :

V.3.1-Type de poutrelles :

Notre construction comporte deux types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de toute la construction.

Type 1



Type 2

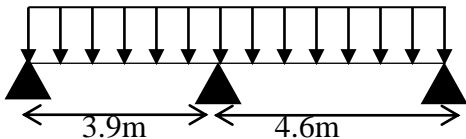


Figure V.1.les différents types de poutrelle

V.4.Méthode de Caquot

La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à A. Caquot, dont nous distinguons :

- La méthode de Caquot minorée : Charges permanentes = $2 \cdot G / 3$, appliquée dans les bâtiments destinés à un usage de bureaux et de salles de réunion.
- La méthode de Caquot simplifiée : Q_{\max} (2G ; 500 kgf/m), appliquée dans les bâtiments destinés à un usage d'habitation lorsque l'une des conditions d'applications de la méthode forfaitaire n'est pas remplie et à condition de multiplier les moments sur appuis dus aux poids propres par un coefficient ($m=0,7$). Les moments en travées sont majorés en conséquence.

V.4.1.Etape de calcul pour la méthode de Caquot:

$$M_a = Q_w \cdot (l_w)^3 + Q_e \cdot (l_e)^3 / 8.5 \cdot (l_w + l_e)$$

Dans le cas où (L_w) est une travée intermédiaire ; on remplacera, dans cette formule, (L_w) par $0.8(L_w)$ ou bien par $0.8(L_e)$, par contre, si (L_w) est une travée de rive, la valeur de (L_w) restera inchangée.

Moment max en Travée : on utilise la relation de R.D.M

$$M_{tx} = (Q \cdot L \cdot x / 2) - (Q \cdot x^2 / 2 + M_w + ((M_e - M_w) \cdot x) / 2)$$

M_e, M_w : sont remplacés avec leurs signes, généralement (-) dans la relation.

Plancher terrasse inaccessible :

G =	5.88	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

Calcul des poutrelles :**Plancher terrasse :**

Pour ce plancher, nous allons appliquer la méthode simplifiée de Caquot vus que la fissuration est préjudiciable.

Combinaison de charges:➤ **ELU :**

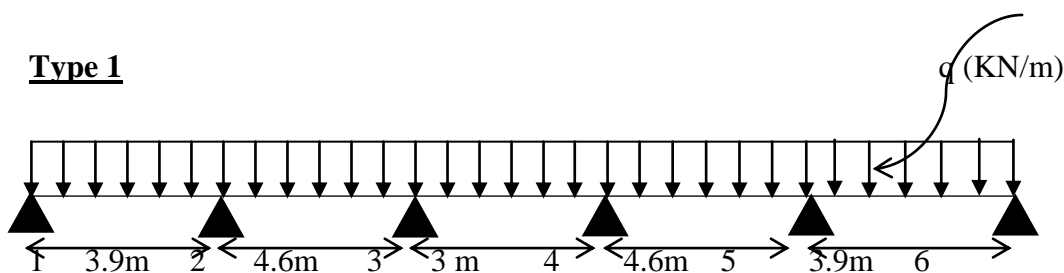
$$Q_u = 0.65(1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65(1.35 \cdot 0.588 + 1.5 \cdot 0.1) = 0.613 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = 0.613 \text{ t/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = 0.65 (G + Q) = 0.65 (0.588 + 0.1) = 0.447 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = 0.447 \text{ t/m}^2$$

Type 1**Calcul des moments :**

$$l' = 4.6 \cdot 0.8 = 3.68 \text{ m}$$

$$l' = 3 \cdot 0.8 = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } Q_u = 0.613 \text{ t/m}^2$$

Moment en appuis :

$$M_1 = -0.2 M_o = -0.2 \frac{q l^2}{8} = -0.2 \cdot \frac{0.613 \cdot 3.9^2}{8} = -0.233 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.233 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -(Q_w \cdot l' w^3 + Q_e \cdot l' e^3) / 8.5 (l' w + l' e)$$

$$M_2 = -0.613 \cdot (3.9^3 + 3.68^3) / (8.5 (3.9 + 3.68)) = -1.038 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -1.038 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -(Q_w \cdot l'w^3 + Q_e \cdot l'e^3) / 8.5 (l'w + l'e)$$

$$M_3 = -0.613(3.68^3 + 2.4^3) / (8.5 (3.68 + 2.4)) = -0.755 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.755 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -0.613(2.4^3 + 3.68^3) / (8.5 (2.4 + 3.68)) = -0.755 \text{ t.m}$$

$$M_4 = -0.755 \text{ t.m}$$

$$M_5 = -0.613(3.68^3 + 3.9^3) / 8.5 \cdot (3.68 + 3.9)$$

$$M_5 = -1.038 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -0.2 M_0 = -0.2 \frac{ql^2}{8} = -0.2 \cdot \frac{0.613 \cdot 3.9^2}{8} = -0.233 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -0.233 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

Moment en travée 1-2

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x =$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.613 \cdot 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 0.233 + \frac{-1.038 + 0.233}{3.9} \cdot x$$

$$M_{1-2} = 1.195(x) - 0.307(x^2) - 0.233 - 0.206(x)$$

$$M_{1-2} = -0.307(x^2) + 0.989(x) - 0.233$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 0.989 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.989}{0.614} = 1.611 \text{ m}$$

$$x = 1.611 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.989 \text{ t} \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots T_e = -1.406 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{1-2}(1.611) = 0.563 \text{ t.m}$$

Moment en travée 2-3

$$M_{1-2} = qx/2 - qx^2/2 + M_2 + \frac{M_3 - M_2}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.613 \cdot 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 1.038 + \frac{-0.755 + 1.038}{4.6} \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.307(x^2) + 1.127(x) - 1.038$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 1.127 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1.127}{0.614} = 1.84 \text{ m}$$

$$x = 1.84 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 1.127t \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots T_e = -1.70t \end{cases}$

$$M_{2-3}(1.84) = -0.00369 \text{ t.m}$$

Moment en travée 3-4

$$M_{3-4} = qx/2 - qx^2/2 + M_3 + \frac{M_4 - M_3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = \frac{0.613 \cdot 3}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 0.755 + \frac{-0.755 + 0.755}{3} \cdot x$$

$$M_{3-4} = -0.307(x^2) + 0.919(x) - 0.755$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 0.919 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.919}{0.614} = 1.49 \text{ m}$$

$$x = 1.49 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.919t \\ \rightarrow x = 3 \dots\dots\dots T_e = -0.923t \end{cases}$

$$M_{3-4}(1.49) = 1.443 \text{ t.m}$$

Moment en travée 4-5

$$M_{4-5} = qx/2 - qx^2/2 + M_4 + \frac{M_5 - M_4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-5} = \frac{0.613 \cdot 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 0.755 + \frac{-1.038 + 0.755}{4.6} \cdot x$$

$$M_{4-5} = -0.307(x^2) + 1.127(x) - 0.755$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 1.127 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1.127}{0.614} = 1.84 \text{ m}$$

$$x = 1.84 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 1.127t \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots Te = -1.697t \end{cases}$

$$M4-5(1.84) = 0.279 \text{ t.m}$$

Moment en travée 5-6

$$M5-6 = qlx/2 - qx^2/2 + M5 + \frac{M6-M5}{l} \cdot x$$

$$M5-6 = \frac{0.613 \cdot 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 1.038 + \frac{-0.233 + 1.038}{3.9} \cdot x$$

$$M_{5-6} = -0.307(x^2) + 0.989(x) - 1.038$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 0.989 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.989}{0.614} = 1.611 \text{ m}$$

$$x = 1.611 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 0.989t \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots Te = -1.41t \end{cases}$

$$M5-6(1.611) = 0.241 \text{ t.m}$$

Calcul à l'ELS : $Q_s = 0.447 \text{ t/m}^2$

Moment en appuis :

$$M1 = -0.2M_0 = -0.2 \frac{ql^2}{8} = -0.2 \cdot \frac{0.447 \cdot 3.9^2}{8} = -0.169 \text{ t.m}$$

$$M1 = -0.169 \text{ t.m}$$

$$M2 = -(Q_w \cdot l'w^3 + Q_e \cdot l'e^3) / 8.5 (l'w + l'e)$$

$$M2 = -0.447 \cdot (3.9^3 + 3.68^3) / (8.5 (3.9 + 3.68)) = -0.757 \text{ t.m}$$

$$M2 = -0.757 \text{ t.m}$$

$$M3 = -(Q_w \cdot l'w^3 + Q_e \cdot l'e^3) / 8.5 (l'w + l'e)$$

$$M3 = -0.447 \cdot (3.68^3 + 2.4^3) / (8.5 (3.68 + 2.4)) = -0.551 \text{ t.m}$$

$$M3 = -0.551 \text{ t.m}$$

$$M4 = -0.447 \cdot (2.4^3 + 3.68^3) / (8.5 (2.4 + 3.68)) = -0.551 \text{ t.m}$$

$$M4 = -0.551 \text{ t.m}$$

$$M5 = -0.447 \cdot (3.68^3 + 3.9^3) / 8.5 \cdot (3.68 + 3.9) = -0.757 \text{ t.m}$$

$$M5 = -0.757 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -0.2M_0 = -0.2 \frac{ql^2}{8} = -0.2 * \frac{0.447 * 3.9^2}{8} = -0.169 \text{ t.m}$$

$$M_6 = -0.169 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

Moment en travée 1-2

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.447 * 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.169 + \frac{-0.757 + 0.169}{3.9} \cdot x$$

$$M_{1-2} = 0.872(x) - 0.223(x^2) - 0.169 - 0.151(x)$$

$$M_{1-2} = -0.223(x^2) + 0.721(x) - 0.169$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.721 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.721}{0.447} = 1.61 \text{ m}$$

$$x = 1.61 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.721 \text{ t} \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots T_e = -0.986 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{1-2}(1.61) = 0.414 \text{ t.m}$$

Moment en travée 2-3

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M_2 + \frac{M_3 - M_2}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.447 * 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.757 + \frac{-0.551 + 0.757}{4.6} \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.223(x^2) + 0.984(x) - 0.757$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.984 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.984}{0.447} = 2.201 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.984 \text{ t} \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots T_e = -1.072 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{2-3}(2.20) = -0.328 \text{ t.m}$$

Moment en travée 3-4

$$M_{3-4} = qlx/2 - qx^2/2 + M_3 + \frac{M_4 - M_3}{l} \cdot x$$

$$M_{3-4} = \frac{0.447 \cdot 3}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.551 + \frac{-0.551 + 0.551}{3} \cdot x$$

$$M_{3-4} = -0.223(x^2) + 0.671(x) - 0.551$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.671 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.671}{0.447} = 1.5 \text{ m}$$

$$x = 1.5 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 0.671t \\ \rightarrow x = 3 \dots\dots\dots Te = -0.67t \end{cases}$

$$M_{3-4}(1.5) = -0.046 \text{ t.m}$$

Moment en travée 4-5

$$M_{4-5} = qlx/2 - qx^2/2 + M_4 + \frac{M_5 - M_4}{l} \cdot x$$

$$M_{4-5} = \frac{0.447 \cdot 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.551 + \frac{-0.757 + 0.551}{4.6} \cdot x$$

$$M_{4-5} = -0.223(x^2) + 0.984(x) - 0.551$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.984 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.984}{0.447} = 2.2 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 0.984t \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots Te = -1.07t \end{cases}$

$$M_{4-5}(2.2) = 0.534 \text{ t.m}$$

Moment en travée 5-6

$$M_{5-6} = qlx/2 - qx^2/2 + M_5 + \frac{M_6 - M_5}{l} \cdot x$$

$$M_{5-6} = \frac{0.447 \cdot 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.757 + \frac{-0.169 + 0.757}{3.9} \cdot x$$

$$M_{5-6} = -0.223(x^2) + 0.721(x) - 0.757$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.721 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.721}{0.447} = 1.61 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 0.721t \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots Te = -1.022t \end{cases}$

$$M_{5-6}(1.61) = -0.174 \text{ t.m}$$

Sur appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.233	-0.169
M2	-1.038	-0.757
M3	-0.755	-0.551
M4	-0.755	-0.551
M5	-1.038	-0.757
M6	-0.233	-0.169

Tableau V.1.Moment en appuis ELU ELS

En travées :

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	0.563	0.989	-1.41	0.414	0.721	-0.986
M ₂₋₃	-0.00369	1.127	-1.7	-0.328	0.984	-1.07
M ₃₋₄	1.443	0.919	-0.923	-0.046	0.671	-0.67
M ₄₋₅	0.279	1.127	-1.697	0.534	0.984	-1.07
M ₅₋₆	0.241	0.989	-1.41	-0.174	0.721	-1.022

Tableau V.2.Moment en travée ELU ELS

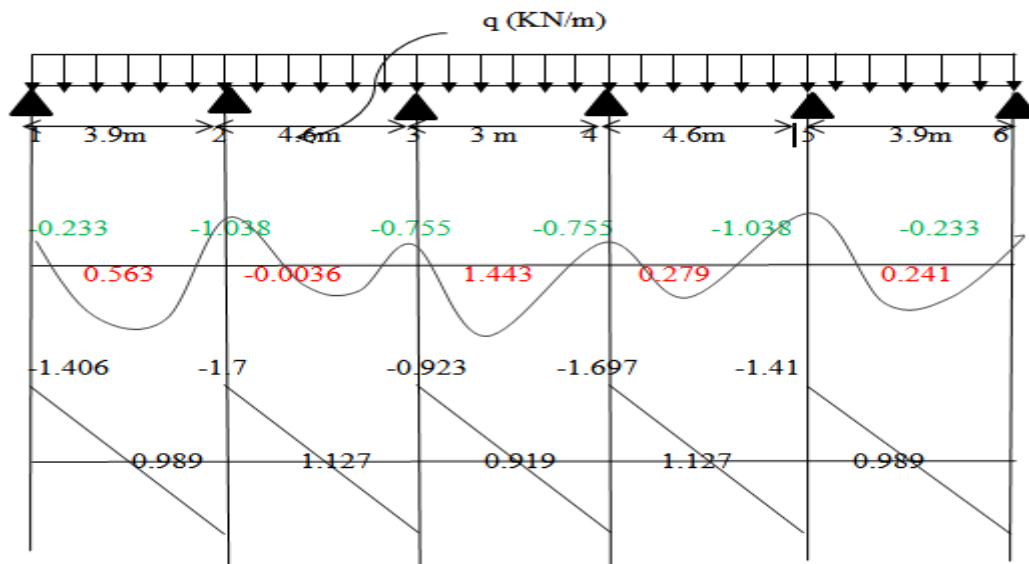


Figure V.2.diagramme des moments et des efforts tranchant ELU

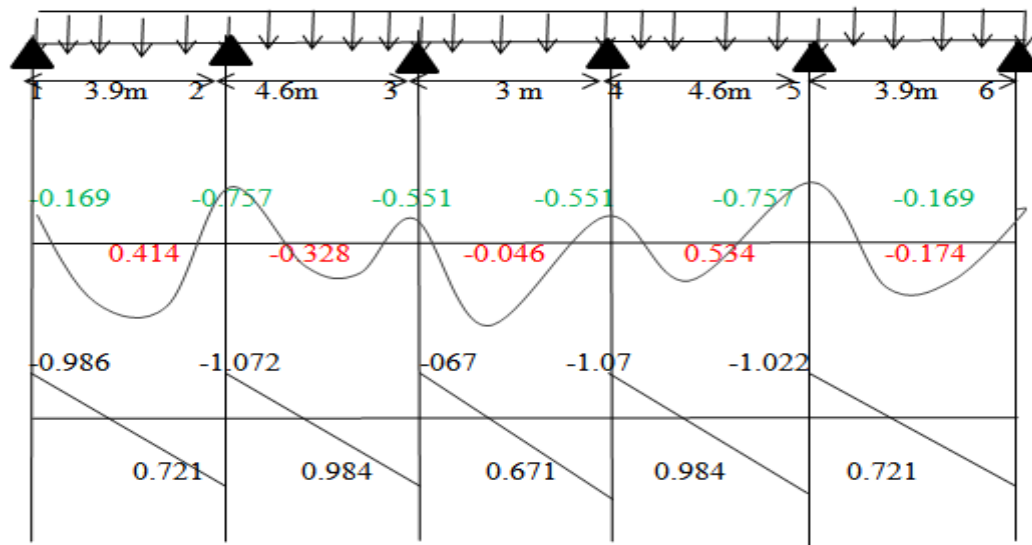
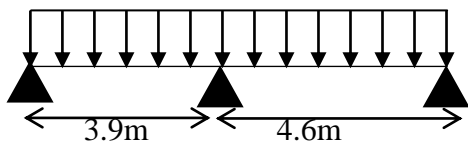


Figure V.3.diagramme des moments et des efforts tranchant ELS

Type 2 Plancher terrasse inaccessible :



G =	5.88	(KN/m ²)
Q =	1	(KN/m ²)

➤ **ELU :**

$$Q_u = 0.613 \text{ t/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = 0.447 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments :

ELU : $Q_u = 0.613 \text{ t/m}^2$

Moment en appuis :

$$M_1 = -0.2 M_0 = -0.2 \frac{q l^2}{8} = -0.2 * \frac{0.613 * 3.9^2}{8} = -0.233 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.233 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -[(Q_w \cdot l^3 + Q_e \cdot l^3) / 8.5 (l_w + l_e)] \cdot 0.6$$

$$M_2 = -0.613 \cdot (3.9^3 + 4.6^3) / (8.5 (3.9 + 4.6)) = -1.329 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -1.329 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.2 M_0 = -0.2 \frac{q l^2}{8} = -0.2 \cdot \frac{0.613 \cdot 4.6^2}{8} = -0.324 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.324 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

Moment en travée 1-2

$$M(x) = qlx/2 - qx^2/2 + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.613 \cdot 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 0.233 + \frac{-1.329 + 0.233}{3.9} \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.307(x^2) + 0.914(x) - 0.233$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 0.914 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.914}{0.614} = 1.488 \text{ m}$$

$$x = 1.488 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.914 \text{ t} \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots T_e = -1.480 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{1-2}(1.488) = 0.447 \text{ t.m}$$

Moment en travée 2-3

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M_2 + \frac{M_3 - M_2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = \frac{0.614 \cdot 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.613}{2} \cdot x^2 - 1.329 + \frac{-0.324 + 1.329}{4.6} \cdot x$$

$$M_{2-3} = -0.307(x^2) + 1.191(x) - 1.329$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.614x + 1.191 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1.191}{0.614} = 1.94 \text{ m}$$

$$x = 1.94 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 1.191 \text{ t} \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots T_e = -1.633 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{2-3}(1.94) = -0.173 \text{ t.m}$$

Calcul à l'ELS : $Q_s=0.447 \text{ t/m}^2$

Moment en appuis :

$$M_1 = -0.2M_o = -0.2 \frac{ql^2}{8} = -0.2 * \frac{0.447 * 3.9^2}{8} = -0.169 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -0.169 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -[(Q_w * l^3 + Q_e * l^3) / 8.5 (l_w + l_e)] * 0.6$$

$$M_2 = -0.447 * (3.9^3 + 4.6^3) / (8.5 (3.9 + 4.6)) = -0.969 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -0.969 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.2M_o = -0.2 \frac{ql^2}{8} = -0.2 * \frac{0.447 * 4.6^2}{8} = -0.236 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0.236 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

Moment en travée 1-2

$$M_{1-2} = qlx/2 - qx^2/2 + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} \cdot x$$

$$M_{1-2} = \frac{0.447 * 3.9}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.169 + \frac{-0.969 + 0.169}{3.9} \cdot x$$

$$M_{1-2} = -0.223(x^2) + 0.667(x) - 0.169$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.169 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.169}{0.447} = 0.378 \text{ m}$$

$$x = 0.378 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots T_w = 0.169 \text{ t} \\ \rightarrow x = 3.9 \dots\dots\dots T_e = -1.574 \text{ t} \end{cases}$

$$M_{1-2}(0.378) = 0.051 \text{ t.m}$$

Moment en travée 2-3

$$M_{2-3} = qlx/2 - qx^2/2 + M_2 + \frac{M_3 - M_2}{l} \cdot x$$

$$M_{2-3} = \frac{0.447 * 4.6}{2} \cdot x - \frac{0.447}{2} \cdot x^2 - 0.969 + \frac{-0.236 + 0.969}{4.6} \cdot x$$

$$M_{2-3} = -0.223(x^2) + 0.869(x) - 0.969$$

$$T(x) = \frac{M(x)}{dx} = -0.447x + 0.869 \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.869}{0.447} = 1.94 \text{ m}$$

Pour $\begin{cases} \rightarrow x = 0 \dots\dots\dots Tw = 0.869t \\ \rightarrow x = 4.6 \dots\dots\dots Te = -1.187t \end{cases}$

$$M_{2-3}(1.94) = -0.122 \text{ t.m}$$

Sur appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.233	-0.169
M2	-1.329	-0.969
M3	-0.324	-0.236

Tableau V.3.Moment en appuis ELU ELS (Plancher terrasse 2)

En travées :

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	0.447	0.914	-1.480	0.051	0.169	-1.574
M ₂₋₃	-0.173	1.191	-1.633	-1.187	0.869	-1.187

Tableau V.4.Moment en travée ELU ELS (Plancher terrasse 2)

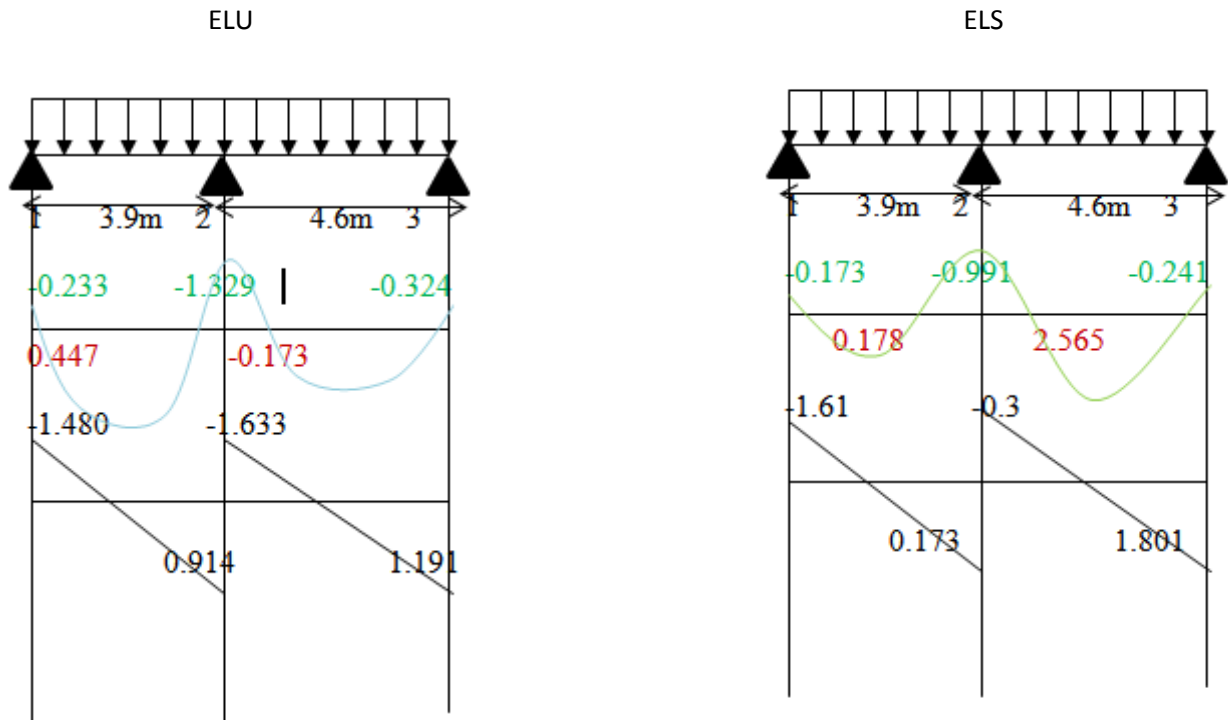


Figure V.4.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU ELS

Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit

Données :

- Largeur de la section en $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$
- $C=c'=3 \text{ cm}$

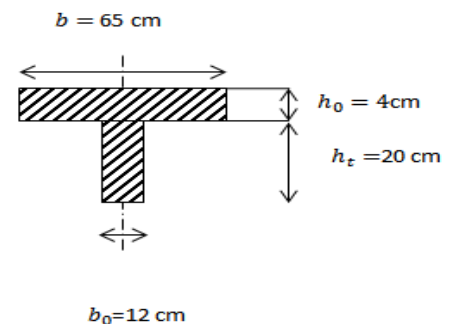


Figure .V.5.Section de calcul de la poutrelle

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.
- Moment max en travée: $M_{tu} = 1.443 \text{ t.m}$
- Moment max sur appui : $M_{au} = -1.038 \text{ t.m}$
- Effort max: $T_u = -1.697 \text{ t.m}$

Entravée :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{tb} = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2)$$

$$M_{tb} = 0.65 \times 0.04 \times 1420 (0.17 - 0.04 / 2)$$

$$M_{tb} = 5.54 \text{ t.m} > M_{tmax} = 1.443 \text{ T.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire

$$b \times h = (0.65 \times 0.20) \text{ m}^2$$

On utilise les formules suivantes

$$M_{\text{max}} = 1.443 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_{\text{max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{1.443 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0.054 < \mu = 0.392 \dots \text{ Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 \cdot 0.069) = 16.53 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{\text{at}} / Z \sigma_s = \frac{1.443 \cdot 10^5}{16.53 \cdot 3480} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm²

Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 \cdot 65 \cdot 17 \cdot 2.1 / 400 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$M_{\text{max}} = -1.038 \text{ t.m}$$

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m².

$$\mu = M_{\text{max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{1.038 \cdot 10^5}{12 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0.21 \Rightarrow \mu = 0.21 < \mu = 0.392 \dots \dots \text{ Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.299$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17(1 - 0.4 \cdot 0.299) = 14.96 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{\text{at}} / Z \sigma_s = \frac{1.038 \cdot 10^5}{14.96 \cdot 3480} = 1.99 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA12 = 6.79 cm²

- Condition de non fragilité:

$$A_s > A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 \cdot 12 \cdot 17 \cdot 2.1 / 400 = 0.246 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.246 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à L'ELS :**En travée**

$$M_t \max = 0.757t.m$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

l'axe neutre L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(65/2)x^2 - 15 \cdot 3.14(17-x) = 0$$

$$\Rightarrow 32.5x^2 + 67.8x - 1152.6 = 0$$

$$\Delta = 154434.84 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 392.98 \quad \Rightarrow X = 5.00 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{65 \cdot 5^3}{3} + 15 \cdot 4.52 (17-5)^2$$

$$I = 12471.53 \text{ cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes :

- **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = M_t s \cdot x / I = \frac{0.757 \cdot 10^5 \cdot 5}{12471.53} \Rightarrow \sigma_b = 30.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 30.35 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition dans les aciers:**

✚ D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\Rightarrow \sigma_s = \min\{(2/3f_e, 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})\}$$

$$= \min\{(267, 202)\} \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_t s \cdot (d-x) / I = \frac{15 \cdot 0.757 \cdot 10^5 \cdot (17-4.29)}{10094.79}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1429.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1429.66 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

EN appuis:

$$M_{max_{ser}} = 0.534 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre:

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(12/2)x^2 - 15 * 6.79(17-x) = 0 \Rightarrow 6x + 101.85x - 1731.45 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 51937.82 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 227.9 \quad \rightarrow X = 10.5 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d-x) = \frac{12 * 10.5^3}{3} + 15 * 6.79 (17 - 10.5)^2 = 8933.66 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul et vérification des contraintes :

- **Condition dans le béton:** $\sigma_b = M_{ts} * x/l = \frac{0.534 * 10^5 * 10.5}{8933.66} \Rightarrow \sigma_b$
 $= 62.76 \text{ kg/cm}^2$
 $\Rightarrow \sigma_b = 62.76 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{cj} = 0.6 * 250 = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

- **Condition dans les aciers :**

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3 f_{te}, 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}) \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} * (d-x) / I = \frac{15 * 0.534 * 10^5 * (17 - 10.5)}{8933.66} = 582.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 582.79 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

➤ Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{u \text{ max}} = 1.697 \text{ t}$$

$$T_{adm} = T_{u \text{ max}} / b_o * d = \frac{1.697 * 10^3}{12 * 17} = 8.32 \text{ kg/cm}^2 = 0.832 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min (0.2 f_{ct} / 1.5; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$$

$$D'où T_u = 0.832 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

✓ **Les armatures transversales:**

• **Diamètre:**

$$Q_t = \min(h/35 ; b_o/10) = \min(20/35 ; 12/10)$$

$$Q_t = \min(0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $A_t = 2HA8$ « 1 cadre et 1 épingle »

✓ **Escapement:**

Selon BAEL99: $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(15.3; 40\text{cm})$

On adopte $S_t = 20\text{cm}$. Pour l'espacement des cadres entravée Sur appuis: $S_t/2 = 10\text{cm}$

➤ **Vérification de la flèche:**

B.6.8,424 Déformations BAEL 91

Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à entrevous, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres à l'article B.6.5.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que le rapport h/l de la hauteur totale de section des nervures (épaisseur de dalle comprise) à la portée libre soit au moins égal à $M_t/15M_o$, M_t étant le moment fléchissant maximal en travée sous réserve que le pourcentage d'armatures $\rho_o = A/bod$ soit au plus égal à $3,6/f_e$ avec f_e en MPa ou N/mm^2 ($36/f_e$ avec f_e en bars), b_o désignant la largeur des nervures et f_e la limite d'élasticité des armatures tendues. De plus, cette tolérance, autorisant à ne pas justifier la rigidité, n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/l est au moins égal à $1/22,5$.

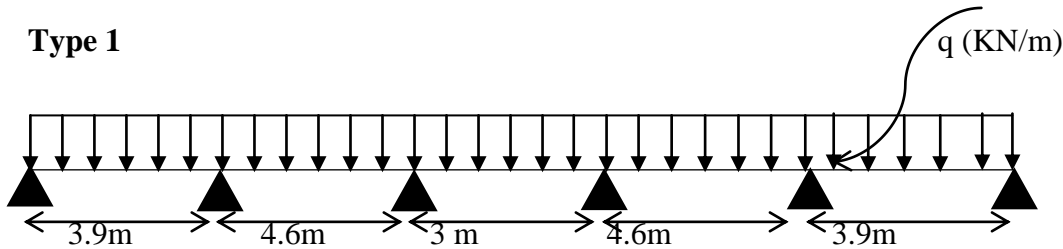
$$L = 4.6\text{m}; h = 20\text{cm}; M_0 = 0.534\text{m}; M_t = 0.757\text{t.m}$$

* $h/l \geq 1/22.5$	$4.35 \geq 0.044$vérifiée
* $h/l \geq M_{tser}/15 * M_o$	$4.35 \geq 0.094$vérifiée
* $A/bd \leq 3.6/f_e$	$0.01 \leq 0.01$ Vérifiée

Plancher étage courant et RDC :

G =	5.54	(KN/m²)
Q habitation =	1.5	(KN/m²)

Type 1



Calcul des poutrelles :

G = 554 kg/m²

Q = 150 kg/m²

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

1-Plancher à surcharges modérées :

$Q \leq (\max 2 \cdot 534 ; 500 \text{kgf/m}^2) \quad 150 \leq 1068 \text{kgf/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertie..... Vérifiée

3-Fissuration non préjudiciable.....vérifiée

$4-L_i/L_{i+1}=4.6/3=1.53 \dots\dots\dots$ non vérifiée

$L_i/L_{i-1}=4.6/3.9=1.17$ qui n'est dans l'intervalle 0.85 et 1.25..... vérifiée

Combinaison de charges:

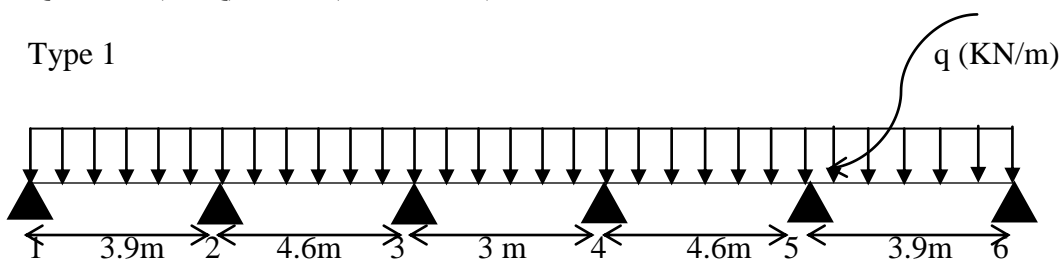
➤ **ELU :**

$Q_u = 0.65 (1.35(G)+1.5(Q)) = 0.65(1.35 \cdot 0.554 + 1.5 \cdot 0.15) = 0.632 \text{t/m}^2$

➤ **ELS :**

$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.554+0.15) = 0.457 \text{t/m}^2$

Type 1



Sur appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.240	-0.173
M2	-1.071	-0.774
M3	-0.778	-0.563
M4	-0.778	-0.563
M5	-1.071	-0.774
M6	-0.240	-0.173

Tableau V.5.Moment en appuis ELU ELS (Plancher RDC 1)

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	0.581	1.019	-1.445	0.423	0.737	-1.045
M ₂₋₃	-0.750	1.517	-1.390	-0.545	1.097	-1.01
M ₃₋₄	0.067	0.948	-0.948	-0.048	0.685	-0.686
M ₄₋₅	0.288	1.161	-1.746	0.555	1.01	-1.09
M ₅₋₆	0.419	1.445	-1.02	-0.423	1.045	-0.737

En travées : Tableau V.6.Moment en travée ELU ELS (Plancher RDC 1)

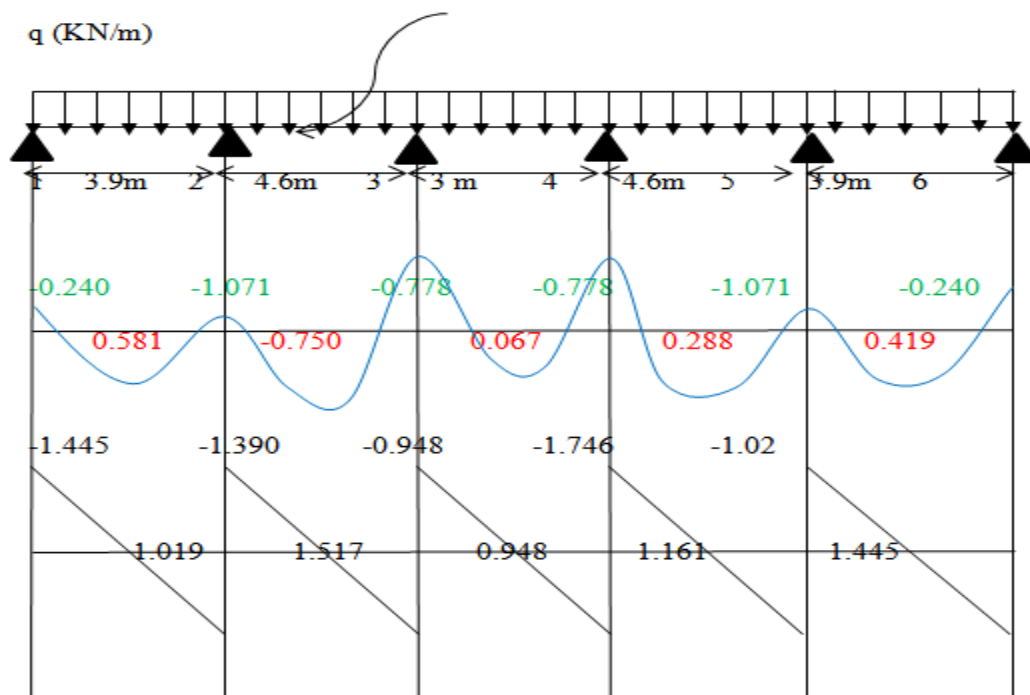


Figure V.6.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU

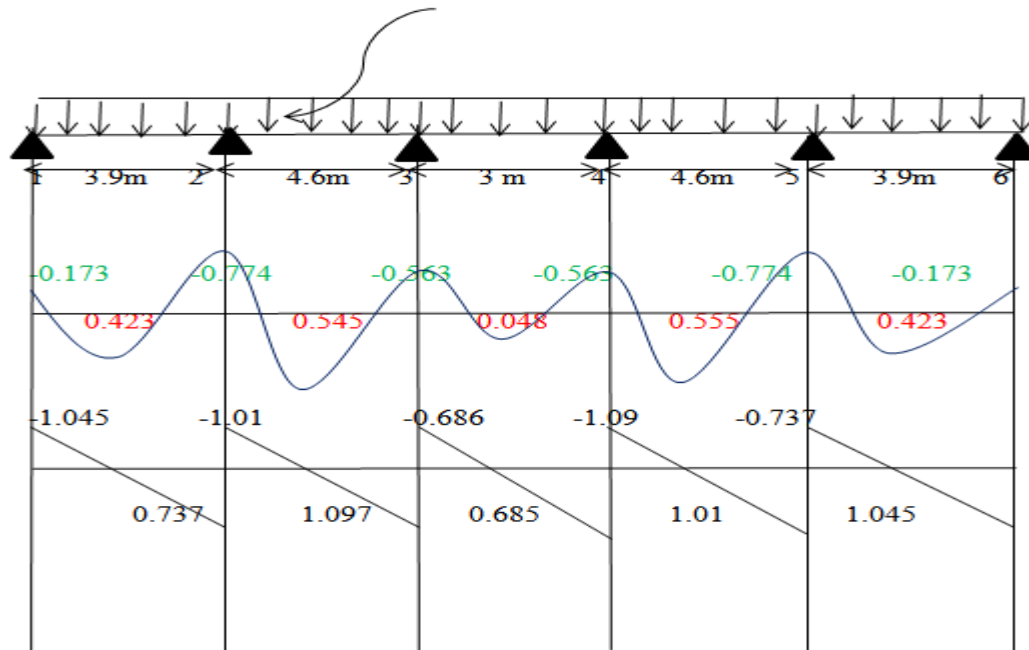
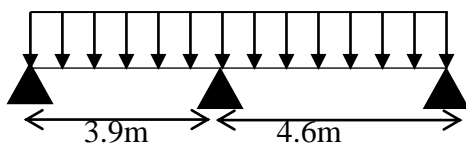


Figure V.7. Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS

Type 2



G =	5.54	(KN/m ²)
Q habitation =	1.5	(KN/m ²)

➤ ELU :

$Q_u = 0.632 \text{ t/m}^2$

➤ ELS :

$Q_s = 0.457 \text{ t/m}^2$

Sur appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.240	-0.173
M2	-1.370	-0.991
M3	-0.370	-0.241

Tableau V.7. Moment en appuis ELU ELS (Plancher RDC 2)

En travées :

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	0.232	0.102	-2.362	0.178	0.173	-1.61
M ₂₋₃	3.394	2.454	-0.453	2.565	1.801	-0.3

Tableau V.8.Moment en travée ELU ELS (Plancher RDC 2)

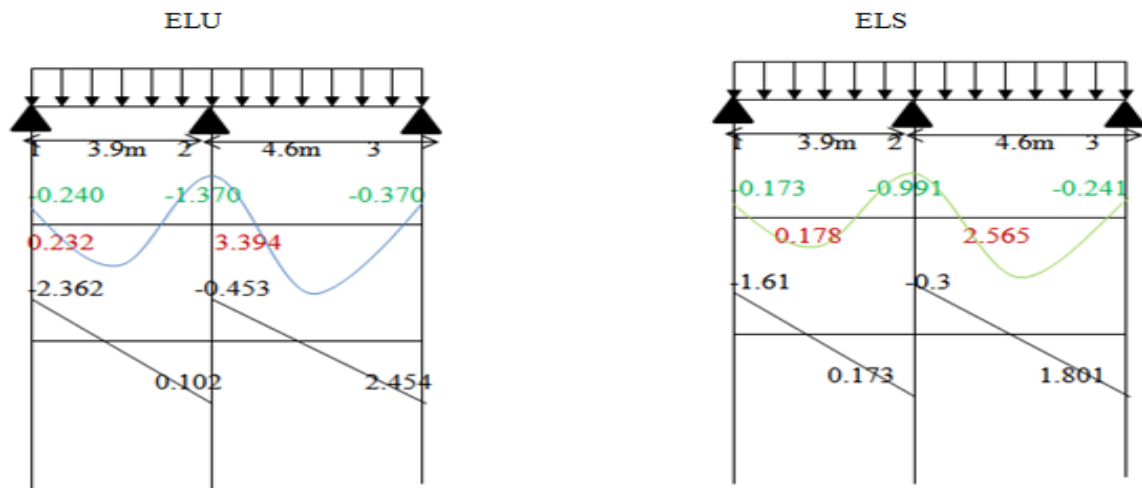


Figure V.8.Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU ELS

Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

$b = 65 \text{ cm.} \quad b_0 = 12 \text{ cm.} \quad h_t = 20 \text{ cm.} \quad h_0 = 4 \text{ cm.} \quad C=c'=3 \text{ cm}$

$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$

Et on a :

$f_e = 400 \text{ Mpa.} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$

ELU	ELS
Mt=3.394 t.m	Mt=2.565t.m
Ma=1.370 t.m	Ma=0.991t.m
T=2.362 t	T=1.61 t

En travée :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{tb} = b \times h_o \times f_{be} \times (d - h_o / 2)$$

$$M_{tb} = 0.65 \times 0.04 \times 1420 (0.17 - 0.04 / 2)$$

$$M_{tb} = 5.54 \text{ t.m} > M_{tmax} = 3.394 \text{ T.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire

$$b \times h = (0.65 \times 0.20) \text{ m}^2$$

On utilise les formules suivantes

$$M_{tmax} = 3.394 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_{max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{3.394 \cdot 10^5}{65 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0.127 < \mu = 0.392 \dots \text{ Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.170$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 17 (1 - 0.4 \cdot 0.17) = 15.84 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{at} / Z \sigma_s = \frac{3.394 \cdot 10^5}{15.84 \cdot 3480} = 6.15 \text{ cm}^2$$

On adopte **6HA12=6.79**

Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue, les armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

$$A_s > A_{min} = 23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 \cdot 65 \cdot 17 \cdot 2.1 / 400 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$M_{amax} = -1.37 \text{ t.m}$$

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimée donc on considère une section rectangulaire

$$\mu = M_{amax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = \frac{1.37 \cdot 10^5}{12 \cdot 17^2 \cdot 142} = 0.278 \Rightarrow \mu = 0.278 < \mu = 0.392 \dots \dots \text{ Ok}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.417$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=17(1-0.4*0.417)=14.16\text{cm}$$

$$A_s=M_{at}/Z\sigma_s = \frac{1.370*10^5}{14.16*3480} = 2.78\text{cm}^2$$

On adopte: 6HA12=6.79cm²

- Condition de non fragilité:

$$A_s > A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{te} / f_e = 0.23 * 1 * 0.12 * 2.1 / 400 = 1.45\text{cm}^2$$

$$A_s = 6.79\text{cm}^2 > A_{min} = 1.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à L'ELS :

En travée:

$$M_t \text{ max} = 2.565\text{t.m}$$

$$A_s = 6.79\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

l'axe neutre L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(65/2)x^2 - 15*6.79(17-x) = 0$$

$$\Rightarrow 32.5x^2 + 101.85x - 1731.45 = 0$$

$$\Delta = 235461.92 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485.84 \quad \Rightarrow X = 5.91\text{cm}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{65*5.91^3}{3} + 15*6.79(17-5.91)^2$$

$$I = 16998.881\text{cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes :

- **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = M_t s * x / I = \frac{2.565*10^5*5.91}{16998.881} \Rightarrow \sigma_b = 89.177\text{kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6*250 = 150\text{kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_b = 89.177\text{kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150\text{kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < 0.6f_{cj} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition dans les aciers:**

D'après BAEL 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\Rightarrow \sigma_s = \min\{ (2/3)f_e, 110\sqrt{\eta} * f_{tj} \}$$

$$= \min\{ (267, 202) \} \Rightarrow \sigma_s = 202\text{MPa} = 2020\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15M_t s * (d-x) / I = \frac{15*2.565*10^5*(17-5.91)}{16998.881}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2510.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2510.09 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

EN appuis:

$$M_{\text{max,ser}} = 0.991 \text{ t.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

L'axe neutre tombe dans la table :

$$bx^2/2 - 15A_s(d-x) = 0$$

$$(12/2)x^2 - 15 \cdot 6.79(17-x) = 0$$

$$\rightarrow X = 10.5 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15 A_s (d-x) = \frac{12 \cdot 10.5^3}{3} + 15 \cdot 6.79 (17-10.5)^2 = 8933.66 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul et vérification des contraintes :**

• **Condition dans le béton:**

$$\sigma_b = M_{ts} \cdot x / I = \frac{0.991 \cdot 10^5 \cdot 10.5}{8933.66} \Rightarrow \sigma_b = 116.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_{cj} = 0.6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 116.47 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f_{cj} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Condition dans les aciers :**

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \sigma_s = \min \{ (2/3)f_{te}, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \}$$

$$= \min \{ (267, 202) \} \sigma_s = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I = \frac{15 \cdot 0.991 \cdot 10^5 \cdot (17-8.49)}{6130.402} = 2063.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2063.50 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$T_u \text{ max} = 2.362 \text{ t}$$

$$T_{\text{adm}} = T_u \text{ max} / b_o \cdot d = \frac{2.362 \cdot 10^3}{12 \cdot 17} = 11.58 \text{ kg/cm}^2 = 1.158 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{\text{adm}} = \min (0.2f_{c28}/1.5; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$$

$$D'où T_u = 1.158 \text{ MPa} < T_{\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Les armatures transversales:**

• **Diamètre:**

$Q_t = \min (h/35 ; b_o/10) = \min (20/35 ; 12/10)$

$Q_t = \min (0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ mm}$

Donc on adopte : $A_t = 2HA8$ « 1 cadre et 1 épingle »

✓ **Escapement:**

Selon BAEL99: $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (15.3; 40\text{cm})$

On adopte $S_t = 20\text{cm}$.

✓ **Verification la flèche:**

$L = 4.6\text{m}; h = 20\text{cm}; M_a = 0.991\text{m}; M_t = 2.565\text{t.m}; A = 3.39$

• $h/l \geq 1/22.5$ $4.35 \geq 0.044 \dots \dots \dots$ vérifiée

• $h/l \geq M_{tser}/15 * M_a$ $4.35 \geq 0.172 \dots \dots \dots$ vérifiée

• $A/bd \leq 3.6/fe$ $0.01 \leq 0.01 \dots \dots \dots$ Vérifiée

l'entresol à usage bureau

G	5.54	(KN/m²)
Q habitations	2.5	(KN/m²)

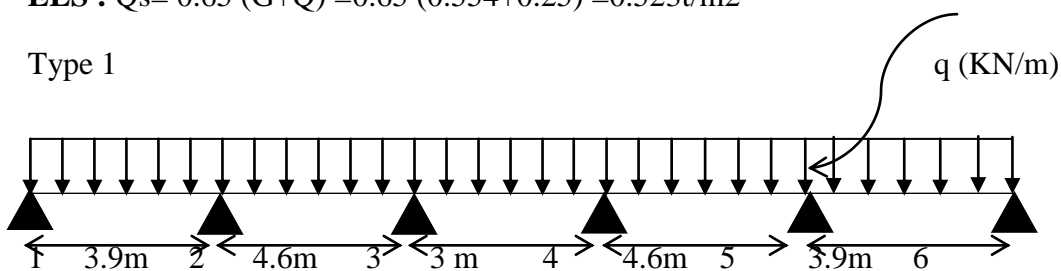
Combinaison de charges:

➤ **ELU :**

$Q_u = 0.65 (1.35(G) + 1.5(Q)) = 0.65(1.35 * 0.554 + 1.5 * 0.25) = 0.730\text{t/m}^2$

ELS : $Q_s = 0.65 (G + Q) = 0.65 (0.554 + 0.25) = 0.523\text{t/m}^2$

Type 1



Calcul des moments :

$$l' = 4.6 * 0.8 = 3.68\text{m}$$

$$l' = 3 * 0.8 = 2.4\text{m}$$

$$\text{ELU : } Q_u = 0.730\text{t/m}^2$$

Sur appuis :

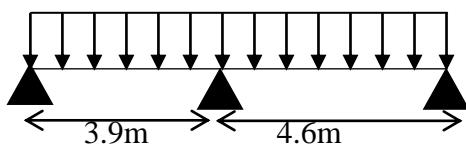
Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.277	-0.199
M2	-1.237	-0.886
M3	-0.899	-0.644
M4	-0.899	-0.644
M5	-1.237	-0.886
M6	-0.277	-0.199

Tableau V.9.Moment en appuis ELU ELS (Plancher Entresol 1)

En travées :

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	-0.129	0.464	-2.383	0.479	0.843	-1.197
M ₂₋₃	0.865	1.752	-1.606	0.617	1.255	-1.151
M ₃₋₄	-0.079	1.095	-1.095	-0.056	0.785	-0.785
M ₄₋₅	0.333	1.341	-2.017	0.628	1.155	-1.251
M ₅₋₆	0.671	1.669	-1.178	0.477	1.195	-0.845

Tableau V.10.Moment en travée ELU ELS (Plancher Entresol 1)

Type 2**Combinaison de charges:**

- **ELU :** $Q_u = 0.730\text{t/m}^2$
- **ELS :** $Q_s = 0.523\text{t/m}^2$

Sur appuis :

Unités (t.m)	ELU	ELS
M1	-0.277	-0.199
M2	-1.583	-1.134
M3	-0.386	-0.277

Tableau V.11.Moment en appuis ELU ELS (Plancher Entresol 2)

En travées :

Unités (t.m)	ELU	Tw	Te	ELS	Tw	Te
M ₁₋₂	0.534	1.088	-1.759	0.380	0.779	-1.261
M ₂₋₃	0.992	1.939	-1.419	0.707	1.389	-1.017

Tableau V.12.Moment en travée ELU ELS (Plancher Entresol 2)

Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

$$b = 65 \text{ cm.} \quad b_0 = 12 \text{ cm.} \quad h_t = 20 \text{ cm.} \quad h_0 = 4 \text{ cm.} \quad C=c'=3 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Et on a :

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

ELU	ELS
Mt=0.992 t.m	Mt=0.707 t.m
Ma=1.583 t.m	Ma=0.886 t.m
T=2.383 t	T=1.261 t

Entravée :

$$\sigma_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s= 348 \text{ MPa}$$

$$M_{tb}=5.54 \text{ t.m} > M_{tmax}=0.992 \text{ T.m}$$

section rectangulaire

$$b \times h = (0.65 \times 0.20) \text{ m}^2$$

Mt	μ_{bu}	α	Z	As	Choix	As ad	St
0.992	0.037	0.047	16.68cm	1.71 cm ²	4HA12	4.52 cm ²	20 cm

Tableau V.13.Ferraillage de plancher l'entre/sol en travée

Condition de non fragilité :

$As > A_{min} = 23.b.d.f_{te}/f_e = 0.23 * 65 * 17 * 2.1 / 400 = 1.33 \text{ cm}^2$

$As = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Sur appuis :

une section rectangulaire de dimension (0.12*0.20) m².

Mt	μ_{bu}	α	Z	As	Choix	As ad	St
1.583	0.321	0.50	13.6cm	3.34 cm ²	4HA12	4.52 cm ²	20 cm

Tableau V.14.Ferraillage de plancher l'entre/sol en appuis

Condition de non fragilité :

$As > A_{min} = 0.23.b.d.f_{te}/f_e = 0.23 * 100 * 12 * 2.1 / 400 = 1.45 \text{ cm}^2$

$As = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Vérification à L'ELS :

	Mt (t.m)	As (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b (\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$	$\sigma_b (\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$	$\bar{\sigma}_s (\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$	$\sigma_s (\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$
Travée	0.707	4.52	5	12471.53	150	28.34	2020	1020.49
Appuis	0.886	4.52	5	10263.2	150	35.52	2020	1101.98

Vérification de l'effort tranchant:

$Tu_{max} = 2.383t$

$T_{adm} = Tu_{max} / b_o * d = \frac{2.383 * 10^3}{12 * 17} = 11.68 \text{ kg/cm}^2 = 1.168 \text{ MPa}$

$T_{adm} = \min(0.2f_c 28 / 1.5; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$.

D'où $Tu = 1.168 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Les armatures transversales:**

• **Diamètre:**

$Qt = \min(h/35 ; b_o/10) = \min(20/35 ; 12/10)$

$Qt = \min(0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ mm}$

Donc on adopte : $A_t = 2HA8$

✓ **Escapement:**

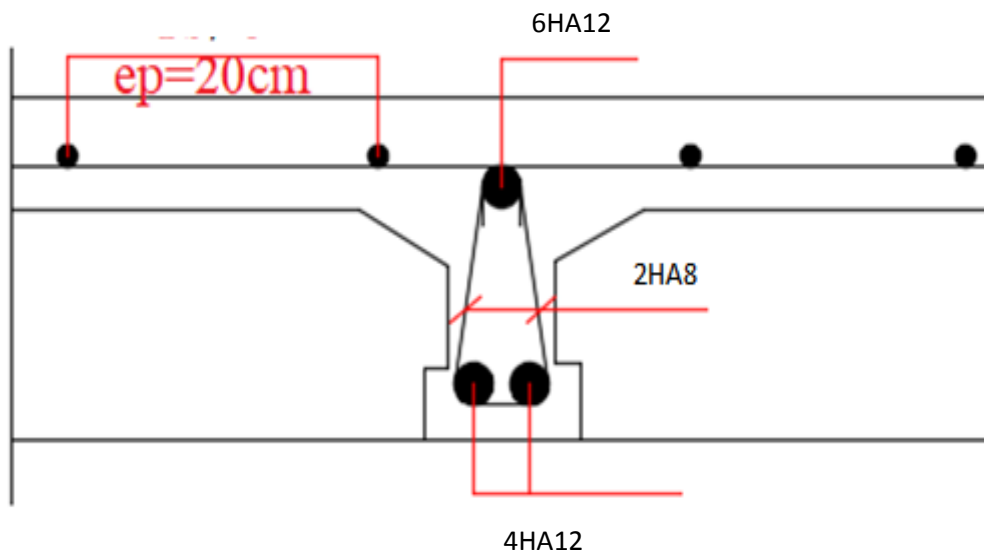
Selon BAEL99: $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(15.3; 40\text{cm})$

On adopte $St = 20\text{cm}$.

✓ **Verification la fleche:**

$L = 4.6\text{m}$; $h = 20\text{cm}$; $Ma = 0.886\text{m}$; $Mt = 0.707\text{t.m}$; $A = 3.39$

- $h/l \geq 1/22.5$ $4.35 \geq 0.044$vérifiée
- $h/l \geq Mtser/15*Ma$ $4.35 \geq 0.053$vérifiée
- $A/bd \leq 3.6/fe$ $0.01 \leq 0.01$ vérifiée



Chapitre VI: Etude sismique

VI.1.INTRODUCTION :

Le séisme ou tremblement de terre, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. et il se traduit en surface par des vibrations du sol des fractures des roches en profondeur.

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine des constructions. On peut citer séisme de l'Asnam du 10/10/1980 et celui de Boumerdès 21/05/2003. et vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, l'Algérie possède son règlement qui permet de mener l'étude sismique à tous les projets de Génie Civil pour diminuer les effets de l'action sismique en même temps que de fournir un degré de protection aux vies humaines et aux matériels.

VI.2.L'objectif de cette étude sismique :

Dans ce chapitre, on s'intéressera sur l'étude, la conception et la construction d'un modèle structurel d'un ouvrages capables de vérifier toutes les conditions et normes de sécurité imposées par les règles sismiques algériennes RPA99 / version 2003. Pour cela il faut déterminer les sollicitations sismiques engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de la structure et dans chaque sens.

Dans le cadre de notre projet, ces efforts ont été identifiés par le programme Robot structural 2017.

VI.3.CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "*RPA99 version 2003*". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différente et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accéléré-gramme.

VI.3.1.La méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre *III*, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zone *I* et *Ia* et à 30m en zones *Ib* et *III*.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes

Zone Ia :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale 3 niveaux ou 10m

Zone Ib et III :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

VI.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode a pour but de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques réelles, ces forces sont remplacées par des forces statiques dont les effets sont considérés équivalents à l'action sismique.

Et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (la forme ne satisfait pas à la condition de régularité en plan d'après l'article **4.1.3 du RPA 2003**).

VI.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accéléré-grammes :

Cette méthode est réservée aux ouvrages particuliers ; elle utilise directement les accélérations grammes du site, elle nécessite un minimum de 7 accélérations grammes et ne peut être utilisée que par un personnel spécialisé.

→ Selon l'article 4.1.2.a du RPA99/version 2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est implantée en Zone IIa avec groupe d'usage 2 et h=36.8m dépasse 23m de hauteur. D'où, la méthode utilisée est celle de l'analyse dynamique modale spectrale, en utilisant logiciels de calcul des structures Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

❖ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, Définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Annaba se situe dans une zone de sismicité moyenne "ZONE IIa".

❖ Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social (Article 3.2 Du RPA99/V2003)..

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective et à usage de bureaux dont la hauteur $h=36.8\text{m}$ ne dépasse pas 48m.

Il sera classé au **groupe d'usage 2**.

❖ Classification des sites

Selon l'article 3.3.1 du RPA99/version 2003, les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

Le tableau V-1 montre la classification de ces dernières.

Catégorie	Description	$q_c(\text{MPa})$ (c)	N (d)	$p_l(\text{MPa})$ (e)	$E_p(\text{MPa})$ (e)	$q_u(\text{MPa})$ (f)	$V_s(\text{m/s})$ (g)
S₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 - < 800$
S₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	$\geq 200 - < 400$
S₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 <200

Tableau VI.1 : classification des sites

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux, donc Notre bâtiment est implanté sur un site de catégorie S1.

VI.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ SPECTRE DE RÉPONSE

Définition du spectre de réponse :

A partir de l'enregistrement d'un séisme (accélérogramme), on calcul pour tous les oscillateurs simples possibles ayant chacun une période et un amortissement propre la réponse maximale à savoir : déplacement, vitesse et accélération.

En rapportant ces valeurs sur un graphique en fonction des périodes correspondantes et pour différentes valeurs de l'amortissement, on obtient un spectre de réponse de déplacement vitesse ou accélération tel qu'il est représenté sur la figure ci-après :

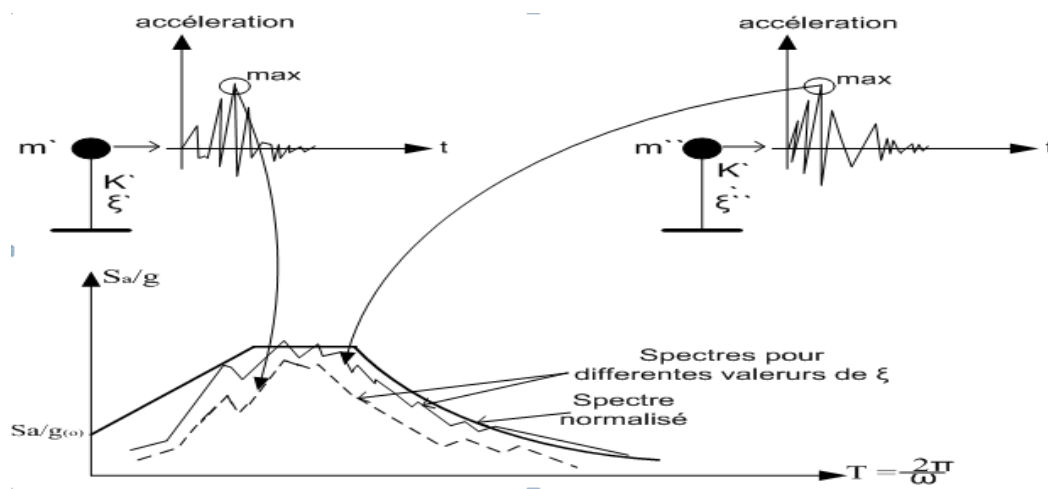


Figure VI .1.graphique en fonction des périodes

Le règlement **RPA 99 version 2003** dans l'article 4-3-3 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

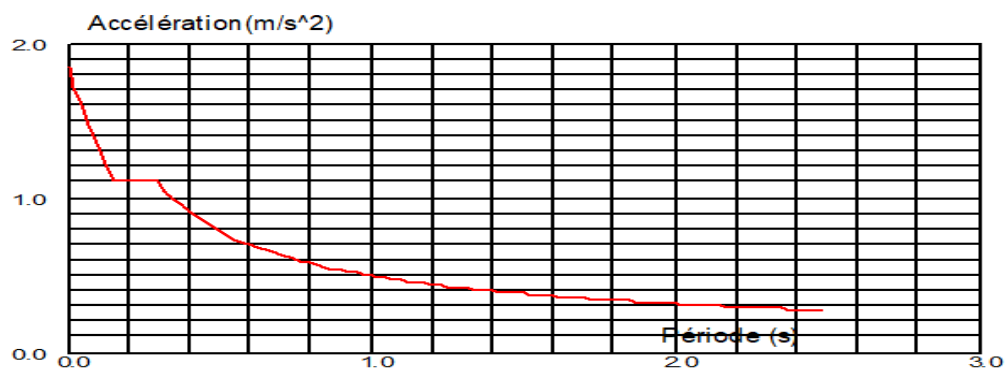


Figure VI.2. Graphique d'accélération

Avec

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

Remarque : Tous ces paramètres sont déterminés précédemment.

VI.5.Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des I^{res} vérifications préconisées par le "**RPA99 version 2003**" est 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 $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

VI.5.1.Calcul de la Force Sismique Totale V :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

➤ **Coefficient d'accélération A :**

D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba : RPA 99 / version 2003

L'ouvrage est de "groupe 2"

- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la zone IIa.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Selon le tableau 4.3 de RPA99/version 2003, pour un système de contreventement par des voiles porteurs **R = 3,5**.

Sa valeur unique est en fonction du système de contreventement

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions

Considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

➤ **Facteur de qualité Q :**

Q : est le facteur de qualité et on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du *RPA 99 version 2003*.

Tableau: les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003.

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.05	oui	0.05
Redondance en plan	oui	0.05	oui	0.05
Régularité en plan	non	0	non	0
Régularité en élévation	non	0	non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0	non	0
Contrôle de la qualité matériaux	non	0	non	0

Tableau VI.2: les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA99/Version. 2003

$$Q/x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0$$

I.1.1 Q/x = 1.1

$$Q/y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0$$

I.1.2 Q/y = 1.1

VI.6.MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une étude de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis2017** pour l'analyse dynamique et sismique, afin de déterminer les caractéristiques propres de notre structure et des efforts engendrés par le séisme.

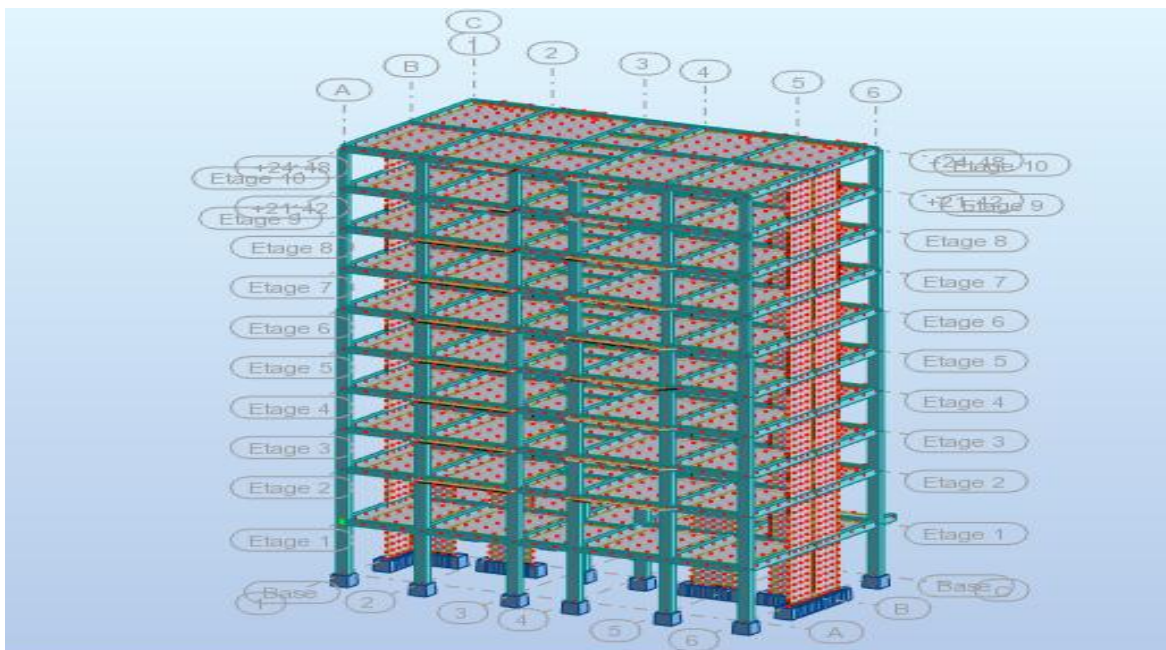


Figure VI.3: SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D

Nombre de mode à considérer :

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Dans notre cas :

Nombre de mode = 10 étages \times 3ddl = 30 modes

Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8G \pm E$

1. Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- ✦ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ✦ Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- ✦ Eviter des modifications de fond de l'architecture.

Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisis une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

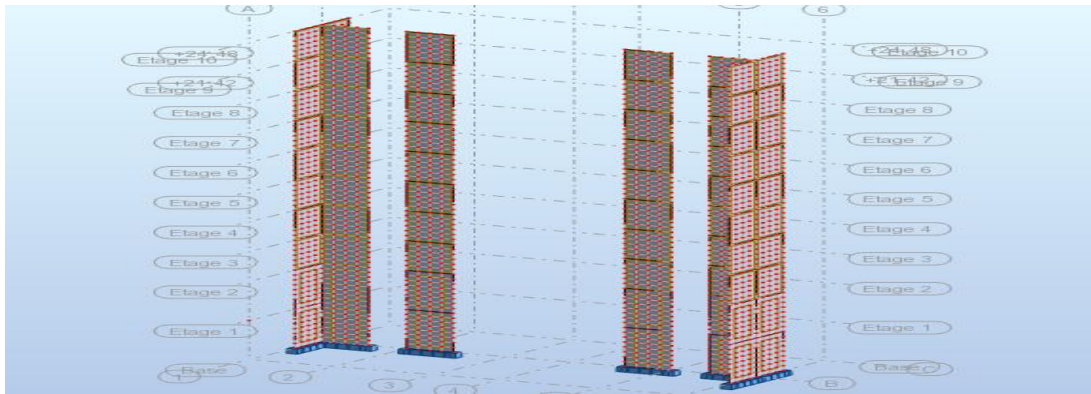


Figure VI.4. Schéma -position des voiles en 3D

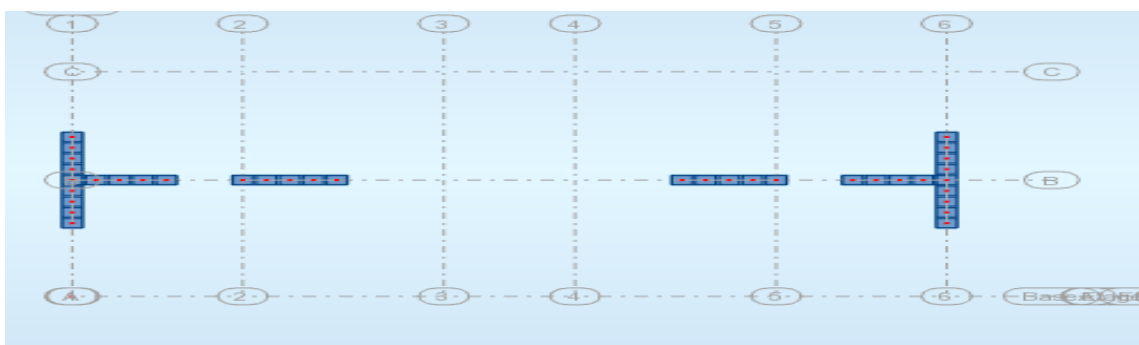


Figure VI.5. Schéma -position des voiles en 2D

VI.7. RESULTATS DE LA STRUCTURE INITIALE

L'analyse de la structure initiale (structure avec uniquement les voiles de la cage d'escalier) a été conduite pour déterminer ses caractéristiques dynamiques.

Mode	Période (sec)	Facteurs de Participation Massique (en %)					
		Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tj/Ti
1	0,59	0,00	72,61	0,00	72,61	976114,88	0,91
2	0,54	76,48	72,61	76,48	0,00	976114,88	0,74
3	0,40	76,87	72,61	0,39	0,00	976114,88	0,41
4	0,16	89,33	72,61	12,46	0,00	976114,88	0,99
5	0,16	89,33	88,23	0,00	15,62	976114,88	0,66
6	0,11	89,42	88,23	0,09	0,00	976114,88	0,77
7	0,08	94,11	88,23	4,69	0,00	976114,88	0,98
8	0,08	94,11	93,93	0,00	5,70	976114,88	0,71
9	0,06	94,11	96,47	0,00	2,54	976114,88	0,91
10	0,05	96,88	96,47	2,77	0,00	976114,88	CQC

Tableau VI.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

CONSTATATIONS

✓ Le premier mode est un mode de translation /Y .

✓ Le deuxième mode est un mode de translation/X.

✓ Le troisième mode est un mode de rotation.

✓ La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 8^{ème} mode

Nous avons trouvé une période de :

T x= 0.54sec.

T y= 0.59sec.

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

ξ : pourcentage d'Amortissement critique : Dans notre cas, le bâtiment a une structure mixte portique-voile, donc $\xi = 10\%$

	<i>Portiques</i>		<i>Voiles ou murs</i>
<i>Remplissage</i>	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/maçonnerie</i>
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763 \geq 0.7$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, données par le tableau 4.7 du *RPA 99 version 2003*.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.4 : Valeurs de T₁ et T₂

→ Site S₁ : T₁=0,15s et T₂=0,30 s.

Dans le sens longitudinal de la structure :

Puisqu'on a T₂ ≤ T_x ≤ 3, on aura

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = \mathbf{1,29}$$

Dans le sens transversal de la structure :

Puisqu'on a T₂ ≤ T_y ≤ 3, on aura

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = \mathbf{1,216}$$

Le poids total de structure W:

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{\text{étage}}^i \quad \text{tel que :} \quad W_{\text{étage}}^i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$W_{\text{étage}}^i$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{G_i} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Q_i} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation) (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation) .

$$W = 9761.14 \text{ kN} \quad (\text{tirer du fichier résultat du ROBOT2017})$$

Alors :

$$\text{Effort tranchant a la base dans le sens x : } V_{x_{stat}} = A.D.Q.W/R = \mathbf{593,79 \text{ t}}$$

$$\text{Effort tranchant a la base dans le sens y : } V_{y_{stat}} = A.D.Q.W/R = 559.75\text{t}$$

Or d'après le fichier des résultats du ROBOT2017 on a :

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :

$$V_{x_{dyn}} = 586.33 \text{ t} \quad , \quad V_{y_{dyn}} = 473, 29 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$80\%V_{x_{stat}} = 475.032 \text{ t} \quad , \quad 80\% V_{y_{stat}} = 477.8 \text{ t}$$

$$V_{dyn} / V_{stat} = \text{Sens longitudinale} : 1,23 \geq 0,8 \quad \text{vérifie}$$

$$\text{Sens transversale} : 1,23 \geq 0,8 \quad \text{vérifie}$$

VI.8.Vérification de l'excentricité

D'après l'article 4.2.7 du **RPA99 version 2003** (Effet de la torsion d'axe vertical)

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

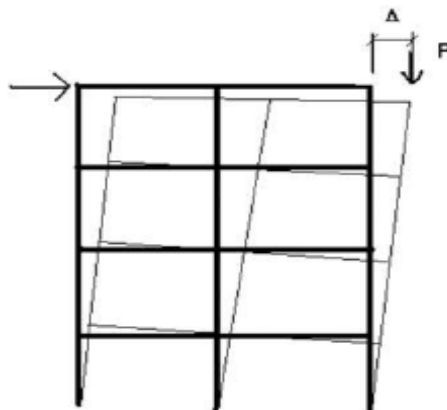
- excentricité théorique résultant des plans.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]	5%*Lx[m]	5%*Ly[m]	vérification ex	vérification ey
1	20	12,8	0	0,46	10	6,4	OK	OK
2	20	12,8	0	0,11	10	6,4	OK	OK
3	20	12,8	0	0,25	10	6,4	OK	OK
4	20	12,8	0	0,25	10	6,4	OK	OK
5	20	12,8	0	0,25	10	6,4	OK	OK
6	20	12,8	0	0,25	10	6,4	OK	OK
7	20	12,8	0	0,26	10	6,4	OK	OK
8	20	12,8	0	0,26	10	6,4	OK	OK
9	20	12,8	0	0,2	10	6,4	OK	OK
10	20	12,8	0	0,06	10	6,4	OK	OK

Tableau VI.5 : Vérification de l'excentricité

VI.9.JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ

L'effet P- Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

Figure VI.6: Le grand effet P- Δ

La valeur de l'effet P- delta dépend de

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- ✓ La souplesse des éléments de la structure

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 :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$$V_k: \text{effort tranchant d'étage au niveau "k"} : V_k = \sum_{i=k}^n F_i + F_t$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Le récapitulatif des résultats est résumé dans le tableau:

Selon Ex :

Etage	P_K [KN]	dr UX [cm]	dr UX [m]	V_K [KN]	Hauteur etage [m]	θ	vérification
1	9572,42	0,192	0,00192	586,33	4	0,007836477	OK
2	8369,96	0,365	0,00365	567,64	4	0,013454986	OK
3	7344,24	0,302	0,00302	536,29	3,06	0,013515517	OK
4	6397,36	0,309	0,00309	500,46	3,06	0,012908283	OK
5	5450,48	0,298	0,00298	455,77	3,06	0,01164619	OK
6	4503,6	0,276	0,00276	403,26	3,06	0,010073081	OK
7	3556,72	0,265	0,00265	343,21	3,06	0,008974581	OK
8	2609,84	0,231	0,00231	273,37	3,06	0,007206984	OK
9	1662,96	0,199	0,00199	194,29	3,06	0,005566254	OK
10	957,54	0,17	0,0017	123,14	3,06	0,004320015	OK

Tableau VI.6: Calcul de θ_x et θ_y SELON EX

Selon Ey :

Etage	P _K [KN]	dr UY [cm]	dr UY [m]	V _K [KN]	Hauteur etage [m]	θ	vérification
1	9572,42	0,163	0,00163	473,29	4	0,008241799	OK
2	8369,96	0,336	0,00336	455,23	4	0,015444427	OK
3	7344,24	0,306	0,00306	428,25	3,06	0,017149422	OK
4	6397,36	0,346	0,00346	401,26	3,06	0,018027255	OK
5	5450,48	0,354	0,00354	367,62	3,06	0,017152106	OK
6	4503,6	0,35	0,0035	328,03	3,06	0,01570337	OK
7	3556,72	0,344	0,00344	283,11	3,06	0,014123147	OK
8	2609,84	0,324	0,00324	230,81	3,06	0,011972445	OK
9	1662,96	0,302	0,00302	169,79	3,06	0,009666187	OK
10	957,54	0,277	0,00277	110,14	3,06	0,007869918	OK

Tableau VI.7: Calcul de Θ_x et Θ_y SELON EY**VI.10.Vérification de l'effort normal réduite :**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $V = N_d/Bc \cdot f_{c28} < 0.3$

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par Robot Millenium

Bc: section brute du poteau.

Tableaux de vérifications de l'effort réduit pour chaque poteau

La section 40×55:

Nmax	84,68	KN
a	400	mm
b	550	mm
fcj	25	Mpa
ν	0,0154	OK

Tableau VI.8. Vérifications de l'effort réduit poteau (40×55)

La section 35×55:

Nmax	50,75	KN
a	350	mm
b	550	mm
fcj	25	Mpa
ν	0,01054545	OK

Tableau VI.9. Vérifications de l'effort réduit poteau (35*55)

La section 35*40

Nmax	19,62	KN
a	350	mm
b	400	mm
fcj	25	Mpa
ν	0,00561	OK

Tableau VI.10. Vérifications de l'effort réduit poteau (35*40)

VI.11.Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$$

Avec :

Ms : Moment stabilisant

MR : Moment renversant

Combinaison (G + Q ± Ex) et (G + Q ± Ey)

Tableau: vérification de renversement de la structure

Selon L'axe x:

	0.8G	EY	Ms/Mren	vérification
M_x [KN.m]	37723	6761,27	5,579277	OK

Tableau VI.11: vérification de renversement de la structure selon X

Selon L'axe y:

	0.8G	EX	Ms/Mren	vérification
M_y [KN.m]	70411,99	8336,4	8,446331	OK

Tableau VI.12: vérification de renversement de la structure selon Y

Vérification de déplacements latéraux inter-étages :

C'est une des vérifications préconisées par le RPA99/2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = h/100 = 4/100 = 0.04\text{m} = 4\text{cm} : \text{le déplacement admissible relatif.}$$

$$\delta k = R \cdot \delta_{ek}$$

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Où ; Δk : correspond au déplacement relatif du niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k)

Δk : est le déplacement horizontal du aux forces sismiques au niveau k dans le sens x ;(de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

R : coefficient de comportement.

Le logiciel ROBOT donne directement les valeurs suivantes : δ_{ek}

Le calcul des déplacements correspond a la combinaison des charges suivantes : **G+Q+E**

Tableaux : Vérification des déplacements

Etage	Hauteur etage [m]	dr UX [cm]	dr UX [m]	vérification
1	4	0,192	0,00192	OK
2	4	0,365	0,00365	OK
3	3,06	0,302	0,00302	OK
4	3,06	0,309	0,00309	OK
5	3,06	0,298	0,00298	OK
6	3,06	0,276	0,00276	OK
7	3,06	0,265	0,00265	OK
8	3,06	0,231	0,00231	OK
9	3,06	0,199	0,00199	OK
10	3,06	0,17	0,0017	OK

Tableau VI.13 : Vérification des déplacements EX

Au sommet de structure:

Etage	Hauteur totale [m]	UX [cm]	UX [m]	vérification
10	32,48	2,606	0,02606	OK

Selon Ey :

Etage	Hauteur etage [m]	dr UY [cm]	dr UY [m]	vérification
1	4	0,163	0,00163	OK
2	4	0,336	0,00336	OK
3	3,06	0,306	0,00306	OK
4	3,06	0,346	0,00346	OK
5	3,06	0,354	0,00354	OK
6	3,06	0,35	0,0035	OK
7	3,06	0,344	0,00344	OK
8	3,06	0,324	0,00324	OK
9	3,06	0,302	0,00302	OK
10	3,06	0,277	0,00277	OK

Tableau VI.14 : Vérification des déplacements Ey

Au sommet de structure:

Etage	Hauteur totale [m]	UY [cm]	UY [m]	vérification
10	32,48	3,103	0,03103	OK

VI.13.CONCLUSION

*Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

*On constate d'après le tableau que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P- Δ (l'effet P- Δ est négligeable).

➤ Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

*Les éléments de la structure choisit (modèle 10) seront ferrailés dans le chapitre suivant.

Chapitre VII

Etude de portique

VII.1.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinal et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Cependant l'article B-8-1-0 du CBA93 préconise de considérer une sollicitation en compression centrée, pour les éléments dont l'excentricité due à l'effort normal et au moment fléchissant est de l'ordre de la moitié du noyau central, soit : $e \leq \frac{h}{6}$

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau VII.1 ci-après:

situation	γ_b	γ_s	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1,50	1,15	14,2	25	348
accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau VII.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit:

- 1) $N^{\max} ; M^{\text{corr}}$
- 2) $M_Y^{\max} ; N^{\text{corr}}$
- 3) $M_Z^{\max} ; N^{\text{corr}}$
- 4) $N^{\min} ; M^{\text{corr}}$

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des valeurs.

✚ Recommandations du RPA99/version 2003 :

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA99 (version2003), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- ✓ Le pourcentage minimal est: $A_s = 0.8 \% b \times h$ (zone II).
- ✓ Le pourcentage maximal est :

$$\begin{cases} A_s = 4 \% b \times h \text{ (zone courante).} \\ A_s = 6 \% b \times h \text{ (zone de recouvrement).} \end{cases}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_1$.
- ✓ La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

VII.1.1.Ferraillage longitudinal:

Un élément en béton armé sera sollicité en flexion composée lorsque la réduction au centre de gravité d'une section "S" des forces situées d'un même coté de cette section se décompose en :

1. un moment fléchissant M_f
2. un effort normal N
3. un effort tranchant T

Et cette section soumise à la flexion composée peut être :

- **Section partiellement comprimée :**

-L'effort normal étant un effort de compression ou de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

- **Section entièrement comprimée :**

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

- **Section entièrement tendue :**

Une section sera entièrement tendue si l'effort N est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les armatures.

* Dans notre projet on a défini trois zones de calcul de ferrailage :

Zone I —————> 2 entre/Sol, RDC ($40 \times 55 \text{ cm}^2$).

Zone II —————> 1^{ère} et 2^{ème} 3^{ème} étage ($35 \times 55 \text{ cm}^2$).

Zone III —————> 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage ($35 \times 40 \text{ cm}^2$).

Ferrailage des poteaux par calcul manuelle :

Poteau (40x55) cm :

Armatures longitudinales

On a :

$b=40\text{cm}$ $h = 55 \text{ cm}$; $d = 52 \text{ cm}$; $c = c' = 3 \text{ cm}$;

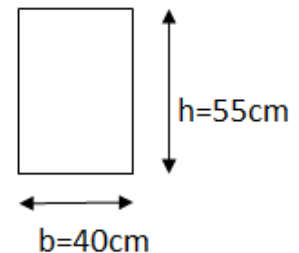


Figure VII.1.Poteau (40*55)

Sollicitations de calcul :

Combinaison	N (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
ELU	1256,01	1,99	12,10
ACC	568,66	47,12	18,18
ACC	790,18	7,30	43,73
ACC	-105,67	-10,93	20,80

Tableau VII.2.Sollicitations de calcul :

***Etat limite ultime (ELU):**

***Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_a < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$\rho_d=0.04$ on prend la valeur la plus défavorable.

D'après le logiciel robot on a pris à la combinaison sismique les contraintes tangentielles suivant:

$$T_Y = 0.19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu} \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$T_Z = 0.21 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu} \text{ La condition est vérifiée.}$$

***Vérification au flambement :**

Pas de flambement si : $\lambda \leq 50$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{l_f}{\lambda}}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement

***Le moment d'inertie I:**

$$\text{Pour le poteau : } I_{pot} = (b \times h^3 / 12) = (40 \times 55^3 / 12) = 554583.3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pour la poutre : } I_{pout} = (b \times h^3 / 12) = (30 \times 50^3 / 12) = 312500 \text{ cm}^4$$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$; d'où $l_f = l_o = 400 - 50 = 350 \text{ cm}$

$$i = \sqrt{\frac{554583.3}{2200}} = 15.87$$

$$\text{Alors } \lambda = \frac{350}{15.87} = 22.04 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

***Calcul de l'excentricité**

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

L'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,10}{1256,01} = 0,96 \text{ cm}$$

✓ L'excentricité accidentelle:

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}; L/250) \longrightarrow e_a = 2\text{cm}$$

L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times Lf^2 (2 + \alpha \varphi)}{1000 \times h}$$

- $\Phi = \varepsilon f / \varepsilon_i$ pour ce rapport, généralement en cm. $\Phi = 2\text{cm}$
- $\alpha = M_G / M_G + MQ$

$$M_G = 23,42 \text{ KN.m} \quad MQ = 11,51 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 23,42 / (23,42 + 11,51) = 0,67$$

$$\text{Alors } e_2 = 2,2\text{cm}$$

Donc l'excentricité totale e :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0,96 + 2 + 2,2 = 5,16\text{cm} < \frac{h}{6} = 9,16\text{cm}$$

***Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$Lf/h \leq \text{Max}(20 \times e_1/h; 15\text{cm})$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,96 \text{ cm}$$

$$350/55 \leq \text{Max}(20 \times 2,96/55; 15) \quad 6,36\text{cm} < \text{Max}(1,07\text{cm}; 15\text{cm})$$

$$6,36 < 15 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

La flexion composée:**Vérification de l'excentricité**

$$e < \frac{h}{2}c \rightarrow 5.16\text{cm} < \frac{55}{2} \cdot 3 = 24.5\text{cm} \text{ vérifier}$$

$$M_u = N_u \times e = 1256,01 \times 0.0516 = 64.81 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u(d-h/2) = 64.81 + 1256,01(0.52 - 0.55/2) = 372.53 \text{ KN.m.}$$

Pour connaître si la section est partiellement comprimée ou non, on compare l'équation suivante:

$$N_u(d-c) - M_1 < (0.337 - 0.81 \times c/h) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$N_u(d-c) - M_1 = 1256,01(0.52 - 0.03) - 372.53 = 242.91$$

$$(0.337 - 0.81 \times c/h) \times b \times d^2 \times f_{bu} = (0.337 - 0.81 \times 0.03/0.55) \times 0.40 \times 0.52^2 \times 1420 = 44.97$$

$$242.91 \text{ KN.m} > 44.97 \text{ KN.m.}$$

→ La section complètement comprimée

Vérification de la section du poteau si doublement ou simplement armé :

Pour cela vérifions la condition : $N_{ux}(d-c) - M_1 < (0.5h - c') b \times h \times f_u$

$$N_u(d-c) - M_1 = 242.91 \dots (1)$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_u = 76.53 \dots (2)$$

On constate que : (1) > (2)

Donc la section est simplement armée $As' = 0$

Calcul de la section nécessaire :

$$As_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu} \times \Psi_1}{\sigma_{su}}$$

$$\Psi_1 = \frac{0.3571 \times f_{bu} \times b \times h^2 + N_u(d-c) - M_1}{(0.8571 \times h - c) b \times h \times f_{bu}} = \frac{6135692.2 + 242.91}{13789492.2} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = -4.3 \text{ cm}^2$$

$A_{s2} < 0$ donc le ferrailage est avec la section minimale exigé du RPA99.

Etat limite accidentel (ELA) :

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{MA}{NA} = \frac{47,12}{790,18} = 0.06 \text{ cm}$$

$$e_0 < (h/2) - c = (55/2) - 3 = 24.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

L'excentricité accidentelle:

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

L'excentricité de 2ème ordre :

$$e_2 = 2.2 \text{ cm}$$

Alors l'excentricité totale e :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.06 + 2 + 2.2 = 4.06 \text{ cm}$$

Condition d'application de la méthode simplifiée :

$$L_f/h \leq \text{Max} (20 \times e_1/h; 15 \text{ cm})$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.06 \text{ cm} \quad 6.36 \text{ cm} < \text{Max} (0.75 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

$$6.36 < 15 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

La flexion composée:

$$M_u = N_u \times e = 790,18 \times 0.0406 = 32 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u(d-h/2) = 32 + 790,18 (0.52 - 0.55/2) = 225.6 \text{ KN.m.}$$

Pour connaitre si la section est partiellement comprimée ou non, on compare l'équation suivante:

$$N_u(d-c)-M1 < (0.337-0.81 \times c/h) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$N_u(d-c)-M1 = 790,18 (0.52-0.03) \times 225.6 = 161.6 \text{ KN.m}$$

$$(0.337-0.81 \times c/h) \times b d^2 \times f_{bu} = (0.337-0.81 \times 0.03/0.55) \times 0.40 \times 0.52^2 \times 1420 = 44.97 \text{ KN.m}$$

$$161.6 \text{ KN.m} > 44.97 \text{ KN.m.}$$

→ La section complètement comprimée

Vérifications si les armatures inférieures sont nécessaires :

Pour cela vérifions la condition : $N_u(d-c)-M1 < (0.5h-c')b \times h \times f_u$

$$N_u(d-c)-M1 = 161.6 \text{ KN.m} \dots (1)$$

$$(0.5h-c')b \times h \times f_u = 76.53 \text{ KN.m} \dots (2)$$

On constate que : (1) > (2)

Donc la section est simplement armée

$$A_{s2} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu} \times \Psi_1}{\sigma_{su}}$$

$$\Psi_1 = \frac{0.3571 \times f_{bu} \times b \times h^2 + N_u(d-c) - M1}{(0.8571 \times h - c) b \times h \times f_{bu}} = \frac{6135692.2 + 161.6}{13789492.2} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = -4.3 \text{ cm}^2$$

As < 0 donc le ferrailage va adopté à partir de la section minimale exigé par le RPA99.

✚ Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

D'après RPA, $A_{min} \geq 0.8\%$ de la section (bxh).

$$A_{min} \geq 0.8\% \times 40 \times 55 = 17.6 \text{ cm}^2$$

✚ **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:**

Zone courante : $0,4\% (b \times h) = 0,04 \times 40 \times 55 = 88 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement: $6\% (b \times h) = 0,06 (40 \times 55) = 132 \text{ cm}^2$

→ **Choix des armatures :**

Alors : $A_s = \max(A_{s,rpa} ; A_{s,bael})$

As.bael(cm ²)	As.rpa (cm ²)	Armature adopté	As (cm ²)
-4.3	17.6	8HA20	25.13

❖ **Vérification à L'état limite de service ELS :**

$M_s = 33,55 \text{ KN.m} = 3.35 \text{ t.m}$

$N_s = 906,04 \text{ KN} = 90.6 \text{ t}$

La section homogène :

$$B_1 = b \times h + \eta (A_1 + A_2) = 40 \times 55 + 15 \times (25.13 + 25.13)$$

$$A_1 = A_2 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 2953.9 \text{ cm}^2.$$

L'excentricité e_0 :

$$e_0 = M_s / N_s = 0.917 / 202.10 = 4.5 \text{ cm} \longrightarrow 4.5 < h/6 = 50/6 = 8.3 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Le moment d'inertie :

$$I = b/3 \times (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c)^2]$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés

Moment statique :

$$M_{st} = (bh^2/2) + 15A_1 \times c^2 + 15A_2 \times d = (40 \times 55^2/2) + 15 \times 25.13 \times 2 \times 3 + 15 \times 25.13 \times 52$$

$$M_{st} = 82363.1 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = M_{st} / B = 27.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 55 - 27.8 = 27.2 \text{ cm}$$

Alors :

$$I = \frac{40}{3} \times (27.8^3 + 27.2^3) + 15[25.13(27.2-3)^2 + 25.13(27.8-3)^2]$$

$$I = 20.17 + 15(14717.13 + 15455.95)$$

$$I = 452616.45 \text{ cm}^4$$

Condition limite I (Les limites du noyau central):

$$CL_1 = \frac{I}{B \times V_1} = 5.51 \quad CL_2 = \frac{I}{B \times V_2} = 5.63$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - \frac{h}{2}) = 4.5 < 5.51 \quad \rightarrow \text{la section est entièrement comprimé}$$

Vérification des contraintes :

- **Contraintes de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B_1} + \frac{N \times e \times V_1}{I} < \sigma_b'$$

$$\sigma_{bc} = 5571.27 \text{ KN/m}^2 < \sigma_b' = 15000 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifié}$$

- **Contraintes d'acier :**

- $\sigma_{s1} = 15 \times [N_s/B + N \times e \times (V-c)/I] < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{s1} = 79518.85 \text{ KN/m}^2 < 202000 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- $\sigma_{s2} = 15 \times [N_s/B - N \times e \times (V-c)/I] < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{s2} = 12499.15 \text{ KN/m}^2 < 202000 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Vérification à l'effort tranchant:

$$\tau = Tu/b \times d < \bar{\tau}$$

$$Tu = 5,38 \text{ KN} \quad \tau = 5,38 \times 10^2 / 40 \times 52 = 0.26 \text{ kgf/cm}^2$$

Fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_\mu = \min \{ 0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} \}$

$$\bar{\tau} = \min [0.15 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ Kgf/cm}^2$$

D'où $\tau < \bar{\tau} = 25 \text{ Kgf/cm}^2$ La condition est vérifiée.

Armatures transversales:**Selon BAEL 91 :**

$$\Phi_t \leq \min(h/350 ; b/10 ; \Phi_l)$$

Φ_l : diamètre min des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min(550/350 ; 400/10 ; 2) = \min(1.6 ; 40 ; 2) = 1.6 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Selon RPA 99 :

Section d'armature d'après le {RPA Art 7.4.2.2} :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul $V_{u \text{ Max}} = 28,70 \text{ KN} = 0.0287 \text{ MN}$

h_1 : hauteur totale de la section brute $h_1 = 0.55 - 0.02 = 0.53 \text{ m}$

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale = 400 Mpa

ρ : coefficient correcteur

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = L_f / a < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g = L_f / a > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = L_f / a = 3.5 / 0.55 = 6.36 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

t : Espacement des armatures transversales, sa valeur maximale est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale} \\ t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \Phi_l \right) : \text{ En zone courante} \end{array} \right.$$

$$t \leq \text{Min} (40/2, 55/2, 10 \times 2) = \text{min} (27.5 ; 20) = 20 \text{ cm.}$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

$$D'où : A_t = \frac{15 \times 2.5 \times 2870}{53 \times 4000} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armature transversale minimale :

$$\text{On a : } \lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{tmin} \geq 0.3\% b \times t = 0.3 \times 40 \times 15 / 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm²

Ferrailage des poteaux par Robot expert :

Poteau (35x55) cm :

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

$$b = 35 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm}$$

Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1	ELU	883,86	5,65	32,72
2	ELA	335,42	56,91	19,04
3	ELA	452,72	-5,52	-39,29
4	ELA	-69,26	9,84	-23,33

Tableau VII.3.Efforts appliqués

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_a < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ Mpa avec: } \rho_d = 0.04$$

D'après le logiciel robot on a prend à la combinaison sismique les contraintes tangentielles suivant:

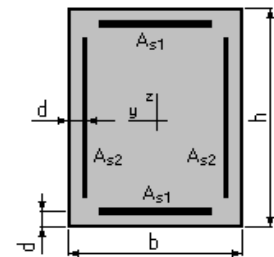


Figure VII.2.Poteau (35*55)

$T_Y = 0.2 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu}$ La condition est vérifiée.

$T_Z = 0.27 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu}$ La condition est vérifiée.

Vérification au flambement :

Pas de flambement si : $\lambda \leq 50$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

Le moment d'inertie I:

Pour le poteau : $I_{pot} = (b \times h^3 / 12) = (35 \times 55^3 / 12) = 485260.4 \text{ cm}^4$

Pour la poutre : $I_{pout} = 312500 \text{ cm}^4$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$; d'où $L_f = L_o = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$

$$i = \sqrt{\frac{485260.4}{1925}} = 15.87$$

Alors $\lambda = \frac{350}{15.87} = 16.12 < 50$ Vérifier

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 1,4 \text{ (cm}^2)$ Section théorique $A_{s2} = 2,2 \text{ (cm}^2)$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 7,2 \text{ (cm}^2)$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 96,3 \text{ (cm}^2)$

Théorique $\varepsilon = 0,37 \text{ (\%)}$

Minimum $\varepsilon_{\text{min}} = 0,19 \text{ (\%)}$ maximum $\varepsilon_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 883,86$ (kN) $M_y = 5,65$ (kN*m) $M_z = 32,72$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,52 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 37,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA $N = 335,42$ (kN) $M_y = 56,91$ (kN*m) $M_z = 19,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,83 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 33,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,69$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 452,72$ (kN) $M_y = -5,52$ (kN*m) $M_z = -39,29$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 27,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,19$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 238,6$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELA $N = -69,26$ (kN) $M_y = 9,84$ (kN*m) $M_z = -23,33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,97$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

D'après RPA, $A_{min} \geq 0.8\%$ de la section (bxh).

$$A_{min} \geq 0.8\% \times 35 \times 55 = 15.4 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:

$$\text{Zone courante : } 0,4\% (b \times h) = 0,04 \times 35 \times 55 = 77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement: } 6\% (b \times h) = 0,06 (35 \times 55) = 115.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Alors : $A_s = \max (A_s \text{ rpa} ; A_s \text{ bael})$

As.bael(cm ²)	As.rpa (cm ²)	Armature adopté	As(cm ²)
7,2	15.4	8HA16	16.08

Armatures transversales:

Selon BAEL 91 :

$$\Phi_t \leq \min(h/350 ; b/10 ; \Phi_l)$$

Φ_l : diamètre min des armatures longitudinale

$$\Phi_t \leq \min(550/350 ; 400/10 ; 2) = \min(1.6 ; 40 ; 2) = 1.6 \text{ cm} \quad \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Selon RPA 99 :

$$\text{Section d'armature d'après le \{RPA Art 7.4.2.2\} : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$$V_{u \text{ max}} = 24,53 \text{ KN} \quad h_1 = 0.53 \text{ m} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

ρ : coefficient correcteur

$$\lambda_g = L_f/a = 2.56/0.55 = 4.65 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

t : Espacement des armatures transversales, sa valeur maximale est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale} \\ t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \Phi_l \right) : \text{ En zone courante} \end{array} \right.$$

$$t \leq \text{Min} (35/2, 55/2, 10 \times 2) = \text{min} (17.5 ; 27.5 ; 20) = 20 \text{ cm.}$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

$$\text{D'où : } A_t = \frac{15 \times 3.75 \times 2453}{53 \times 4000} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armature transversale minimale :

On a : $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{t_{\min}} \geq 0.3\% b \times t = 0.3 \times 35 \times 15/100 = 1.57 \text{ cm}^2$

On opte pour 4HA8=2.01 cm²

Poteau (35x40) cm :**Section:**

$b = 35 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

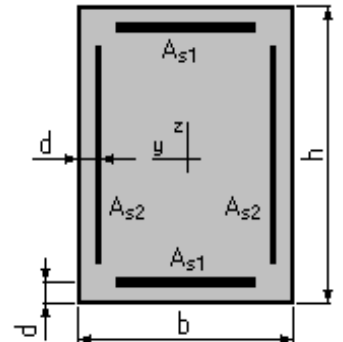


Figure VII.3.Poteau (35*40)

Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1	ELU	883,86	-5,74	-35,08
2	ELA	335,42	56,91	19,04
3	ELA	359,44	14,31	38,69
4	ELA	14,16	25,33	14,40

Tableau VII.4.Efforts appliqués poteau (35*40)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_a < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ Mpa Avec: } \rho_d = 0.04$$

D'après le logiciel robot on a pris à la combinaison sismique les contraintes tangentielles suivant:

$$T_Y = 0.24 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu} \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$T_Z = 0.25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu} \text{ La condition est vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

Pas de flambement si : $\lambda \leq 50$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement

Le moment d'inertie I:

$$\text{Pour le poteau : } I_{pot} = (b \times h^3 / 12) = (35 \times 40^3 / 12) = 186666.67 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pour la poutre : } I_{pout} = 312500 \text{ cm}^4$$

On constate que $I_{pot} < I_{pout}$; d'où $l_f = 2 l_o = 2 \times 306.50 = 512 \text{ cm}$

$$i = \sqrt{\frac{186666.67}{1400}} = 11.54$$

Alors $\lambda = \frac{512}{11.54} = 44.34 < 50$ Vérifier

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée**Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 2,2 \text{ (cm}^2)$ Section théorique $A_{s2} = 0,8 \text{ (cm}^2)$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,0 \text{ (cm}^2)$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 70,0 \text{ (cm}^2)$

Théorique $\varepsilon = 0,43 \text{ (\%)}$

minimum $\varepsilon_{\text{min}} = 0,21 \text{ (\%)}$

maximum $\varepsilon_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 883,86$ (kN) $M_y = -5,74$ (kN*m) $M_z = -35,08$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,81 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 37,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA $N = 335,42$ (kN) $M_y = 56,91$ (kN*m) $M_z = 19,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 23,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,56$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 359,44$ (kN) $M_y = 14,31$ (kN*m) $M_z = 38,69$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 26,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,20$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELA $N = 14,16$ (kN) $M_y = 25,33$ (kN*m) $M_z = 14,40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,73 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,96$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 371,1$ (MPa)

Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

D'après RPA, $A_{min} \geq 0.8\%$ de la section (b x h).

$$A_{min} \geq 0.8\% \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99:

Zone courante : $0,4\%$ (b x h) = $0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement: 6% (b x h) = $0,06 (35 \times 84) = 84 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

Alors : $A_s = \max (A_{s\ rpa} ; A_{s\ bael})$

As.bael(cm ²)	As.rpa (cm ²)	Armature adopté	As (cm ²)
6	11.2	8HA14	12.32

Armatures transversales:

Selon BAEL 91 :

$$\Phi_t \leq \min(h/350 ; b/10 ; \Phi_l)$$

Φ_l : diamètre min des armatures longitudinale

$$\Phi_t \leq \min(400/350 ; 350/10 ; 2) = \min(1.14 ; 35 ; 2) = 1.14\text{cm} \rightarrow \Phi_t = 8\text{mm}$$

Selon RPA 99 :

$$\text{Section d'armature d'après le \{RPA Art 7.4.2.2\} : \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$$V_{u\max} = 22,27\text{KN}$$

$$h_1 = 0.38\text{ m}$$

$$f_e = 400\text{ Mpa}$$

ρ : coefficient correcteur

$$\lambda g = L_f/a = 5.12/0.4 = 12.8 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

t : Espacement des armatures transversales, sa valeur maximale est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 10\text{ cm} : \text{en zone nodale} \\ t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \Phi_l \right) : \text{En zone courante} \end{array} \right.$$

$$t \leq \text{Min} (35/2, 55/2, 10 \times 2) = \text{min} (17.5 ; 27.5 ; 20) = 20\text{ cm.}$$

On prend $t = 10\text{ cm}$ en zone nodale

$$t = 15\text{ cm en zone courante}$$

$$D'o\grave{u} : A_t = \frac{15 \times 2.5 \times 2227}{38 \times 4000} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armature transversale minimale :

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.3\% b \times t = 0.3 \times 35 \times 15 / 100 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm²

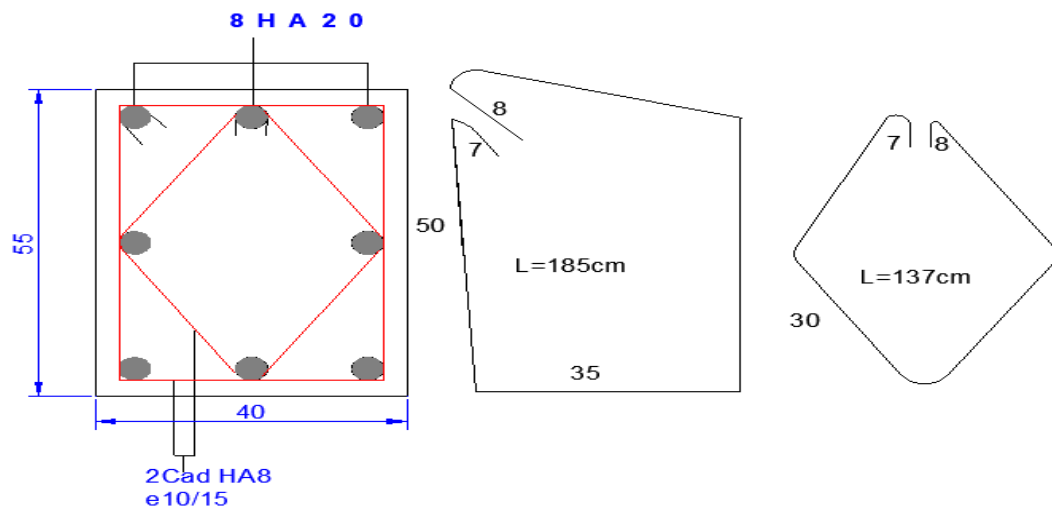


Figure VII.4. Schéma de ferrailage poteaux (40x55)

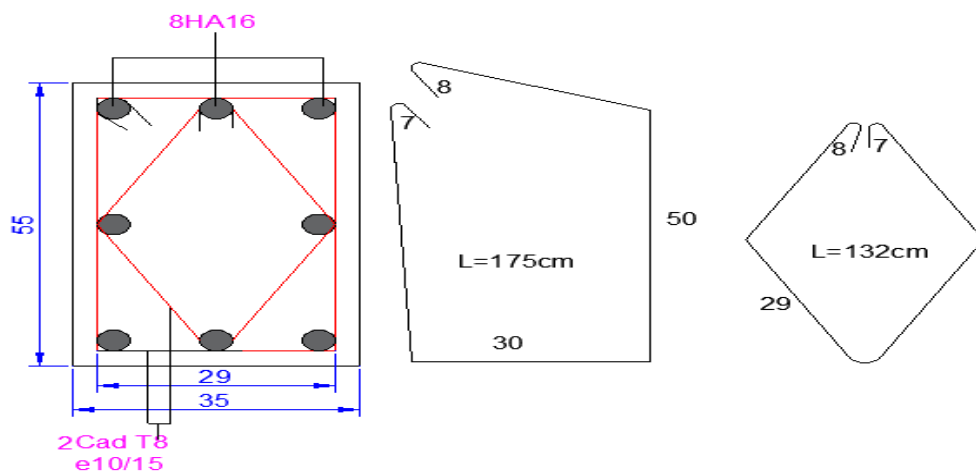


Figure VII.5. Schéma de ferrailage poteaux (35x55) :

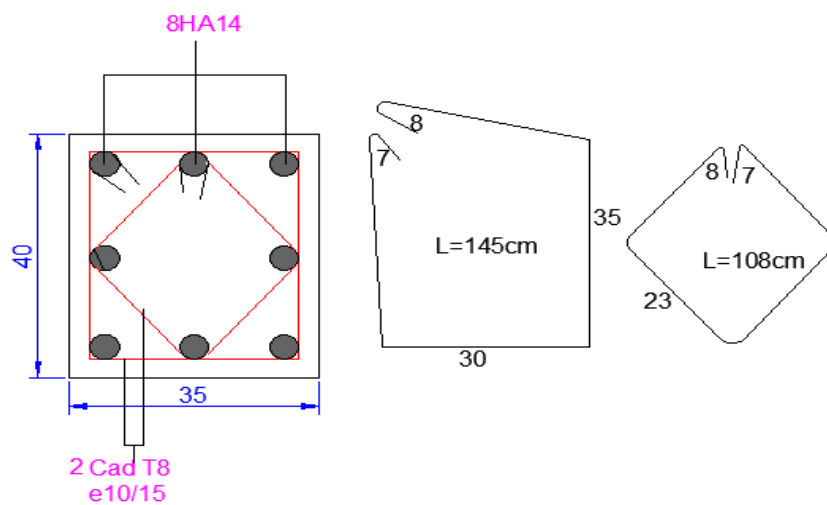


Figure VII.6. Schéma de ferrailage poteaux (35x40) :

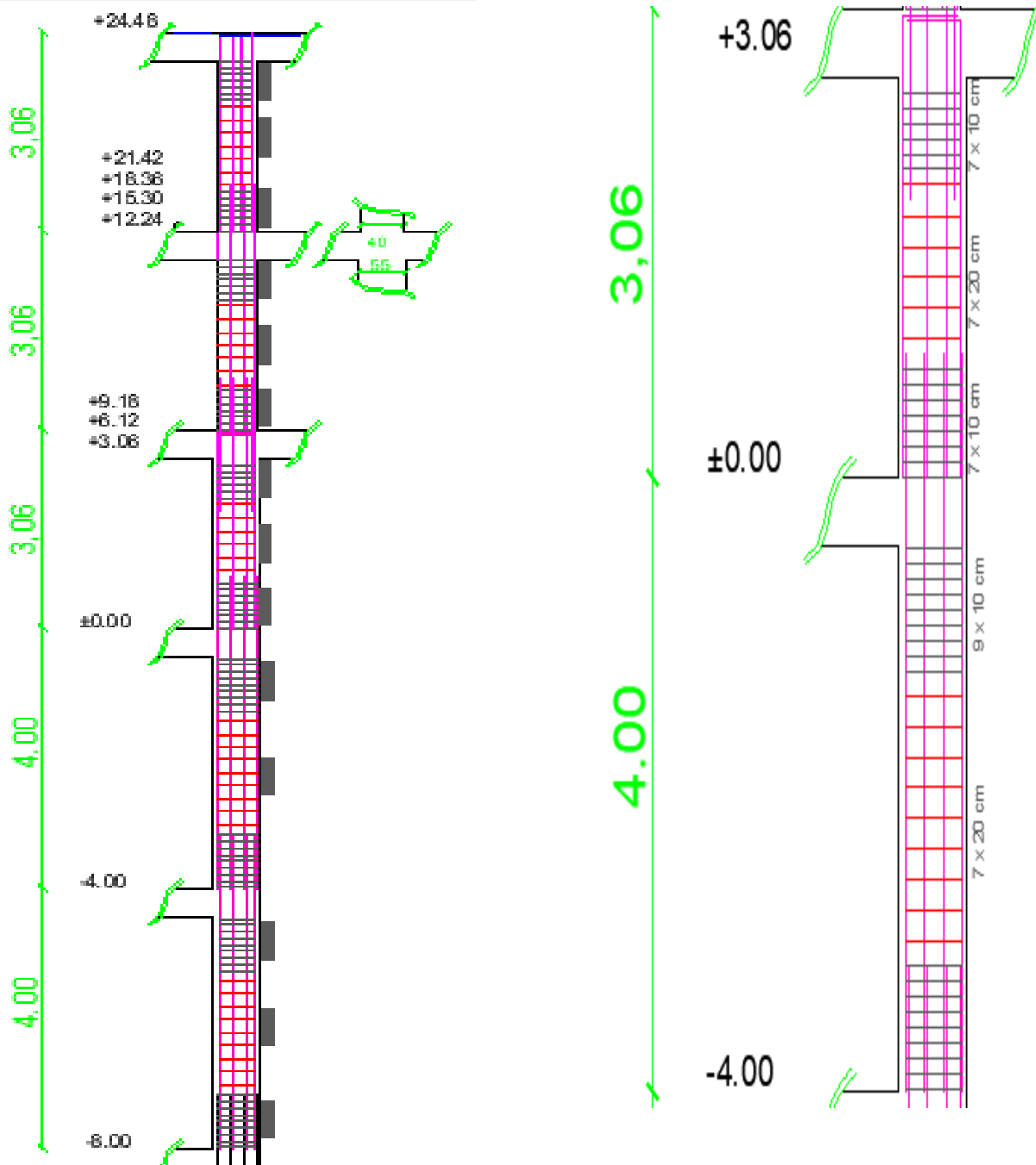


Figure VII.7. VII.8.Coupe longitudinale du poteau

VII.2.Ferraillages des poutres :

VII.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

situation	γ_b	γ_s	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1,50	1,15	14,17	25	348
accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau VII.5: représente les coefficients et les contraintes utilisés dans les calculs

VII.2.2.Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

E.L.U. :

1,35 G +1,5 Q en travée.

Selon le RPA 99/version 2003 :

G+Q ±E sur appuis.

0,8G ±E sur appuis.

Recommandations du RPA 99/version 2003 :

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 recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone II
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .
- Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.

VII.2.3.Calcul de notre bâtiment :

➤ **Étude des poutres principales :**

Données :

$b = 0.30 \text{ m.}$

$h = 0.50 \text{ m.}$

$d = 0,9 \times 0,5 = 0.45 \text{ m}$

$d' = 0.05 \text{ m.}$

Acier FeE400: $\left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.392 \\ \alpha_R = 0.668 \end{array} \right.$

$\epsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰}$

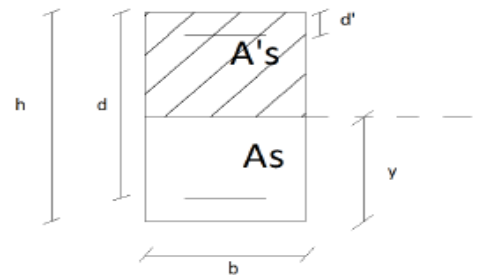


Figure VII.9.Etude poutre principale

Sollicitations de calcul :

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$	$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$
-128.24	-91.64	-96.85	73.67	52.54	54.06

Tableau VII.6.Sollicitations de calcul poutre principale

Calcul des armatures longitudinales selon le BAEL 91V 99 :

En travée :

État limite ultime ELU :

$$M_{u \text{ travée}} = 73.67 \text{ KN.m} = 7.36 \times 10^5 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.36 \times 10^5}{30 \times 45^2 \times 142} = 0,085 < \mu R \rightarrow \text{Pivot A } A_s' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées)}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) / 0.8 = 0,11 < \alpha_L = 0.186$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha) = 42.99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M \text{ travée}}{Z \times \sigma_s} = \frac{7.36 \times 10^5}{42.99 \times 3480} = 4.91 \text{ cm}^2.$$

État limite accidentel ELA :

$$M_{ta} = 54.06 \text{ KN.m} = 5.4 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\mu_b = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.4 \times 10^5}{30 \times 45^2 \times 184.8} = 0,048 \leq \mu R = 0.392$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) / 0.8 = 0,061$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 43.89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.4 \times 10^5}{43.89 \times 3480} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} > \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,45 \cdot 2,1}{400}$$

$$A_{cnf} > 1,63 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{cnf} = 1,63 \text{ cm}^2$

Section minimale exigé par RPA99 A_{min} :

Le pourcentage minimum d'aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0.5 \% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_{s, \text{adopté}} = \max (A_{s \text{ u BAEL}} ; A_{s_a} ; A_{s \text{ RPA}} ; A_{s \text{ min}})$$

$$A_{s, \text{adopté}} = \max \{ 4.91 \text{ cm}^2 ; 3.53 \text{ cm}^2 ; 1.19 \text{ cm}^2 ; 7.5 \text{ cm}^2 \} = 7.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA14=7.70cm²

Armatures de répartitions :

$$A' \geq \max \left(\frac{A_s}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A' \geq \max (1.92 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) = 3 \text{ cm}^2 \text{ On prend : 3HA14}$$

Vérification à L'ELS :

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifiée que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Et } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15 A_s' (x - c') - 15 A_s (d - x) = 0 \quad \text{avec } (A_s' = 0)$$

$$bx^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 15x^2 - 15 \times 7.7 (45 - x) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 5197.5 = 0$$

$$\Delta = 325190.25 \quad \sqrt{\Delta} = 570.255 \rightarrow x = 15.158 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/3 + 15A_s(d-x)^2$$

$$= 30(15.16)^3/3 + 15 \cdot 7.7(45-15.16)^2$$

$$I = 137685.72 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = M_s \times x / I = 52.54 \times 10^3 \times 15.16 / 137685.72 = 5.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

Condition dans l'acier :

D'après BAEL91

$$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_{e}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 M_{t \max} (d-x) / I = 15 \times 52.54 \times 10^3 \times (45-15.16) / 137685.72 = 170 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

En appuis :**ELU :**

$$M_{au} = 128.24 \text{ KN.m} = 12.82 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.82 \times 10^5}{30 \times 45^2 \times 142} = 0,148 \leq \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A } A_s' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) / 0.8 = 0,18$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha) = 41.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \times \sigma_s} = \frac{12.82 \times 10^5}{41.7 \times 3480} = 8.83 \text{ cm}^2.$$

ELA :

$$M_a = 9.68 \text{ t.m} = 96.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.68 \times 10^5}{30 \times 45^2 \times 184.8} = 0,086 \leq \mu_R = 0.392 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) / 0.8 = 0,112$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha) = 42.96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.68 \times 10^5}{42.96 \times 3480} = 6.47 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_{s, \text{adopté}} = \max (A_{S_u \text{ BAEL}} ; A_{S_a} ; A_{S \text{ RPA}} ; A_{S \text{ min}})$$

$$A_{s, \text{adopté}} = \max \{8.83 \text{ cm}^2 ; 6.47 \text{ cm}^2 ; 1.19 \text{ cm}^2 ; 7.5 \text{ cm}^2\} = 8.83 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 6 \times \text{HA } 14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions :

$$A' \geq \max \left(\frac{A_s}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A' \geq \max (2.31 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) = 3 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 3 \text{ HA } 14$$

Recouvrement des barres longitudinales :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa et pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre : $L_r = 40 \times \emptyset$

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues :

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres : $\bar{\tau}_s = 0.6$

$\Psi_s^2 f_{tj} \Psi_s$: 1.5 ; barre à haute adhérence courante

$$\bar{\tau}_s = 0.6 (1.5)^2 (2.1) = 2.83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

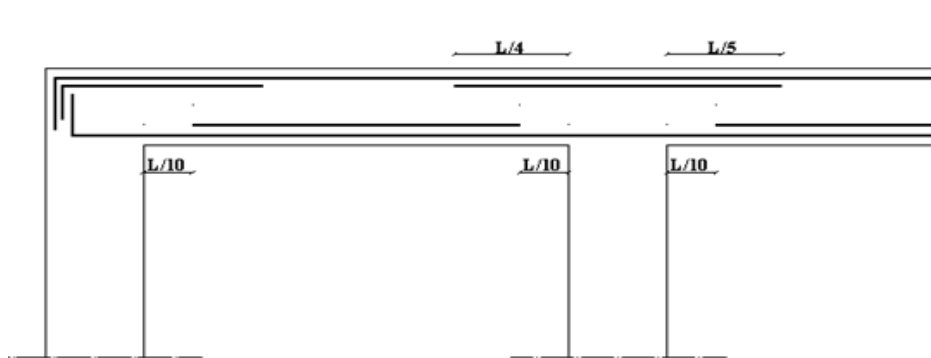
$$L_s = \phi f_e / 4 \bar{\tau}_s = 1.4 \times 400 / 4 \times 2.83 = 49.4 \text{ cm}$$

Arrêt des barres :

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } \begin{cases} \frac{L_{max}}{4} \text{ Appuis en travée de rive} \\ \frac{L_{max}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{4} \text{ Appuis en travée de rive} \\ \frac{L_{max}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

**Vérification à L'ELS :****Position de l'axe neutre :**

$$bx^2 / 2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2 / 2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$As = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$15x^2 - 15 \times 9.24 (45-x) = 0$$

$$15x^2 + 138.6 x - 6237 = 0$$

$$\Delta = 393429.96 \quad \sqrt{\Delta} = 627.24 \quad \rightarrow x = 16.288 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = bx^3 / 3 + 15As (d-x)^2$$

$$= 30(16.28)^3 / 3 + 15 \times 9.24 (45-16.28)^2$$

$$I = 157470.85 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = M_s \times x / I = 91.64 \times 10^3 \times 16.28 / 157470.85 = 9.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL 91V99, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{50}{580} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.086 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t \text{ service}}{10 M_a \text{ appui}} \rightarrow 0.086 > \frac{52.54}{10 \times 91.64} = 0.057 \quad \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f} \rightarrow \frac{7.7}{30 \times 45} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

Avec :

L: La portée de la travée entre nus d'appui.

b₀: La largeur de la nervure.

M_{t service} : Le moment en travée maximal à ELS.

M_{a service} : Le moment en appui maximal à ELS.

A: La section des armatures tendue.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche de cette poutre car les trois conditions sont vérifiées

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = 82.73 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5; 4\text{MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{82.73 \times 10}{30 \times 45} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right) = \min(14.28; 30; 14)$$

$$\emptyset_t \leq 14 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2.01$$

Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 91 :

Vérification de St d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(40.5; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm}$$

$$st2 = A_t \cdot f_e / 0.4 \cdot b = 2.01 \times 400 / 0.4 \times 30 = 67\text{cm}$$

$$St \leq \min(S_{t1}; S_{t2}). \quad St \leq 40 \text{ cm}$$

$$St = 40\text{cm}.$$

L'espaceur d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm} \right) = \min (12.5; 30) = 12.5$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

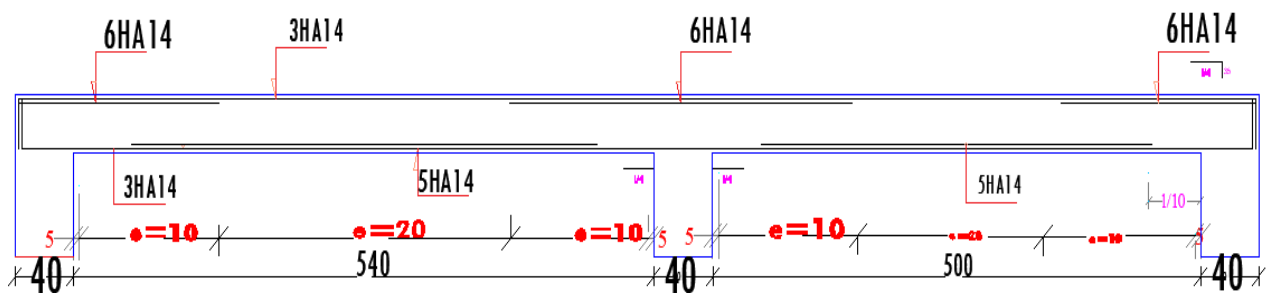
Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Remarque :

Le nombre des cadres est calculé conformément à la longueur de la poutre.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement (RPA).



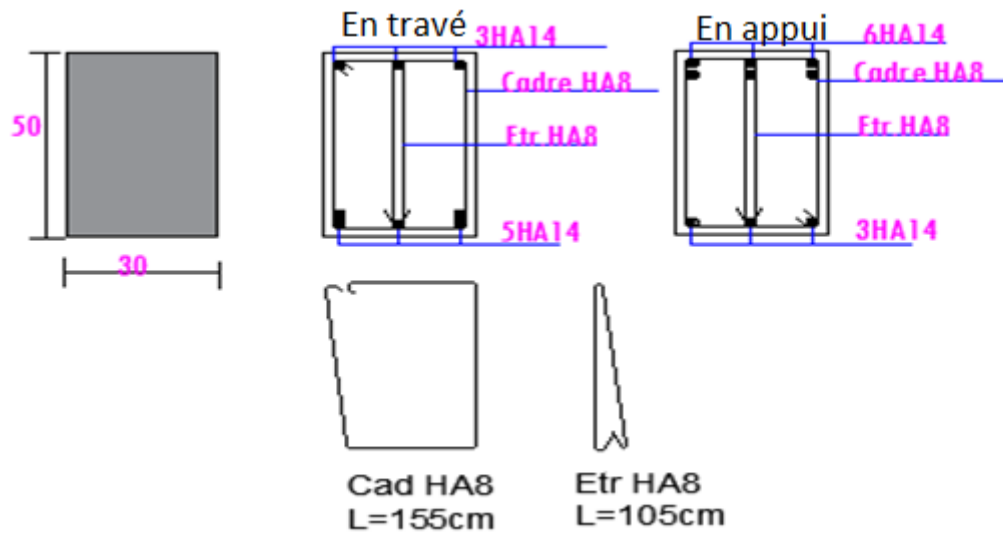


Figure VII.10 : schéma ferrailage de poutre principale

➤ Étude des poutres secondaires type 01 :

Données :

$b = 0.30 \text{ m.}$

$h = 0.40 \text{ m.}$

$d = 0,9 \times 0,4 = 0.36 \text{ m}$

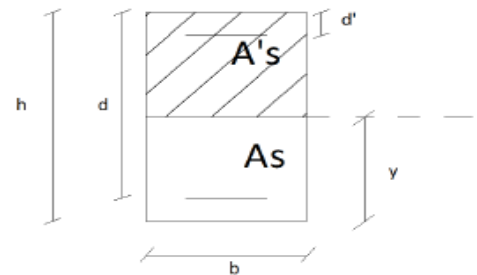


Figure VII.10. Etude poutre secondaire

Sollicitations de calcul :

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$	$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$
-9	-6.41	-8.79	1.43	1.04	1.51

Tableau VII.7. Sollicitations de calcul poutre secondaire

Choix des armatures :

position	$A_{Sr.EX}$ (cm ²)	A_{cnf}	A_{min}	$A_{adopté}$	Ferraillage	A_s (cm ²)
<i>Travée</i>	1.3	1,3	6,00	6,00	6 * HA 12	6.79cm ²
<i>Appui</i>	1.3			6,00	6 * HA 12	6.79cm ²

Tableau VII.8.Choix des armatures

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} > \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400}$$

$$A_{cnf} > 1,3 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } A_{cnf} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigé par RPA99 A_{min} :

$$A_{min} = 0,5 \% \times b \times h = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA) :

$$A_s \text{ max} = 4 \% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_s \text{ max} = 6 \% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

Armatures de répartitions :

$$A' \geq \max \left(\frac{A_s}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A' \geq \max (1,69 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) = 3 \text{ cm}^2 \text{ on prend: } 3\text{HA}14$$

Recouvrement des barres longitudinales :

$$Lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 (1,5)^2 (2,1) = 2,83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi f_e / 4 \bar{\tau}_s = 1.2 \times 400 / 4 \times 2.83 = 42.4 \text{ cm}$$

Vérification à L'ELS :**En Travée :****Position de l'axe neutre :**

$$bx^2 / 2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2 / 2 - 15 As (d-x) = 0$$

$$As = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$15x^2 - 15 \times 6.79 (36-x) = 0$$

$$15x^2 + 101.85 x - 3666.6 = 0$$

$$\rightarrow x = 12.6 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3 / 3 + 15As (d - x)^2$$

$$= 30(12.6)^3 / 3 + 15 \times 6.79 (36 - 12.6)^2$$

$$I = 85774.62 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = M_s \times x / I = 1.04 \times 10^3 \times 12.6 / 85774.62 = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

En Appuis :**Position de l'axe neutre ;**

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0$$

$$As = 6.79\text{cm}^2 \quad As' = 0$$

$$15x^2 + 101.85x - 3666.6 = 0 \quad \rightarrow x = 12.6\text{cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = 85774.62 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_b = Ms \times x / I = 6.41 \times 10^3 \times 12.6 / 85774.62 = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL 91V99, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{40}{460} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.086 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t \text{ service}}{10 M_a \text{ appui}} \rightarrow 0.086 \geq \frac{1.04}{10 \times 6.41} = 0.016 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 36} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = 69.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{69.81 \times 10}{30 \times 36} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

Armatures transversales:

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right) = \min(11.4; 30; 12)$$

$$\varnothing_t \leq 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2.01$$

Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 91 :

Vérification de S_t d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(32.4; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 32.4\text{cm}$$

$$S_{t2} = A_t \times f_e / 0.4 \times b = 2.01 \times 400 / 0.4 \times 30 = 67\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}). \quad S_t \leq 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 30\text{cm}.$$

L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm} \right) = \min(10; 30) = 10 \quad \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

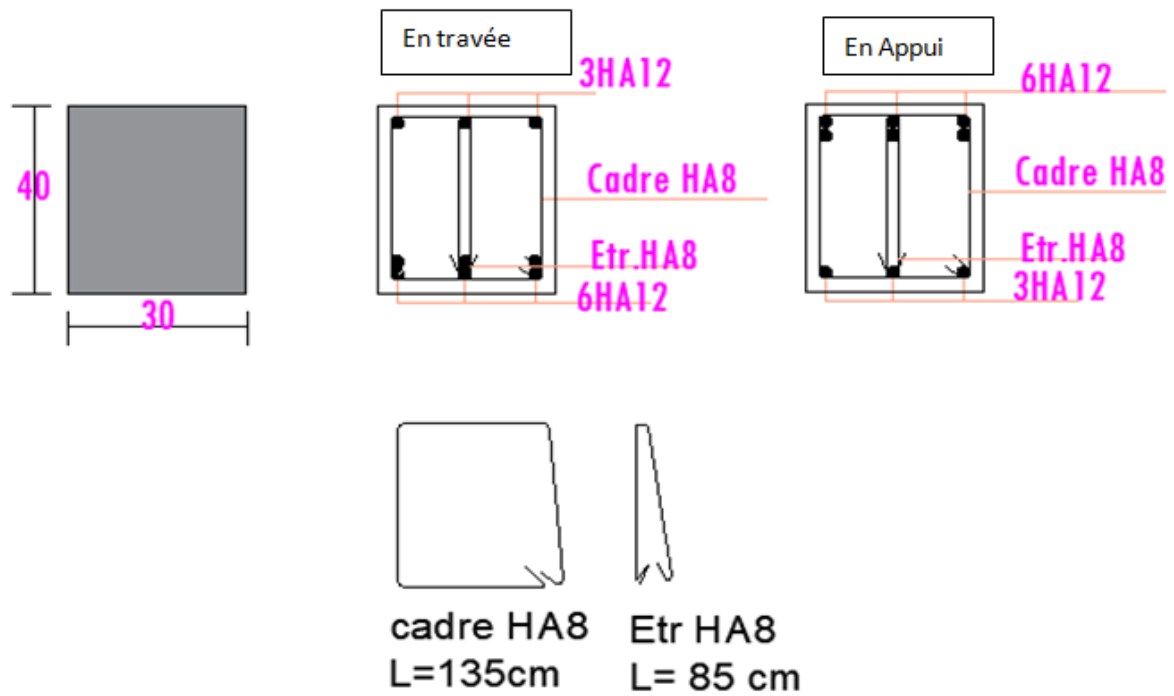


Figure VII.11: schéma ferrailage de poutre secondaire type 01

➤ Étude des de poutres secondaires type 02:

Données :

$b = 0.30 \text{ m.}$

$h = 0.35 \text{ m.}$

$d = 0,9 \times 0,35 = 0.315 \text{ m}$

Sollicitations de calcul :

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$	$M_{ELU}(\text{KN.m})$	$M_{ELS}(\text{KN.m})$	$M_{ACC}(\text{KN.m})$
-59.73	-42.75	-84.12	18.28	12.22	14.2
57.97	41.48	81.4			

Tableau VII.9. Sollicitations de calcul poutre de chinage

Choix des armatures :

position	$A_{Sr.EX}$ (cm ²)	A_{cnf}	A_{min}	$A_{adopté}$	Ferraillage	A_s (cm ²)
<i>Travée</i>	1.7	1,63	5.25	5.25	4 * HA 14	6.16cm ²
<i>Appui</i>	Sup 7.1			Sup 7.1	Sup 5HA14	Sup 7.7
	Inf 6.8	Inf 6.8	Inf 5HA14	Inf 7.7		

Tableau VII.10.Choix des armatures poutre de chinage

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} > \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400}$$

$$A_{cnf} > 1,14 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{cnf} = 1,14 \text{ cm}^2$

Section minimale exigé par RPA99 A_{min} :

$$A_{min} = 0,5 \% \times b \times h = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA) :

$A_s \text{ max} = 4 \% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ en zone courante

$A_s \text{ max} = 6 \% \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

Armatures de répartitions :

$$A' \geq \max \left(\frac{A_s}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right)$$

$A' \geq \max (1,9 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) = 3 \text{ cm}^2$ On prend : **3HA14**

Recouvrement des barres longitudinales :

$$Lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 (1.5)^2 (2.1) = 2.83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi f_e / 4 \bar{\tau}_s = 1.4 \times 400 / 4 \times 2.83 = 49.4 \text{ cm}$$

Vérification à L'ELS :

$$\text{En Travée : } = 6.16 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + 15 A_s' (x-c') - 15 A_s (d-x) = 0 \quad \text{avec } (A_s'=0)$$

$$bx^2/2 - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$15x^2 + 92.4 x - 2910.6 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 11.18 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2$$

$$= 30(11.18)^3/3 + 15 * 6.16 (31.5 - 11.18)^2 \rightarrow I = 52126.33 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = M_s x / I = 12.22 \times 10^3 \times 11.18 / 52126.33 = 2.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

En Appuis :**Position de l'axe neutre :**

$$bx^2/2 + 15 As' (x-c') - 15 As (d-x) = 0$$

$$As = 7.7 \text{ cm}^2 \quad As' = 0$$

$$15x^2 + 115.5 x - 3638.25 = 0 \quad \rightarrow x = 12.19 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie:

$$I = 61181 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_b = Ms \times x / I = 42.75 \times 10^3 \times 12.19 / 61181 = 8.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \dots \text{vérifier}$$

Donc, Les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL 91V99, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{35}{300} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.116 \geq 0.062 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t \text{ service}}{10 M_a \text{ appui}} \rightarrow 0.116 > \frac{12.22}{10 \times 42.75} = 0.028 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f} \rightarrow \frac{7.7}{30 \times 31.5} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = 5.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{5.62 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{O.K}$$

Armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l\right) = \min(10; 30; 12)$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T8 = 2.01$$

Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 91 :

Vérification de S_t d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(28.35; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 28.35 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = A_t \cdot f_e / 0.4 \cdot x_b = 2.01 \times 400 / 0.4 \times 30 = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}). \quad S_t \leq 28.35 \text{ cm}$$

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

L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}\right) = \min(8.75; 30) = 8.75$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$$

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

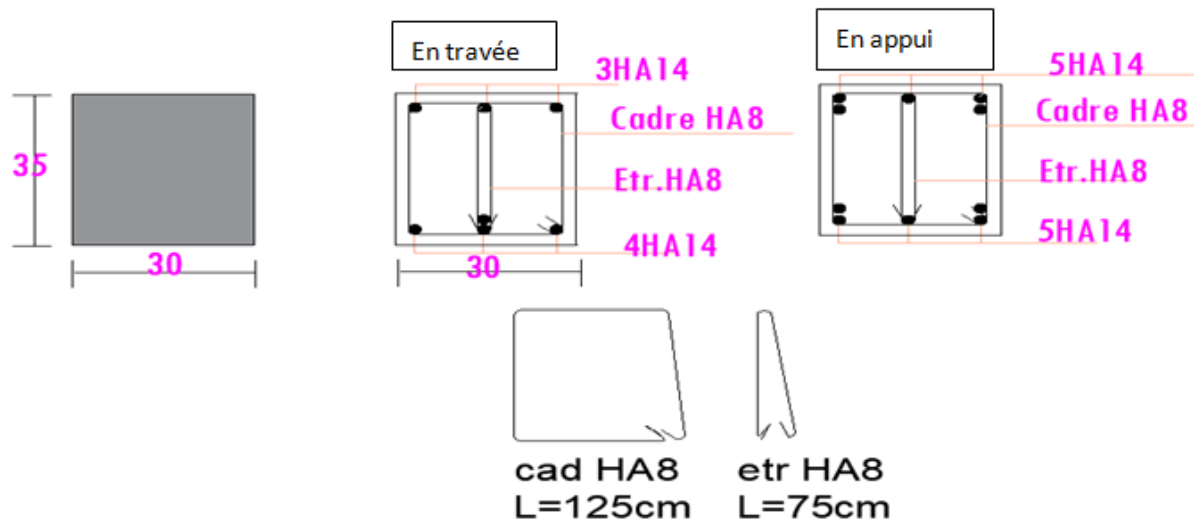


Figure VII.12: schéma ferrailage de poutre secondaire type 02

VII.3.Étude des voiles :

VII.3.1.Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

✚ D'après le RPA 99 2003 Article 7.7.1 Coffrage:

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. Pour cette structure, la hauteur est de 4,00 m pour l'entresol, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet L'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$E = \frac{h_e}{25} = \frac{400}{25} = 16 \text{ cm}$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

➤ Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.3.2.Classification des types de voiles :

- Voile pleine ou voile sans raidisseur;
- Voile avec raidisseur;
- Voile avec une seule file d'ouverture;
- Voile avec plusieurs files d'ouverture;

➤ Voile plein :

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élancement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne. Il ya lieu de distinguer les voiles élancés (élancement H/L supérieur à 2 environ) et les voiles courts (élancement H/L inférieur à 2).

VII.3.3.Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;

- $0.8G \pm E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

➤ **La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{ab} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \sigma = \frac{0.85 f_{c28}}{1.15} = 18.48 MPa$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

i. Premier cas :

$(\sigma_a \text{ et } \sigma_b) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003 : $A_{\min} = 0.15\% aL$

ii. Deuxième cas :

$(\sigma_a \text{ et } \sigma_b) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On

calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :}$$

- Si : $A_v < A_{\min} = 0.15\% aL$; On ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$; On ferraille avec A_v .

iii. Troisième cas :

(σ_a et σ_b) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

➤ Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1\10 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15% ;
- En zone courante 0.10%.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

➤ Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Règles communes :

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e .$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : Épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

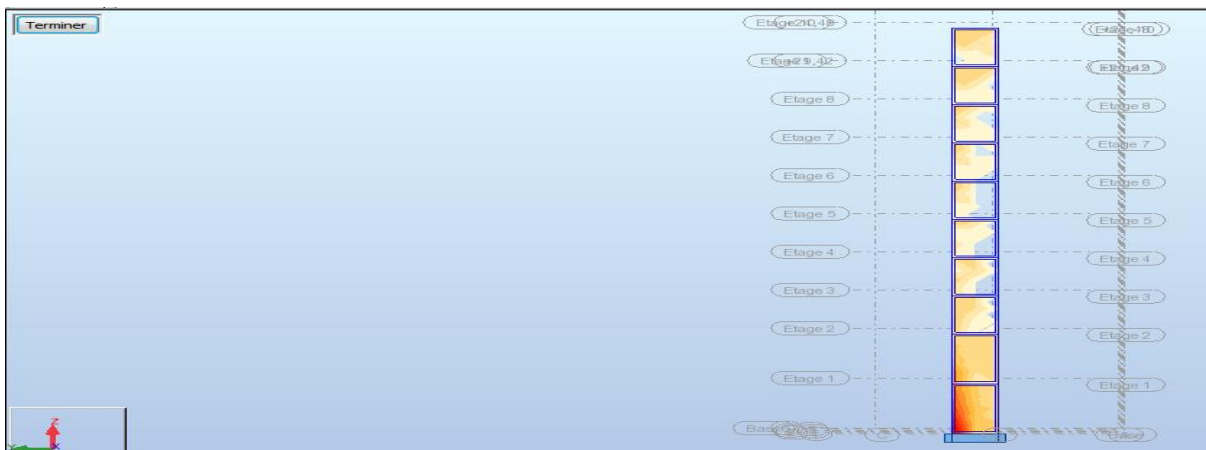


Figure VII.12. Schéma cartographique du voile sens Y en 3D

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	600,24	313,73	315,80	3,41	3,35	0,43	47,60	40,16
Panneau	735	735	733	735	733	787	92	89
Coupe	4881-4773	4881-4773	4773-18	4881-4773	4773-4866	3527-3597	7-17	5-16
Cas	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-1203,39	-319,27	-303,69	-4,82	-4,86	-0,43	-47,63	-24,69
Panneau	735	733	735	735	733	743	89	92
Coupe	4881-4773	4773-4866	4773-18	4881-4773	4773-4866	3891-3977	5-16	7-9-17-26
Cas	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Tableau VII.11.Moment et effort de voile en sens Y

Voile Plein (RDC) (L = 3 m; H =3,06 m):

Armatures vertical :

ELA: 0,8G + Ey:

Sens Y : $f_{c28}=25 \text{ MPaa}$ $e=20 \text{ cm}$

$N=600.24 \text{ KN}=60.024 \text{ t}$

$M=313.73 \text{ KN.m}=31.373 \text{ t.m}$

$V_u=315.80 \text{ KN}=31.58 \text{ t}$

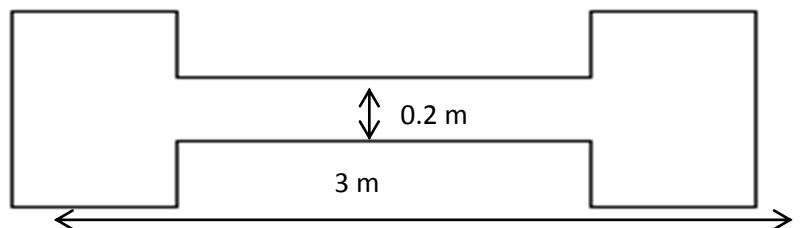
$$\sigma = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I}$$

Avec:

$$S=b*h=0.2*3=0.6\text{m}^2$$

$$I=\frac{b*h^3}{12} = \frac{0.2*3^3}{12} = 0.45\text{m}^4$$

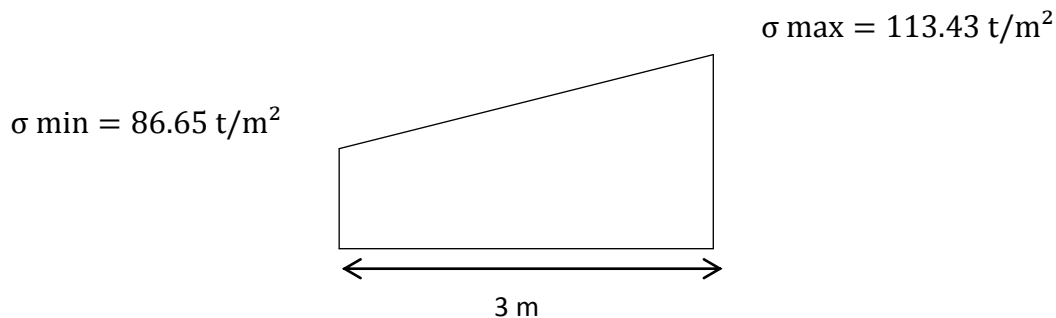
$$v=\frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m}$$



a) Détermination des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{60.024}{0.6} + 4.016 * \frac{1.5}{0.45} = 113.43 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots\text{compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{60.024}{0.6} - 4.016 * \frac{1.5}{0.45} = 86.65 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots\text{compression}$$



Donc la contrainte est dans la 1^{ère} cas : $(\sigma_a \text{ et } \sigma_b) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

$$D \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2Lc}{3}\right)$$

Lc = la longueur de la zone comprimée

$$Lc = \frac{\sigma_{max} * L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{113.43 * 3}{113.43 + 86.65} = 1.7 \text{ m}$$

Longueur tendue :

$$Lt = L - Lc = 3 - 1.7 = 1.3 \text{ m}$$

$$D = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2 * 1.7}{3}\right) = \min(1.53; 1.13)$$

Soit $d = 1.13 \text{ m} \leq Lt = 1.3 \text{ m}$

$$Tg \alpha = \frac{\sigma_{min}}{Lt} = \frac{86.65}{1.3} = 66.65 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_l = tg \alpha * (Lt - d)$$

$$\sigma_l = 66.65 * (1.39 - 1.13) = 17.33 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_l}{2} = \frac{86.65 + 17.33}{2} = 51.99 \text{ t/m}^2$$

$$F_{traction} = \sigma_{moy} * S = 51.99 * (1.13 * 0.2) = 11.75 \text{ t} = 1175 \text{ kg}$$

$$As \geq \frac{F_{traction}}{f_e} = \frac{1175}{400} = 2.94 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendue soit de 0.20% de la section horizontale du béton tendu:

$$A_{min} = 0.002 * 113 * 20 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$As < A_{min}$ CNV

On adopte pour une bande $d=1.13$ m 2 face $6T14=9.24*2=18.48$ cm²

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003 : $A_{min} = 0.15\%aL$

✚ Pourcentage minimale selon RPA : Article 7.7.4.3 Règles communes

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

b) Calcul des armatures horizontale :

✚ D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1m \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/ml$$

• Le diamètre :

$$D \leq (1/10) \cdot a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \cdot 200 \text{ donc } D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte $D = 10$ mm

• L'espacement : $a=20$ cm

✚ Selon le BAEL 91, on a : $St \leq \min(2 \cdot a, 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(40, 33 \text{ cm}) \text{ donc } St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots a$$

✚ Selon le RPA 99/2003, on a : $St \leq \min(1.5 \cdot a, 30 \text{ cm})$

$$St \leq \min(30, 30 \text{ cm}) \text{ donc } St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots b$$

$$\text{Donc } St \leq \min(St_{BAEL} ; St_{RPA99})$$

$St \leq 30$ cm On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures horizontale est $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

➤ Armatures de couture :

$$\text{➤ } A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 Vu}{f_e} = 1.1 * \frac{1.4 * 31.58}{40000} = 0.0012 \text{ m}^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 1.2 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : $6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes de cisaillement :

🚦 BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.58 \times 10^2}{100 \times 0,9 \times (300)} = 0,117 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

🚦 RPA 99/2003 Art 7.7.2.

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 31.58 \times 10^2}{100 \times 0,9 \times (300)} = 0.163 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VII.3.5.Disposition des armatures :

Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espace des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ L = 3 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{10} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

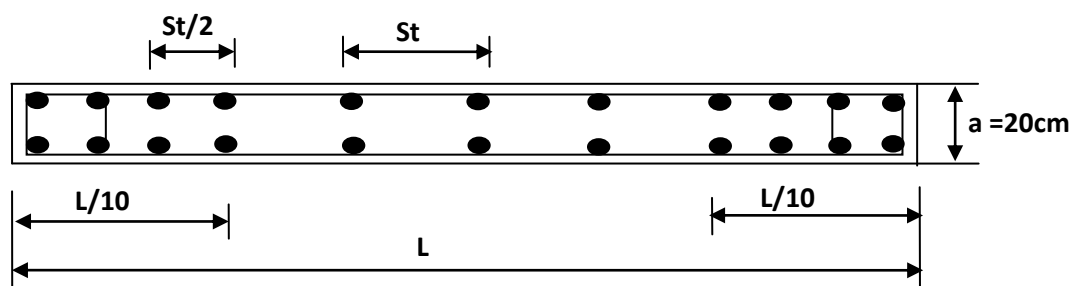


Figure VII.13.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $St \leq \min \{1.5e, 30 \text{ cm}\}$;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 .
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

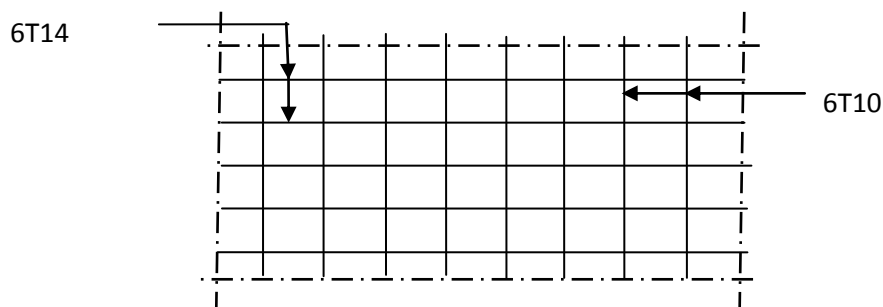


Figure.VII.14 : La disposition du ferrailage du voile.

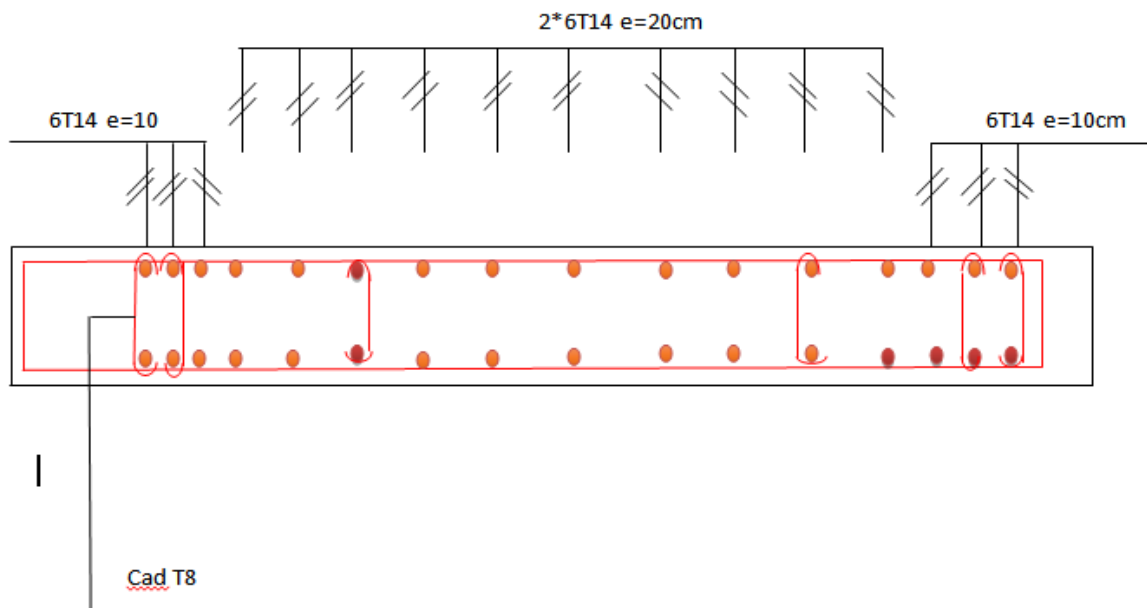


Figure VII.15. Schéma de ferrailage

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2.Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie entresol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

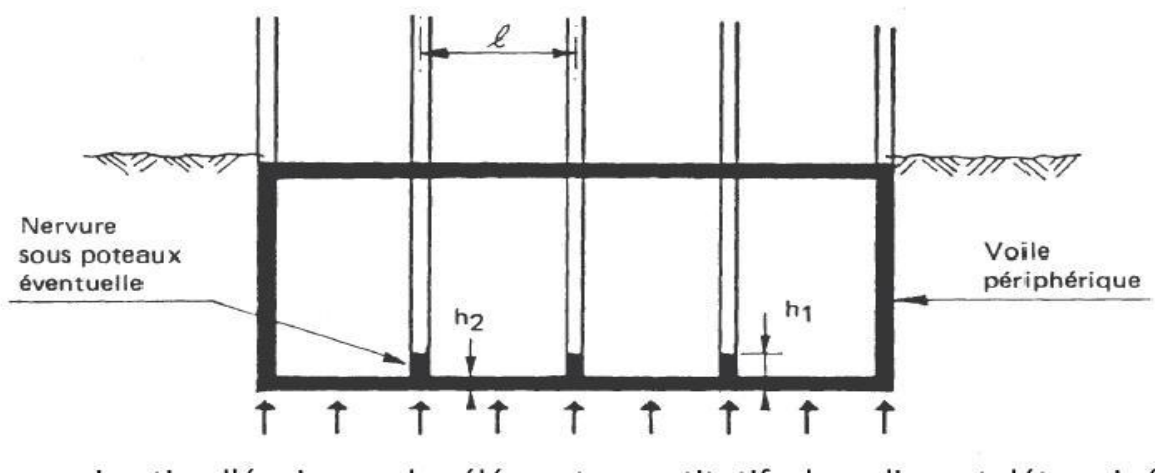


Figure VIII.1.voile périphérique

✚ D'après le RPA 99/2003, Article 10.1.2.P 95

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 4,0 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 1.5 KN/m² ;
- γ : poids volumique de la terre = 28 KN/m³ ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 34° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17^\circ) = 0,283$$

VIII.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,283 \times 2,8 \times 4,0 = 3,17 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,283 \times 0,15 \times 4,0 = 0,17 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1,35 \times 3,17 + 1,5 \times 0,17 = 4,53 \frac{t}{m}$$

VIII.2.2. Calcul des sollicitations :

Calcul le rapport L_x / L_y :

$$\begin{cases} L_x = 5,8 - 0,45 = 5,35 \text{ m} \\ L_y = 8 - 0,45 = 7,55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,71 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,71 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0671 \times 4,53 \times 5,35^2 = 8,7 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,4471 \times 8,7 = 3,89 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 7,39 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 3,31 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 3,31 \text{ t.m} > 1,85 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

VIII.2.3. Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 7.39 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

	Sens-X		Sens-Y	
	Travée	appuis	travée	appuis
M(t)	7.39	2.61	3.31	1.17
μ_{bu}	0.16	0.056	0.072	0.025
α	0.22	0.072	0.093	0.032
Z(cm)	16.42	17.59	17.33	17.77
As(cm ²)	12.93	4.26	5.49	1.89
Choix	7 T12	7T12	7T12	7T12
As ad	7.92	7.92	7.92	7.92
St	15	15	15	15

Tableau VIII.1. Ferrailage du voile périphérique sens X Y

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

✚ D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{7T12} \rightarrow A_{ty} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

✚ D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,71}{2} \right) = 2.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{7T12} \rightarrow A_{tx} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Les vérifications :**

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,71 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 4.53 \times \frac{5.35}{2 \left(1 + \frac{0,71}{2}\right)} = 8.94 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 4.53 \times \frac{5.35}{3} = 8.07 \text{ t} < V_x = 8.94 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 8.94 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{8.94 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ultime} \quad 0.49 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

⇒ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,71 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 3.17 + 0,17 = 3.34 \frac{\text{t}}{\text{ml}}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0731 \times 3.34 \times 5.35^2 = 6.98 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,5940 \times 6.98 = 4.15 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 5.93 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 3.53 \text{ t.m} \end{cases}$$

	Sens-X		Sens-Y	
	Travée	appuis	travée	appuis
M(t)	5.93	2.09	3.53	1.25
A cm ² /ml	7.92	7.92	7.92	7.92
X (cm)	5.46	5.46	5.46	5.46
I	24107.201	24107.201	24107.201	24107.201
$\overline{\sigma}_{st}$	202	202	202	202
σ_s	462.69	163.07	275.43	97.53
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
σ_{bc}	13.43	4.73	7.99	2.83

Tableau VIII.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrillé en deux nappes avec $7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ chacune et avec un espacement de 15 cm.

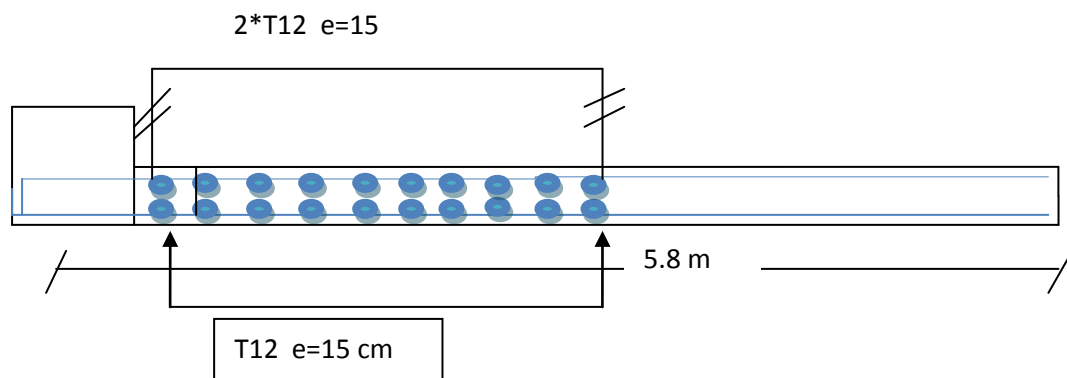


Figure VIII.2. Schéma de ferrillage voile périphérique

ETUDE DES FONDATION :

VIII.3.Fonction des fondations

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

❖ Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

* Les tassements de terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage. Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur 5 à 25mm) ;

*Eviter ou limiter les tassements différentiels ;

*Tenir en compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède). Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieure au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage ;

*L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (séisme, vent, poussée de terre) ;

Eviter le glissement de l'ouvrage pour les constructions réaliser sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondation de 2/3 (env. 30°) ;

*Drainage périphérique.

❖ Assurer la résistance des massifs de fondations

Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture. Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

❖ Vérifier la résistance du terrain de fondations

Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté. Respecter des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols

❖ Assurer l'équilibre des massifs de fondation

Le massifs de fondation doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure, elles se manifestent mécaniquement en :
 - * Force verticales ascendantes et descendantes ;
 - * Forces obliques ;
 - * Forces horizontales ;
 - * Moments de torsion.
- Les sollicitations dues au sol, elles se manifestent mécaniquement sous la forme de :
 - * Force verticales ascendantes et descendantes ;
 - * Forces obliques

VIII.3.1 Différents types de fondations

❖ Fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

❖ Fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottements pour s'opposer aux charges de l'ouvrage puis pieux.

La limite entre superficielles et profondes

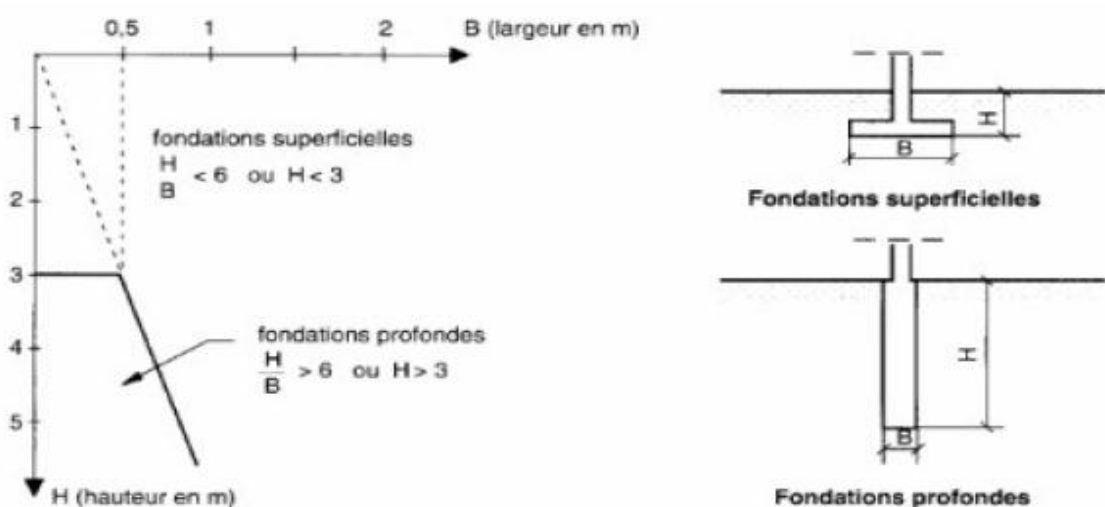


Figure VIII.3. La limite entre superficielles et profondes

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forment la vague et suffisamment faible pour être négligé. On est en fondations superficielles. Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes. Il fallait donc fixer une limite. Cette limite dépend des deux conditions représentées dans la figure (B : largeur de la fondation et H : profondeur d'assise).

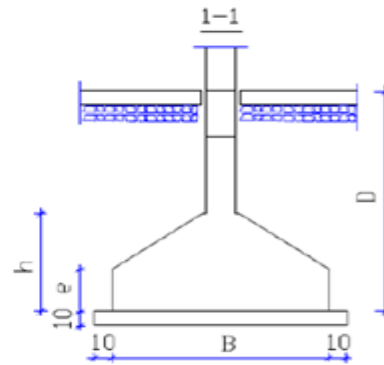
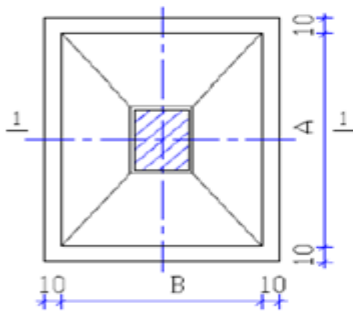


Figure VIII.4 : Vu en plan d'une semelle

Figure VIII.5 : Coupe en plan d'une semelle

Rôle principal

La structure porteuse d'un ouvrage (voir cours de mécanique chapitre 4) supporte différentes charges telles que :

Des charges verticales :

- comme les **charges permanentes** telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs,
- comme les **charges variables** telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige,

Des charges horizontales (ou obliques) :

- comme des **charges permanentes** telles que la poussée des terres,
- comme les **charges variables** telles que la poussée de l'eau ou du vent.

Rôles secondaires

1°) La fondation doit **résister** elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.

2°) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en **équilibre** stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

3°) Une fondation doit être **durable**. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

4°) Une fondation doit être **économique**. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

FONCTIONNEMENT DES FONDATIONS

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

VIII.4.RADIERS

VIII.4.1.GÉNÉRALITÉS

Un radier est une dalle plane (Figure), éventuellement nervurée (Figure), constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consolés extérieurs) Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.



Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier. Lorsque la compressibilité du sol varie de manière importante ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité, il y a lieu de prévoir des joints de rupture.

CRITERES DE CHOIX

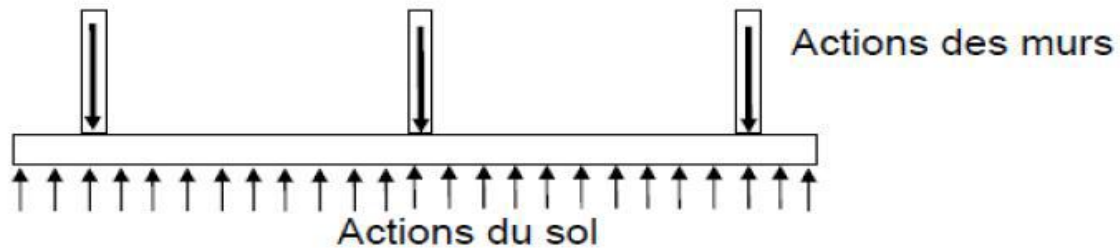
Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

MODE DE FONCTIONNEMENT**Actions mécaniques agissant sur le radier**

- Les **actions descendantes** (poids propre, poids de la superstructure et actions extérieures) transmises par les murs et poteaux
- Les **actions ascendantes du sol** réparties sous toute sa surface



PRINCIPE DE CONSTRUCTION

On ne peut envisager la réalisation du radier qu'à certaines conditions :

- les charges apportées par le bâtiment doivent être régulièrement réparties : pas de bâtiment avec une partie haute et une partie moins haute pour ne pas engendrer des tassements incompatibles.
- La répartition des contraintes sous le radier est uniforme
- Le terrain sous le radier n'est soumis qu'à des contraintes de compression en tout point.
- Le sol d'assise a une résistance régulière (pas de tassements différentiels, pas de points durs)
- La poussée d'Archimède due à une présence d'eau n'est pas trop forte (soulèvement de l'ensemble du bâtiment)

DIFFERENTS TYPES DE RADIERS

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

1. Radier plat d'épaisseur constant
2. Radier nervure
3. Radier champignon
4. Radier voûté

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2.00 bars à un ancrage de 2 m à partir du terrain naturel

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour les semelles auront 10 cm d'épaisseur ;

➤ **Dimensionnement à l'ELS ;**

➤ **Ferraillage à l'ELU.**

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison economies ;
- La facilité de réalisation.

a.) Choix du type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2.00 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par les semelles isolées, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

Avec : S : la surface totale des semelles ;

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 17663.91 \text{ KN} \\ N_{ser} = 12656.09 \text{ KN} \\ S_{bat} = 233.45 \text{ m}^2 \end{cases}$$

a.) Vérification du chevauchement

I.1.1 Semelles filantes:

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma} \quad \text{Avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 1265.609 \text{ t}; \quad \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2 \quad S = 63.28 \text{ m}^2$$

✓ On a la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 11.5 * 20.30 = 233.45 \text{ m}^2$

Le rapport $S_s / S_{bat} = 0.2711 = 27.11\% < 50\%$

✓ **Condition de non chevauchement avec les poteaux de la file parallèle :**

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} * L = \frac{1265.609}{20*20} = 3.2 \text{ m}$$

Cette valeur est très grande par rapport aux dimensions entre les deux files parallèles de Certains poteaux. Donc il y aura chevauchement; on envisage comme solution pour la fondation de notre projet : le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité d'exécution.

I.2 Pré dimensionnement du radier :

b.) Pré-dimensionnement du radier :

i. L'épaisseur du radier :

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA9.

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Avec: } v_u = \frac{q_u L_{max}}{2}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 5.8 m.

b: désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.15; d = 0.9h; \text{ et } b = 1 \text{ m. } f_{c28} = 25.10^2 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u * L_{max} * \gamma_b}{0.9 * 2 S_{rad} * b * 0.07 f_{cj}} = 0.1669 = 16.69 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

Pour : $N_u = 1766.391 \text{ T}$ du bâtiment $S_{rad} = 224 \text{ m}^2$ du bâtiment $L_{max} = 5.8 \text{ m} \Rightarrow h \geq 17 \text{ cm}$

c.) Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{max}/8 \leq h_r \leq L_{max}/5$$

Avec L_{max} : distance maximale entre deux files parallèles successifs = 5.8m.

D'où $72.5 \leq h_r \leq 116$ on adopte la valeur moyenne $h_n = 100$ cm.

d.) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_e = \sqrt[4]{4EI/K \cdot b}$: longueur élastique

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5.8m

E: module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{KN/m}^2$.

I: inertie d'une bande d'un mètre de radier. $I = bh^3/12 = 0.7 \cdot (1)^3/12 = 0.058 \text{m}^4$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3.2 \cdot 10^6 \cdot 0.058}{50000 \cdot 0.7}} = 2.15 \text{m}$$

$$L_e = 2.15 \text{ m}$$

K: coefficient de raideur du sol.

Pour un sol moyen ; $K = 50000 \text{KN/m}^3$

b: largeur du radier

Avec: $I = bh^3/12$

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot 2L_{max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 50000 \cdot 2 \cdot 5.8^4}{3.2 \cdot 10^6 \cdot 3.14^4}} = 1.03 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_n = 120$ cm pour nervure et $h_d = 70$ cm pour la dalle d'après toutes ces conditions

➤ Calcul de la surface minimal du radier:

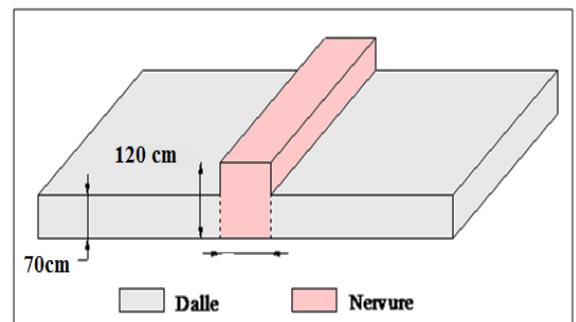
La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante: N_{ser}

avec $\sigma_{adm} > \frac{N_{ser}}{S}$ avec $\sigma_{adm} = 2 \text{bars} = 20 \text{t/m}^2$.

$$N_s = (Q + G + G_{radier}) = (1266.109 \text{t}) + (0.8 \cdot 233.45 \cdot 2.5 \text{T/m}^3) = 1733.01 \text{t}$$

$$N_s = 1733.01 \text{T.}$$

$$S \geq N_s / \sigma = \frac{1733.01}{20} = 86.65 \text{ m}^2$$



C'est la surface minimale qu'occupe le radier. puisque la surface du bâtiment est supérieure par rapport à la surface nécessaire du radier ; à cet effet, il y a lieu de prévoir un débordement D.

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$D \geq \text{Max} (hr / 2, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$, on prend **D = 50 cm**

Soit : $D = 50 \text{ cm}$

D'où : $S_r = S + D \times P = 233.45 + 0.5 \times 2(20.3+11.5) = \mathbf{265.25\text{m}^2}$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment $2(L_x+L_y)$.

Alors la surface du radier est $S_r = 265.25 \text{ m}^2$

$N_s = (Q + G + G_{\text{radier}}) = (1266.109\text{t}) + (0.8 \times 265.25 \times 2.5\text{T/m}^3) = 1796.61\text{t}$

$N_s/S = \frac{1796.61}{265.25} = 6.773\text{T/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 20\text{t/m}^2$condition est vérifiée

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que:

$W \geq F_s \times \delta \times S_r \times Z$

$W_{\text{rad}} = 2.5 \times 0.8 \times 265.25 = 530.5 \text{ t}$

$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 976.115 + 530.5 = 1506.615\text{t}$

$F_{s,} = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1\text{t/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2\text{m}$: Hauteur d'ancrage du radier

$S =$ surface du radier.

$F_s \times \delta \times S_r \times Z = 1475.44\text{t}$

$W = 1506.615 \text{ t} > F_s * \delta * Z * S_r = 1475.44 \text{ t}$ Condition vérifiée

Caractéristiques géométriques du radier :

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$G_x = G_{x\text{bat}} + D = 10.00 + 0.50 = 10.50\text{m}$$

$$G_y = G_{y\text{bat}} + D = 5.663 + 0.50 = 6.163\text{m}$$

- **Calcul de l'inertie de radier :**

$$I_x = 13922.529\text{m}^4$$

$$I_y = 18272.188\text{m}^4$$

➤ **Vérification de la stabilité (ou la contrainte du sol)**

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

- ❖ Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{max}} = N_s/S + M.V/I$$

$$\sigma_{\text{min}} = N_s/S - M.V/I$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 \leq \sigma_{\text{adm}} \text{ avec :}$$

$$N = 1265.65 \text{ t}$$

$$M_x = 676.127\text{t}$$

$$M_y = 833.64 \text{ t}$$

Sens longitudinal (X)

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_s}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{1265.609}{265.25} + \frac{676.127 * 10.15}{13922.529} = 5.26 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_s}{S} - \frac{M.V}{I} = \frac{1265.609}{265.25} - \frac{676.127 * 10.15}{13922.529} = 4.27 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 * 5.26 + 4.27}{4} = 5.01 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens transversal (Y)

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S} + \frac{M.V}{I} = \frac{1265.609}{265.25} + \frac{833.64 * 5.75}{18272.188} = 5.034 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S} - \frac{M.V}{I} = \frac{1265.609}{265.25} - \frac{833.64 * 5.75}{18272.188} = 4.51 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3*5.034 + 4.51}{4} = 4.903 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x: } e = \frac{676.127}{1265.609} = 0.53 < 5.07m \dots\dots\dots CV$$

$$\text{Sens y: } e = \frac{833.64}{1265.609} = 0.65 < 2.87m \dots\dots\dots CV$$

Alors toutes les conditions de stabilités sont vérifiées pour les deux sens.

I.2.1 VIII.5.Ferraillage du radier:

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier

➤ **Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés en 4 cotés à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l^2_x$
- Dans le sens de la petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tel que :

μ_x et μ_y sont des coefficients de fonction de α et v (prends 0 à l'ELU ; 0.2 à l'ELS) (cours de béton armé BAEL 91)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 * M_0 \longrightarrow \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 * M_0 \longrightarrow \text{Panneau intermédiaire}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0.35 * M_0 \longrightarrow \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.5 * M_0 \longrightarrow \text{Panneau intermédiaire}$$

$$L_x = 4.6$$

$$L_y = 5.8$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Calcul des sollicitations

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{1265.609}{265.25} = 4.77 \text{ t/m}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{1766.391}{265.25} = 6.66 \text{ t/m}$$

$$\rho = 0.79 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \\ \text{ELS : } \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{array} \right.$$

❖ ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 8.07 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.669 \text{ t.m}$$

a-Sens x-x:

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 6.05 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 0.5 M_x = 4.03 \text{ t.m}$$

b-Sens y-y:

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 3.50 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{may}} = 0.5M_y = 2.33\text{t.m}$$

❖ **ELS:**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 6.449\text{t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.50\text{t.m}$$

a-Sens x-x:

$$M_{\text{tx}} = 0.75M_x = 4.84\text{t.m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.5M_x = 3.23\text{t.m}$$

b-Sens y-y:

$$M_{\text{ty}} = 0.75M_y = 3.38\text{t.m}$$

$$M_{\text{may}} = 0.5M_y = 2.25\text{ t.m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 90 * \frac{2.1}{400} = 10.88 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures :

		Mu	μ_{bu}	α	Z	As(cm ²)	Choix	As ad	St
Travée	Sens x	6.05	0.0052	0.0065	89.77	1.94	7 T 12	7.92	15
	Sens y	3.50	0.0030	0.0037	89.86	1.12	7 T 12	7.92	15
Appuis	Sens x	4.03	0.0035	0.0043	89.84	1.29	7 T 12	7.92	15
	Sens y	2.33	0.0020	0.0025	89.91	0.745	7 T 12	7.92	15

Tableau VIII.3. Ferrailage des radier ELU

ELS:

		Ms	X cm	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	σ_s ($\frac{kg}{cm^2}$)
Travée	Sens x	4.84	13.4	777269.59	150	8.344	2020	715.47
	Sens y	3.38	13.4	777269.59	150	5.827	2020	499.649
Appuis	Sens x	3.23	13.4	777269.59	150	5.568	2020	477.475
	Sens y	2.25	13.4	777269.59	150	3.878	2020	332.306

Tableau VIII. 4. Ferrailage des radier ELS

➤ **Verification effort tranchant:**

➤ **Sens x**

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.2f_c/1.5 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u.Lx^2}{2+\rho} = \frac{6.66(4.6)^2}{2+0.79} = 50.51 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{50.51 \times 10^3}{100 \times 90} = 5.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 5.61 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{lim} = 33 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Sens Y**

$$T_u = \frac{q_u.Lx^2}{2+\rho} = \frac{6.66(5.8)^2}{2+0.79} = 80.30 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{80.3 \times 10^3}{100 \times 90} = 8.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

➤ $\tau_u = 8.92 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{lim} = 33 \text{ kg/cm}^2$

I.2.2 VIII.6. Le ferrailage de débord:

On l'étudie comme une console encastrée dans la nervure et libre dans l'autre côté qui charge avec la contrainte du sol.

$b = 1\text{m}; h = 70\text{cm}; d = 63\text{cm}; L = 0.5 \text{ m}; f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}.$

A l'ELU :

$q_u = 13.84 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots \text{pour } 1 \text{ m}$

$q_s = 9.92 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{13.84 \times 0.5^2}{2} = 1.73 \text{ t.m}$$

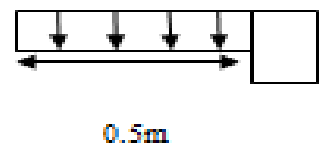


Figure : **Débord**

Calcul de ferrailage :

$$F_{bc} = 14.2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M	μ_{bu}	α	Z (cm)	As (cm ²)	Choix	As ad	St
ELU	1.73	0.0047	0.0058	62.99	0.78	6HA12	6.79 cm ²	20
ELS	1.24	0.0022	0.00275	62.93	0.566	6HA12	6.79 cm ²	20

Tableau VIII.5.Ferrailage de Débord

I.2.3 VIII.7.Ferrailage de la nervure:

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

***Calcul du ferrailage :**

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles,

***Evaluation des charges:**

- **ELU**

$$Q_u = \frac{qul^2}{2+\rho} = 50.51 \text{ T/m}$$

- **ELS**

$$Q_s = 36.18 \text{ t/m}$$

- ✓ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

- **ELU:**

$$M_0 = qul^2/8 = 133.59 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 106.87 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 40.08 \text{ t.m}$$

$$T_u = q_u \cdot l/2 = 116.17 \text{ t}$$

- **ELS**

$$M_0 = qsl^2/8 = 95.69 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 76.55 \text{ t.m}$$

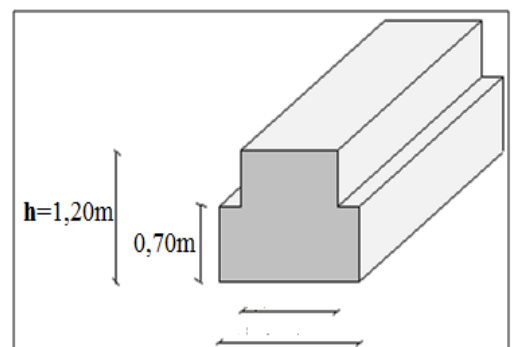


Figure VIII. Dimensionnement de la nervure

$$M_a = 0.3M_0 = 28.71t.m$$

$$T_u = q_s * l / 2 = 83.21t.m$$

ELU :

	Mu	μ_{bu}	α	Z	As(cm ²)	Choix	As ad	St
Travée	106.87	0.092	0.121	85.644	35.86	8 T 25	39.27	15
Appuis	40.08	0.0348	0.0442	88.41	13.027	8 T 16	16.08	15

Tableau VIII.6. Calcule ferrailage nervure ELU :

ELS :

	Ms	X cm	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	σ_s ($\frac{kg}{cm^2}$)
travée	76.55	27.2	2993907.219	150	69.54	2020	2408.56
appuis	28.71	27.2	2993907.219	150	26.08	2020	903.328

Tableau VIII.7. Calcule ferrailage nervure ELS :

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{116.17 * 10^3}{100 * 90} = 12.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2f_c / 1.5 ; 5 \text{ MPA}] = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 12.91 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{lim} = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

$$St < \min (h/35 ; b/10 ; \&)$$

Choix du diamètre : On a

$$St < \min (1000/35 ; 400/10 ; 20) = 20 \text{ mm} \text{ On prend : } 1T10$$

✚ **Espacement exigé par le RPA :**

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (100/4, 12 \times 1.4) = 16.80 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } St \leq h / 2 = 100 / 2 = 50 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$St = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone nodale.}$$

$$St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ En zone courante}$$

Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

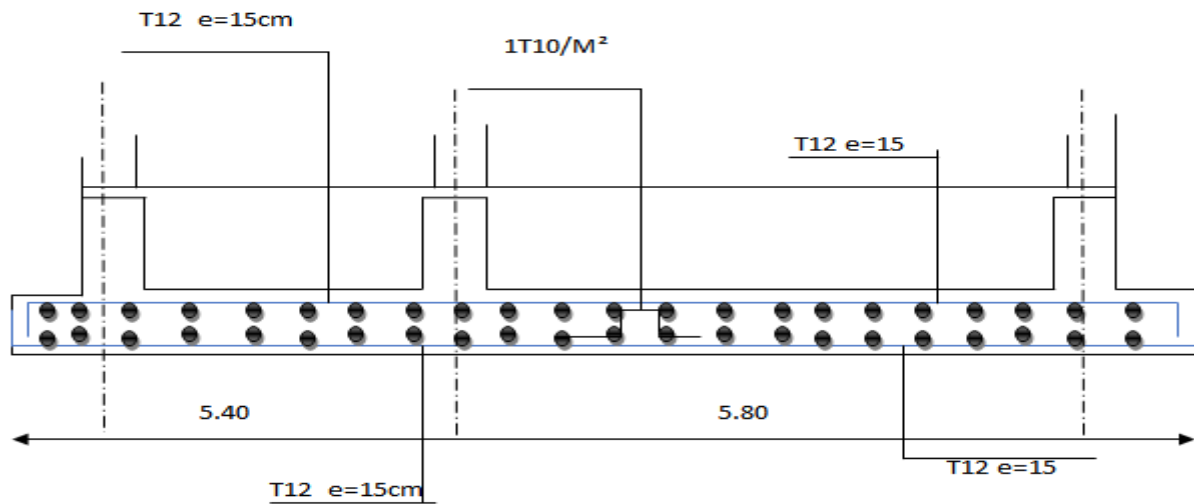
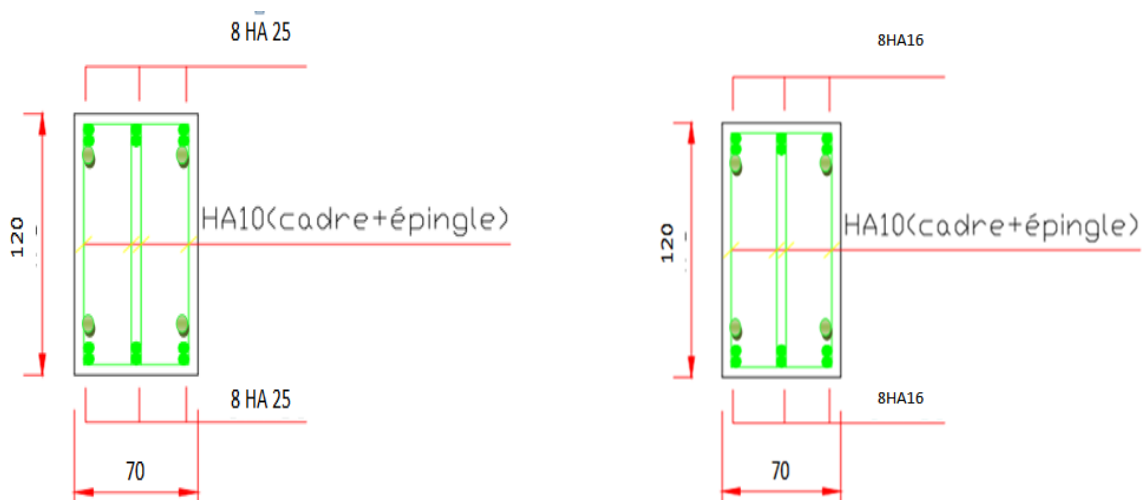


Figure Ferrailage radié



Conclusion générale :

Pour conclure, nous devons avouer que nous sommes satisfaits de cette mémoire puisque nous avons atteint des nouveaux objectifs.

En effet, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur et des connaissances basées sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes pour étudier, dimensionner, analyser et calculer un projet de bâtiment réel manuellement et à l'aide des logiciels.

Nous avons également appris que l'un des objectifs principaux de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

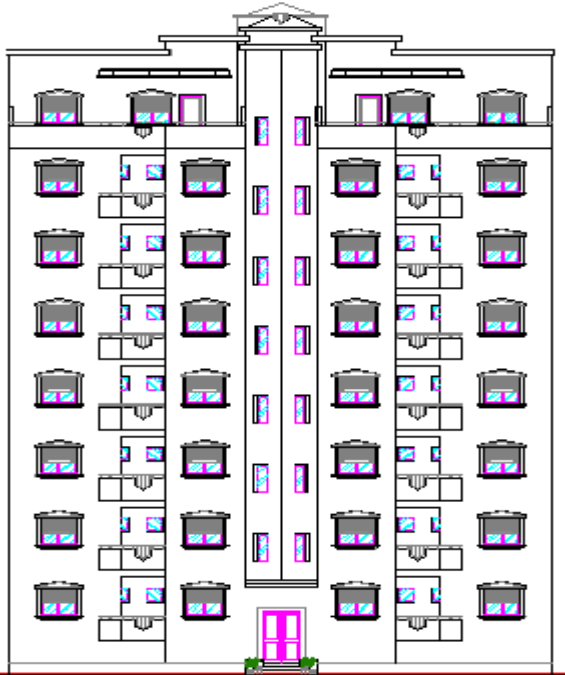
C'est pour ça il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important,

Dans le cas de notre structure, la régularité en plan nous a facilité les calculs et nous a donné beaucoup de possibilités pour la disposition des voiles.

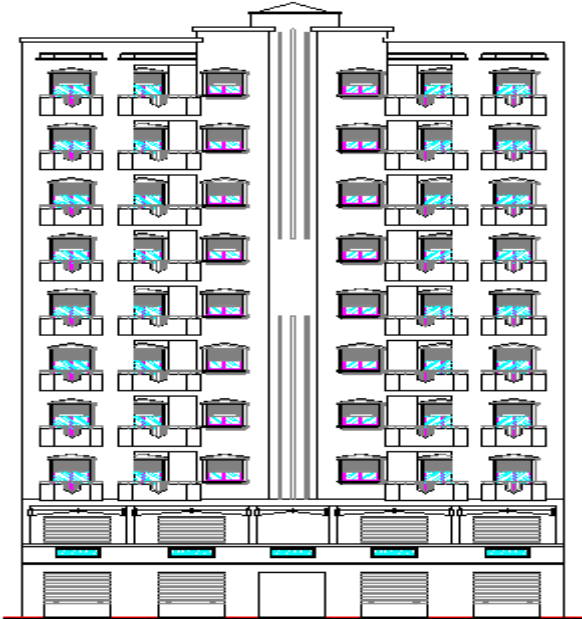
Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Plan architecture :



Façade principale



Façade postérieure



Coupe A-A

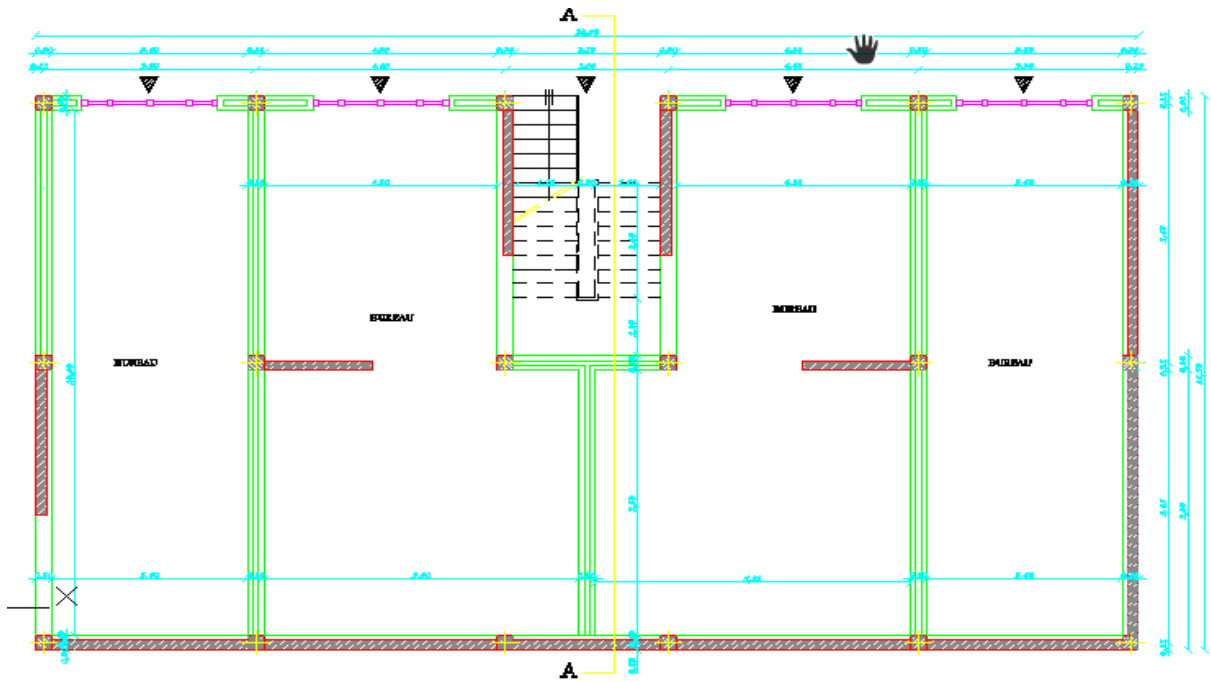


Figure .Vue en plan entresol 1

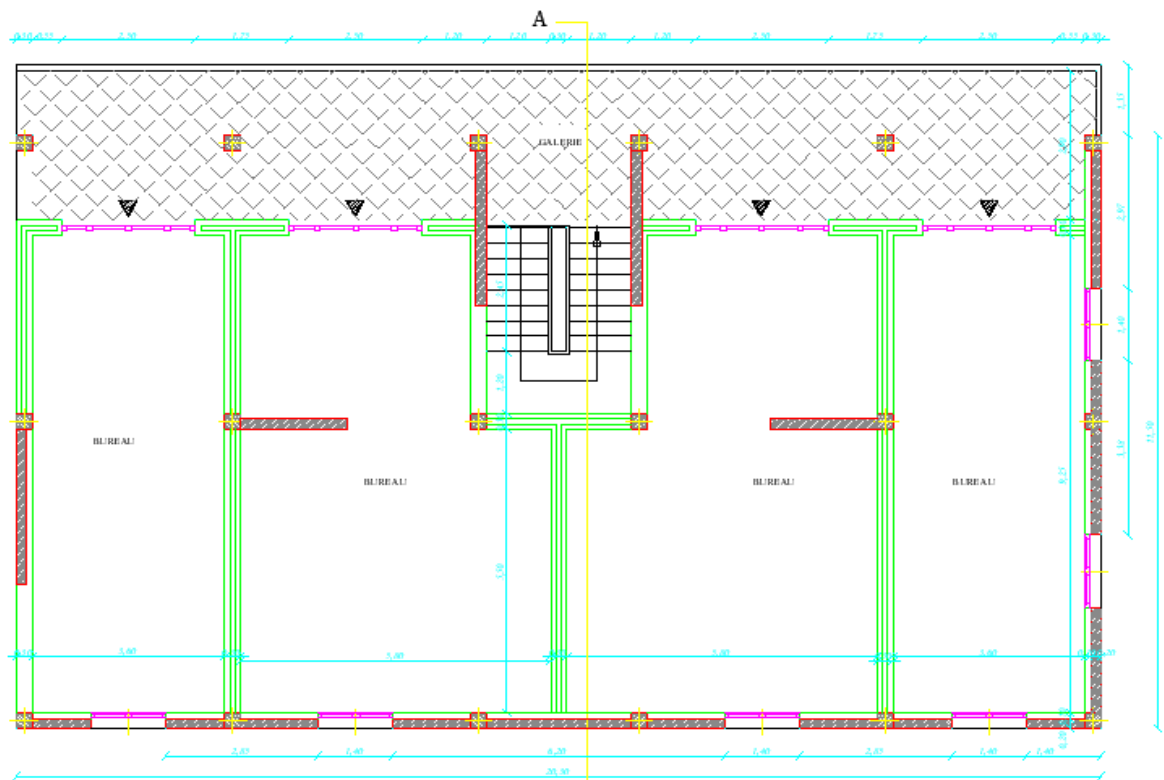


Figure .Vue en plan entresol 2

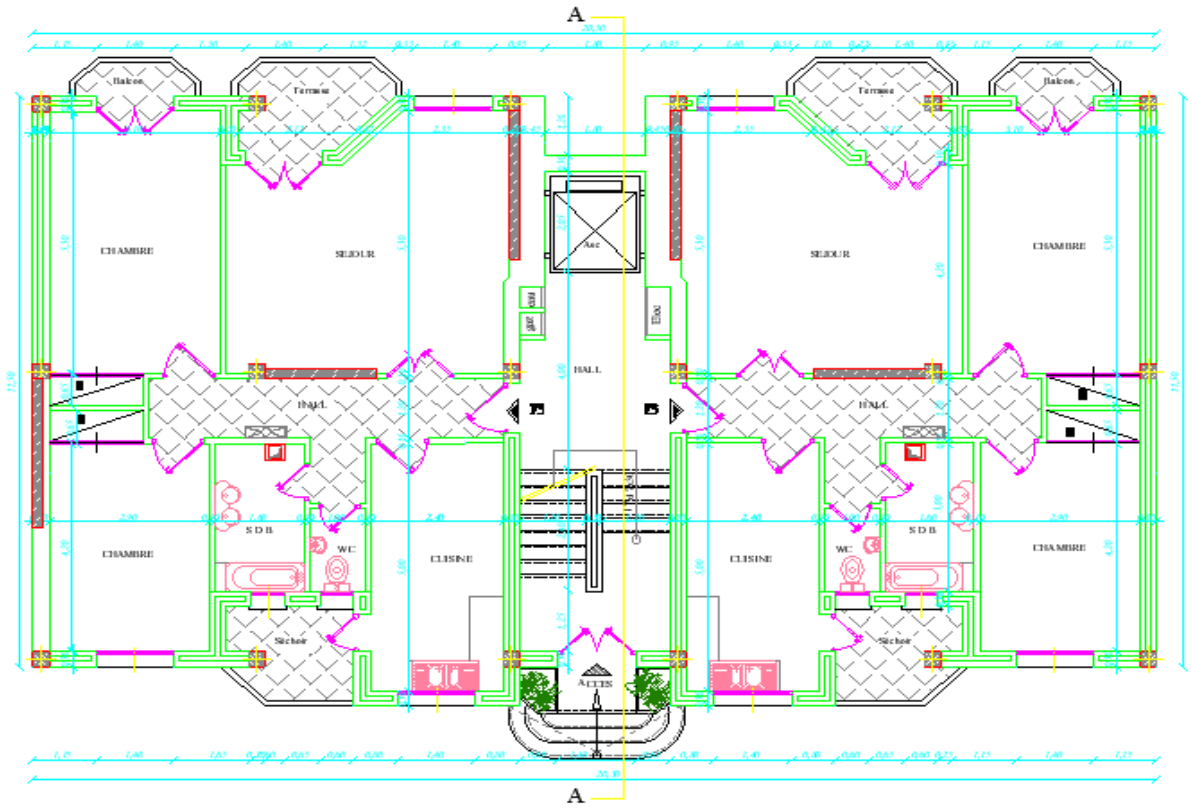


Figure Vue en plan rez de chaussée

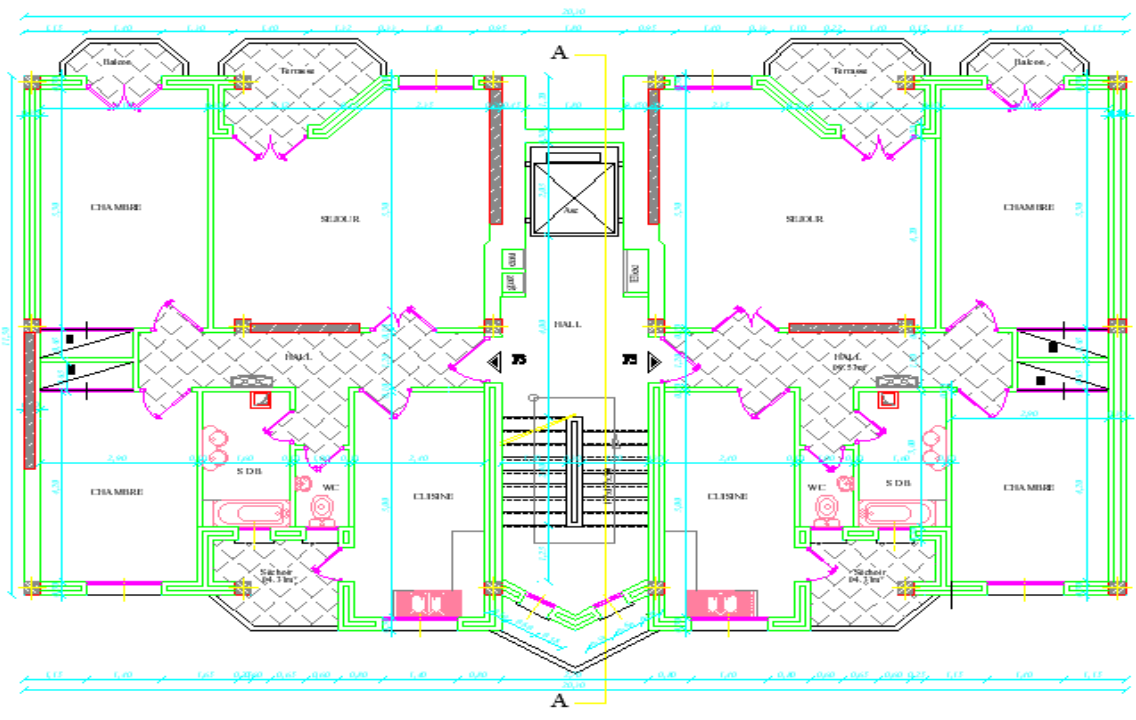
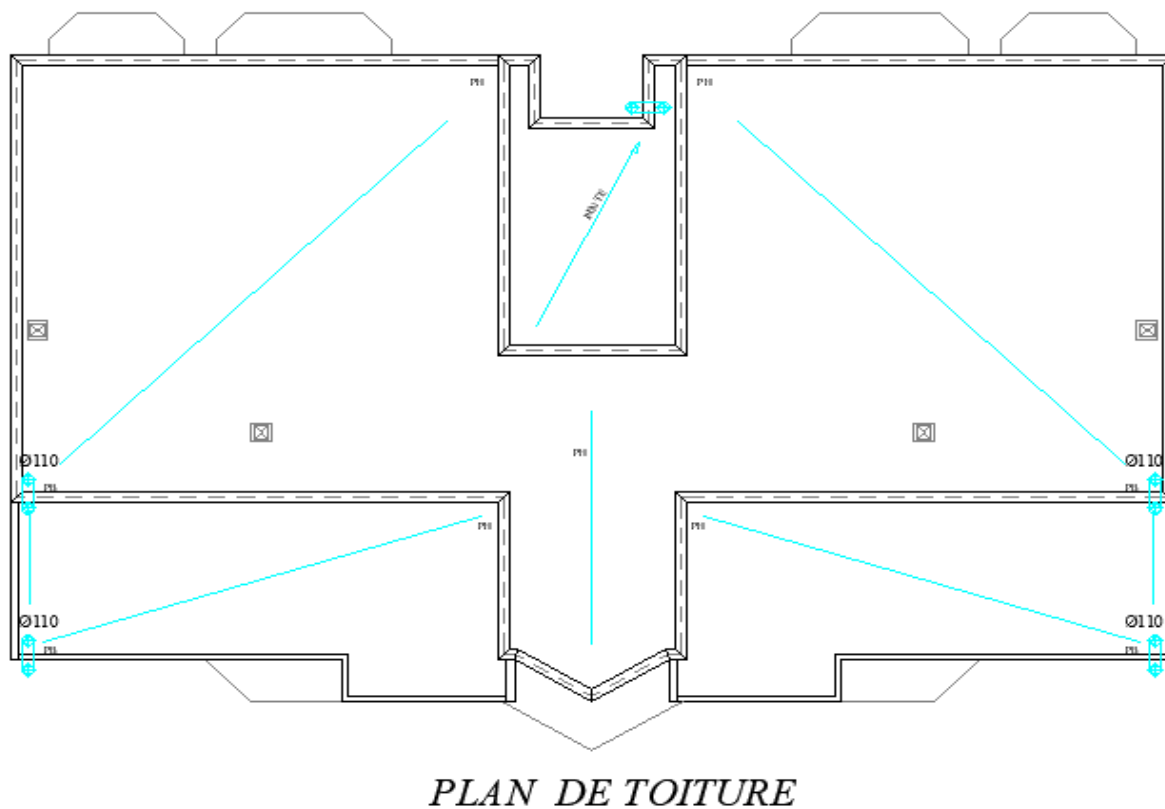
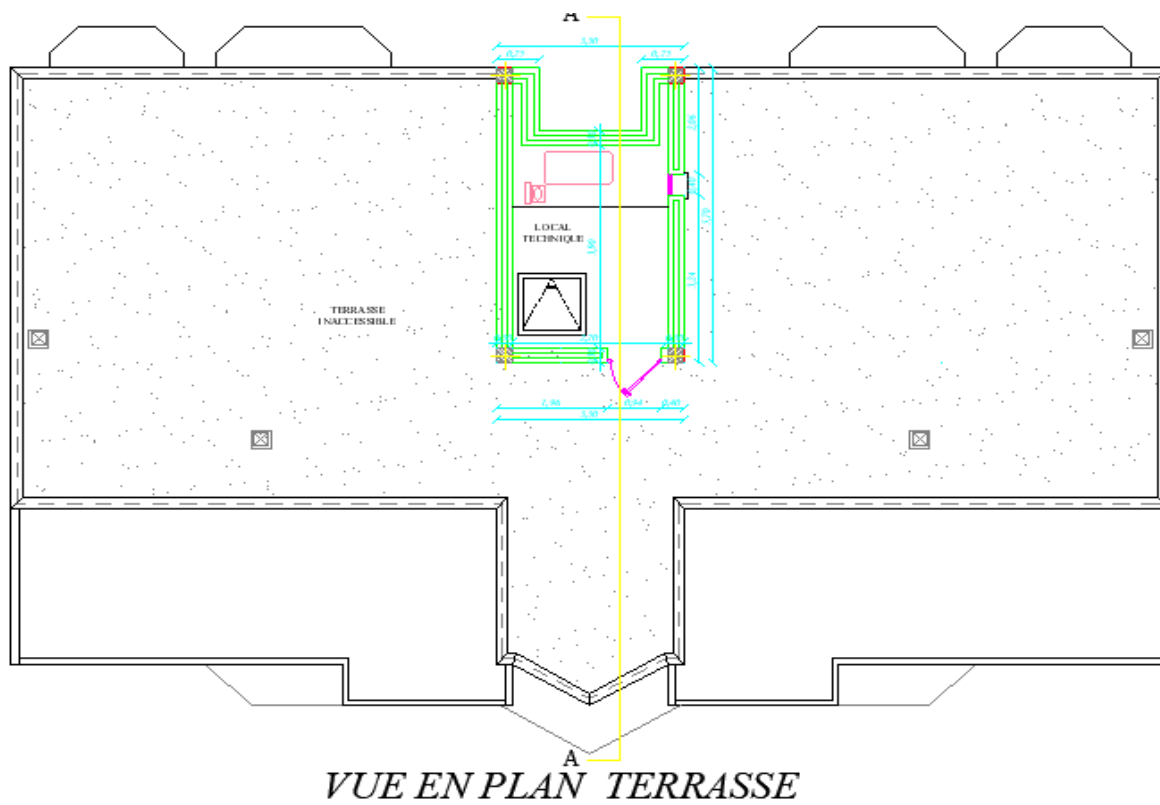
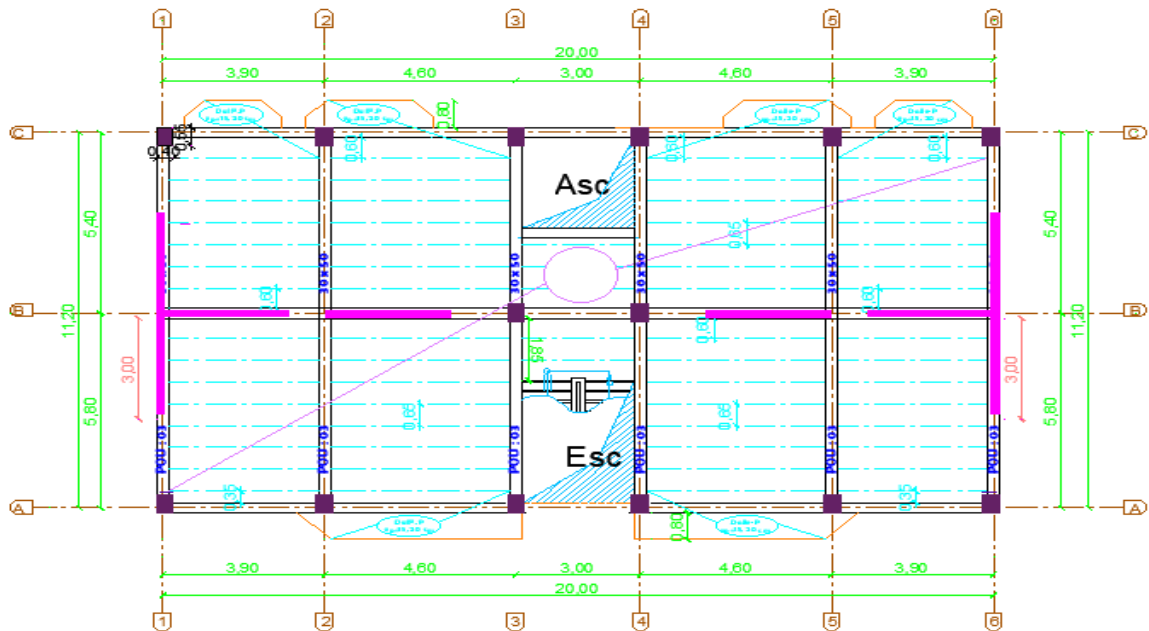
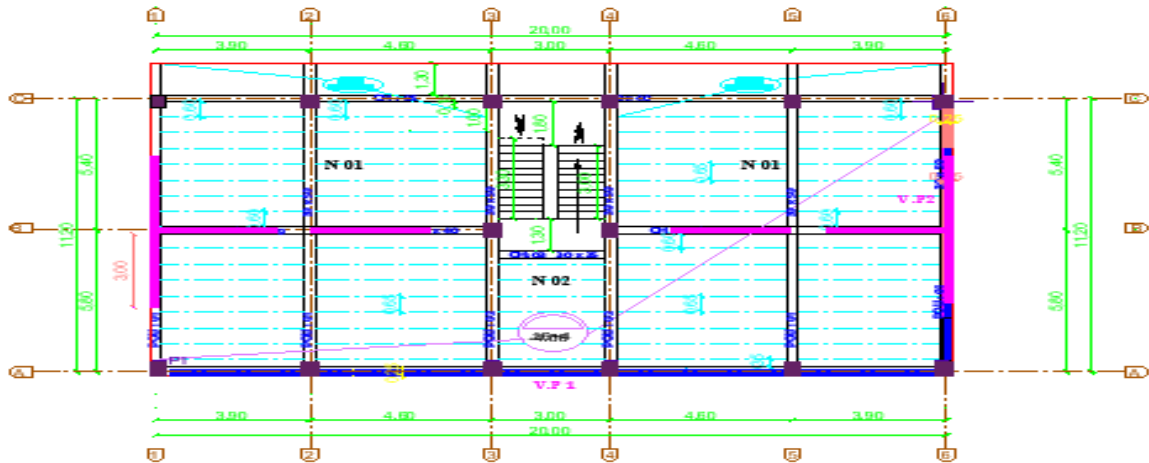


Figure Vue en plan étage courant



Plan de coffrage :

Niv :-4.00



NIVEAU :+0.00

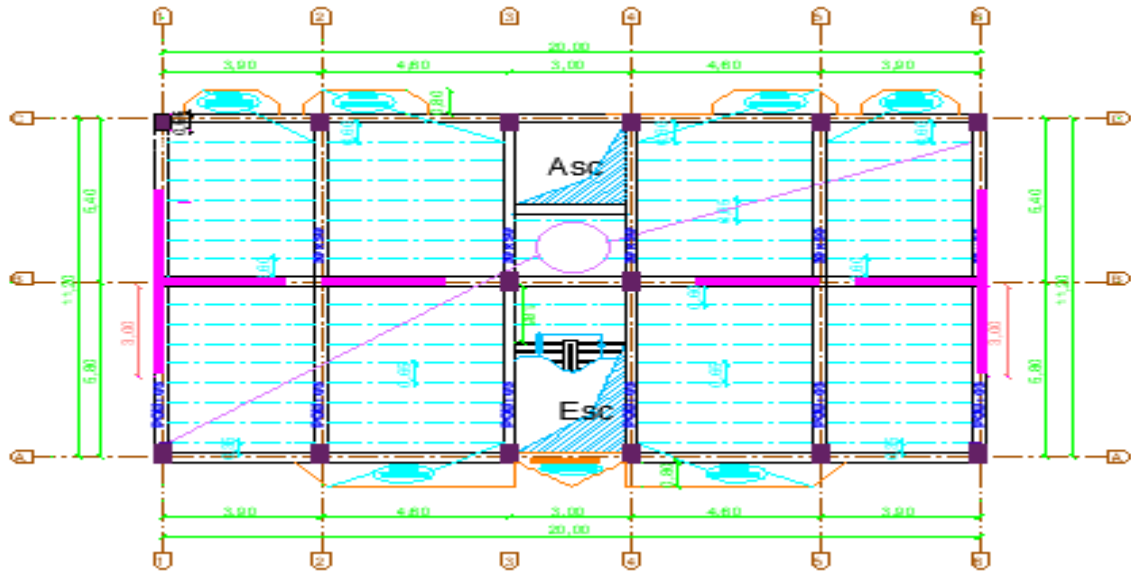


Figure de coffrage : NIVEAU +3.06 +6.12 +9.18

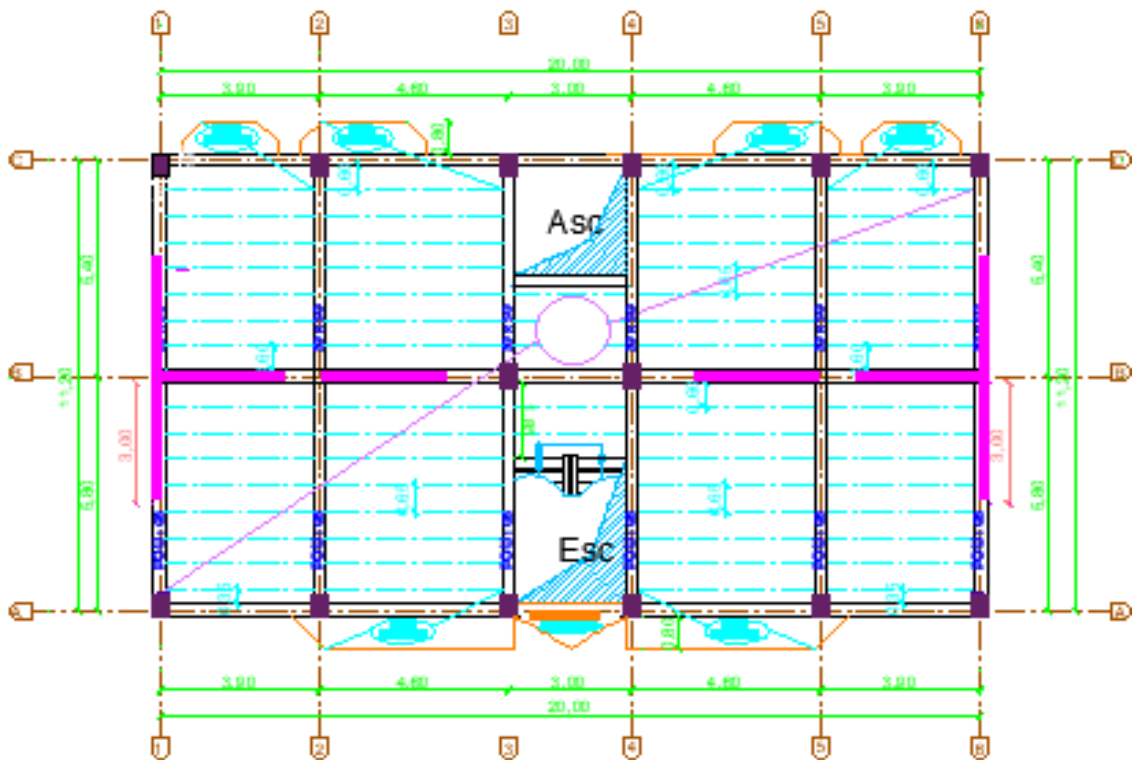


Figure de coffrage : NIVEAU +12.24 +15.3+18.36 +21.42

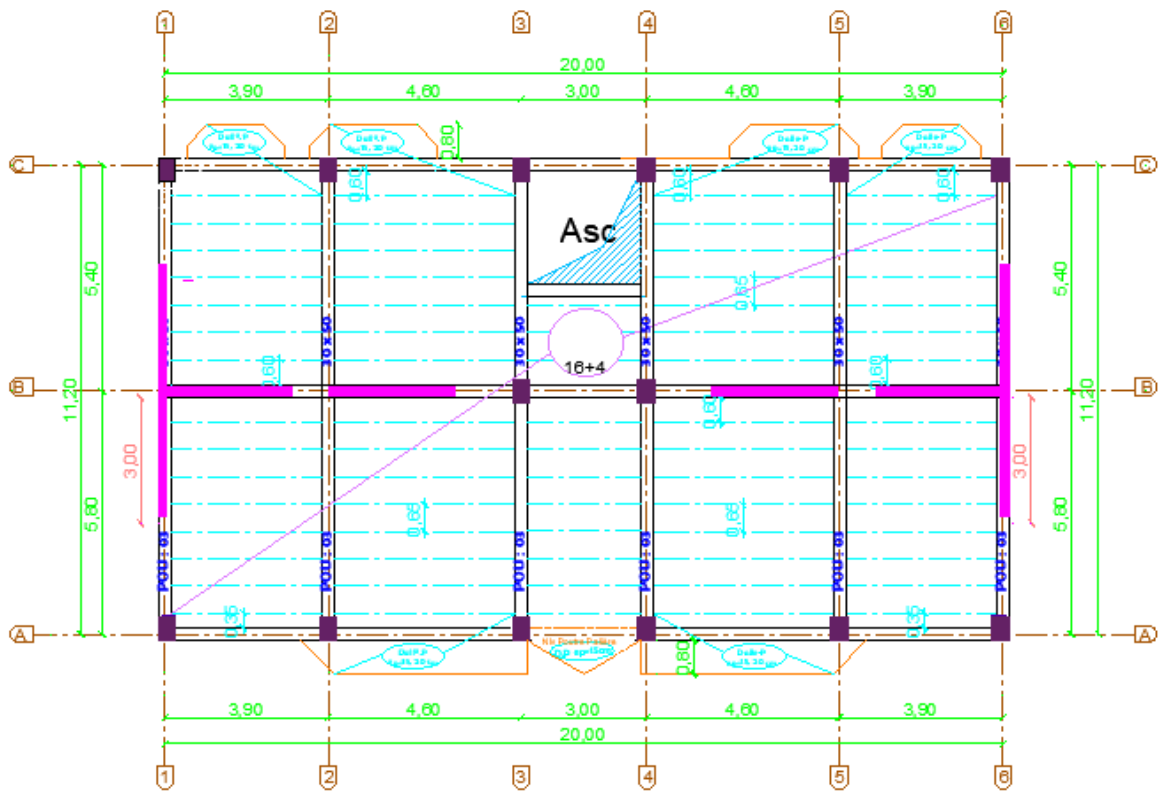
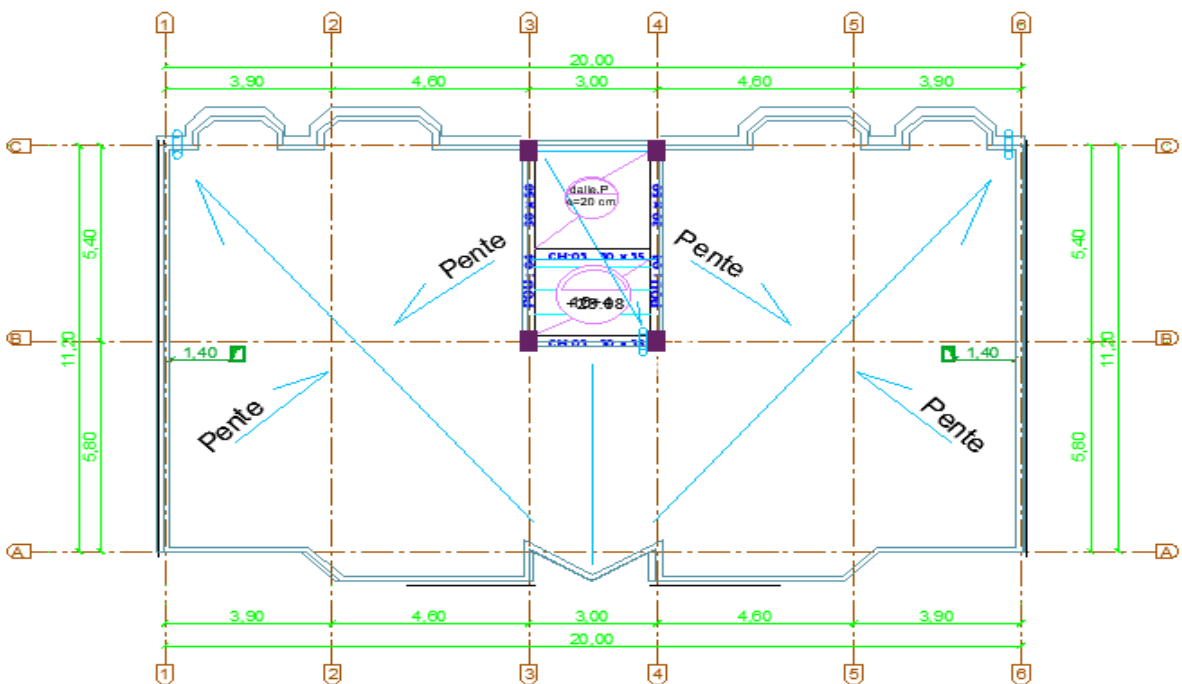


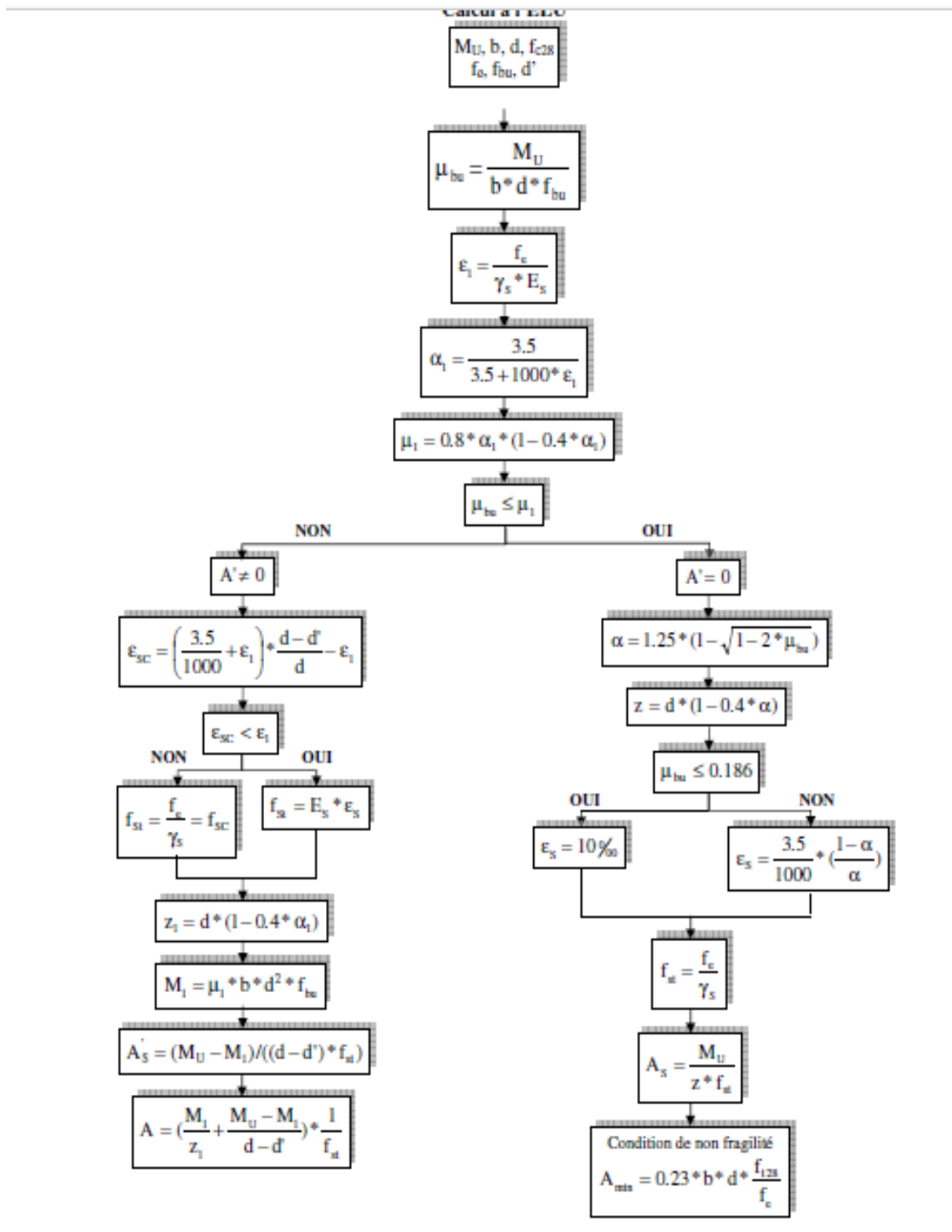
Figure de coffrage :NIVEAU 28.08 (TERRASSE)

Niv : +28.08



Annexes :

Flexion simple : Section rectangulaire



Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = l_x/l_y$	ELU ($v=0$)		ELS ($v=0.2$)	
	μ_x	M_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351

0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

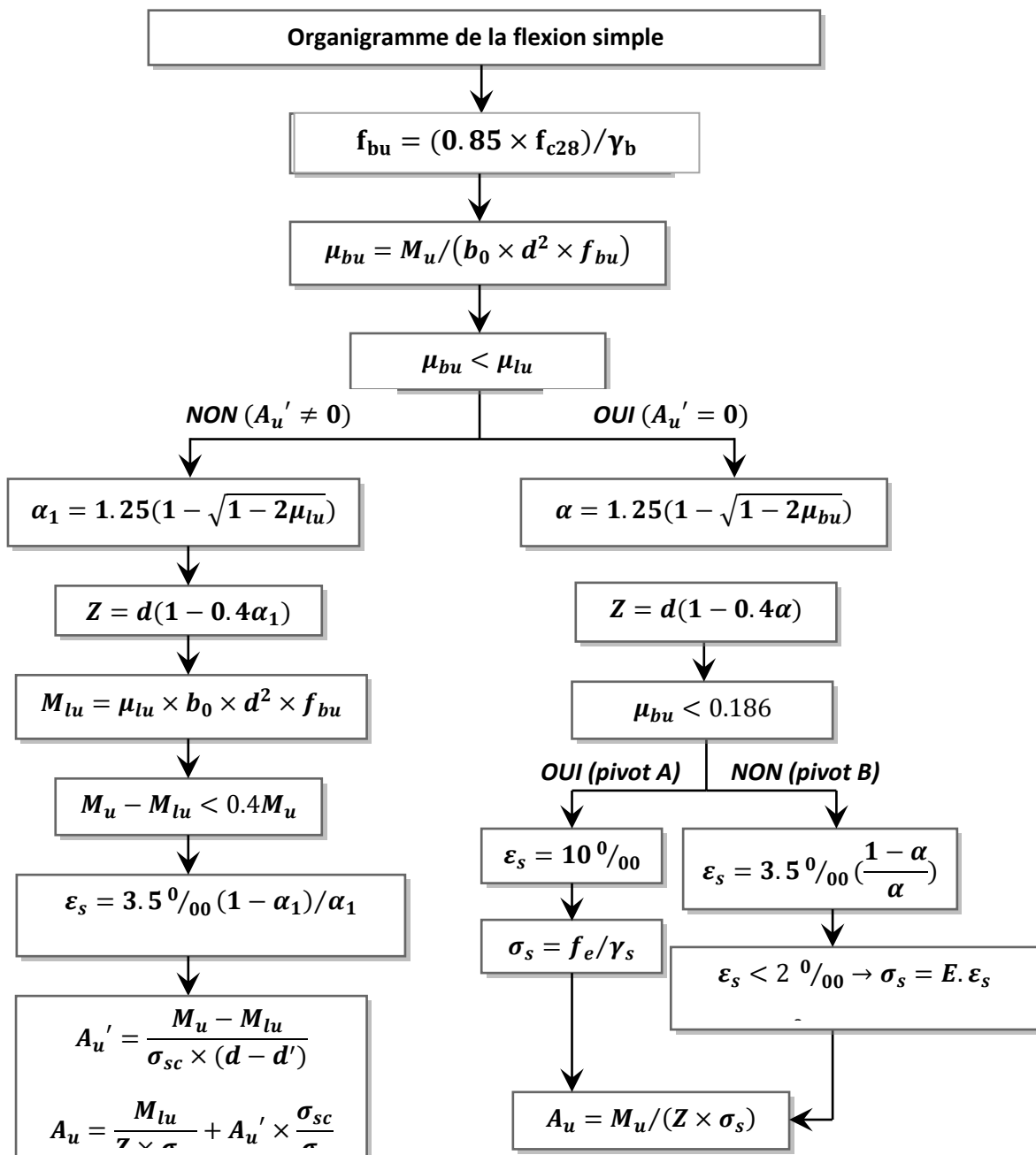
M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$ Avec $Lx < Ly$. $\rho = 0.5$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M ₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

Annexe 3






Tableau des armatures (cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33




Bibliographie :




REGLEMENTS :

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
-  **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.



LIVRES :

-  Mr BACHIR KEBAILI «Le béton armé aux états limites », Université Badji Mokhtar Annaba, Edition n° 01, 2006-2007, p 01-139.






COURS :

-  Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL –UHB Chlef
-  Cours de béton armé
-  COURS OUVRAGES EN BETON -Dr MADI Rafik -UNIVERSITE GUELMA 2014

AUTRES DOCUMENTS CONSULTES:

-  Cahier de cours des modules du cursus.
-  MÉMOIRES des PFE MASTER 2 STRUCTURES.

LOGICIELS :

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2017**.....Modélisation.
-  Logiciel de ferrailage **EXPERT 2010**.....Calcul. Les armatures
-  EXCEL 2010.....Calcul
-  WORD 2010.....Traitement du texte
-  AUTO CAD 2016.....Dessin