

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingénierat
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+10+COMBLE+S/SOL

Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Par :
LEZGHED SEIF EDDINE
SAFRI MOHAMED TAHAR

DIRECTEUR DE MEMOIRE : Mr MERZOUZ MOULOUD

DEVANT LE JURY :

- Mr SELOUGHA MOKHTAR
- Mr GOUASMIA ABDELHACINE

Remerciements

Tout d'abords, nous remercions dieu qui nous a donné la force d'achever ce modeste travail.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés e soutenus durant toutes nos études.

*On adresse notre profonde reconnaissance à notre promoteur monsieur Mr **MERZOU** **MOULOUD** d'avoir accepté de nous encadré, ainsi que pour l'aide qu'il nous a apporté afin de réaliser ce travail.*

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université d'ANNABA.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous ceux et celles qui ont contribué de Prés ou de loin à la réalisation de ce travail

« SEIF EDDINE et MOHAMED TAHAR »

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce long
chemin, ils étaient toujours auprès de moi.*

A mes très chers frères et sœurs.

*A mes meilleurs amis et à tous ceux qui mes
ont chère sans exception.*

A mon encadreur bien sur :

*« Mr MERZOUUD MOULOUD » qui a fait
tout son possible pour nous aider et nous
orienté dans l'élaboration de notre mémoire.*

A Tout la promotion de Génie civil 2019

« LEZGHED SEIF EDDINE »

Dédicace

*A ma chère maman ; je suis venu par
cette présente dédicace remercier ma
mère de me soutenir et de me patienter
pour mes études*

*Je dédie ce modeste travail à mon
père paix a son ame. et la réalisation de ce
mémoire j'espère grâce à dieu et à ma
volonté continuer à se développer dans ce
domaine de génie civil*

*Merci au personnel du département génie
civil de l'université Badji Mokhtar-*

ANNABA

« SAFRI MOHAMD TAHAR »

Sommaire

<i>Introduction Générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage</i>	2
<i>I-1) Introduction :</i>	2
<i>I-2) Présentation et implantation du projet :</i>	3
<i>I-3) Caractéristiques de la structure :</i>	3
<i>I-4) Descriptions structurales :</i>	3
<i>I-4.1) Ossatures et systèmes de contreventement</i>	3
<i>I-4.2) Les planchers :</i>	3
<i>I-4.3) La maçonnerie</i>	5
<i>I-4.5) Revêtement</i>	5
<i>I-4.6) Acrotères</i>	5
<i>I-4.7) L'ascenseur</i>	5
<i>I-5) Caractéristiques des matériaux :</i>	5
<i>I-5.1) Béton</i>	5
<i>I-5.2) Acier</i>	7
<i>I-6) Actions</i>	8
<i>I-7) Les sollicitations :</i>	9
<i>I-7.1) Combinaisons d'action à l'ELU</i>	10
<i>I-7.2) Combinaisons d'actions à l'ELS</i>	10
<i>I-8) Conclusion</i>	10
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement & descente De charge</i>	11
II.1 predimensionnement des elements :	11
II.1.1 Introduction	11
II.1.2. pré dimensionnement des elements	11
II.1.2.1 predimensionnement des poutres	11
II.1.2.2 Pré-dimensionnement des poteaux	13
II.1.2.3 Pré dimensionnement des voiles : « Art 7.7.1 du RPA 99 version 2003 »	17
II.1.2.4 Prédimenssionnement du Balcon	19
II.1.2.5 Prédimenssionnement des Escaliers	20
II.1.2.6 Pré-dimensionnement des planchers :	21
II.1.2.6.1- Plancher à corps creux :	21
II.1.2.6.2-Dimensionnements des poutrelles	23
II.2 Evaluation des charges et surcharges	

Sommaire

II.3 Descente de charge	28
II.4 Récapitulation des résultats de descente de charges:	31
II II.5 Conclusion Générale	38
Chapitre III : Etude de plancher	39
III Les planchers	39
III .1 Introduction	39
III.2 Type des planchers :	39
III.2.1 Choix de type de plancher	39
III.3 Méthode de calcul	40
III.4 Etape calcule par la méthode de Caquot	40
III.4.1 Plancher terrasse (inaccessible)	41
III.4.2 Plancher terrasse accessible	48
III.4.3 Plancher étage de courant	58
III.4.4 Plancher RDC	69
III.5 Ferrailage des poutrelles :	79
III.5.1 Plancher terrasse INACC	79
III.5.2 Ferrailage plancher terrasse accessible	86
III.5.3 Ferrailage plancher « Etage courant »	91
III.5.4 Ferrailage plancher « RDC » :	97
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	103
IV.1-Etude de l'acrotère	103
IV.1.1 Définition	103
IV.1.2 Evaluation des charges et surcharges	104
/ IV.1.3 Ferrailage de l'acrotère	106
IV.1.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère	109
IV.2 Etude des escaliers	111
IV.2.1 Volée 2	111
IV.2.2 Volée 3	120
IV.3 Etude de la dalle machine	126
IV.4 Etude de la dalle flottante	138
IV.5 Etude de balcon	139
Chapitre V : Etude sismique	145
V-Etude sismique de la structure	145

Sommaire

V-1-Introduction	145
V-2-Choix de la méthode de calcul	145
V 2.1. la méthode statique équivalente	145
V 2.2. la méthode d'analyse modale spectrale	146
V 2.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	146
V-3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	147
V-4 .Conditions d'application de la méthode statique équivalente	147
V-5 Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale	147
V 5.1 Spectre de réponse de calcul	147
V 5.2 Nombre de modes à considérer	151
V.6.Poids total de la structure	155
V.7.Calcul de la force sismique statique	156
V.8 Conclusion	159
V.9 Vérification spécifiques selon art 7.4.3	159
V.10 Finalement	160
Chapitre VI : Etude des portiques	161
VI. Ferrailage des portiques	161
VI .1. Les poutres	161
VI.1.1 Ferrailages des poutres transversales (poutre secondaire)	162
VI.1.2 Ferrailages des poutres longitudinales (poutre principale)	168
VI.1.3 Etude des Chinages	175
VI.1.4 Exemple de ferrailage d'une poutre secondaire (30*35)	178
VI.1.5 Exemple de ferrailage d'une poutre principale (30*40)	178
VI.1.6 Schémas de ferrailage des poutres :	179
VI.2 Etude des poteaux	181
VI.2.1 Ferrailages les poteaux	184
VI.2.2 Schémas de ferrailage des poteaux :	195
VI 2.3 Réduction du poteau.	197
VI.3 Ferrailage des voiles	199
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	213
VII.1 Calcul du voile périphérique	213
VII.1.1. Calcul les sollicitations dans ce voile de soutènement	214

Sommaire

VII.1.2.Ferraillage de voile	214
VII.1.3 Schéma de ferraillage du voile périphérique	219
VII.2 Fondation	219
VII.2.1 Etude des fondations	221
VII.2.1.1 Vérification de La semelle isolée	221
VII.2.1.2 Vérification de La semelle filante	221
VII.2.1.3 Vérification de Radier général	223
VII.2.1.4 Etude de radier	224
VII.2.1.4.1 Ferraillage du radier général	228
VII.2.1.4.2 Ferraillage des débords	231
VII.2.1.4.3 Schéma de ferraillage du radier	232
VI.2.1.5 Ferraillage des nervures	232
VII.2.1.5.1 Ferraillage des nervures N° 1	234
VII.2.1.5.2 Ferraillage des nervures	237
VII.2.1.6 Schéma de ferraillage des nervures	240

Liste des figures

Chapitre 01

Figure. I.1 Plan de masse

Figure. I.2: Diagramme des contraintes-déformations du béton

Figure. I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

Figure. I.4 : Diagramme contrainte – déformation d d'acier

Chapitre 02

Figure II.1 : section supporte par le poteau le plus sollicité

Figure II.2 : coupe en plan d'un voile sans abouts

Figure II.3 : coupe en plan d'un voile avec un seul about

Figure II.4 : coupe en plan d'un voile avec deux abouts

Figure II.5 : schémas d'un balcon

Figure II.6 : coupe d'un plancher à corps creux

Figure II.7 : vue en coupe d'une poutrelle.

Figure II.8 : coupes des acrotères de **1m** et **60 cm**

Figure. II.9 Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.

« Plan d'architecture »

Figure. II.10 Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

« Plan de coffrage »

Figure. II.11 poteau de descente de charge « P4 » pour les terrasse accessible et inaccessible

Figure. II.12 chemin de descente de charge

Chapitre 03

Figure III.1 : Schéma statique de calcul de plancher terrasse inaccessible

Figure III.2 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.T.inacc

Figure III.3 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.T.inacc

Figure III.4 : Schéma statique de calcul de plancher terrasse accessible

Figure III.5 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.T.acc

Figure III.6 Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.T.acc

Figure III.7 : Schéma statique du calcul de plancher étage courant

Figure III.8 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.E.C

Figure III.9 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.E.C

Figure III.10 : Schéma statique du calcul de plancher RDC

Figure III.11 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.RDC

Liste des figures

Figure III.12 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.RDC

Figure III.13 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.T.inacc

Figure III.14 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.T.acc

Figure III.15 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.E.C

Figure III.16 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.RDC

Chapitre 04

Fig. IV.1 : Coupe d'un Acrotère

Fig. IV.2 : Modèle de calcul de l'Acrotère et leur sollicitation

Figure IV.4 : Section de l'acrotère à ferrailer.

Figure IV.5 : Schémas de ferrailage de l'Acrotère de (1m)

Figure IV.6 : Schémas de ferrailage de l'Acrotère de (60 cm)

Figure IV.7 : Escalier

Figure IV.8 : Schémas de calcul de volée2

Figure IV.9 : Schémas de calcul le moment sous G

Figure IV.10 : Schémas de calcul le moment sous Q

Figure IV.11 : évaluation des moments et l'effort tranchant à L'ELU et L'ELS volé E.C

Figure IV.12 : évaluation des moments et l'effort tranchant à L'ELU et L'ELS volé s/sol

Figure IV.13:Schémas de calcul de volée3

Figure IV.14 : Schémas de calcul le moment sous G

Figure IV.15 : Schémas de calcul le moment sous Q

Figure IV.16 : évaluation des moments et l'effort tranchant à L'ELU et L'ELS volé 3

Figure IV.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier - volé 2 -

Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier - volé 3 -

Figure IV.19: ferrailage de dalle machine

Figure IV.20:Ferrailage dalle flottante

Figure IV.21:balcon Type (dalle appuyée sur trois appuis)

Figure IV.22 : Schémas de « TABLES DE BARES pour (Tab 1.28 ; Tab 1.29)»

Figure IV.23 : Ferrailage de la nappe supérieur de la dalle

Figure IV.24 : Ferrailage de la nappe inférieure de la dalle

Figure IV.25 : Detaille de ferrailage de la dalle (coupe 1-1)

Figure IV.26 : Detaille de ferrailage de la dalle (coupe 2-2)

Liste des figures

Chapitre 05

Figure V.1 : 1^{ère} variante de disposition de voile

Figure V.2 : 2^{ème} variante de disposition de voile

Figure V.3 : 3^{ème} variante de disposition de voile

Figure V.5 : Modélisation de la structure de rigidité

Figure V.6 : résultats robot de centre des masses et centre

Chapitre 06

Figure VI.1 : Moment max en travée et appui à L'ELU

Figure VI.2 : Moment max en travée et appui à L'ELA

Figure VI.3 : Disposition constructive des armatures dans les poutres (30*35)

Figure VI.4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres (30*40)

Figure VI.5 : Résultats des efforts dans les poteaux de la file A

Figure VI.6 : plan de coffrage pour les nouveaux poteaux

Figure VI.7: L'effort N_{max} à L'ELU du poteau la plus sollicité

Figure VI.8 : Résultat de ferrailage du Pot (60*60) par « Robot expert »

Figure VI.9 : Résultat de ferrailage du Pot (50*50) par « Robot expert »

Figure VI.10 : Résultat de ferrailage du Pot (40*40) par « Robot expert »

Figure VI.11 : Résultat de ferrailage du Pot (30*30) par « Robot expert »

Figure VI.12 : Réduction du Poteau (60*60) vers (50*50)

Figure VI.13 : Réduction du Poteau (50*50) vers (40*40)

Figure VI.14 : Réduction du Poteau (40*40) vers (30*30)

Figure VI.15 : Disposition des voiles dans notre structure

Figure VI.16 : vue en plan de disposition des voiles dans notre structure

Figure VI.17 : diagramme la contrainte et la longueur du zone tendu (V6)

Figure VI.18 : diagramme la contrainte et la longueur du Zone tendu (V9)

Figure VI.19 : Schéma de voile (V9)

Figure VI.20 : Diagramme des contraintes

Figure VI.21:Schéma de ferrailage de voile plein

Figure VI.22 : Ouverture avec voile du moment Diagramme des

Figure VI.23:les panneaux du voile V8 et le panneau le plus sollicité pour linteau à L'ELA

Figure VI.24: le panneau le plus sollicité pour linteau à L'ELU

Figure VI.25:Schéma de ferrailage du Linteau

Liste des figures

Chapitre 07

Figure VII.1 sur le voile périphérique $e = 20$ cm

Figure VII.2: diagramme de contrainte à l'ELU

Figure VII.3: le panneau I: Coupe e plus sollicité

Figure VII.4: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Figure VII.5: Semelle filante dans le sens X-X (Fil B)

Figure VII.6 : Schéma d'un radier général

Figure VII.7 Schéma correspondant au poinçonnement

Figure VII.8 .Schéma du panneau d'un radier

Figure VII.9Schéma statique du débord

Figure VII.10 : coffrage ferrailage du radier

Figure VII.11 : Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment.

Figure VII.12 : charge appliqué sur nervure 1

Figure VII.13 : Section en T de la nervure 1

Figure VII.14 : charge appliqué sur nervure 2

Figure VII.15 : Schéma de ferrailage des nervures

Liste des tableaux

Chapitre 01

Tableau I.1 : Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier

Chapitre 02

Tableau II.1 : section des poteaux adoptés

Tableau II.2 : évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3:évaluation des charges de plancher terrasse accessible.

Tableau II.4:évaluation des charges de plancher d'étage courant.

Tableau II.5 : évaluation des charges de la dalle pleine (balcon).

Tableau II.6:évaluation des charges sur la volée.

Tableau II.7 : évaluation des charges sur le palier

Tableau II.8 : évaluation des charges sur les murs extérieurs

Tableau II.9 : Charge de l'acrotère

Tableau II.10: Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P4

Tableau II.11 La loi de dégression pour le poteau P4.

Tableau II.12: Vérification des contraintes pour les poteaux les plus sollicité.

Tableau II.13 : Vérification des poteaux au flambement

Tableau II.14 : Vérification à l'exigence du RPA pour les poteaux

Chapitre 03

Tableau III.1 : résultats de la sollicitation à L'ELU et L'ELS pour P.T. inacc

Tableau III.2 : résultats de la sollicitation à L' ELU et L' ELS pour Plancher. acc

Tableau III.3 : résultats des sollicitations à L' ELU et L' ELS pour Plancher E.c

Tableau III.4 : résultats des sollicitations à L' ELU et ELS L' pour Plancher RDC

Chapitre 04

Tableau IV.1:Combinaisons d'action de l'acrotère.

Tableau IV.2 : Ferrailage sur appuis et travée volée 2

Tableau IV.3 : Tableau des sollicitations à L'ELS

Tableau IV.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau IV.5 : Vérification de la flèche

Tableau IV.6 : Ferrailage sur appuis et travée volée 3

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Liste des tableaux

Tableau IV.8 : Vérification de la flèche

Tableau IV.9 : Tableau de la charge de la dalle

Tableau IV.10 : Tab 1. 29 « TABLE DE BARES »

Tableau IV.11 : Tab 1.29 « TABLE DE BARES »

Tableau IV.12 : Ferrailage d'appuis de balcon à l'ELU

Tableau IV.13 : Ferrailage de travée de balcon à l'ELU»

Tableau IV.14 : Tab 1.33 « TABLE DE BARES

Tableau IV.15 : Tab 1.32 « TABLE DE BARES »

Tableau IV.16: Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre 05

Tableau V.1 : Tableau de facteur de qualité Q

Tableau V.2 : tableau de résultats dynamiques

Tableau V. 3 : vérification de torsion de la structure

Tableau V.4 : vérification de déplacement

Tableau V.5 : vérification Sollicitations normales.

Chapitre 06

Tableau VI.1 :Les sollicitations les plus défavorables pour les 2 situation

Tableau VI.2 :Résultats des moments max par « Robot » **de P.S**

Tableau VI.3 : Calcul de ferrailage de poutre secondaire

Tableau VI.4 : Résultats des moments max par « Robot » **de P.p. (30*40)**

Tableau VI.5 : Calcul de ferrailage de poutre principale (30*40)

Tableau VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS de P.p. (30*40)

Tableau VI.7 : Résultats des moments max par « Robot » **de P.p. (30*60)**

Tableau VI.8 : Calcul de ferrailage de poutre principale (30*60)

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS de Pp. (30*60)

Tableau VI.10 : Résultats des moments max par « Robot » **de CH (30*30)**

Tableau VI.11 : Calcul de ferrailage de chinage (30*30)

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS de CH (30*30)

Tableau. VI.13: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

Tableau. V.14:Schéma de ferrailage des poutres principales (30*40)

Tableau. VI.15:Schéma de ferrailage des poutres principales (30*60)

Liste des tableaux

Tableau VI.16: Schéma de ferrailage des poutres chainages

Tableau VI.17 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Tableau VI.18 : Les sollicitations dans les poteaux.

Tableau VI.19 : Calcul de la section à l'ELU

Tableau VI.20: une comparaison entre A et A_{min} (RPA)

Tableau VI.21: Schéma de ferrailage des poteaux (60*60)

Tableau VI.22: Schéma de ferrailage des poteaux (50*50)

Tableau VI.23: Schéma de ferrailage des poteaux (40*40)

Tableau VI.24: Schéma de ferrailage des poteaux (30*30)

Tableau VI.25: Ferrailage en appuis

Tableau VI.26: Ferrailage entravée

Chapitre 07

Tableau VII.1 : Tableau d'angle de frottement

Tableau VII.2: Ferrailage de voile périphérique à l'ELU

Tableau VII.3: Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.4: Vérification des contraintes à l'ELS pour nouvelle section

Tableau VII.5 : Surface occupée par les semelles filantes

Tableau VII.6 : Ferrailage de dalle de radier

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS de radier

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour nouvelle section

Tableau VII.9 : Ferrailage de nervure 1

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.12 : Sollicitation dans la nervure 2 à l'ELU

Tableau VII.13 : Ferrailage de nervure 2

Tableau VII.14 : Sollicitation dans la nervure 2 à l'ELS

Tableau VII.15: Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.16: Vérification des contraintes à l'ELS

Symboles et notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

Symboles et notations

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.

Symboles et notations

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

ملخص

إن الهدف من هذه الدراسة هو إظهار إمكانية إنجاز مبنى مكون من عشرة طوابق +دور علوي + طابق تحت الارض بمنطقة زلزالية

هذه الدراسة تسمح بإظهار تأثير الزلزال على الهيكل الهندسي للبنىات السكنية أخصين بعين الاعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبنى بالاطارات والجدران الحاملة من اجل الاستقرار

الكلمات المفتاحية :

المبنى متعدد الطوابق -دراسة الزلزال -مدعم بالاطارات والجدران الحاملة

Résumé

Le but de ce travail est montré la faisabilité techniquement de réalisation d'un bâtiment en R+10+comble +S/sol, conçu en zone sismique.

Cette étude permettra de mettre en avant l'effet séisme sur la conception architecturale à adopter.

Ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec contreventé par portiques et voiles pour la stabilité.

Mot clé :

Bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par portiques et voiles.

Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building R+ 10+upstairs +under ground, designed in seismic zone.

this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the characteristics of materials of construction, with free-standing braced and wall concrete .

Keyword:

building multi-stage - study earthquake - braced by freestanding and wall concrete.



INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE:

En génie civil, lors d'une étude d'une structure, Les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisant sans oublier l'aspect économique. Les structures sont souvent menacées par des forces sismiques qui dépendent de l'activité tectonique ainsi que la nature du sol. Ces forces sismiques sont imprévisible, on peut ni prévoir ni contrôler un séisme. L'utilité d'une étude parasismique basée sur une étude dynamique est donc nécessaire et permet de minimiser les dégâts.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment multifonctionnel en R+10+comble + S/sol, Le contreventement sera assuré par un système mixte (voile portique).Le travail sera réparti sur sept chapitres :

- généralités
- pré dimensionnement des éléments secondaires
- Etude de plancher
- calcul des éléments secondaires
- étude dynamique de la structure réalisée par le logiciel ROBOT 2017
- étude des éléments structuraux
- étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

L'Algérie est parmi les payés qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

CHAPITRE 01

Généralités et présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction :

Pour réaliser une structure bien économique et sécuritaire, l'ingénieur en génie civil doit se baser sur des connaissances qui sont certainement nécessaires pour faire son étude. Ce chapitre est consacré à la définition des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation.

I-2) Présentation et implantation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente l'étude d'un bâtiment à usage multiple (habitation et commerces). Il fait partie d'une opération immobilière de 152 logements+02 Locaux commerciaux (bloc 3). Sa structure est en R+10+comble+S/Sol

Il est situé au niveau **CITE 20 AOUT ELHADJAR** de la de la wilaya de **ANNABA**. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/v2003**), dont le groupe est d'usage **2**.



Fig. I.1 Plan de masse

I-3) Caractéristiques de la structure :

- **Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :**

- Largeur en plan15m.
- La longueur en plan26m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)38.25m.
- Hauteur de RDC & Sous-Sol4.08m.
- Hauteur d'étage courant3.06m.

- Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet

- **Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.9$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations: $D = 5$ m.

I-4) Descriptions structurales :**I-4.1) Ossatures et systèmes de contreventements :**

L'ossature est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions

Verticales et des actions horizontales.

I-4.2) Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Le type du plancher choisis pour les étages courants seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée de faible épaisseur.

La dalle de l'ascenseur et palier escalier seront réalisés en dalle pleine.

I-4.3) La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée est en briques creuses, pour cet ouvrage on a choisi deux types de murs :

- Les murs extérieurs en double parois avec une lame d'air de 5cm
- Les murs de séparation intérieure en une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4.4) Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux en béton armé coulé sur place, pour ce projet le type choisi pour étage courant comporte trois volées.

I-4.5) Revêtement :

Pour ce bâtiment, le revêtement est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm
- De la céramique recouvrant les murs
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds

I-4.6) Acrotères :

- Terrasse inaccessible : est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et 10 cm d'épaisseur.
- Terrasse accessible : est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 100 cm et 10 cm d'épaisseur.

I-4.7) L'ascenseur :

Un élément mécanique sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I-5) Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA 93.

I-5.1) Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

➤ **Composition du Béton :**

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts

➤ **La résistance caractéristique du béton à la compression :**

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance environ $20 \leq f_{c28} \leq 45$ (MPa)

$$f_{cj} = \frac{i}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ (MPa) } J \leq 28 \text{ Jour [BAEL91 article A.2.1.11]}$$

$$f_{cj} = \frac{i}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ (MPa) } J > 28 \text{ Jour [BAEL91 article A.2.1.11]}$$

La résistance nominale à la compression à 28 jours utilisé pour notre ouvrage $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **La résistance caractéristique à la traction**

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours conventionnellement par la

Formule suivante :

$$f_{tjj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60 \text{ (MPa) [CBA93 article A.1.2.1.2]}$$

Pour notre cas $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Les contraintes limites ultimes du béton :**

1- État limite ultime de résistance (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [BAEL91 article A.4.3.4]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

- un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges (θ) :

- » $\theta = 0.85$ durée $< 1 \text{ h}$
- » $\theta = 0.9$ $1 \text{ h} < \text{durée} < 24 \text{ h}$
- » $\theta = 1$ durée $> 24 \text{ h}$

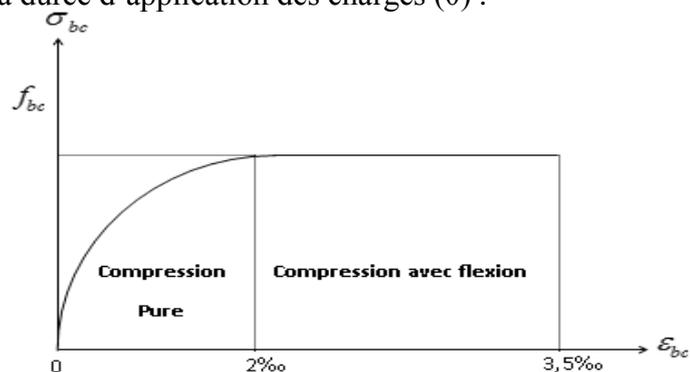


Fig. I.2: Diagramme des contraintes-déformations du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Pour :

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ → raccourcissement unitaire du béton à la compression
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ → raccourcissement du béton à la flexion simple

2- limite de service (ELS) :

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

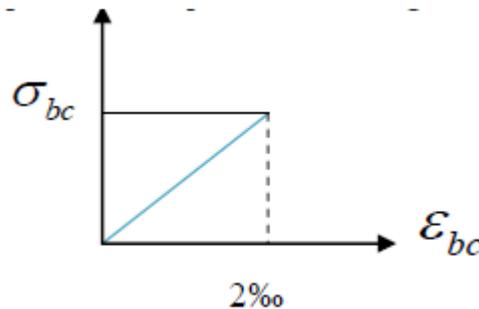


Figure I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

➤ La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right]$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \rightarrow \tau = 3.34 \text{ MPa}$$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPa} \right]$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \rightarrow \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Déformations longitudinales du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés :

1. module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa (CBA 93[ART 2.1.1.2])}$$

1. module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 10818.86 \text{ MPa (CBA 93 [ART 2.1.2.2])}$$

□ **Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

L'ELU : $\nu = 0$ → Calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu = 0.2$ → Calcul des déformations.

I-5.2) Acier :➤ **Définition :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, on les utilise dans le béton armé pour résister à tous les efforts de traction.

➤ **Définir type acier :****Tableau I.1 :** Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Acier à haute résistance		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	$Fe E215$	$Fe E235$	$Fe E400$	$Fe E500$	$Fe E500$	$Fe E500$
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

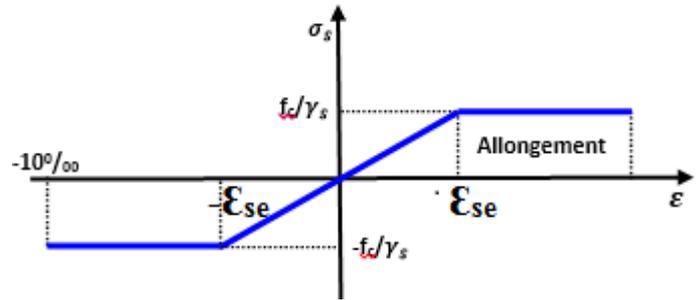
- ✓ Haute adhérence de nuance $Fe 400$ (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- ✓ Treillis soudés de nuance $Fe 500$ (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- ✓ Ronds lisses de nuance $Fe 235$ (pour les armatures transversales des poutrelles).

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

1. Etat limite ultime (ELU)

$$\text{Donnée par } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Contrainte limite élastique



γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

Fig. I.4 : Diagramme contrainte – déformation d'un acier

γ_s : 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$: en cas de situations accidentelle

2. A PELS :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}} \right)$ [MPa].
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{ij}} \right)$ [MPa].
- η : Coefficient de fissuration, tel que $\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I-6) Actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

➤ **Actions permanentes (G) :**

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elle comprend :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

➤ **Actions variables (Q_i) :**

Dont l'intensité est variée fréquemment d'une façon importante dans le temps elle

Comprend :

- Les charges d'exploitations
- Les charges climatiques
- Les charges appliquées en cours d'exécution
- Les charges dues à la température.

➤ **Actions accidentelles (FA) :**

Actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

D'application, on peut citer :

- Les séismes (E)
- Les explosions
- Les chocs

I-7) Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

G_{max}: L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la Résistance de l'élément.

G_{min}: L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

Q₁ : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

I-7.1) Combinaisons d'action à l'ELU : CBA93 (article : A.3.3.2)□ **Situation durable ou transitoire :**

On tient que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est

$$1.35G_{max} + G_{min} + Q_1 + 1.30iQ_i \quad (\text{A.3.3.21 BAEL91})$$

$Q_1 = 1.5$ dans le cas général,

$Q_1 = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

O_i : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

□ **Situations accidentelles :**

$$1.35 G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{11}Q_1 + \Psi_{2i}Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.2.1)}$$

Avec :

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$ 1
- $0.8G \pm E$ (2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G + Q \pm 1.2E$ 3 RPA 99/2003(art 5.2)

I-7.2) Combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + FA + Q_1 + \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.3)}$$

I-8) Conclusion

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

$$\begin{array}{lll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} & E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15f & b_c = 14, 20 \text{ MPa} & f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{array}$$



CHAPITRE 02

Pré dimensionnement des éléments secondaires

Et descente de charge

II.1 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :**II.1.1 Introduction :**

Pour l'évaluation des différents éléments résistants, doit passer absolument par un dimensionnement préliminaire, appelé « Prédimensionnement »

En utilisant les règlements: -RPA99 /v2003

-C.B.A93

-BAEL91

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations, soit horizontales due aux efforts sismiques ou verticales due aux charges et surcharges

II.1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**1.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

1. Poutre principale :

Elle sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le B.A.E.L 91 .

a) La hauteur h_{pp} :

La hauteur h_{pp} est donnée par :

$$L_{max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{max}/10$$

h_{pp} : hauteur totale de la poutre principale

L_{max} : distance entre les axes des poteaux, et on prend la plus grande portée.

On utilise les dimensions de plan architecturale, on a des poutres (30-30) cm et les poteaux (30-30)

La plus grande poutre est égale : $L_{max} = 4,85$ m

$$h_{pp} = 485/15 \leq h_{pp} \leq 485/10$$

$$32\text{cm} \leq h_{pp} \leq 48,5\text{cm}$$

On prend :

$h_{pp} = 40 \text{ cm}$

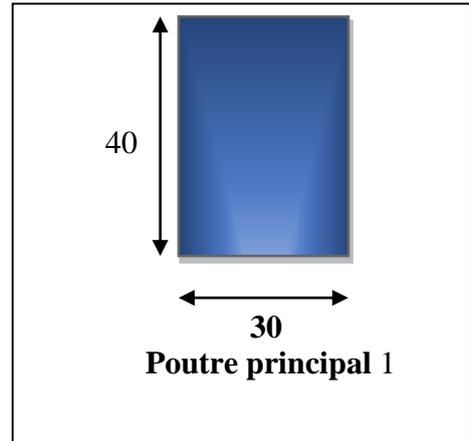
La largeur b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,5h \leftrightarrow 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,5 \times 40$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

Selon RPA99 version 2003 : $b \geq 25$ cm

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



Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$1/4 \leq b / h \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

$$b / h = 30 / 40 = 0.75$$

Poutre principale : (30 * 40) cm².

Remarque : dans la file (C) on a une travée de $L = 7.8$ m , donc on adopte poutre cette travée une pour de section suivante :

$$h_{pp} = 780/15 \leq h_{pp} \leq 780/10$$

$$52\text{cm} \leq h_{pp} \leq 78\text{cm}$$

On prend :

$$h_{pp} = 60 \text{ cm}$$

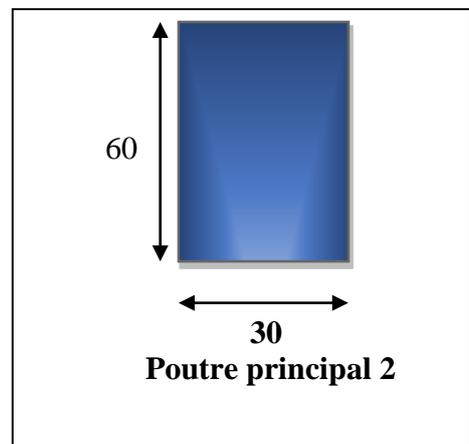
La largeur b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,5h \leftrightarrow 0,3 \times 60 \leq b \leq 0,5 \times 60$$

$$18 \leq b \leq 30$$

Selon RPA99 version 2003 : $b \geq 25$ cm

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



2. Poutre secondaire :

Elle sont disposées parallèlement aux poutrelle , selon le B.A.E.L 91

a) La hauteur h_{ps} :

On utilise la grande dimension dans le sens longitudinale $L = 4.30$ m

$$L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$$

Avec :

L_{\max} : distance entre les axes des poteaux , et on prend la plus grande portée.

h_{ps} : hauteur totale de la poutre secondaire ;

$$430/15 \leq h_{ps} \leq 430/10$$

$$28.66 \leq h_{ps} \leq 43.0$$

On prend:

$$h_{ps} = 35 \text{ cm}$$

a) La largeur b :

$$0,3 h_{ps} \leq b \leq 0,5 h_{ps}$$

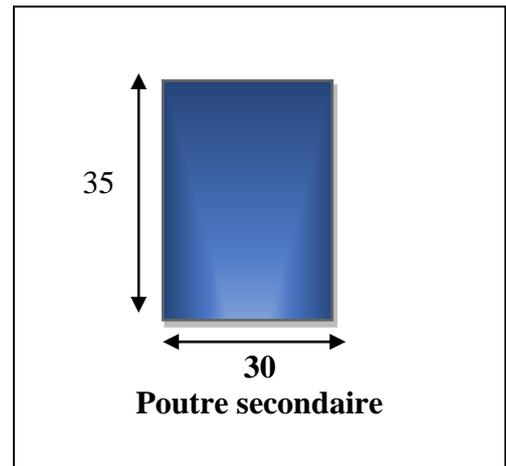
$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,5 \times 35$$

$$10,5 \leq b \leq 17,5$$

Selon RPA 99 (2003) : $b \geq 25 \text{ cm}$

On adopte :

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



b) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1) :

$$1/4 \leq b / h \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$b / h = 30 / 35 = 0.85$$

Poutre secondaire : (30*35) cm².

Conclusion :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : ht = 60 cm ; b = 30 cm

Poutres principales : ht = 40 cm ; b = 30 cm

Poutres secondaires : ht = 35 cm ; b = 30 cm

1.2.2 Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé carré , rectangulaire ou circulaire destiné transmettre les charges aux fondation , leurs pré dimensionnement se fait à la compression centré selon les regles du C.B.A 93(Art B8.2.1)

On peut dimensionné les poteaux par la descente de charge :

On suppose une charge moyenne de 1 t/m² par étage

$$P_u = 1 \text{ t/m}^2$$

$$N_u = P_u \cdot S \cdot n$$

n : nombre d'étage

S : surface supporte par le poteau le plus sollicité

N_u : étant la charge verticale à L'ELU

$$n = 13$$

$$S = 5.2 \cdot 3.9 = 20.28 \text{ m}^2$$

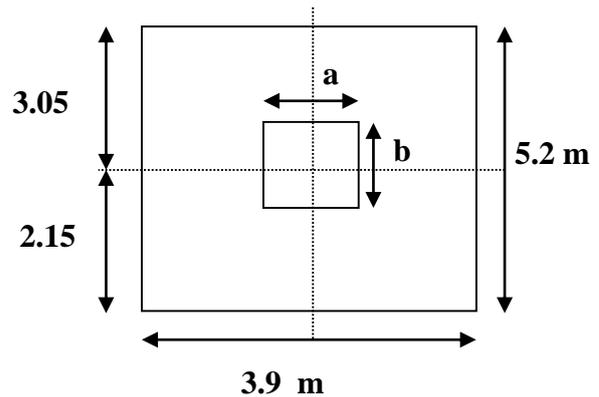


Figure II.1 : section supporte par le poteau le plus sollicité

$$\Rightarrow N_u = 1 \cdot 20.28 \cdot 13$$

$$\Rightarrow N_u = 263.64 \text{ t} \quad \text{ou bien} \quad N_u = 263.64 \cdot 10^4 \text{ N}$$

*) **Section Brûte :**

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_U}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \cdot f_e}{100 \gamma_s}} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 [G.II 6.c]} \quad \text{avec : } \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i \quad ; \quad l_f = 0.7 L_0 \quad ;$$

L₀ : entr face superieur de 2 plancher ...BAEL91(art VI.2)

avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement

l₀ : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration. i =

B : section transversale du poteau (hxb)

I : Inertie du poteau. I= bh³/12

$$l_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 408 = 2.856 \text{ m} = 285.6 \text{ cm}$$

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

Moment d'inertie :

$$I = bh^3/12 = 30 \times (30)^3 / 12 = 67500 \text{ cm}^4$$

Le rayon i :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 9.21$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 285.6/9.21 = 31 < 50$$

$$\text{dont : } \begin{cases} \lambda < 50 & \rightarrow \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \\ 50 < \lambda < 70 & \rightarrow \beta = 0.85 * \lambda / 1500 \end{cases}$$

Notre cas :

$$\lambda < 50 \rightarrow \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 1 + 0.2(32.97/35)^2$$

$$\Leftrightarrow \beta = 1.15$$

$$B_r \geq \frac{1.15 * 263.64 * 10^4 *}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}}$$

$$B_r \geq 161906.44 \text{ mm}^2 \rightarrow B_r \geq 0.1619 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq (a - 0.02)^2 \quad a \geq 45 \text{ cm}$$

Donc la section minimal est 45 cm

Vérification

$$B \geq \frac{N_u}{(f_c * 28 * 0.3)} = \frac{263.64 * 10^4}{(25 * 0.3)}$$

$$B \geq 358520 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{B} = a = b \geq 592.89 \text{ mm} = 59.29 \text{ cm}$$

Donc :

$$a = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Remarque :

D'après la vérification on prend un dimensionnement préliminaire des poteaux comme suit :

La départ par (60*60)

Tableau II.1 :section des poteaux adoptés

Etage	Surface	Hauteur libre
Ss	60*60	4.08
RDC	60*60	4.08
1	60*60	3.06
2	60*60	
3	50*50	
4	50*50	
5	50*50	
6	40*40	
7	40*40	
8	40*40	
9	30*30	
10	30*30	
Comble	30*30	

Vérification poteaux selon RPA99 /v2003 article (7.4.1)

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

h_e : hauteur libre d'étage
 $h_e = 408 - 40 = 368$

- pour (60*60) cm2 [S /sol ;RDC] $h_e = 408 - 40 = 368$

$\text{min}(60*60) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv}$
 $\text{min}(60*60) \geq 368/20 \dots\dots\dots\text{cv}$
 $1/4 \leq 60/60 \leq 4 \dots\dots\dots\text{cv}$

- pour (60*60)cm2 [1^{er} ; 2eme] $h_e = 306 - 40 = 266$

$\text{min}(60*60) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv}$
 $\text{min}(60*60) \geq 266/20 \dots\dots\dots\text{cv}$
 $1/4 \leq 60/60 \leq 4 \dots\dots\dots\text{cv}$

- pour (50*50) cm² [3^{eme} ; 4;5] he=306-40=266

$$\begin{aligned} \min (50*50) &\geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv} \\ \min (50*50) &\geq 266/20\dots\dots\dots\text{cv} \\ \frac{1}{4} \leq 50/50 \leq 4 &\dots\dots\dots\text{cv} \end{aligned}$$

- pour (40*40) cm² [6^{eme} ; 7;8] he=306-40=266

$$\begin{aligned} \min (40*40) &\geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv} \\ \min (40*40) &\geq 266/20\dots\dots\dots\text{cv} \\ \frac{1}{4} \leq 40/40 \leq 4 &\dots\dots\dots\text{cv} \end{aligned}$$

- pour (30*30) cm² [9^{eme} ; 10;Comble] he=306-40=266

$$\begin{aligned} \min (30*30) &\geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv} \\ \min (30*30) &\geq 266/20\dots\dots\dots\text{cv} \\ \frac{1}{4} \leq 30/30 \leq 4 &\dots\dots\dots\text{cv} \end{aligned}$$

1.2.3 Pré dimensionnement des voiles : « Art 7.7.1 du RPA 99 version 2003 »

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontales

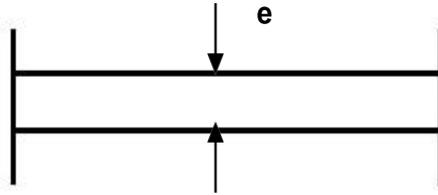
Leur pré dimensionnement se fera conformément à « Art 7.7.1 du RPA 99 version 2003

L'épaisseur « e » :

Selon RPA99/V2003 :

- « l'épaisseur minimale est de 15 cm »
- « Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités ». Dont h_e = hauteur libre

* Pour les voiles à abouts libres :



- $e \geq 15\text{cm}$
- $e \geq h e / 20$

Figure II.2 : coupe en plan d'un voile sans abouts

* Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :

- $e \geq 15\text{cm}$
 - $e \geq h e / 22$
- On prend : $e = 20\text{cm}$

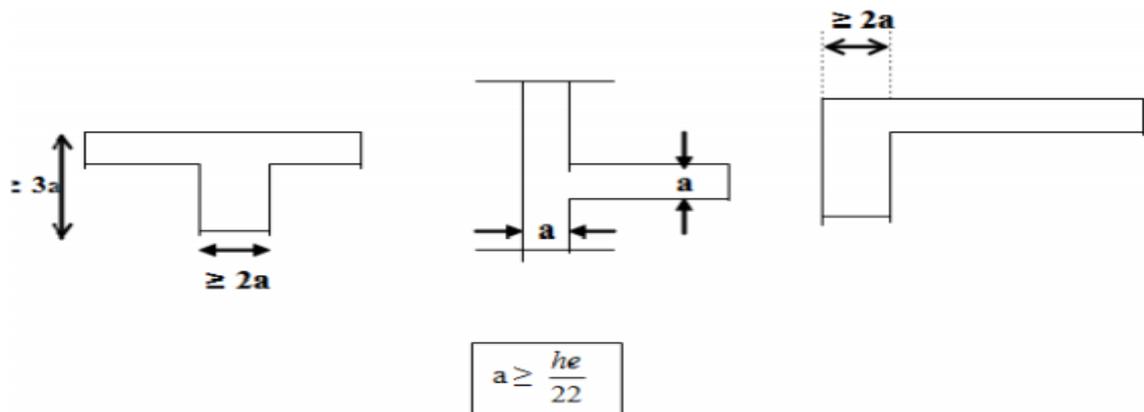


Figure II.3 : coupe en plan d'un voile avec un seul about

* Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

- $e \geq 15\text{cm}$
 - $e \geq h e / 25$ $e \geq 12.24$
- On prend $e = 20\text{cm}$
- $L = 4.e$

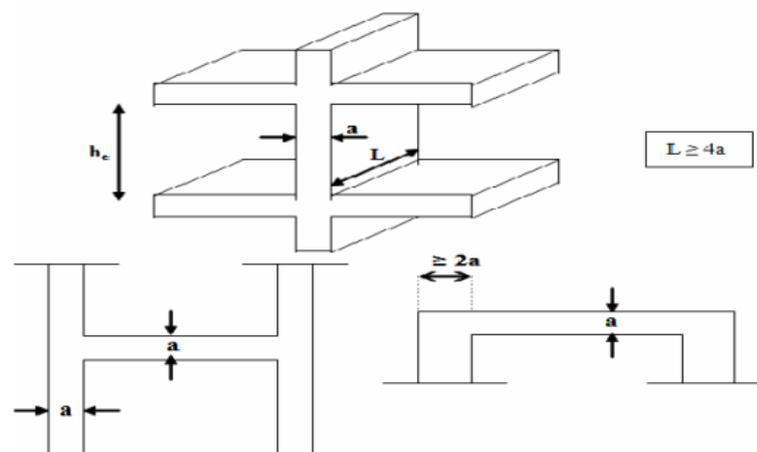


Figure II.4 : coupe en plan d'un voile avec deux about

S'agissant pour notre projet on a $a \geq h_e/20$

→ pour le S/sol ;RDC

$$h_e \text{ (cm)} = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$a \text{ (cm)} = h_e/20 = 373 / 20 = 18,65 \text{ cm}$$

→ pour l'étage courat

$$h_e \text{ (cm)} = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \text{ (cm)} = h_e/20 = 271 / 20 = 13,55 \text{ cm}$$

Donc on prend un épaisseur constante pour tous les voiles

Avec : $a = 20 \text{ cm}$

1.2.4 Prédimensionnement du Balcon

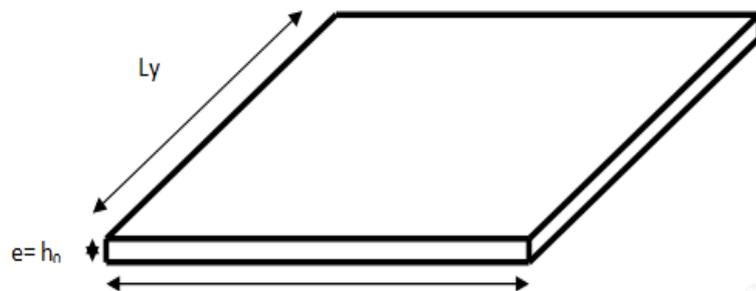


Figure II.5 : schéma d'un balcon

$$e \geq L/10$$

Dont :

L : portée de la console

$$e \geq 150/10 \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

1.2.5 Prédimensionnement des Escaliers

D'après la formule de Blandel

$$0,59 \leq 2h+g \leq 0,66$$

$$h (16 \div 18) \text{ cm}$$

$$g (27 \div 34) \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{On prend } h=17 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow 2*(17)+30=64$$

$$\text{Donc } \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \leftrightarrow \quad \text{C'est vérifiée}$$

Type 1 : S/sol ;RDC

$$\text{RDC} = H_s / \text{sol} = 4,08$$

n : nombre de marche

$$n = H / h = 408 / 17 = 24$$

$$n = n - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marche}$$

- Hauteur de volée (num²) \leftrightarrow (7² / 17) eme marche

$$H' = h * n$$

n : nombre de marche de volée correspondant

$$H' = 17 * 11 = 187 \text{ cm} = 1,87 \text{ m}$$

- Inclinaison de paillasse

$$\alpha = \text{arc tg} (h/g)$$

$$\alpha = \text{arc tg} (0,17/0,3)$$

$$\rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

-Longueur de paillasse

$$L = H' / \sin \alpha = 187 / \sin 29,54 = 379,28 \text{ cm}$$

-L'épaisseur de paillasse

$$L / 30 = 379,28 / 30 = 12,64 < e < L / 20 = 379,28 / 20 = 18,96$$

$$\text{On prend } \rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

Type 2: étage courant

Hétage = 3,06 m

 $n \text{ total} = H / h = 306 / 17 = 18 \quad \longrightarrow \quad \ll 6 \text{ contre marche par volée} \gg$ $n = n - 1 = 18 - 1 = 17$ ➤ **Heuteur de volée** $H' = h * n = 17 * 6$ $H' \text{ } 102 \text{ cm} = 1,02 \quad \alpha = 29,54^\circ$ ➤ **Longueur de pailasse** $L = H' / \sin \alpha = 102 / \sin 29,54 = 206,9 \text{ cm}$ ➤ **L'épaisseur de palier et pailasse** $L / 30 = 207 / 30 = 6,9 \leq e \leq L / 20 = 207 / 20 = 10,35$ On prend $\longrightarrow e = 15 \text{ cm} \dots\dots \ll \text{Raison de sécurité au seisme} \gg$ **1.2.6 Pré-dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

1.2.6.1- Plancher à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{CBA93 (art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : hauteur totale du plancher.

Calcul :

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77$$

$$\Rightarrow h_t \geq 17.77 \rightarrow$$

$$ht = 17,77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = \begin{cases} 16 & \text{: épaisseur de corps creux} \\ 4 & \text{: épaisseur de la dalle compression} \end{cases}$$

On adopte: $h = 16+4$

\rightarrow

$$h = 20\text{cm}$$

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16cm.

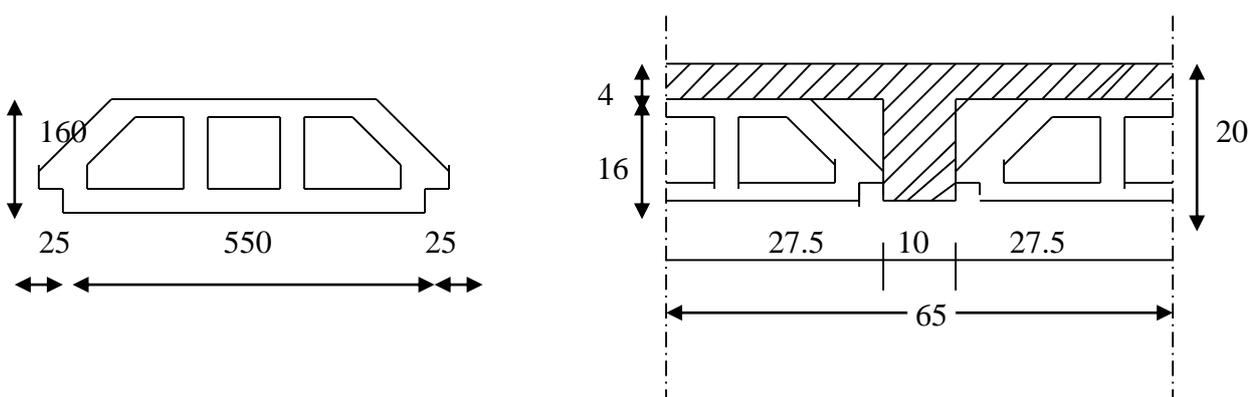


Figure II.6 : coupe d'un plancher à corps creux

1.2.6.2- Dimensionnement des poutrelles :

- **Hauteur total**

$$h = 20 \text{ cm}$$

- **Hauteur de la dalle de compression**

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

- **Largeur des nervure**

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,4 h \quad \implies \quad 0,3 * 20 \leq b_0 \leq 0,5 * 20$$

Selon RPA 99 (2003) : On adopte :

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur des débords :**

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \{ (b - b_0) / 2, l_x / 10 \} = \{ (65 - 12) / 2, 430 / 10 \}$$

\implies On adopte :

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

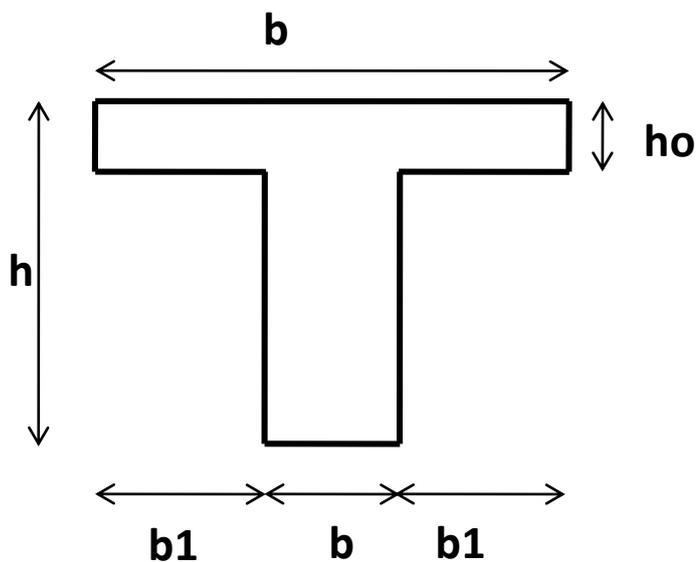


Figure II.7 : vue en coupe d'une poutrelle .

II.2 Evaluation des charges et surcharges :**2.1 Terrasse inaccessible (Comble) :****Tableau II.2 :** évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	0.85
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Forme de pente	0.100	1.58
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Charger permanente		G= 0.57 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.1 t/m ²

2.2 Plancher terrasse accessible :**Tableau II.3:** évaluation des charges de plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.60
Etanchéité	0.020	0.12
Forme de pente	0.100	2.1
Isolation	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Charger permanente		G=0.64 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.15 t/m ² .

2.3 Plancher de l'étage courant :**Tableau II.4:** évaluation des charges de plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.60
Sable fin	0.030	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Cloison de séparation	0.10	1.00
Charger permanente		G=0.55 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.15 t/m ² .

Remarque : au niveau RDC on a une supérette avec surcharge de **Q = 0.5 t/m²**.

2.4 Plancher a dalle plein balcon

Tableau II.5 : évaluation des charges de la dalle pleine (balcon).

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.60
Sable fin	0.030	0.54
Plancher à dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.36
Charger permanente		G=0.56 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.35 t/m ² .

2.5 Les escaliers :

➤ La charge de la volée

Tableau II.6: évaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Poid propre depaillasse	0.15	4.55
Marches	0.17	2.125
Enduit de platre	0.02	0.45
Mortier de pose	0.020	0.60
Carrelage	0.020	0.60
Charger permanente		G= 0.81 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.25 t/m ²

➤ La charge de palier

Tableau II.7 : évaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Paliers	0.15	3.75
Enduit de platre	0.02	0.40
Mortier de pose	0.020	0.60
Carrelage	0.020	0.60
Charger permanente		G= 0.54 t/m ²
Charger d'exploitation		Q=0.25 t/m ²

2.6 Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses):

Tableau II.8 : évaluation des charges sur les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment (x 2)	0.02	0.36
Briques creuses (x 2)	0.15	0.9
Briques creuses	0.10	0.90
Poids propre		G= 0.252 t/m ²

2.7 Acrotère :

On a deux types d'acrotère : - Acrotère de 1m (terrasse accessible)

- Acrotère de 0.6 m (terrasse inaccessible)

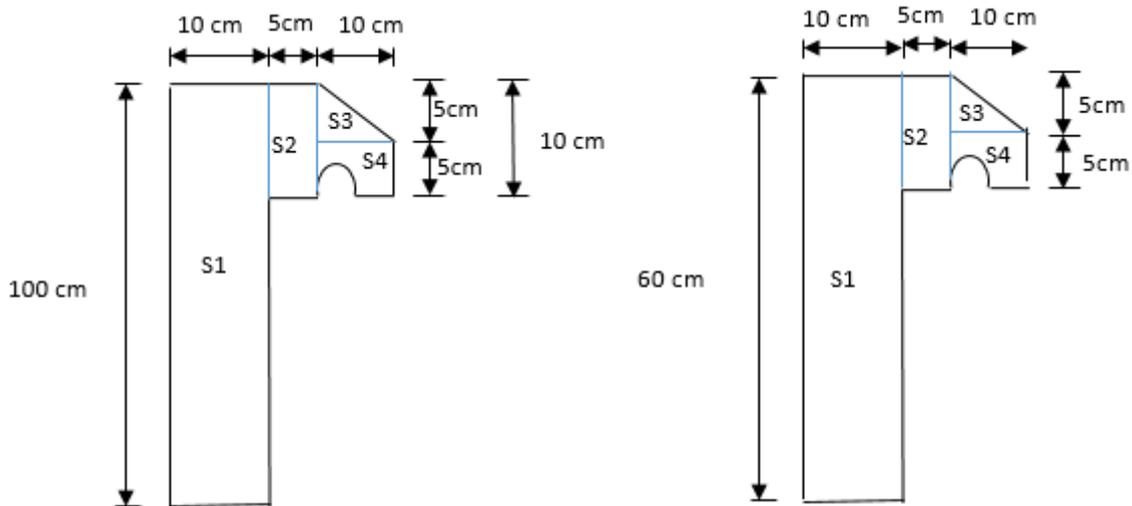


Figure II.8 : coupes des acrotères de 1m et 60 cm

On donne les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Charge de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface Totale (m ²)	Poids propre (t/ml)	Enduit ciment (t/ml)	G _{Total} (t/ml)
1	0.1	0.1125	0.2813	0.096	0.377
0.6	0.1	0.072	0.18	0.064	0.244

2.8 Charge des poteaux :

- Pot (60*60) $\Rightarrow 0.6*0.6*2500 = 900 \text{ kg/ml} = 0.9 \text{ t/ml}$
- Pot (50*50) $\Rightarrow 0.5*0.5*2500 = 625 \text{ kg/ml} = 0.625 \text{ t/ml}$
- Pot (40*40) $\Rightarrow 0.4*0.4*2500 = 400 \text{ kg/ml} = 0.4 \text{ t/ml}$
- Pot (30*30) $\Rightarrow 0.3*0.3*2500 = 225 \text{ kg/ml} = 0.225 \text{ t/ml}$

2.9 Charge des poutre:

➤ Pouter principale:

- Poutre (30*40) $\Rightarrow 0.3*0.4*2500 = 300 \text{ kg/ml} = 0.3 \text{ t/ml}$
- Poutre (30*60) $\Rightarrow 0.3*0.6*2500 = 450 \text{ kg/ml} = 0.45 \text{ t/ml}$

➤ Pouter secondaire:

- Poutre (30*35) $\Rightarrow 0.3*0.35*2500 = 262.5 \text{ kg/ml} = 0.2625 \text{ t/ml}$

II.3 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) d'un niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C. 2.2** charges permanentes et charges d'exploitation (**art 6.3**).

❖ La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse inaccessible : Q_0 .

Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.

Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Pour notre projet on applique la loi comme suit :

Etage 13 : Q_0

Etage 12 : $Q_0 + Q_1$

Etage 11 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 10 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 09 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 08 : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 07 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 06 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage 05 : $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Etage 04 : $Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Etage 03 : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Etage 02 : $Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

Etage 01 : $Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

On effectuera la descente de charges pour le poteau comme la figure suivante montre :

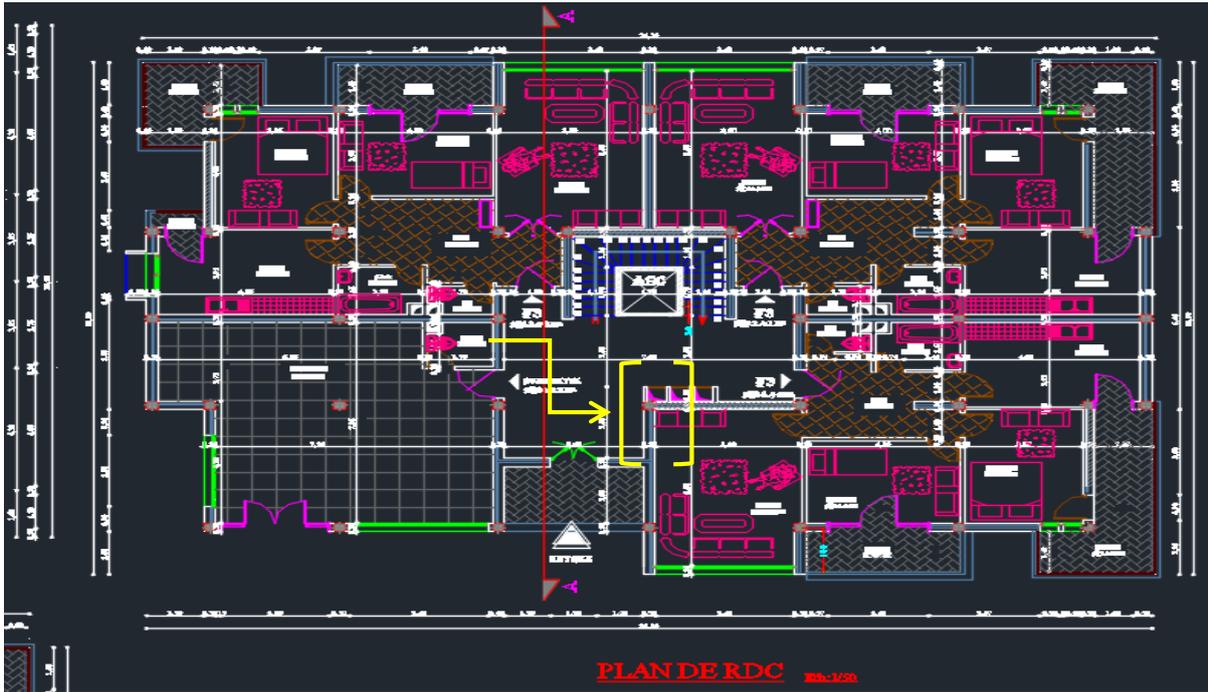


Figure. II.9 Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

« plan d'architecture »

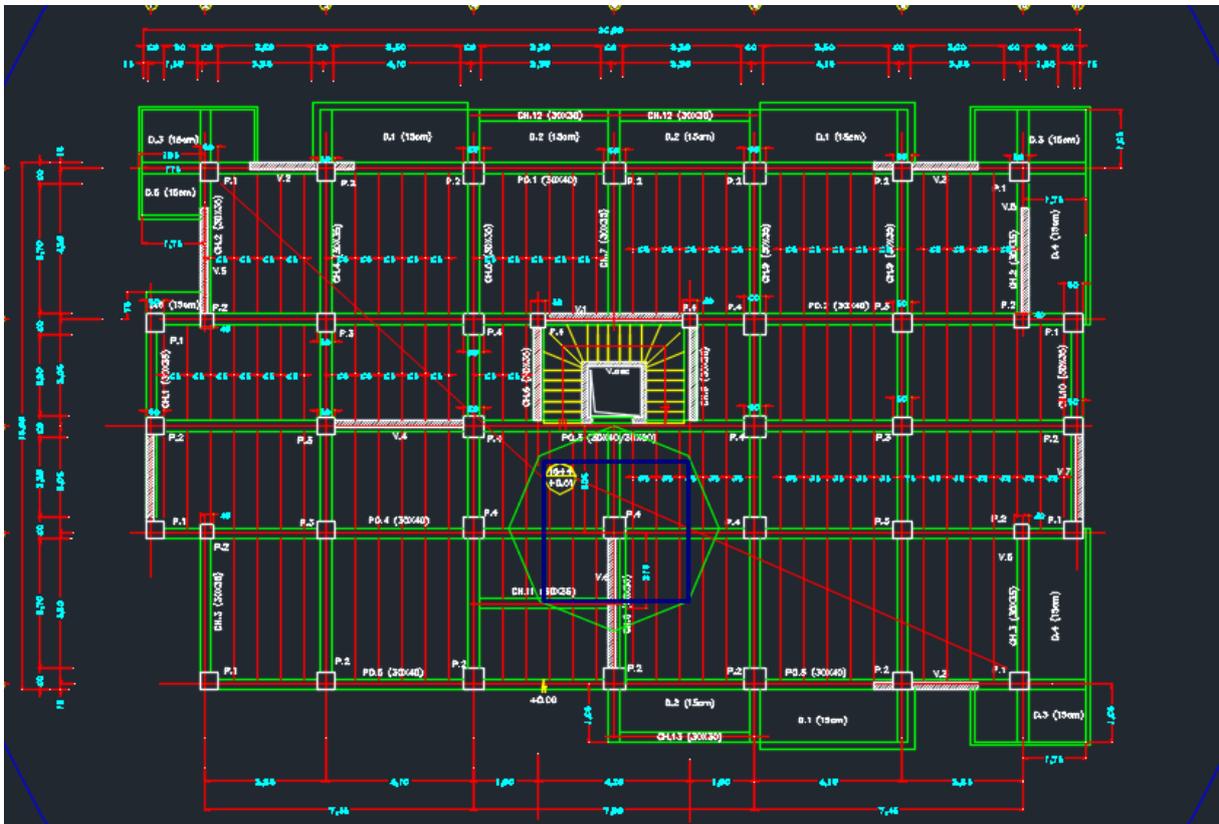
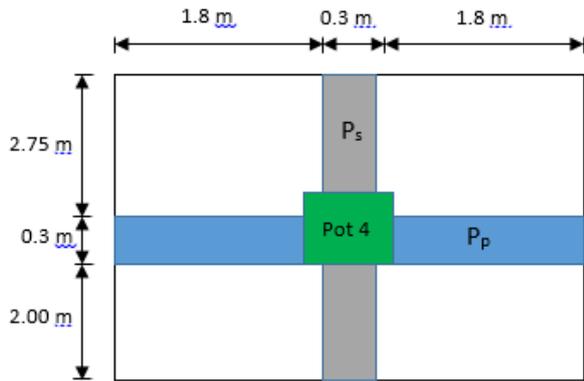


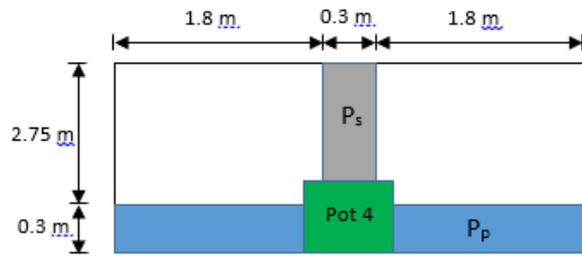
Figure. II.10 Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

« plan de coffrage »

On prend notre poteau de descente de charge comme suit :



Coupe de poteau de descente de charge « Pot 4 »
Pour Terrasse accessible et étage courant



Coupe de poteau de descente de charge « Pot 4 »
pour Terrasse inaccessible (Comble)

Figure. II.11 poteau de descente de charge « P4 » pour les terrasse accessible et inaccessible

S = Surface afférente (1) : (T.acc / E.c)

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.75 * 1.8 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2 * 1.8 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S = 17.1 \text{ m}^2$$

$$S' = S_1 + S_2$$

$$S_1 = 2.75 * 1.8 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S' = 9.9 \text{ m}^2$$

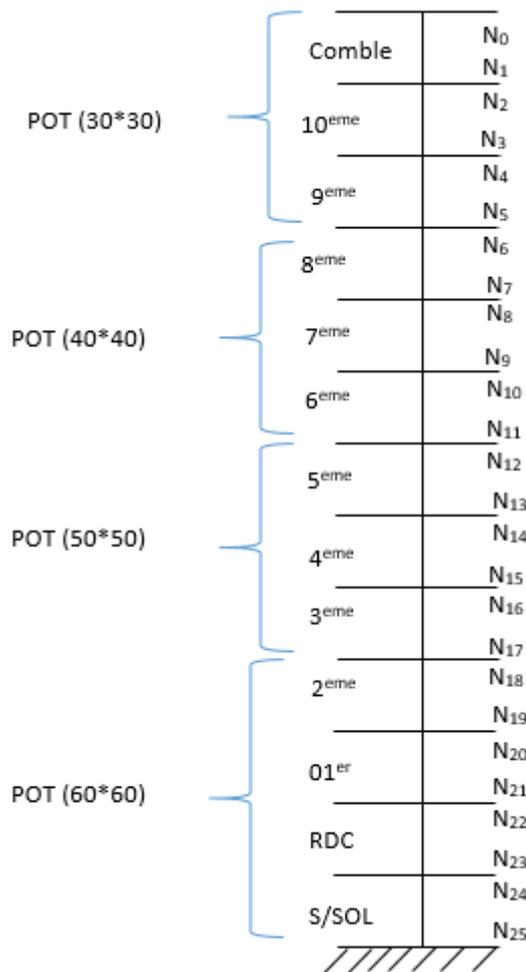


Figure. II.12 chemin de descente de charge

II.4 Récapitulation des résultats de descente de charges:

Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge.

Tableau II.10: Résultat de vérification à la compression centré pour le poteau P4

Niveaux	Eléments	G (t)	G _t (t)
N_0	Plancher terrasse inaccessible Poutres principales Poutres secondaires	$0.57 * S' = 0.57 * 9.9 = 5.64$ $0.3 * (1.8+1.8) = 1.08$ $0.2625 * (2.75+2) = 1.25$	7.97
N_1	N_0 Poteau (30*30)	7.97 $0.225 * H_{ét} = 0.225 * 3.06 = 0.69$	8.66
N_2	N_1 Plancher terrasse accessible Poutres principales Poutres secondaires	8.66 $0.64 * S = 0.64 * 17.10 = 10.94$ $0.3 * (1.8+1.8) = 1.08$ 1.25	21.93
N_3	N_2 Poteau (30*30)	21.93 0.69	22.62
N_4	N_3 Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	22.62 $0.55 * S = 0.55 * 17.1 = 9.405$ 1.08 1.25	34.35
N_5	N_4 Poteau (30*30)	34.35 0.69	35.04
N_6	N_5 Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	35.04 9.405 $0.3 * (1.75+1.75) = 1.05$ $0.2625 * (2.65+2) = 1.22$	46.72
N_7	N_6 Poteau (40*40)	46.72 $0.4 * H_{ét} = 0.4 * 3.06 = 1.22$	47.94
N_8	N_7 Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	47.94 9.405 1.05 1.22	59.62
N_9	N_8 Poteau (40*40)	59.62 1.22	60.84

N_{10}	N ₉ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	60.84 9.405 1.05 1.22	72.52
N_{11}	N ₁₀ Poteau (40*40)	72.52 1.22	73.74
N_{12}	N ₁₁ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	73.74 9.405 $0.3*(1.7+1.7) = 1.02$ $0.2625*(2.55+2) = 1.19$	85.36
N_{13}	N ₁₂ Poteau (50*50)	85.36 $0.625*H_{ét} = 0.625*3.06 = 1.91$	87.27
N_{14}	N ₁₃ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	87.27 9.405 1.02 1.19	98.88
N_{15}	N ₁₄ Poteau (50*50)	98.88 1.91	100.79
N_{16}	N ₁₅ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	100.79 9.405 1.02 1.19	112.405
N_{17}	N ₁₆ Poteau (50*50)	112.405 1.91	114.315
N_{18}	N ₁₇ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	114.315 9.405 $0.3*(1.65+1.65) = 0.99$ $0.2625*(2.45+2) = 1.17$	125.88
N_{19}	N ₁₈ Poteau (60*60)	125.88 $0.9*H_{ét} = 0.9*3.06 = 2.754$	128.634
N_{20}	N ₁₉ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	128.634 9.405 0.99 1.17	140.199
N_{21}	N ₂₀ Poteau (60*60)	140.199 2.754	142.953
N_{22}	N ₂₁ Plancher étage courant Poutres principales Poutres secondaires	142.953 9.405 0.99 1.17	154.518
N_{23}	N ₂₂ Poteau (60*60) $H_{ét}=4.08m$	154.518 $0.9*H_{ét} = 0.9*4.08 = 3.672$	158.19
N_{24}	N ₂₃ Plancher RDC Poutres principales Poutres secondaires	158.19 $0.55 * S_{RDC} = 0.55*16.56 = 9.108$ 0.99 $0.2625*(2.45+2+1.8) = 1.64$	169.93
N_{25}	N ₂₄ Poteau (60*60) $H_{ét}=4.08m$	169.93 3.672	173.6

Donc :

$$G_T = 173.6 \text{ t}$$

4.1 L'application de la loi de dégression

$$Q_0 = 0.1 [2.75*(1.8+1.8)] = 0.99 \text{ t}$$

$$Q_1 = 0.99 + 0.15 [(2+2.75)*(1.8+1.8)] = 3.55 \text{ t}$$

$$Q_2 = 0.99 + 0.95 [2.565 + 0.15*((2+2.75)*(1.8+1.8))] = 5.86 \text{ t}$$

$$Q_3 = 0.99 + 0.90 [2.565 + 2.565] = 7.92 \text{ t}$$

$$Q_4 = 0.99 + 0.85 [2.565 + 2.565 + 2.565] = 9.71 \text{ t}$$

$$Q_5 = 0.99 + 0.80 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 11.25 \text{ t}$$

$$Q_6 = 0.99 + 0.75 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 12.53 \text{ t}$$

$$Q_7 = 0.99 + 0.71 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 13.74 \text{ t}$$

$$Q_8 = 0.99 + 0.69 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 15.15 \text{ t}$$

$$Q_9 = 0.99 + 0.67 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 16.46 \text{ t}$$

$$Q_{10} = 0.99 + 0.65 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 17.66 \text{ t}$$

$$Q_{11} = 0.99 + 0.64 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 19.05 \text{ t}$$

$$Q_{12} = 0.99 + 0.63 [2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565 + 2.565] = 20.38 \text{ t}$$

les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 La loi de dégression pour le poteau P4.

Qi	Q (t)
Q ₀	0.99
Q ₁	3.55
Q ₂	5.86
Q ₃	7.92
Q ₄	9.71
Q ₅	11.25
Q ₆	12.53
Q ₇	13.74
Q ₈	15.15
Q ₉	16.46
Q ₁₀	17.66
Q ₁₁	19.05
Q ₁₂	20.38

Donc :

$$Q_T = 20.38 \text{ t}$$

Alors :

$$N_U' = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$= 1.35 (173.6) + 1.5(20.38)$$

$$N_U' = 264.93 \text{ t}$$

4.2 Verification du Poteau:

Afin de tenir compte de la continuité des portiques le règlement de BAEL (art B.8.1.1)

A exigé une majoration de l'effort ultime de :

- 10% pour le cas des bâtiments comporte ou moins 3 travée
- 15 % pour les bâtiments à 2 travées

Alors :

$$N_U = N_U' * 1.1 = 264.93 * 10^4 * 1.1 = 291.42 * 10^4 \text{ N}$$

$$N_U = 291.42 * 10^4 \text{ N}$$

- **Vérification selon critère de résistance :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ tel que } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- **Exemple de calcul poteau a la base (60*60)**

$$N_U = 291.42 * 10^4 \text{ N} ; B = 0.36 \text{ m}^2 = 36 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 8.095 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Les résultats des contraintes pour les autres poteaux se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux les plus sollicité.

Poteau de niveau	Nu (t)	B (m ²)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
Comble	14.49	0.09	1.61	14,2	Vérifiée
10 ^{eme}	39.45	0.09	4.38	14,2	Vérifiée
9 ^{eme}	61.7	0.09	6.85	14,2	Vérifiée
8 ^{eme}	84.26	0.16	5.26	14,2	Vérifiée
7 ^{eme}	106.37	0.16	6.65	14,2	Vérifiée
6 ^{eme}	128.06	0.16	8.00	14,2	Vérifiée
5 ^{eme}	150.27	0.25	6.01	14,2	Vérifiée
4 ^{eme}	172.34	0.25	6.89	14,2	Vérifiée
3 ^{eme}	194.75	0.25	7.79	14,2	Vérifiée

2 ^{eme}	218.18	0.36	6.06	14,2	Vérifiée
1 ^{er}	241.42	0.36	6.70	14,2	Vérifiée
RDC	266.34	0.36	7.39	14,2	Vérifiée
S/SOL	291.42	0.36	8.095	14,2	Vérifiée

• Vérification selon le critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL (art B.8.4, 1) les poteaux doivent être vérifiés à l'Etat limite de déformation

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(BAEL Article B. 8.4, 1)} \quad (*)$$

Avec :

- Br. = (b - 2) × (h - 2) : section réduite du poteau
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement (λ)
- As : section d'armature comprimée.
- γ_s = 1,15 : coefficient de sécurité de l'acier.
- f_e = 400 MPa

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * (\frac{\lambda}{35})^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 * (\frac{50}{\lambda})^2 & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0,7 \times l_0$ (BAEL91 article B.8.3,31)

l_0 : Hauteur libre du poteau $l_0 = 4.08 \text{ m}$ (RDC ; S/SOL)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{a*b}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{a*b^3}{12} = \frac{a^4}{12}$ Section des poteaux : carrés

• Exemple de calcul :

➤ Vérification du poteau (50*50) de RDC ou S/SOL qui sont les plus élancés :

Pour RDC on a $l_0 = 4.08 \text{ m}$ \Rightarrow $l_f = 2.856 \text{ m}$

$$I = \frac{0.6^4}{12} = 0.0108 \text{ m}^4 \quad \Rightarrow \quad i = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.17 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.17} = 16.8 \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{16.8}{35}\right)^2} = 0.81$$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \text{ à } 1,2 \text{ \%}] Br \Rightarrow A_s = 1\% Br$

D'après la formule (*) :

$$Br_{calcul} \geq \frac{N_U}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br_{calcul} \geq \frac{266.34 * 10^4}{0.85 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right]}$$

$$Br_{calcul} \geq 149484.93 \text{ mm}^2$$

$$Br_{calcul} \geq 0.149 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$Br = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2 * 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

$$Br = 0.3364 \text{ m}^2 \geq 0.149 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à chaque niveau :

Tableau II.13 : Vérification des poteaux au flambement

Poteau de niveau	Nu (t)	λ	α	$Br \geq B_{r_{calcul}}$		Observation
				Br (m ²)	$B_{r_{calcul}}$ (m ²)	
Comble	14.49	24.9	0.77	0.078	0.0085	Vérifiée
10 ^{eme}	39.45	24.9	0.77	0.078	0.0233	Vérifiée
9 ^{eme}	61.7	24.9	0.77	0.078	0.0364	Vérifiée
8 ^{eme}	84.26	18.62	0.8	0.1444	0.0478	Vérifiée
7 ^{eme}	106.37	18.62	0.8	0.1444	0.0604	Vérifiée
6 ^{eme}	128.06	18.62	0.8	0.1444	0.0727	Vérifiée
5 ^{eme}	150.27	14.87	0.82	0.2304	0.0833	Vérifiée
4 ^{eme}	172.34	14.87	0.82	0.2304	0.0955	Vérifiée
3 ^{eme}	194.75	14.87	0.82	0.2304	0.1079	Vérifiée
2 ^{eme}	218.18	12.6	0.83	0.3364	0.1195	Vérifiée
1 ^{er}	241.42	12.6	0.83	0.3364	0.1322	Vérifiée
RDC	266.34	16.8	0.81	0.3364	0.1494	Vérifiée
S/SOL	291.42	16.8	0.81	0.3364	0.1635	Vérifiée

➤ **Vérification selon RPA99 (art 7.4.1) :**

Tableau II.14 : Vérification à l'exigence du RPA pour les poteaux

Poteau (b×h)	Condition (1)	Condition (2)		Condition (3)	Observation
	Min (b ; h) ≥ 25	Min (b : h) ≥ $h_e/20$		0,25 < b/h < 4	
(30×30)	30	13,3		1	Vérifiée
(40×40)	40	13,3		1	Vérifiée
(50×50)	50	13.3		1	Vérifiée
(60×60)	60	1 ^{er} ; 2 ^{eme}	13,3	1	Vérifiée
		RDC S/SOL	18.4		

II.5 Conclusion Générale :

➤ **Plancher :**

- **Pour corps creux :**

16 + 4 pour tous les étages : Terrasse inaccessible + accessible ; Etage courant ; RDC ; S/SOL

- **Pour les dalles pleines :**

Tous les dalles pleines avec une épaisseur ($e = 15$ cm)

➤ **Poutres :**

- Les poutres principales : (30×40) ; (30×60)

- Les poutres secondaires : (30×35) ; Avec Chinages de (30×30)

➤ **Les escaliers :**

Pour tous les étages, on prend un escalier d'épaisseur ($e = 15$ cm)

➤ **Les voiles :**

Pour tous les étages, on prend un voile d'épaisseur ($e = 20$ cm)

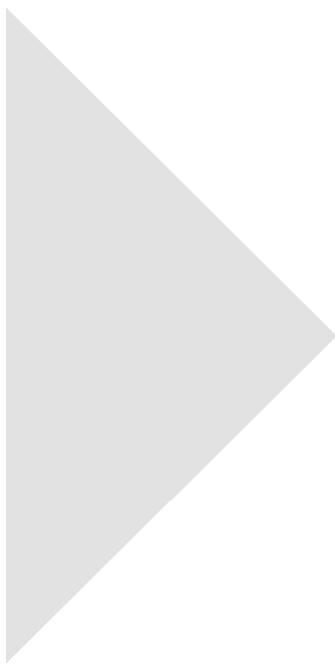
➤ **Les Poteaux :**

- (30×30): Comble ; 10^{eme} et 9^{eme} étage.

- (40×40): 8^{eme} ; 7^{eme} et 6^{eme} étage.

- (50×50): 5^{eme} ; 4^{eme} et 3^{eme} étage.

- (60×60): 2^{eme} ; 1^{er} ; RDC et S/SOL .



CHAPITRE 03

Etude de plancher

III Les planchers :

III .1 Introduction :

Les planches sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sols.

* Deux fonctions principales leur sont dévolues :

- Fonction de résistance : les planches supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

III .2 Type des planchers :

Les planches en béton armé peuvent être :

- Des dalles réalisées entièrement sur place : dalle pleine, dalle à nervures, dalle à corps creux...etc.
- Nécessitant la construction d'un coffrage
- Des dalles préfabriquées : dont les éléments préfabriqués constituent en quelque sorte de coffrage.
- Des dalles entièrement préfabriquées : qui libérées d'usines, constituent l'élément porteur complet.

2.1 Choix de type de plancher :

Dans une autre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

- nature des charges appliquées : absence de charges concentrées importantes.
- il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- bonne isolation thermique et acoustique.
- exécution simple et rapide.

III .3 Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées, peut être amené à calculer,

- soit en poutre isostatique par RDM.
- Soit en poutre hyperstatique par la méthode : **Caquot et forfaitaire**

Domaine de validité de la méthode forfaitaire :

- Selon BAEL 91

Cette méthode est applicable lorsque :

- Les charges d'exploitation sont modérées, c'est-à-dire : $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5\text{KN/m}^2$
- Le moment d'inertie des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes (b, h, b_0 , h_0) pour les travées).
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Dans le cas où une au moins de ces condition n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot.

III .4 Etape de calcul par la méthode de Caquot :

Cette méthode applique initialement pour les poutrelles non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux.

Elle est basée sur la théorie générale des poutres continues et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaire des poteaux.

Moment en appuis :

Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{-ql^2}{8} \quad (\text{Moment isostatique})$$

Moment sur appuis central :

$$(\text{Voisine de rive, Intermédiaire}) M_a = \frac{Pw(l'w)^3 - Pe(l'e)^3}{8,5l'w + l'e}$$

$l'w$: pour la travée de

gauche $l'e$: pour la travée

de droit Sont déterminée

par :

$l' = l$ pour un travée de rive

$l' = 0,8 l$ pour un travée intermédiaire

Pw, Pe : les charges uniformément réparties à gauche et droit de l' appui

Moment max en travée :

$$M_{T(x)} = \frac{q \cdot x}{2} (l-x) + \frac{M_e - M_w}{l} x + M_w$$

Le moment est maximum lorsque:

$$\frac{dT(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{ql}$$

L'effort tranchant :

$$T(x) = ql \frac{M_e - M_w}{x} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l}$$

4.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Condition d'application de la méthode **Forfaitaire** :

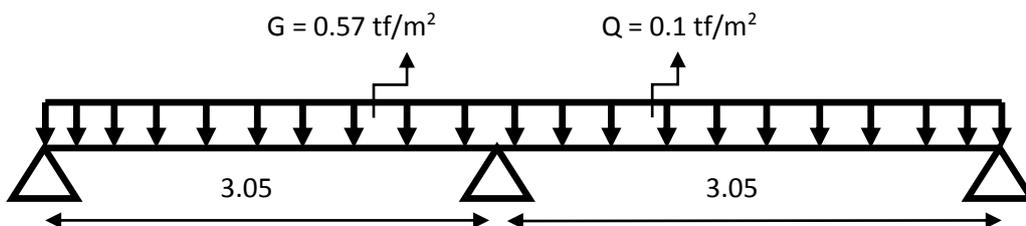


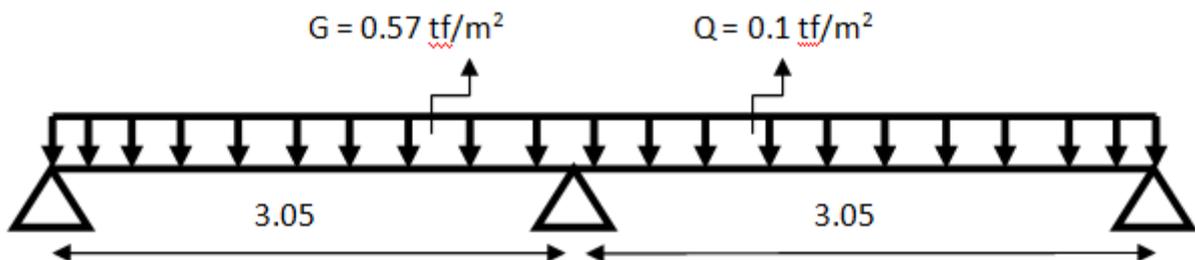
Figure III.1 : Schéma statique de calcul de plancher terrasse inaccessible

- La fissuration préjudiciable Condition non vérifiée
- le rapport des deux travées voisines et entre 0,8 et 1,25
 $\frac{L1-2)}{(L2-3)} = \frac{3,05}{3,05} = 1$ condition vérifiée
- $Q \leq \max[2 \times G ; 500 \text{ kgf}/\text{m}^2]$
 $Q = 0,1 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2} \leq 2 \times G = 2 \times 0,57 = 1,14 \text{tf}/\text{m}^2$ Condition vérifiée
- Tout les travées on le même moment d'inertie condition vérifiée
 - La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Donc la méthode de calcul sera celle de **Caquot** :

- Charge est combinaison

Schéma statique de calcul :



$$G = 0,57 \text{ tf}/\text{m}^2$$

$$Q = 0,100 \text{ tf}/\text{m}^2$$

$$q_g = 0,57 \times 0,65 = 0,370 \text{ tf}/\text{m}$$

$$q_q = 0,100 \times 0,65 = 0,065 \text{ tf}/\text{m}$$

Les moments sur appuis :

Remarque : on prend le coefficient (m = 0,7)

Sous G :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 \qquad M_0 = q_g \times \frac{l^2}{8} = \frac{0,370 \times 3,05^2}{8}$$

$$M_0 = 0,430 \text{ tf.m}$$

$$M_1 = -0,2 \times 0,430 = - 0,086 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l'w^3 + q_e \times l'e^3}{8,5(l'w + l'e)} \quad (\text{m})$$

$$M_2 = \frac{-3,70 \times (3,05)^3 + 3,70(3,05)^3}{8,5(3,05+3,05)} \times 0,7$$

$$M_2 = \frac{-34,42+34,42}{51,85} \times 0,7 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = -0,2 M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,370 \times \frac{(3,05)^2}{8}$$

$$M_4 = -0,086 \text{ tf.m}$$

Les moments en travées :

L'expression de $M(x)$ s'écrit sous la forme :

$$M(x) = q \times \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

- **Travée (1-2)**

$$M_w = -0,086 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,370 \times \frac{3,05}{2} x - 0,370 \frac{x^2}{2} - 0,086 + \frac{0+0,086}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,564(x) - 0,370 \frac{x^2}{2} - 0,086 + 0,028 \times (x)$$

$$M(x) = 0,592(x) - 0,370 \frac{x^2}{2} - 0,086$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,592 - 0,370(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,592 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,536 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,592 - 0,370(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,592}{-0,370} = 1,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,60) &= 0,592(1,60) - 0,370 \frac{(1,60)^2}{2} - 0,086 \\ &= 0,947 - 0,47 - 0,086 = 0,391 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- **Travée (2-3)**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,086 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,370 \times \frac{3,05}{2} x - 0,370 \frac{x^2}{2} + 0 + \frac{-0,086+0}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,564(x) - 0,370 \frac{x^2}{2} - 0,028 \times (x)$$

$$M(x) = 0,518(x) - 0,370 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,518 - 0,370(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,518 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,61 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,518 - 0,370(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,518}{-0,370} = 1,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,4) &= 0,518(1,4) - 0,370 \frac{(1,4)^2}{2} \\ &= 0,725 - 0,363 = 0,362 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

Calcul de (M) et (T) sous Q

On n'introduit pas le coefficient ($m = 0,7$)

$$q_q = 0,065 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,065 \times \frac{3,05^2}{8}$$

$$M_1 = -0,015 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l_w^3 + q_e (l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = \frac{-0,065 \times (3,05)^3 + 0,065(3,05)^3}{8,5(3,05 + (3,05))}$$

$$M_2 = \frac{-0,60 + 0,60}{51,85} = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,065 \times \frac{3,05^2}{8}$$

$$M_3 = -0,015 \text{ tf.m}$$

Les moments en travée :

$$M(x) = q_Q \times \frac{l}{2} x - q_Q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

Travée (1-2) :

$$M_w = -0,015 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,065 \times \frac{3,05}{2} x - 0,065 \frac{x^2}{2} - 0,015 + \frac{0+0,015}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,099(x) - 0,065 \frac{x^2}{2} - 0,015 + 0,005 \times (x)$$

$$M(x) = 0,104(x) - 0,065 \frac{x^2}{2} - 0,015$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,104 - 0,065(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,104 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,094 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,104 - 0,065(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,104}{-0,065} = 1,6 \text{ m}$$

$$M_t = M(1,6) = 0,104(1,6) - 0,065 \frac{(1,6)^2}{2} - 0,015$$

$$= 0,166 - 0,083 - 0,015 = 0,068 \text{ tf.m}$$

• Travée (2-3) :

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,015 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,065 \times \frac{3,05}{2} x - 0,065 \frac{x^2}{2} + 0 + \frac{-0,015+0}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,099(x) - 0,065 \frac{x^2}{2} + 0 - 0,0049 \times (x)$$

$$M(x) = 0,094(x) - 0,065 \frac{x^2}{2} + 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,094 - 0,065(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,094 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,104 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,094 - 0,065(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,094}{-0,065} = 1,44 \text{ m}$$

$$M_t = M(1,44)$$

$$= 0,094(1,44) - 0,065 \frac{(1,44)^2}{2} + 0$$

$$= 0,135 - 0,067 + 0 = 0,068 \text{ tf.m}$$

Sous G:

- Travée (1-2) :

$$M_w = -0,086 \text{ tf.m} \quad M_e = 0 \text{ tf.m} \quad M_t = 0,391 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,592 \text{ tf.} \quad T_e = -0,536 \text{ tf.}$$

- Travée (2-3) :

$$M_w = 0 \text{ tf.m} \quad M_e = -0,086 \text{ tf.m} \quad M_t = 0,362 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,518 \text{ tf.} \quad T_e = -0,61 \text{ tf.}$$

Sous Q:

- Travée (1-2) :

$$M_w = -0,015 \text{ tf.m} \quad M_e = 0 \text{ tf.m} \quad M_t = 0,068 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,104 \text{ tf.} \quad T_e = -0,094 \text{ tf.}$$

- Travée (2-3) :

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,015 \text{ tf.m}$$

$$M_t = 0,068 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,094 \text{ tf.}$$

$$T_e = -0,104 \text{ tf}$$

Travée	ELU					ELS				
	Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant		Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant	
	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1-2	-0,139	0	0,63	0,955	-0,865	-0,101	0	0,459	0,69 6	-0,63
2-3	0	-0,139	0,591	0,84	0,98	0	-0,101	0,43	0,61 2	-0,714

Tableau III.1 : résultats des sollicitation à L'ELU et L'ELS pour P.T.inacc

Les combinaisons :

ELU : $1,35 q_G + 1,5 q_Q$

Els : $q_G + q_Q$

Sous G :

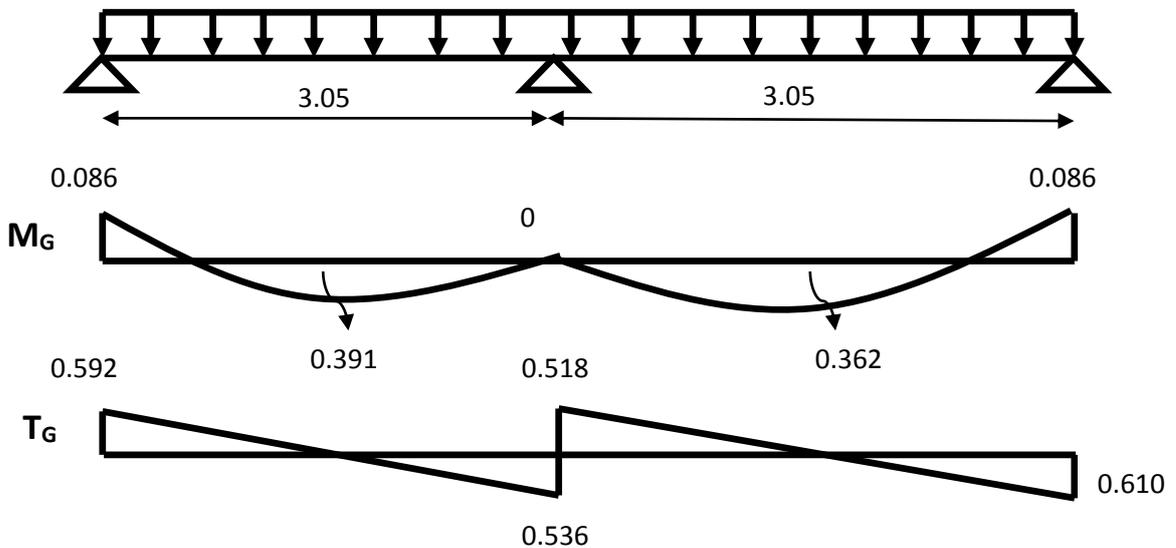


Figure III.2 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.T.inacc

Sous Q :

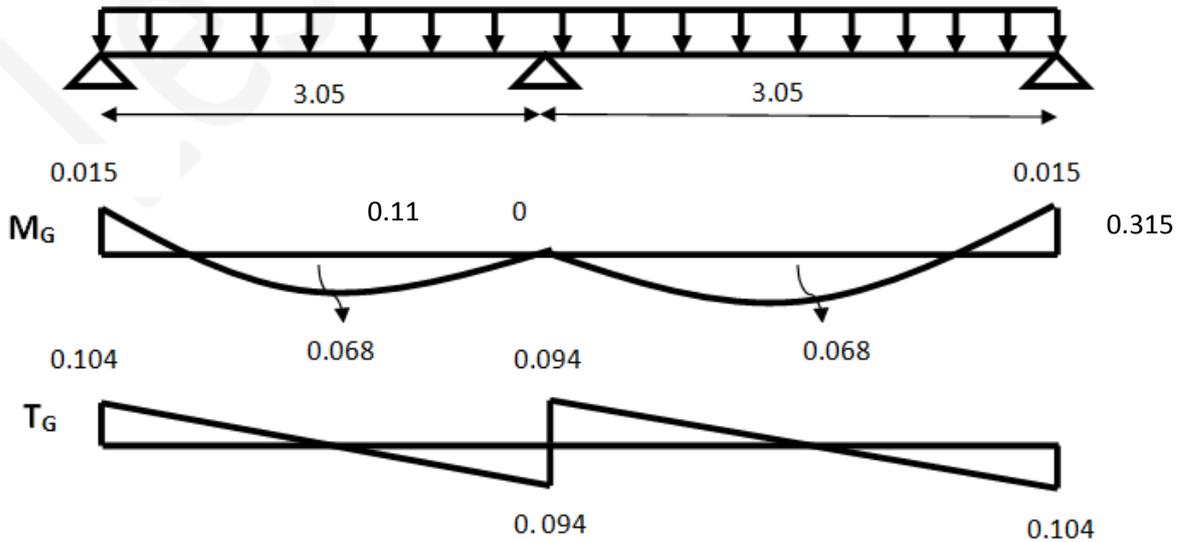


Figure III.3 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.T.inacc

4.2 Plancher terrasse accessible

- Condition d'application de la méthode forfaitaire :
 - $G = 0,64 \text{ tf/m}^2$
 - $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$ $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2 < \max \{2G ; 5\}$
 - $2 \times G = 2 \times 0,64 = 1,28 \text{ tf/m}^2$
 - $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2 < 5 \text{ tf/m}^2$ condition vérifiée
- La fissuration peu nuisible Condition vérifiée
- Toutes les travées on le même moment d'inertie condition vérifiée

- le rapport des deux travées voisines est entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L1-2}{L2-3} = \frac{4,30}{3,05} = \mathbf{1.40}$$

$$\frac{L2-3}{L3-4} = \frac{3,05}{3,05} = 1.00 \quad \dots \text{condition non vérifiée}$$

- **La méthode forfaitaire n'est pas applicable.**

Donc : la méthode de calcul sera celle de **Caquot**

➤ **Charge et combinaison :**

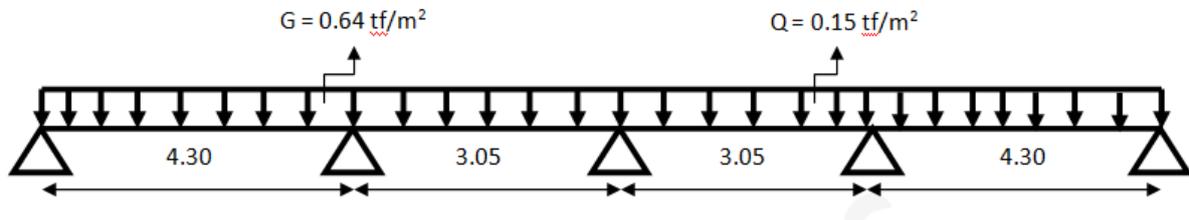


Figure III.4 : Schéma statique de calcul de plancher terrasse accessible

$$G = 0,64 \text{ tf/m}^2$$

$$Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$$

$$q_g = 0,64 \times 0,65 = 0,416 \text{ tf/m}$$

$$q_q = 0,15 \times 0,65 = 0,0975 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

Remarque : on prend le coefficient ($m = 0,7$)

Sous G :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 \qquad M_0 = q_g \times \frac{l^2}{8} = \frac{0,416 \times 4,30^2}{8}$$

$$M_0 = 0,96 \text{ tf.m}$$

$$M_1 = -0,2 \times 0,46 = -0,192 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-qw \times l'w^3 + qe \times l'e^3}{8,5(l'w + l'e)} \quad (\text{m})$$

$$M_2 = \frac{-0,416 \times (4,30)^3 + 0,416(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4,30 + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_2 = \frac{-33,07 + 6,043}{57,29} \times 0,7 = -0,330 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'e)^3}{8,5(l'w + l'e)} \quad (\text{m})$$

$$M_3 = \frac{-0,416 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,416 \times (0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_3 = \frac{0}{71,74} \times 0,7 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'e)^3}{8,5(l'w + l'e)} \quad (\text{m})$$

$$M_4 = \frac{-0,416 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,416 \times (4,30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4,30))} \times 0,7$$

$$M_4 = \frac{-6,043 + 33,07}{57,29} \times 0,7 = 0,330 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,416 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,192 \text{ tf.m}$$

Les moments en travée :

L'expression de $M(x)$ s'écrit sous la forme :

$$M(x) = q \times \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,192 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,330 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,416 \times \frac{4,30}{2} x - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,192 + \frac{-0,330 + 0,192}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,894(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,192 - 0,593 \times (x)$$

$$M(x) = 0,301(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,192$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,301 - 0,416(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,301 \text{ tf.}$$

$$X=4,30 \rightarrow T_e = -1,488 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,301 - 0,416(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,301}{-0,416} = 0,72 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(0,72) &= 0,301(0,72) - 0,416 \frac{(0,72)^2}{2} - 0,192 \\ &= 0,217 - 0,108 - 0,192 = 0,083 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

$$M_t = M(0,72) = 0,083 \text{ tf.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,330 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,416 \times \frac{3,05}{2} x - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,330 + \frac{0 - 0,330}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,634(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,330 - 0,108 \times (x)$$

$$M(x) = 0,526(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0,330$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,526 - 0,416(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,526 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,744 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,526 - 0,416(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,526}{-0,416} = 1,26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,26) &= 0,526(1,26) - 0,416 \frac{(1,26)^2}{2} - 0,330 \\ &= 0,663 - 0,330 - 0,330 = 0,003 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0,330 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,416 \times \frac{3,05}{2} x - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0 + \frac{0,330-0}{3,05} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,634(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0 + 0,108 \times (x)$$

$$M(x) = 0,742(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} - 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,742 - 0,416(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,528 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,742 - 0,416(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,742}{-0,416} = 1,78 \text{ m}$$

$$M_t = M(1,78) = 0,742(1,78) - 0,416 \frac{(1,78)^2}{2} - 0$$

$$M(2,42) = 1,32 - 0,659 - 0 = 0,661 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(1,78) = 0,661 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$M_w = 0,330 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,192 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,416 \times \frac{4,30}{2} x - 0,416 \frac{x^2}{2} + 0,330 + \frac{-0,192 - 0,330}{4,30} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,894(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} + 0,330 - 0,121 \times (x)$$

$$M(x) = 0,773(x) - 0,416 \frac{x^2}{2} + 0,330$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,773 - 0,416(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,773 \text{ tf.}$$

$$X = 4,30 \rightarrow T_e = -1,02 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,773 - 0,416(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,773}{-0,416} = 1,85 \text{ m}$$

$$M_t = M(1,85) = 0,773(1,85) - 0,416 \frac{(1,85)^2}{2} + 0,330$$

$$M(2,45) = 1,43 - 0,712 + 0,330 = 1,04 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(2,45) = 1,04 \text{ tf.m}$$

Calcul de (M) et (T) sous Q

$$q_q = 0,0975 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,0975 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_1 = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l_w^3 + q_e (l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = \frac{-0,0975 \times (4,30)^3 + 0,0975(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4,30 + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_2 = \frac{-7,75 + 1,42}{57,29} = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-0,0975 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,0975(0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_3 = \frac{0}{41,48} = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-0,0975 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,0975(4,30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4,30))}$$

$$M_4 = \frac{-1,42 + 7,75}{57,29} = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_Q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,0975 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,045 \text{ tf.m}$$

Les moments en travées :

$$M(x) = q_Q \times \frac{l}{2} x - q_Q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{4,30}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,045 + \frac{-0,110 + 0,045}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,210(x) - 0,0975 - 0,045 - 0,015 \times (x)$$

$$M(x) = 0,195(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,045$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,195 - 0,0975(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,195 \text{ tf.}$$

$$X = 4,30 \rightarrow T_e = -0,225 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,195 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,195}{-0,0975} = 2,0 \text{ m}$$

$$M_t = M(2) = 0,195(2) - 0,0975 \frac{(2)^2}{2} - 0,045$$

$$= 0,390 - 0,195 - 0,045 = 0,15 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(2) = 0,15 \text{ tf.m.}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{3,05}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110 + \frac{0+0,110}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,149(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110 + 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,185(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,185 - 0,0975(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,185 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,185}{-0,0975} = 1,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,90) &= 0,185(1,90) - 0,0975 \frac{(1,90)^2}{2} - 0,110 \\ &= 0,352 - 0,176 - 0,110 = 0,066 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{3,05}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0 + \frac{0,110-0}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,149(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0 + 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,185(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,185 - 0,0975(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,185 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,185}{-0,0975} = 1,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,90) &= 0,185(1,90) - 0,0975 \frac{(1,90)^2}{2} + 0 \\ &= 0,352 - 0,176 + 0 = 0,176 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- Travée (4-5) :

$$M_w = 0.110 \text{ tf.m} \qquad M_e = -0.045 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{4.30}{2}x - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0.110 + \frac{-0.045-0.110}{4.30}.x$$

$$M(x) = 0,210(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0.110 - 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,174(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0.110$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,174 - 0,0975(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,174 \text{ tf.}$$

$$X=4.30 \rightarrow T_e = -0,246 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,174 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,174}{-0,0975} = 1.78 \text{ m} \quad M_t = M(1.78) = 0,174(1.78) - 0,0975 \frac{(1.78)^2}{2} + 0.110$$

$$= 0,310 - 0,154 + 0.110 = 0,266 \text{ tf.m}$$

Sous G :

- Travée (1-2) :

$$M_w = -0,192 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,301 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,330 \text{ tf.m} \qquad T_e = -1.488 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,083 \text{ tf.m}$$

- Travée (2-3) :

$$M_w = -0,330 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,526 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,744 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,003 \text{ tf.m}$$

- Travée (3-4) :

$$M_w = 0 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0,330 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,528 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,661 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5):**

$$M_w = 0.330 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,773 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,192 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -1.02 \text{ tf.}$$

$$M_t = 1.04 \text{ tf.m}$$

Sous Q :

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,195 \text{ tf}$$

$$M_e = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,225 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,15 \text{ tf.m .}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,066 \text{ tf.m}$$

- **Travée (3-4):**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0.110 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,176 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5):**

$$M_w = 0.110 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,174 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,246 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,266 \text{ tf.m}$$

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } 1,35 q_G + 1,5 q_Q$$

$$\text{Els : } q_G + q_Q$$

Travée	ELU					ELS				
	Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant		Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant	
	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1-2	-0.327	-0.611	0.337	1.936	-2.233	-0.237	-0.440	0.233	0.496	-1.713
2-3	-0.610	0	0.102	0.988	-1.177	-0.440	0	0.069	0.711	-0.859
3-4	0	0.610	1.156	1.279	-0.886	0	0.440	0.837	0.927	-0.643
4-5	0.610	-0.327	1.803	1.305	-1.746	0.440	-0.237	1.306	0.907	-1.266

Tableau III.2 : résultats des sollicitation à L'ELU et L'ELS pour Plancher.T. acc

Sous G :

Diagramme des moments M_G et des efforts T_G

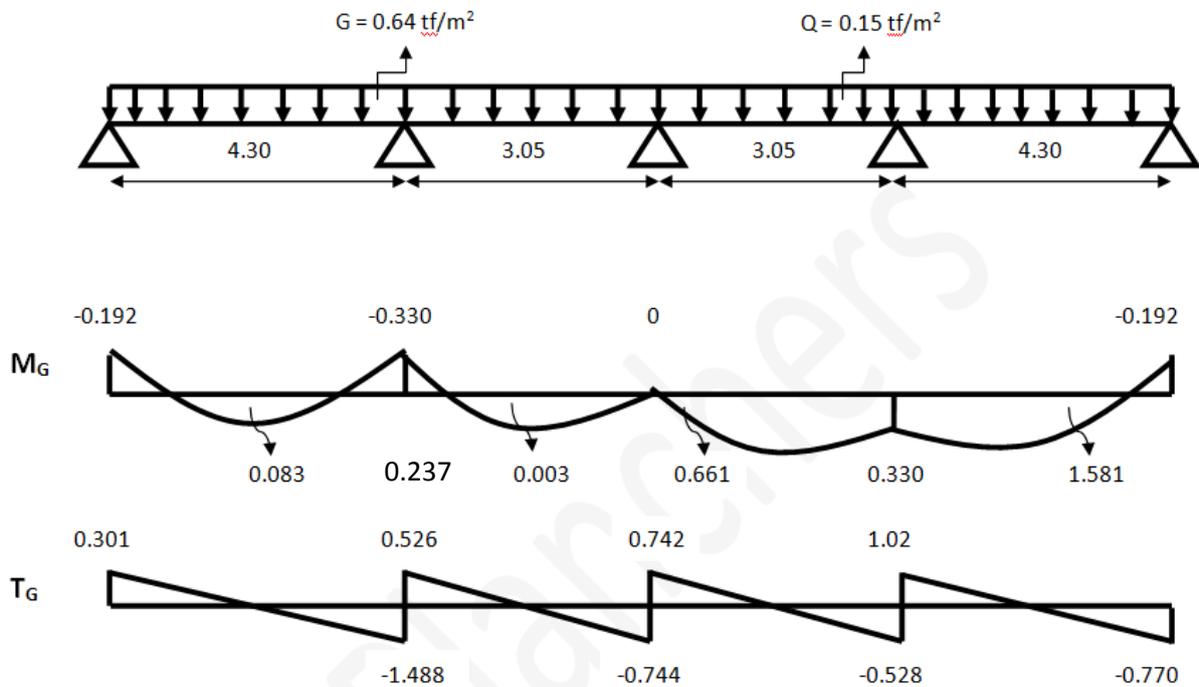


Figure III.5 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.T. acc

Sous Q :

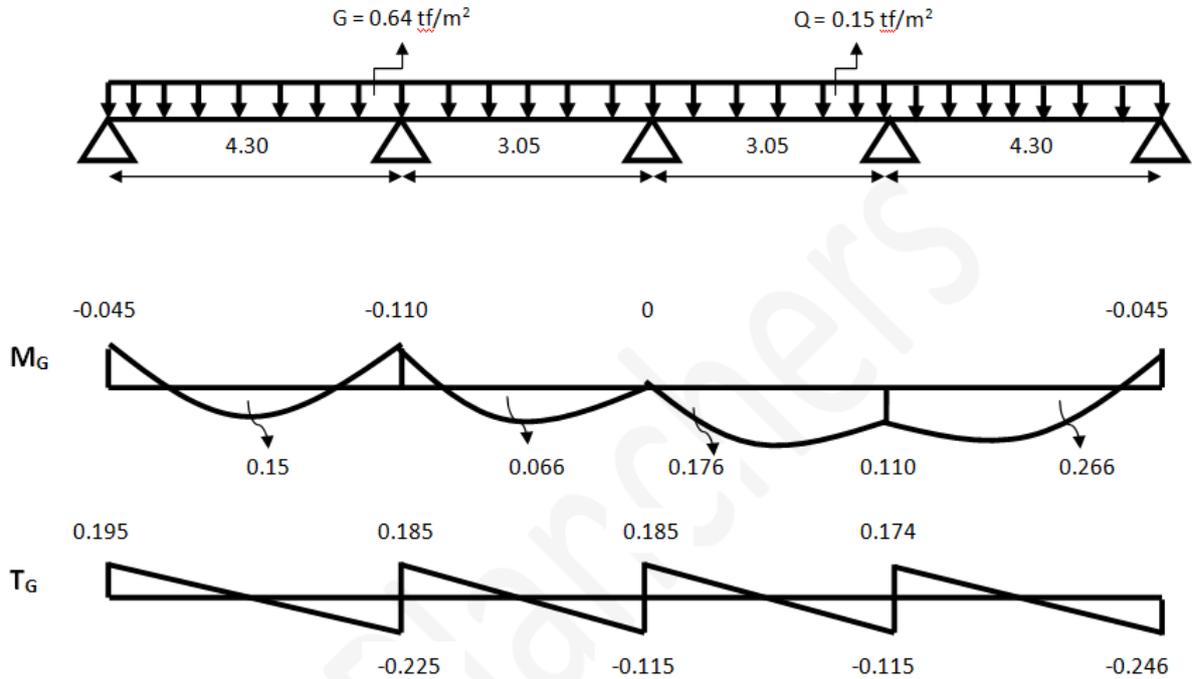


Figure III.6 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.T.acc

4.3 Plancher étage courant

- Condition d'application de la méthode forfaitaire :

- $G = 0,55 \text{ tf/m}^2$

- $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$ $Q = 0,15 \text{ tf/m}^2 < \max \{2G ; 5\}$

$2 \times G = 2 \times 0,55 = 1,1 \text{ tf/m}^2$

$Q = 0,15 \text{ tf/m}^2 < 5 \text{ tf/m}^2$ condition vérifiée

- La fissuration peu nuisible Condition vérifiée
- Toutes les travées on le même moment d'inertie condition vérifiée

- le rapport des deux travées voisines est entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_{1-2}}{L_{2-3}} = \frac{4,30}{3,05} = 1.40$

$\frac{L_{2-3}}{L_{3-4}} = \frac{3,05}{3,05} = 1.00$ condition non vérifiée

- La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Donc : la méthode de calcul sera celle de **Caquot**

➤ Charge et combinaison :

Schéma statique de calcul :

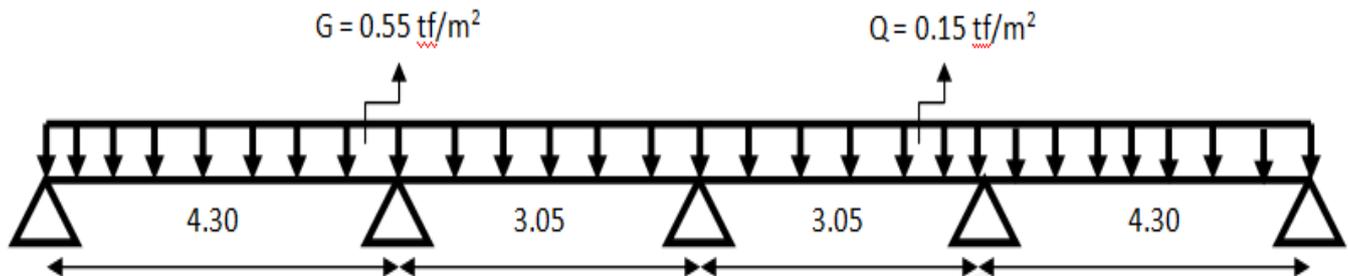


Figure III.7 : Schéma statique du calcul de plancher étage courant

$$G = 0,55 \text{ tf/m}^2$$

$$Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$$

$$q_g = 0,55 \times 0,65 = 0,358 \text{ tf/m}$$

$$q_q = 0,15 \times 0,65 = 0,0975 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

Remarque : on prend le coefficient ($m = 0,7$)

Sous G :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 \quad M_0 = q_g \times \frac{l^2}{8} = \frac{0,358 \times 4,30^2}{8}$$

$$M_0 = 0,83 \text{ tf.m}$$

$$M_1 = -0,2 \times 0,83 = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l'w^3 + q_e \times l'e^3}{8,5(l'w + l'e)} \quad (m)$$

$$M_2 = \frac{-0,358 \times (4,30)^3 + 0,358(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4,30 + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_2 = \frac{-28,46 + 5,2}{57,29} \times 0,7 = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'e)^3}{8,5(l'w + l'e)} \cdot (m)$$

$$M_3 = \frac{-0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_3 = \frac{0}{71,74} \times 0,7 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'e)^3}{8,5(l'w + l'e)} \cdot (m)$$

$$M_4 = \frac{-0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,358 \times (4,30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4,30))} \times 0,7$$

$$M_4 = \frac{-5,2 + 28,46}{57,29} \times 0,7 = 0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,358 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,165 \text{ tf.m}$$

Les moments en travée :

L'expression de $M(x)$ s'écrit sous la forme :

$$M(x) = q \times \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{4,30}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165 + \frac{-0,284 + 0,165}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,770(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165 - 0,028 \times (x)$$

$$M(x) = 0,742(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,742 - 0,358(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$X = 4,30 \rightarrow T_e = -0,797 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,742 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,742}{-0,358} = 2,07 \text{ m}$$

$$M_t = M(2,07) = 0,742(2,07) - 0,358 \frac{(2,07)^2}{2} - 0,165$$

$$=1,536 - 0,767 - 0,165 = 0,604 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(2.07) = 0,604 \text{ tf.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{3,05}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284 + \frac{0-0,284}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,546(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284 - 0,093 \times (x)$$

$$M(x) = 0,453(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,453 - 0,358(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,453 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,453}{-0,358} = 1,26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,26) &= 0,453(1,26) - 0,358 \frac{(1,26)^2}{2} - 0,284 \\ &= 0,570 - 0,284 - 0,284 = 0,002 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0,284 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{3,05}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0 + \frac{0,284-0}{3,05} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,546(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0 + 0,093 \times (x)$$

$$M(x) = 0,453(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,453 - 0,358(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,453 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,453}{-0,358} = 1.26 \text{ m}$$

$$M_t = M(1.26) = 0,453(1.26) - 0,358 \frac{(1.26)^2}{2} - 0$$

$$M(1.26) = 0.570 - 0.284 - 0 = 0,286 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(1.26) = 0,286 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5) :**

$$M_w = 0.284 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0.165 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{4.30}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0.284 + \frac{-0.165 - 0.284}{4.30} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,770(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0.284 - 0,104 \times (x)$$

$$M(x) = 0.666(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0.284$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0.666 - 0,358(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0.666 \text{ tf.}$$

$$X = 4.30 \rightarrow T_e = -0,873 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0.666 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0.666}{-0,358} = 1.86 \text{ m}$$

$$M_t = M(1.86) = 0.666(1.86) - 0,358 \frac{(1.86)^2}{2} + 0.284$$

$$M(1.86) = 1.239 - 0.619 + 0.284 = 0.904 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(1.86) = 0.904 \text{ tf.m}$$

Calcul de (M) et (T) sous Q

$$q_q = 0,0975 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_Q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,0975 \times \frac{4.30^2}{8}$$

$$M_1 = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l_w'^3 + q_e (l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_2 = \frac{-0,0975 \times (4,30)^3 + 0,0975(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4,30 + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_2 = \frac{-7,75 + 1,42}{57,29} = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-0,0975 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,0975(0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_3 = \frac{0}{41,48} = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-0,0975 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,0975(4,30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4,30))}$$

$$M_4 = \frac{-1,42 + 7,75}{57,29} = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_Q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,0975 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,045 \text{ tf.m}$$

Les moments en travées :

$$M(x) = q_Q \times \frac{l}{2} x - q_Q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

• Travée (1-2) :

$$M_w = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{4,30}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,045 + \frac{-0,110 + 0,045}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,210(x) - 0,0975 - 0,045 - 0,015 \times (x)$$

$$M(x) = 0,195(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,045$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,195 - 0,0975(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,195 \text{ tf.}$$

$$X = 4,30 \rightarrow T_e = -0,225 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,195 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,195}{-0,0975} = 2.0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(2) &= 0,195(2) - 0,0975 \frac{(2)^2}{2} - 0,045 \\ &= 0,390 - 0,195 - 0,045 = 0,15 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

$$M_t = M(2) = 0,15 \text{ tf.m.}$$

• **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{3,05}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110 + \frac{0+0,110}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,149(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110 + 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,185(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} - 0,110$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,185 - 0,0975(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,185 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,185}{-0,0975} = 1.90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1.90) &= 0,185(1.90) - 0,0975 \frac{(1.90)^2}{2} - 0,110 \\ &= 0,352 - 0,176 - 0,110 = 0,066 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

• **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0.110 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{3,05}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0 + \frac{0.110-0}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,149(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0 + 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,185(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,185 - 0,0975(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$X=3,05 \rightarrow T_e = -0,115 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,185 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,185}{-0,0975} = 1,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,90) &= 0,185(1,90) - 0,0975 \frac{(1,90)^2}{2} + 0 \\ &= 0,352 - 0,176 + 0 = 0,176 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

- **Travée (4-5) :**

$$M_w = 0,110 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,0975 \times \frac{4,30}{2} x - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0,110 + \frac{-0,045 - 0,110}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,210(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0,110 - 0,036 \times (x)$$

$$M(x) = 0,174(x) - 0,0975 \frac{x^2}{2} + 0,110$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,174 - 0,0975(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,174 \text{ tf.}$$

$$X=4,30 \rightarrow T_e = -0,246 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,174 - 0,0975(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,174}{-0,0975} = 1,78 \text{ m} \quad M_t = M(1,78) = 0,174(1,78) - 0,0975 \frac{(1,78)^2}{2} + 0,110$$

$$= 0,310 - 0,154 + 0,110 = 0,266 \text{ tf.m}$$

Sous G :

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,797 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,604 \text{ tf.m}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,284 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,002 \text{ tf.m}$$

- **Travée (3-4):**

$$M_w = 0 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0,284 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,286 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5):**

$$M_w = 0,284 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,666 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,165 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,873 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,904 \text{ tf.m}$$

Sous Q :

- **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,045 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,195 \text{ tf}$$

$$M_e = -0,110 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,225 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,15 \text{ tf.m .}$$

- **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,110 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,115 \text{ tf.} \qquad M_t = 0,066 \text{ tf.m}$$

- **Travée (3-4):**

$$M_w = 0 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,185 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0,110 \text{ tf.m} \qquad T_e = -0,115 \text{ tf.} \qquad M_t = 0,176 \text{ tf.m}$$

- **Travée (4-5):**

$$M_w = 0,110 \text{ tf.m} \qquad T_w = 0,174 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,045 \text{ tf.m}$$

$$T_e = -0,246 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,266 \text{ tf.m}$$

Les combinaisons :

$$\text{ELU} : 1,35 q_G + 1,5 q_Q$$

$$\text{Els} : q_G + q_Q$$

Travée	ELU					ELS				
	Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant		Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant	
	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	-0.290	-0.548	1.04	1.294	-1.413	-0.210	-0.394	0.754	0.937	-1.022
2-3	-0.584	0	0.102	0.889	-1.035	-0.394	0	0.068	0.638	-0.754
3-4	0	0.584	0.650	0.889	-1.035	0	0.394	0.462	0.638	-0.754
4-5	0.548	-0.290	1.619	1.160	-1.548	0.394	-0.210	1.170	0.840	-1.119

Tableau III.3 : résultats des sollicitations à L' ELU et L' ELS pour Plancher E.c

Sous G :

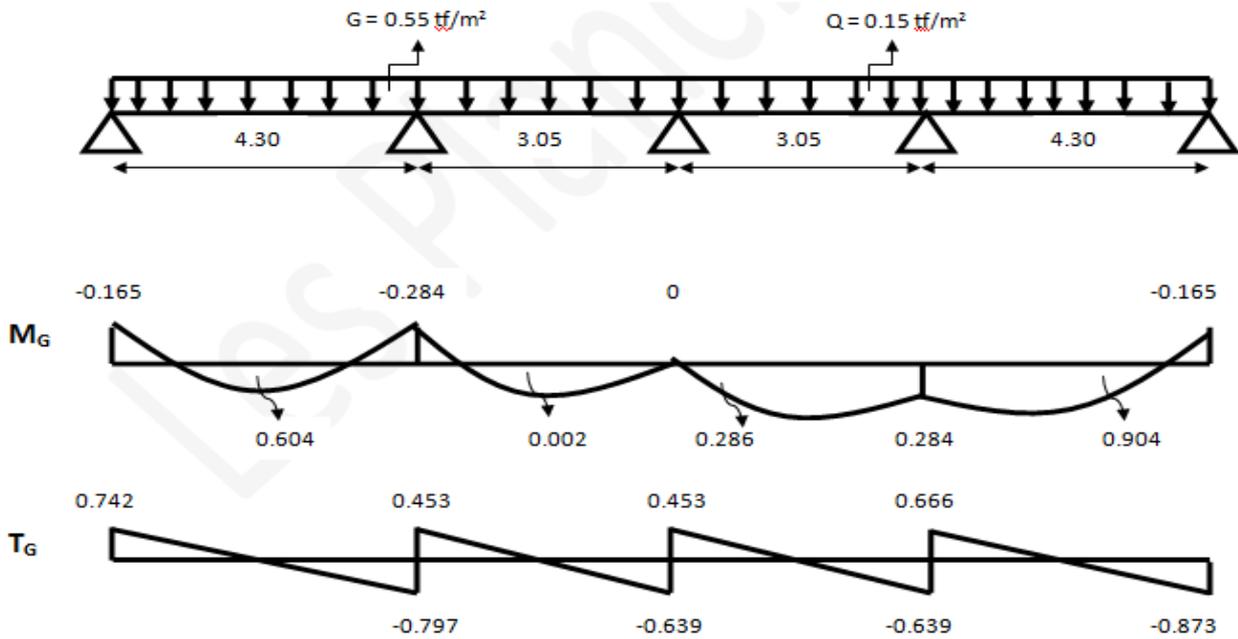


Figure III.8 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.E.C

Sous Q :

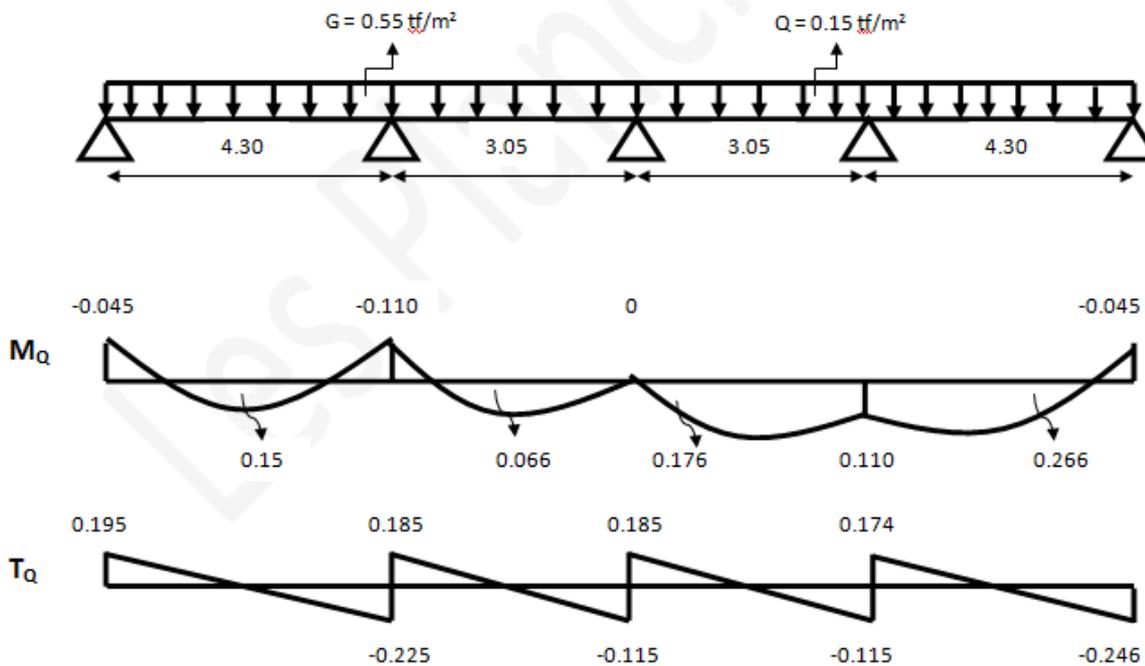


Figure III.9 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous Q) P.E.C

4.4 Plancher RDC :

- Condition d'application de la méthode forfaitaire :
 - $G = 0,55\text{tf/m}^2$
 - $Q = 0,50\text{tf/m}^2$ $Q = 0,50\text{tf/m}^2 < \max \{2G ; 5\}$
 - $2 \times G = 2 \times 0,55 = 1,1\text{tf/m}^2$
 - $Q = 0,50\text{tf/m}^2 < 5\text{tf/m}^2$ condition vérifiée
- La fissuration peu nuisible Condition vérifiée
- Toutes les travées on le même moment d'inertie condition vérifiée

- le rapport des deux travées voisines est entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L1-2}{(L2-3)} = \frac{4,30}{3,05} = \mathbf{1.40}$$

$$\frac{L2-3}{(L3-4)} = \frac{3,05}{3,05} = 1.00 \text{condition non vérifiée}$$

- **La méthode forfaitaire n'est pas applicable.**

Donc : la méthode de calcul sera celle de **Caquot**

➤ **Charge et combinaison :**

Schéma statique de calcul :

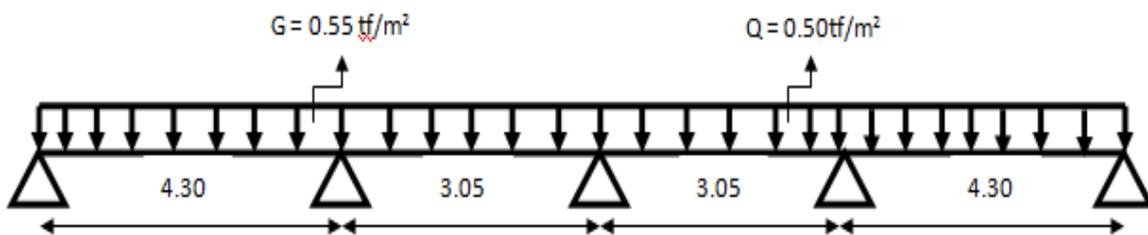


Figure III.10 : Schéma statique du calcul de plancher RDC

$$G = 0,55 \text{ tf/m}^2$$

$$Q = 0,15 \text{ tf/m}^2$$

$$q_g = 0,55 \times 0,65 = 0,358 \text{ tf/m}$$

$$q_q = 0,50 \times 0,65 = 0,325 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

Remarque : on prend le coefficient ($m = 0,7$)

Sous G :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 \qquad M_0 = q_g \times \frac{l^2}{8} = \frac{0,358 \times 4,30^2}{8}$$

$$M_0 = 0,83 \text{ tf.m}$$

$$M_1 = -0,2 \times 0,83 = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-qw \times l'w^3 + qe \times l'\acute{e}^3}{8,5(l'w + l'\acute{e})} \quad (\text{m})$$

$$M_2 = \frac{-0,358 \times (4,30)^3 + 0,358(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4,30 + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_2 = \frac{-28,46 + 5,2}{57,29} \times 0,7 = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'\acute{e})^3}{8,5(l'w + l'\acute{e})} \quad (\text{m})$$

$$M_3 = \frac{-0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))} \times 0,7$$

$$M_3 = \frac{0}{71,74} \times 0,7 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-qw \times (l'w)^3 + qe \times (l'\acute{e})^3}{8,5(l'w + l'\acute{e})} \quad (\text{m})$$

$$M_4 = \frac{-0,358 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,358 \times (4,30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4,30))} \times 0,7$$

$$M_4 = \frac{-5,2 + 28,46}{57,29} \times 0,7 = 0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 M_0 = -0,2 \times q_g \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,358 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,165 \text{ tf.m}$$

Les moments en travée :L'expression de $M(x)$ s'écrit sous la forme :

$$M(x) = q \times \frac{l}{2}x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

• **Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{4,30}{2}x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165 + \frac{-0,284 + 0,165}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,770(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165 - 0,028 \times (x)$$

$$M(x) = 0,742(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,165$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,742 - 0,358(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$X=4,30 \rightarrow T_e = -0,797 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,742 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,742}{-0,358} = 2,07 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(2,07) &= 0,742(2,07) - 0,358 \frac{(2,07)^2}{2} - 0,165 \\ &= 1,536 - 0,767 - 0,165 = 0,604 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

$$M_t = M(2,07) = 0,604 \text{ tf.m}$$

• **Travée (2-3) :**

$$M_w = -0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{3,05}{2}x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284 + \frac{0 - 0,284}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,546(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284 - 0,093 \times (x)$$

$$M(x) = 0,453(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0,284$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,453 - 0,358(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,453 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,453}{-0,358} = 1,26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,26) &= 0,453(1,26) - 0,358 \frac{(1,26)^2}{2} - 0,284 \\ &= 0,570 - 0,284 - 0,284 = 0,002 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

• **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0,284 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{3,05}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0 + \frac{0,284-0}{3,05} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,546(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0 + 0,093 \times (x)$$

$$M(x) = 0,453(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} - 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,453 - 0,358(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,453 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,453}{-0,358} = 1,26 \text{ m}$$

$$M_t = M(1,26) = 0,453(1,26) - 0,358 \frac{(1,26)^2}{2} - 0$$

$$M(1,26) = 0,570 - 0,284 - 0 = 0,286 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(1,26) = 0,286 \text{ tf.m}$$

• **Travée (4-5) :**

$$M_w = 0,284 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,165 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,358 \times \frac{4,30}{2} x - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0,284 + \frac{-0,165-0,284}{4,30} \cdot (x)$$

$$M(x) = 0,770(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0,284 - 0,104 \times (x)$$

$$M(x) = 0,666(x) - 0,358 \frac{x^2}{2} + 0,284$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0.666 - 0,358(x)$$

$$X=0 \rightarrow T_w = 0.666 \text{ tf.}$$

$$X=4.30 \rightarrow T_e = -0,873 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0.666 - 0,358(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0.666}{-0,358} = 1.86 \text{ m}$$

$$M_t = M(1.86) = 0.666(1.86) - 0,358 \frac{(1.86)^2}{2} + 0.284$$

$$M(1.86) = 1.239 - 0.619 + 0.284 = 0.904 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(1.86) = 0.904 \text{ tf.m}$$

Calcul de (M) et (T) sous Q

$$q_q = 0,325 \text{ tf/m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_1 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,325 \times \frac{4.30^2}{8}$$

$$M_1 = -0,150 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = \frac{-q_w \times l_w'^3 + q_e (l_e'^3)}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_2 = \frac{-0,325 \times (4.30)^3 + 0,325(0,8 \times 3,05)^3}{8,5(4.30 + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_2 = \frac{-25.84 + 4.72}{57.29} = -0,369 \text{ tf.m}$$

$$M_2 = -0,369 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = \frac{-0,325 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,325(0,8 \times 3,05)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (0,8 \times 3,05))}$$

$$M_3 = \frac{0}{41.48} = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = \frac{-0,325 \times (0,8 \times 3,05)^3 + 0,325(4.30)^3}{8,5((0,8 \times 3,05) + (4.30))}$$

$$M_4 = \frac{-4.72 + 25.84}{57.29} = 0.369 \text{ tf.m}$$

$$M_4 = 0.369 \text{ tf.m}$$

$$M_5 = -0,2 \times M_0 = -0,2 \times q_Q \times \frac{l^2}{8} = -0,2 \times 0,325 \times \frac{4,30^2}{8}$$

$$M_5 = -0,150 \text{ tf.m}$$

Les moments en travées :

$$M(x) = q_Q \times \frac{l}{2} x - q_Q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} \cdot x$$

• Travée (1-2) :

$$M_w = -0,150 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,369 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,325 \times \frac{4,30}{2} x - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,150 + \frac{-0,369 + 0,150}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,699(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,150 - 0,050 \times (x)$$

$$M(x) = 0,649(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,150$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,649 - 0,325(x)$$

$$x=0 \rightarrow T_w = 0,649 \text{ tf.}$$

$$x=4,30 \rightarrow T_e = -0,749 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,649 - 0,325(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,649}{-0,325} = 2,0 \text{ m}$$

$$M_t = M(2) = 0,649(2) - 0,325 \frac{(2)^2}{2} - 0,150$$

$$= 1,298 - 0,65 - 0,150 = 0,498 \text{ tf.m}$$

$$M_t = M(2) = 0,498 \text{ tf.m.}$$

• Travée (2-3) :

$$M_w = -0,369 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,325 \times \frac{3,05}{2} x - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,369 + \frac{0 + 0,369}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,496(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,369 + 0,121 \times (x)$$

$$M(x) = 0,617(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} - 0,369$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,617 - 0,325(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,617 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,374 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,617 - 0,325(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,617}{-0,325} = 1,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,90) &= 0,617(1,90) - 0,325 \frac{(1,90)^2}{2} - 0,369 \\ &= 1,172 - 0,587 - 0,369 = 0,216 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

• **Travée (3-4) :**

$$M_w = 0 \text{ tf.m}$$

$$M_e = 0,369 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,325 \times \frac{3,05}{2} x - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0 + \frac{0,369-0}{3,05} \cdot x$$

$$M(x) = 0,496(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0 + 0,121 \times (x)$$

$$M(x) = 0,617(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,617 - 0,325(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,617 \text{ tf.}$$

$$X = 3,05 \rightarrow T_e = -0,374 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,617 - 0,325(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,617}{-0,325} = 1,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_t = M(1,90) &= 0,617(1,90) - 0,325 \frac{(1,90)^2}{2} + 0 \\ &= 1,172 - 0,587 + 0 = 0,585 \text{ tf.m} \end{aligned}$$

• **Travée (4-5) :**

$$M_w = 0,369 \text{ tf.m}$$

$$M_e = -0,150 \text{ tf.m}$$

$$M(x) = 0,325 \times \frac{4,30}{2} x - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0,369 + \frac{-0,150-0,369}{4,30} \cdot x$$

$$M(x) = 0,699(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0,369 - 0,120 \times (x)$$

$$M(x) = 0,579(x) - 0,325 \frac{x^2}{2} + 0,369$$

$$T(x) = M'(x) \Rightarrow T(x) = 0,579 - 0,325(x)$$

$$X = 0 \rightarrow T_w = 0,579 \text{ tf.}$$

$$X = 4,30 \rightarrow T_e = -0,819 \text{ tf.}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 0,579 - 0,325(x) = 0$$

$$X_0 = \frac{-0,579}{-0,325} = 1,78 \text{ m} \quad M_t = M(1,78) = 0,579(1,78) - 0,325 \frac{(1,78)^2}{2} + 0,369$$

$$= 1,030 - 0,515 + 0,369 = 0,884 \text{ tf.m}$$

Sous G :**• Travée (1-2) :**

$$M_w = -0,165 \text{ tf.m} \quad T_w = 0,742 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,284 \text{ tf.m} \quad T_e = -0,797 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,604 \text{ tf.m}$$

• Travée (2-3) :

$$M_w = -0,284 \text{ tf.m} \quad T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0 \text{ tf.m} \quad T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,002 \text{ tf.m}$$

• Travée (3-4):

$$M_w = 0 \text{ tf.m} \quad T_w = 0,453 \text{ tf.}$$

$$M_e = 0,284 \text{ tf.m} \quad T_e = -0,639 \text{ tf.}$$

$$M_t = 0,286 \text{ tf.m}$$

• Travée (4-5):

$$M_w = 0,284 \text{ tf.m} \quad T_w = 0,666 \text{ tf.}$$

$$M_e = -0,165 \text{ tf.m} \quad T_e = -0,873 \text{ tf.} \quad M_t = 0,904 \text{ tf.m}$$

Sous Q :• **Travée (1-2) :**

$M_w = -0,150 \text{ tf.m}$

$T_w = 0,649 \text{ tf}$

$M_e = -0,369 \text{ tf.m}$

$T_e = -0,749 \text{ tf}$

$M_t = 0,498 \text{ tf.m}$

• **Travée (2-3) :**

$M_w = -0,369 \text{ tf.m}$

$T_w = 0,617 \text{ tf}$

$M_e = 0 \text{ tf.m}$

$T_e = -0,374 \text{ tf}$

$M_t = 0,216 \text{ tf.m}$

• **Travée (3-4):**

$M_w = 0 \text{ tf.m}$

$T_w = 0,617 \text{ tf}$

$M_e = 0,369 \text{ tf.m}$

$T_e = -0,374 \text{ tf}$

$M_t = 0,585 \text{ tf.m}$

• **Travée (4-5):**

$M_w = 0,369 \text{ tf.m}$

$T_w = 0,579 \text{ tf}$

$M_e = -0,150 \text{ tf.m}$

$T_e = -0,819 \text{ tf}$

$M_t = 0,216 \text{ tf.m}$

Travée	ELU					ELS				
	Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant		Moment sur appuis		Moment en travée	Effort tranchant	
	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	-0.448	-0.937	1.562	1.975	-2.199	-0.315	-0.653	1.102	1.391	-1.546
2-3	-0.937	0	0.928	1.537	-1.424	-0.653	0	0.218	1.07	-1.013
3-4	0	0.937	1.264	1.537	-1.424	0	0.653	0.871	1.07	-1.013
4-5	0.937	-0.448	1.544	1.768	-2.40	0.653	-0.315	1.120	1.245	-1.692

Tableau III.4 : résultats des sollicitations à L' ELU et L' ELS pour Plancher RDC

Les combinaisons :

ELU : $1,35 q_G + 1,5 q_Q$

Els : $q_G + q_Q$

Sous G :

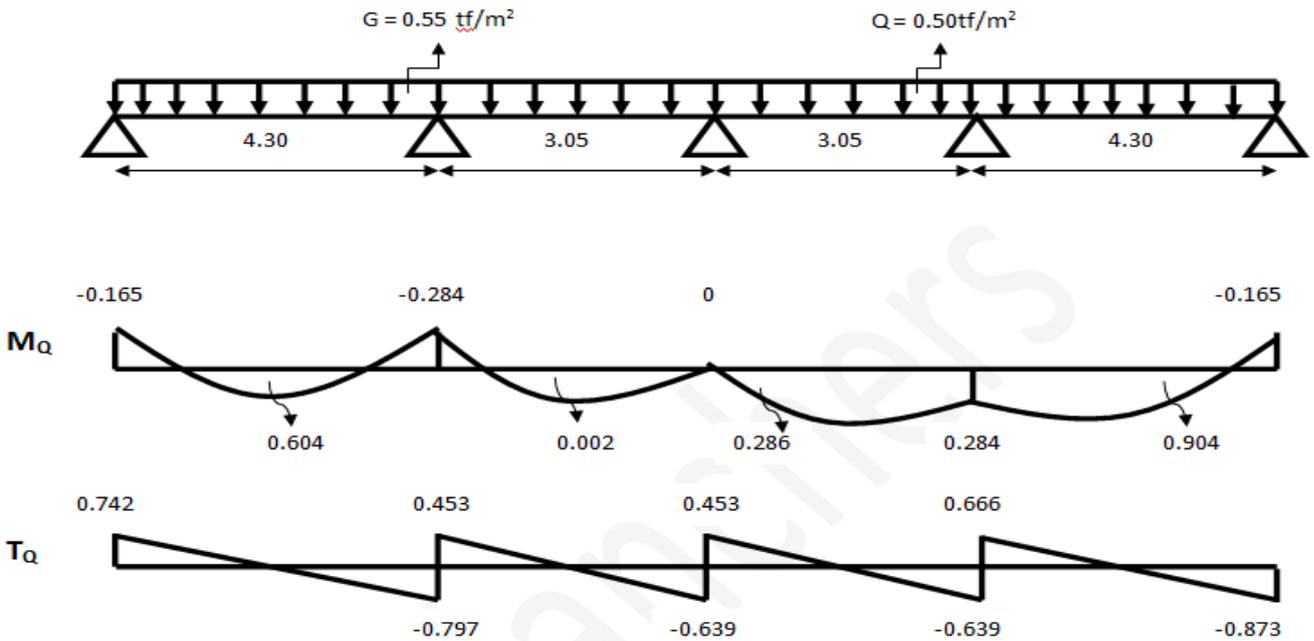


Figure III.11 : Diagramme des moments M_G et des efforts T_G (sous G) P.RDC

Sous Q :

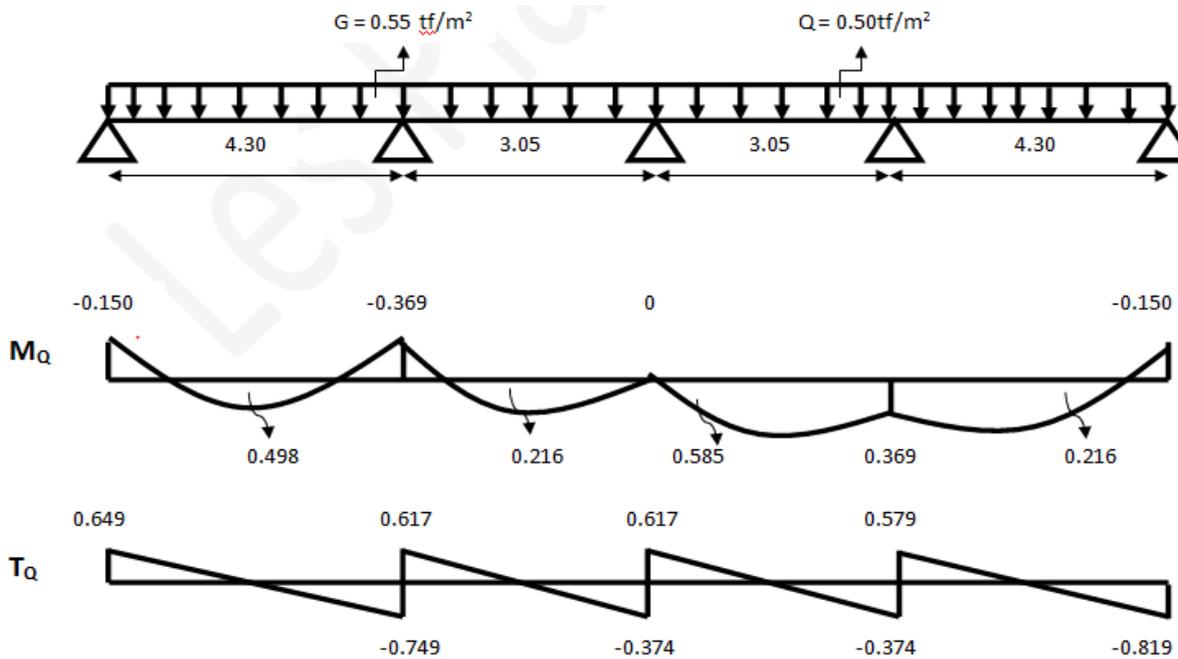


Figure III.12 : Diagramme des moments M_Q et des efforts T_Q (sous Q) P.RDC

III .5 Ferrailage des poutrelles :

5.1 Plancher terrasse INACC

$$F_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 ; \quad c = 3 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

ELU :

$$M_{t \max} = 0.630 \text{ tf.m}$$

$$M_{a \max} = 0.139 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 0.980 \text{ tf}$$

1) Armature longitudinal :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 142 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 590720 \text{ kgf.cm} = 5.907 \text{ tf.m}$$

• En travée :

$$M_{t \max} = 0.630 \text{ tf.m} < M_{\text{table}} = 5.907 \text{ tf.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression a une section rectangulaire de dimension

$$(b_0 \times h) = (10 \times 20)$$

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.630 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 142} = 0,021$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,033 = 0,989$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{0.630 \times 10^5}{18 \times 0,989 \times 3480} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 → $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$U = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,139 \times 10^5}{10 \times 18^2 \times 142} = 0,030$$

$$\epsilon_{\text{élastique}} = \frac{f_e}{E_s \times \sigma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\%$$

$$\mu' = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4\alpha') = 0,392$$

$$\mu < \mu' \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{0,139 \times 10^5}{18 \times 0,985 \times 3480} = 0,23 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

2) Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendu des armatures longitudinal de traction doivent une section au moins section égale à :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{t \max} = 0,459 \text{ tf.m}$$

$$M_{a \max} = 0,101 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 0.714 \text{ Tf}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

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

$$\frac{65}{2} x^2 - 15 \times 2,26 (18-x) = 0$$

$$32,5x^2 + 33,9x - 610,2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - (4 * a * c) = 33,9^2 - 4 \times (32,5) \times (-610,2)$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -4,86$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 3,84$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 A_s x (d-x)^2$$

$$I = 1226,83 + 6797,14$$

$$I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{My}{I} = \frac{0,459 \times 10^5 \times 3,84}{8023,97} = 21,97 \text{ kg/m}^2$$

$$21,97/\text{m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (110 \nu (n.f_{ij}) ; 240) \right\} = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{Ms}{I} \cdot (d-x) = \frac{15 \times 0,459 \times 10^5 \times (18-3,84)}{8023,97} = 1215 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 1215 \text{ kg/m}^2 \quad \sigma_s = 2400 \text{ kg/m}^2$$

• **En appuis :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0$$

Profondeur de l'axe neutre :

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

$$5x^2 - 15 \times (2,26) \times (18-x) = 0$$

$$5x^2 + 33,9 (x) - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,56$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -14,95$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8,17$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1817.80 + 3275.72$$

$$I = 5093.52 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mx}{I} = \frac{0,101 \times 10^5 \times 8.17}{5093.52} = 16.20 \text{ kg/m}^2$$

$$16.20 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2$$

Acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (110v(n.f_{ij}) ; 240) \right\} = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_s}{I} \cdot (d-x) = \frac{15 \times 0,101 \times 10^5 \times (18-8.17)}{5093.52} = 292.38 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s = 292.38 \text{ kg/m}^2 < \sigma_s = 2400 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times h} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times h} = \frac{0,98 \times 10^3}{10 \times 20} = 4.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 4.9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Section des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_{min} \right\} \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,2 \right\} \leq 0,57 \text{ cm}$$

On adopte 2HA 8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement : (selon BAEL)

$$S_t \leq \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} \leq \{0,9 \times 18; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

Le premier cadre $a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ d'appuis

Les efforts tranchants au voisinage des appuis :

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

Δ Dans les **BAEL** de béton ; il existe des efforts de compression ; BAEL étant inclinés de 45° l'effort de compression donc pour valeur (T_u).

La longueur d'appuis des BAEL étant (a) est fixée $a = 0,9 \times d$

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

$$T_u = 0,98tf = 980 \text{ kg}$$

$$0,267 \times 18 \times 10 \times 250 = 12015 \text{ kg}$$

$$T_u = 1580 \text{ kg} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 12015 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ Vérification des flèches :

D'après (**CBA 93 art B6.8.4.24**) [**BAEL B6.5**]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

Plancher terrasse : $l < 8 \text{ m}$

- $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{Mt}{15M0}\right)$
- $\rho = \frac{As}{(b \times d)} \leq \frac{4,2}{Fe}$
- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$

Dans notre cas on a :

Plancher terrasse : $L = 3,05 < 8 \text{ m}$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{305} = 0,066 > \left(\frac{Mt}{10M_0}\right) = \left(\frac{0,459}{10 \times 0,505}\right) = 0,037 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

$q_s = q_G + q_Q = 0,370 + 0,065 = 0,435 \text{ tf/m}$

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 0,435 \times \frac{3,05^2}{8} = 0,505 \text{ tf.m}$

- $\rho = \left(\frac{As}{(b \times d)}\right) = \left(\frac{2,26}{(65 \times 18)}\right) = 0,0019 \leq \frac{4,2}{F_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{305} = 0,066 > \frac{1}{22,5} = 0,044$

« Donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche »

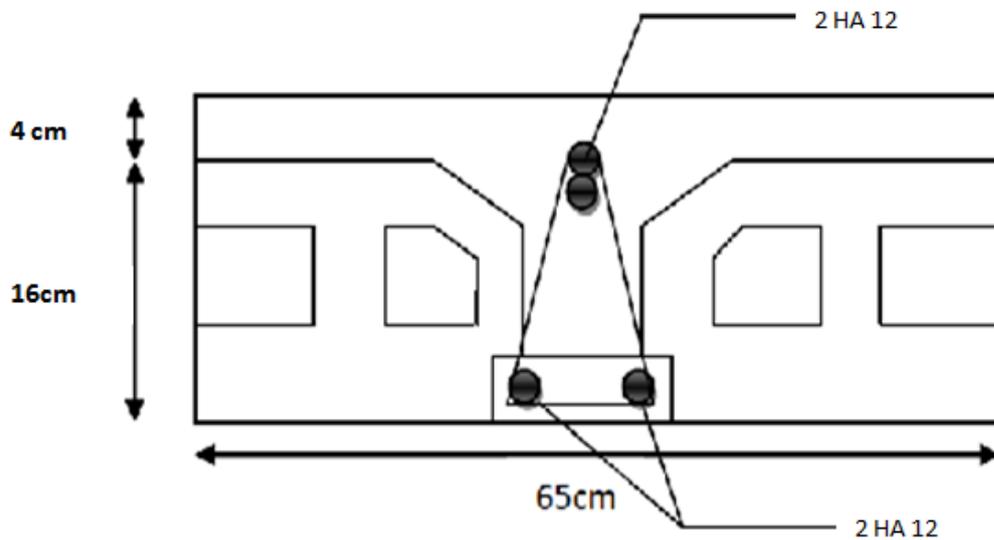


Figure III.13 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.T.inacc

5.2 Ferrailage plancher terrasse accessible :**Les données :**

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 3480 \text{ MPa} ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

ELU :

$$M_{t \max} = 1.803 \text{ tf.m}$$

$$M_{a \max} = 0,611 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 2.233$$

Armature longitudinal :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 142 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 590720 \text{ kgf.cm} = 5.907 \text{ tf.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t \max} = 2.533 \text{ tf.m} < M_{\text{table}} = 5.907 \text{ tf.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression on a une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (10 \times 20)$

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.803 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 142} = 0,060$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,078$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,078 = 0,969$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{1.803 \times 10^5}{18 \times 0,969 \times 3480} = 2.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA14 → $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,611 \times 10^5}{10 \times 18^2 \times 142} = 0,020$$

$$\epsilon_{\text{élastique}} = \frac{f_e}{E_s \times \sigma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\%$$

$$\mu' = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4\alpha') = 0,392$$

$$\mu < \mu' \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{0,611 \times 10^5}{18 \times 0,990 \times 3480} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue des armatures longitudinales de traction, doivent une section au moins section égale à :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1,41 < A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{t_{\text{max}}} = 1,847 \text{ tf.m}$$

$$M_{a_{\text{max}}} = 0,440 \text{ tf.m}$$

$$T_{\text{max}} = 1,713 \text{ Tf}$$

- En travée :

$$M_t = 1.847 \text{ tf.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

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

$$\frac{65}{2}x^2 - 15 \times 3.08 (18 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 46.2x - 831.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - (4 * a * c) = 46.2^2 - 4 \times (32,5) \times (-831.6)$$

$$\sqrt{\Delta} = 332.03$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5.82$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.40$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1845.65 + 8545.15$$

$$I = 10390.81 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte :**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{My}{I} = \frac{1.847 \times 10^5 \times 4.40}{10390.81} = 78.21 \text{ kg/m}^2$$

$$78.21 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- En appuis :

$$M_a = 0,440 \text{ tf.m}$$

Profondeur de l'axe neutre :

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

$$5x^2 - 15 \times (2,26) \times (18-x) = 0$$

$$5x^2 + 33,9 (x) - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,56$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -14,95$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8,17$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1817,80 + 3275,72$$

$$I = 5093,52 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de contrainte :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mx}{I} = \frac{0,440 \times 10^5 \times 8,17}{5093,52} = 70,60 \text{ kg/m}^2$$

$$70,60 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times h} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times h} = \frac{2.233 \times 10^3}{10 \times 24} = 9.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 9.30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2. \dots\dots \text{ cv}$$

Section des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{\min} \right\} \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1,2 \right\} \leq 0,57 \text{ cm}$$

On adopte 2HA 8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement : (selon BAEL)

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \} \leq \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Le premier cadre $a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ d'appuis

Les efforts tranchants au voisinage des appuis :

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

Δ Dans les BAEL de béton ; il existe des efforts de compression ; BAEL étant inclinés de 45° l'effort de compression donc pour valeur (T_u).

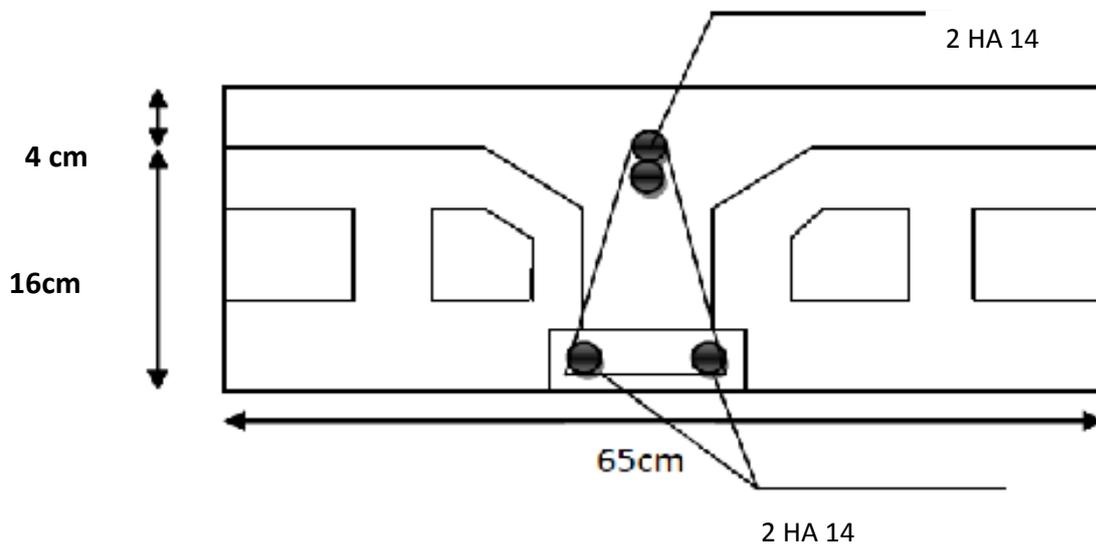
La longueur d'appuis des BAEL étant (a) est fixée $a = 0,9 \times d$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 2.233 \text{ tf} = 2233 \text{ kg}$$

$$0,267 \times 16.2 \times 10 \times 250 = 10813.5 \text{ kg}$$

$$T_u = 2233 \text{ kg} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 10813.5 \text{ kg} \dots\dots \text{ cv}$$

Le plan de ferrailage (poutrelle) :**Figure III.14** : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.T.acc**5.3 Ferrailage plancher « Etage courant »****Les données :**

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 3480 \text{ MPa} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 \quad ; \quad c = 3 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

ELU :

$$M_{t \max} = 1.619 \text{ tf.m}$$

$$M_{a \max} = 0,548 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 1.548$$

Armature longitudinal :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 142 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 590720 \text{ kgf.cm} = 5.907 \text{ tf.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t\max} = 2.533 \text{ tf.m} < M_{\text{table}} = 5.907 \text{ tf.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression on a une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (10 \times 20)$

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.619 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 142} = 0,054$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,078 = 0,97$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{1.619 \times 10^5}{18 \times 0,97 \times 3480} = 2.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA14 $\rightarrow A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,548 \times 10^5}{10 \times 18^2 \times 142} = 0,012$$

$$\epsilon_{\text{élastique}} = \frac{f_e}{E_s \times \sigma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\%$$

$$\mu' = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4\alpha') = 0,392$$

$$\mu < \mu' \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{0,548 \times 10^5}{18 \times 0,993 \times 3480} = 0.88 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 $\rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendu des armatures longitudinal de traction doivent une section au moins section égale à :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 < A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{t_{\max}} = 1,170 \text{ tf.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 0,394 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 1,119 \text{ Tf}$$

- **En travée :**

$$M_t = 1,170 \text{ tf.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

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

$$\frac{65}{2} x^2 - 15 \times 3,08 (18-x) = 0$$

$$32,5x^2 + 46,2x - 831,6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - (4 * a * c) = 46,2^2 - 4 \times (32,5) \times (-831,6)$$

$$\sqrt{\Delta} = 332,03$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5,82$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.40$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1845.65 + 8545.15$$

$$I = 10390.81 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{My}{I} = \frac{1.170 \times 10^5 \times 4.40}{10390.81} = 49.54 \text{ kg/m}^2$$

$$49.54 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots cv$$

- **En appuis :**

$$M_a = 0,394 \text{ tf.m}$$

Profondeur de l'axe neutre :

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

$$5x^2 - 15 \times (2,26) \times (18-x) = 0$$

$$5x^2 + 33,9 (x) - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115.56$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -14.95$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8.17$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1817.80 + 3275.72$$

$$I = 5093.52 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mx}{I} = \frac{0,394 \times 10^5 \times 8.17}{5093.52} = 63.20 \text{ kg/m}^2$$

$$63.20 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times h} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times h} = \frac{1.548 \times 10^3}{10 \times 20} = 7.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 7.74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2. \quad \dots\dots \text{cv}$$

Section des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{min} \right\} \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1,2 \right\} \leq 0,57 \text{ cm}$$

On adopte 2HA 8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement : (selon BAEL)

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \} \leq \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Le premier cadre $a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ d'appuis

Les efforts tranchants au voisinage des appuis :

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

Δ Dans les BAEL de béton ; il existe des efforts de compression ; BAEL étant inclinés de 45° l'effort de compression donc pour valeur (T_u).

La longueur d'appuis des BAEL étant (a) est fixée $a = 0,9 \times d$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 1.548 \text{ tf} = 1548 \text{ kg}$$

$$0,267 \times 16.2 \times 10 \times 250 = 10813.5 \text{ kg}$$

$$T_u = 1548 \text{ kg} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 10813.5 \text{ kg} \dots\dots \text{cv}$$

Le plan de ferrailage (poutrelle) :

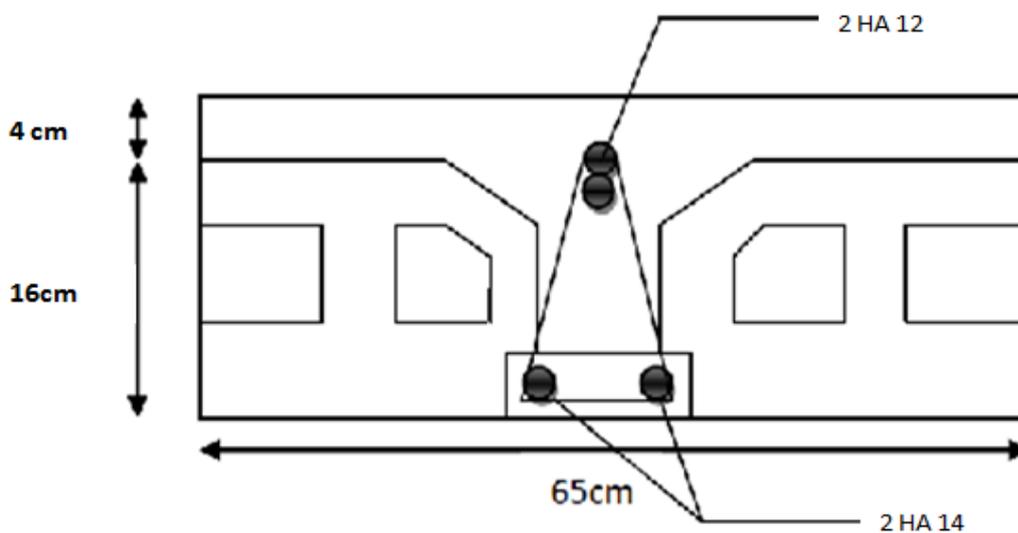


Figure III.15 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.E.C

5.4 Ferrailage plancher « RDC » :**Les données :**

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 3480 \text{ MPa} ; \quad h = 20 \text{ cm} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

ELU :

$$M_{t \max} = 1.562 \text{ tf.m}$$

$$M_{a \max} = 0,937 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 2.40$$

Armature longitudinal:

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 142 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{\text{table}} = 590720 \text{ kgf.cm} = 5.907 \text{ tf.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t \max} = 1.562 \text{ tf.m} < M_{\text{table}} = 5.907 \text{ tf.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression on a une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (10 \times 20)$

$$U = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.562 \times 10^5}{65 \times (18)^2 \times 142} = 0.052$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,078 = 0,97$$

$$A_s = \frac{Mu}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{1.562 \times 10^5}{18 \times 0,97 \times 3480} = 2.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA14 → $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$U = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,937 \times 10^5}{10 \times 18^2 \times 142} = 0,20$$

$$\epsilon_{\text{élastique}} = \frac{f_e}{E_s \times \sigma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\%$$

$$\mu' = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4\alpha') = 0,392$$

$$\mu < \mu' \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,29$$

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

$$A_s = \frac{Mu}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{0,937 \times 10^5}{18 \times 0,884 \times 3480} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA14 $\rightarrow A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

Dans toute poutre soumise à la flexion simple ou composée et comportant une zone tendue des armatures longitudinales de traction doivent une section au moins section égale à :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 < A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{t_{\max}} = 1,120 \text{ tf.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 0,653 \text{ tf.m}$$

$$T_{\max} = 1,692 \text{ Tf}$$

- **En travée :**

$$M_t = 1.120 \text{ tf.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

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

$$\frac{65}{2}x^2 - 15 \times 3.08 (18-x) = 0$$

$$32,5x^2 + 46.2x - 831.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - (4 * a * c) = 46.2^2 - 4 \times (32,5) \times (-831.6)$$

$$\sqrt{\Delta} = 332.03$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5.82$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.40$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 1845.65 + 8545.15$$

$$I = 10390.81 \text{ cm}^4$$

Vérification de la contrainte :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{My}{I} = \frac{1.120 \times 10^5 \times 4.40}{10390.81} = 47.43 \text{ kg/m}^2$$

47.43 kg/m² < 150 kg/m²cv

• **En appuis :**

M_a = 0,394 tf.m

Profondeur de l'axe neutre :

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

$$5x^2 - 15 \times (3.08) \times (18-x) = 0$$

$$5x^2 + 46.2x - 831.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 137$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -18.32$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9.08$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times x^3 + 15A_s \times (d-x)^2$$

$$I = 2495.38 + 3675.97$$

$$I = 6171.35 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \cdot 250 = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mx}{I} = \frac{0,653 \times 10^5 \times 9.08}{6171.35} = 96.08 \text{ kg/m}^2$$

96.08 kg/m² < 150 kg/m² condition vérifié

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times h} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times h} = \frac{1.562 \times 10^3}{10 \times 20} = 7.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 7.81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2. \dots\dots cv$$

Section des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{min} \right\} \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1,2 \right\} \leq 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } 2\text{HA } 8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

Espacement : (selon BAEL)

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \} \leq \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Le premier cadre $a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ d'appuis

Les efforts tranchants au voisinage des appuis :

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

Δ Dans les BAEL de béton ; il existe des efforts de compression ; BAEL étant inclinés de 45° l'effort de compression donc pour valeur (T_u).

La longueur d'appuis des BAEL étant (a) est fixée a = 0,9 × d

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 1.562 \text{ tf} = 1562 \text{ kg}$$

$$0,267 \times 16.2 \times 10 \times 250 = 10813.5 \text{ kg}$$

$$T_u = 1548 \text{ kg} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 10813.5 \text{ kg} \dots\dots \text{ cv}$$

Le plan de ferrailage (poutrelle) :

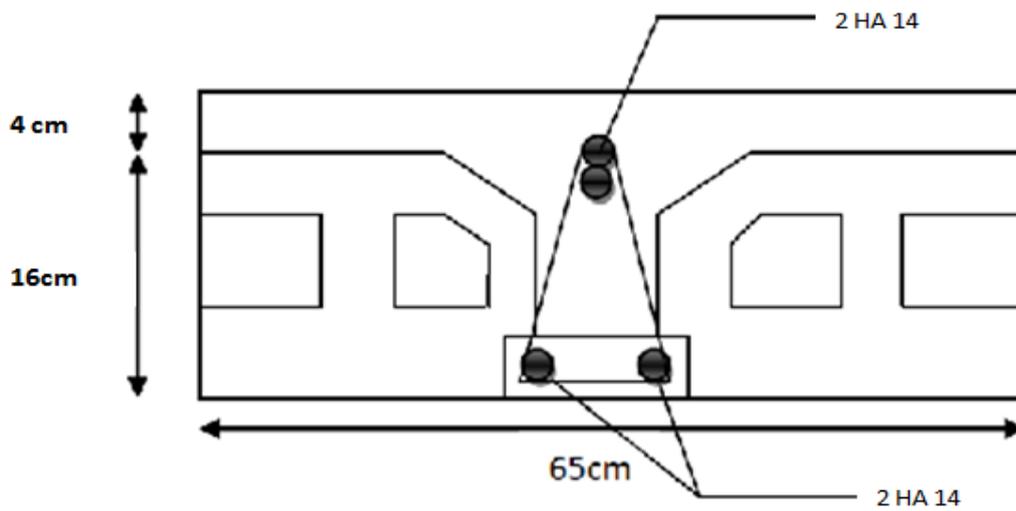
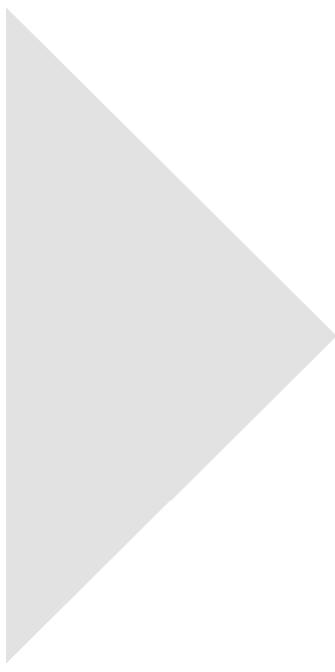


Figure III.16 : Schéma de ferrailage poutrelle pour P.RDC



CHAPITRE 04

Etude des éléments secondaires

IV.1 -Etude de l'acrotère :**IV.1.1 Définition :**

L'acrotère est un élément complémentaire sur le plancher terrasse destiné essentiellement à protéger les personnes contre la chute et servant aussi à un relevé d'étanchéité.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au plancher terrasse ; la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Dans notre projet on a 2 types d'acrotère :

- Terrasse accessible : Acrotère de 1 m
- Terrasse inaccessible : Acrotère de 60 cm

L'acrotère sera donc calculé en flexion composée sur une bonde de 1 ml

-1^{er} Cas : Acrotère de 1m

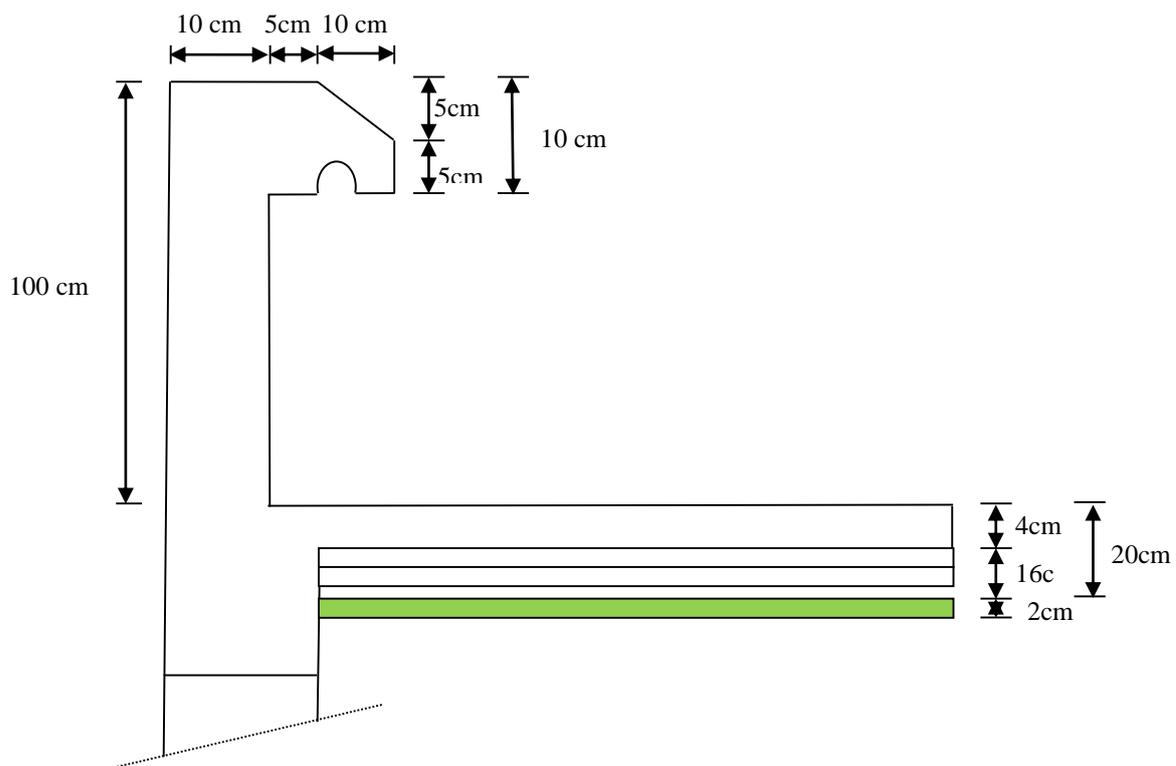


Fig. IV.1 : Coupe d'un Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en console, est défini précédemment en **chapitre (II)**,

Elle sera mise à un effort normal dû à son poids propre et a un moment (M) due à la surcharge

D'exploitation. Elle est soumise aussi à une charge horizontale F_p donnée par RPA99/Version2003

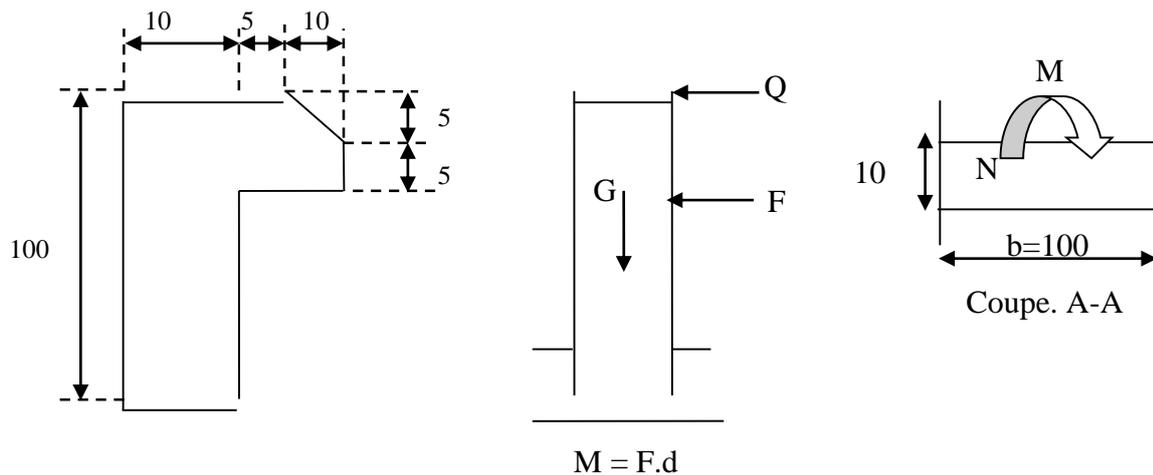


Fig. IV.2 : Modèle de calcul de l'Acrotère et leur sollicitation

IV.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Poids propre :

$$\left. \begin{array}{l} G_0 = 2.8125 \text{ KN} \\ G_{rev} = 0.96 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ chapitre (II)}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 3.7725 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de la zone } $A = 0.15$ (zone IIa+groupe 2)

C_p : Facteur de force horizontale (RPA) } $C_p = 0.8$ (élément console)

W_p : Poids propre de la structure } $W_p = 3.7725 \text{ KN}$

Donc, $F_p = 1.81 \text{ KN}$

❖ Calcul des sollicitations :

Les combinaisons de calcul sont

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ G + Q \right.$$

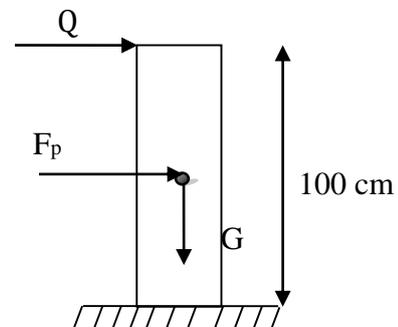


Figure IV.3 : Modèle de calcul de l'acrotère

Calcul à l'ELU

$$N_u = 1.35 \times W_p = 5.21 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$V = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

ELU accidentelle

$$N_u = W_p = 3.86 \text{ KN}$$

$$M_u = Q \times h + F_p \times Y_G = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$V = Q + F_p = 2.81 \text{ KN}$$

Calcul à l'ELS

$$N_u = W_p = 3.86 \text{ KN}$$

$$M_u = Q \times h = 1 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du centre de gravité :**

$$\left\{ X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} ; Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \right. \Rightarrow \left. \begin{cases} X_G = 6.3 \text{ cm} \\ Y_G = 54 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau IV.1: Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle G + Q + E	ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G + Q
N (KN)	3.86	5.21	3.86
M (KN.m)	1.97	1.5	1

On prend la combinaison max

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = 0.288 \times 10^2 = 28.8 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} &= 16.66 \text{ cm} \end{aligned} \right. \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6} \dots \text{Vérfiée}$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du Noyau central
 - de plus N est un effort de compression
- } section partiellement comprimé

Donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment :

$$M_u = N_u * e.$$

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle

Doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

- e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.
- $e_a = \max(2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm}$.

$$e_2 = \frac{3 * l_f * (2 + \emptyset * \alpha)}{10^4 * h_0} = 2.4 \text{ cm} = 0.024 \text{ m}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 2 \text{ m}$: Longueur de flambement

Donc : $e = 0.288 + 0.02 + 0.024 = 0.332 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 5.21 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 5.21 \times 0.332 = 1.729 \text{ KN.m}$

IV.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul à L'ELU:

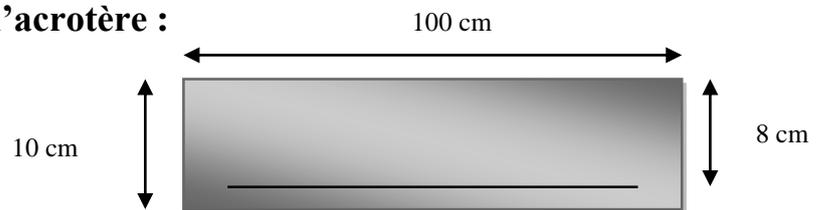


Figure IV.4 : Section de l'acrotère à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$$\text{On a : } \frac{h}{6} < e_0$$

La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion Simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1.729 + 5.21 \times (0.08 - 0.05) = 1.8853 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b.d.f_{bc}} = \frac{1.885 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08 \cdot 14.2} = 0.0207 < \mu_R = 0,392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.1860$ Alors Pivot A

$$\epsilon_{st} = 100/00$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0261$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0261) = 0.0792 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.792 \times 10^{-3}}{0.0792 \times 348} = 6.27 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.627 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l \cdot \frac{N_u}{f_{st}} = 6.27 \times 10^{-5} \cdot \frac{5.21 \times 10^{-3}}{348} = 4.77 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.477 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

- 1) La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.08 * 2.1}{400} = 9.66 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_{\text{calculée}}$$

Alors on ferraille avec

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01 cm²/ml**

- 2) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA6 = 1. cm²/ml**

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 2.810 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min \left[0.15 * \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{2.81 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.0351 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \dots$ on opte pour $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \dots$ on opte pour $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\xi_{es} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum U_i} \Rightarrow \text{RPA (Article. A. 6. 1, 3)}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\xi_{es} = \frac{2.81 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.08 \cdot 10.048 \cdot 10^{-2}} = 0.388 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\xi}_{es} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \text{(RPA Article. A. 6. 1, 21)}$$

Ψ : est le coefficient de scellement = 1.5 Pour les HA

$$\overline{\xi}_{es} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\xi_{es} < \overline{\xi}_{es}$$

Alors pas de risque par rapport à l'adhérence.

• **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - Y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta\right)$$

Telle que : $\eta = 1.6$ pour H. A

• **Calcul de y :** ($Y = y_c + C$)

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0.209 \text{ m (avec } C > 0 \text{ et } y_c < 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} P = -3 C^2 - \frac{90A}{b} (C - d) + \frac{90A}{b} (d - C) = -0.131 \text{ m}^2 \\ q = -2 C^3 - \frac{90A}{b} (C - d)^2 + \frac{90A}{b} (d - C)^2 = -0.018 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2.44 \times 10^{-5}$

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow -0.209 \leq y_c \leq -0.109$$

$$\begin{cases} \alpha = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.418 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 9.25^\circ \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0.417 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.228 \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = -0.189 \end{cases}$$

Donc on prend : $y_c = -0.189 \text{ m}$

$$\Rightarrow Y = 0.02 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b \cdot Y^2}{2} - A (d - Y) = 1.88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot Y = \frac{3.86 \cdot 10^{-3}}{1.88 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.02 = 0.41 \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_{ser}}{\mu_t} \cdot (d - Y) = \frac{3.86 \cdot 10^{-3}}{1.88 \cdot 10^{-4}} * (0.08 - 0.02) = 18.48 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPA}$$

Avec $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta_t) = \min(266.66 ; 240)$

⇒ Donc la condition est vérifiée.

IV.1.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

1) **cas 1** : Acrotère de (1m)

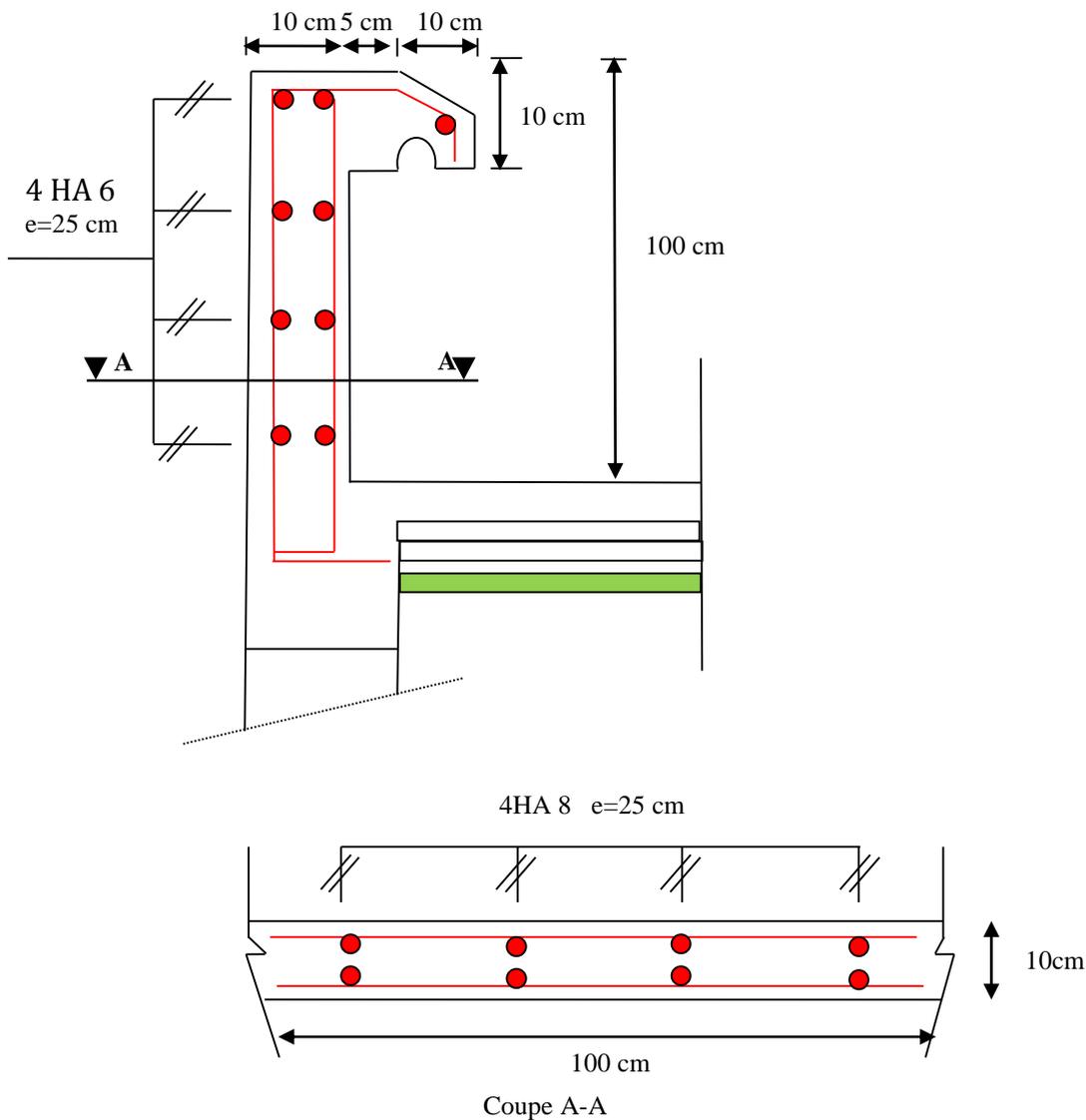


Figure IV.5 : Shéma de ferrailage de l' Acrotère de (1m)

2) **cas 2** : Acrotère de (60 cm)

On adopte même ferrailage de l'acrotère de 1 m, sauf les espacements entre les armatures sont différentes.

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \dots \text{ on opte pour } \gg S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \dots \text{ on opte pour } \gg S_t = 15 \text{ cm}$

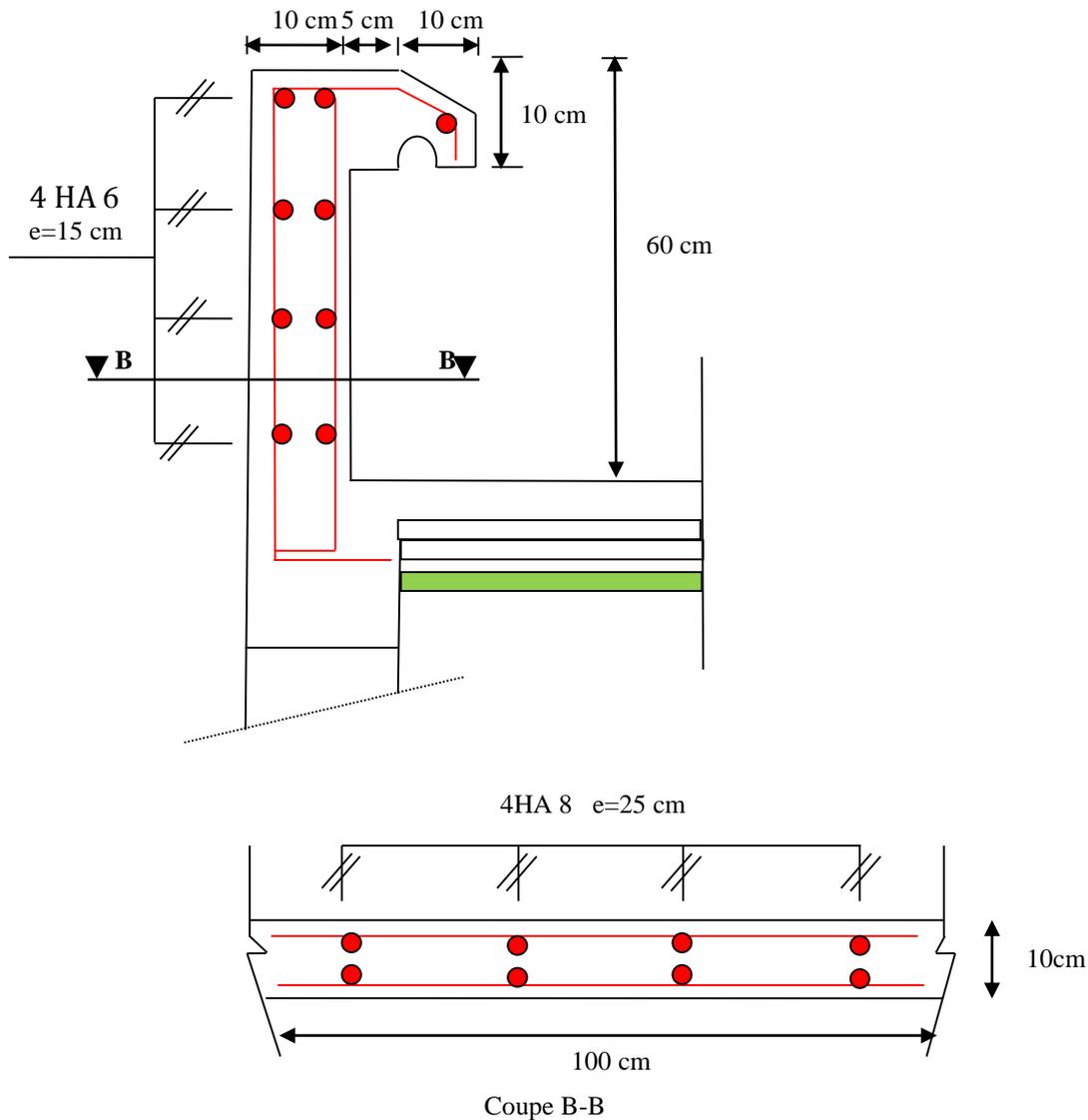


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de l' Acrotère de (60 cm)

IV.2-ETUDE DES ESCALIERS :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre construction on distingue trois types :

- 1) Escalier à volées orthogonales « A paillasse orthogonal »
- 2) Escalier à quartier tournant rectangulaire

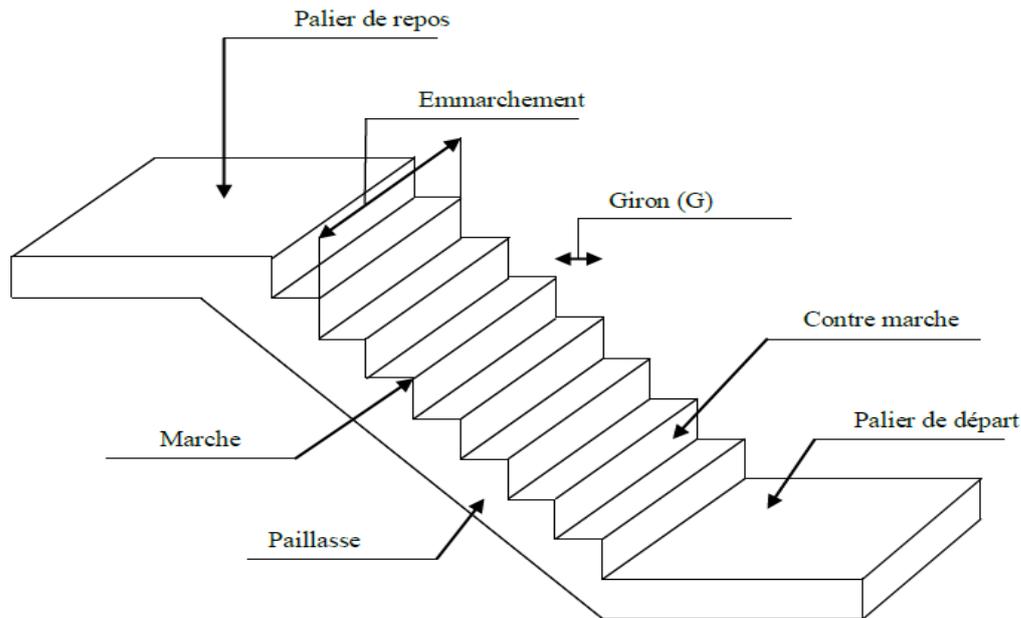


Figure IV.7 : Escalier

- **Type 1** : Escalier à trois volées « A paillasse orthogonal »

IV.2.1 -Volée2 :

2.1.1 Evaluation des charges : (voir chapitre II)

a) sous G :

Palier : $G_p = 540 \text{ Kg/m}^2$

Paillasse : $G_v = 810 \text{ Kg/m}^2$

b) sous Q :

$Q_p = Q_v = 250 \text{ kg/m}^2$

Schémas de calcul

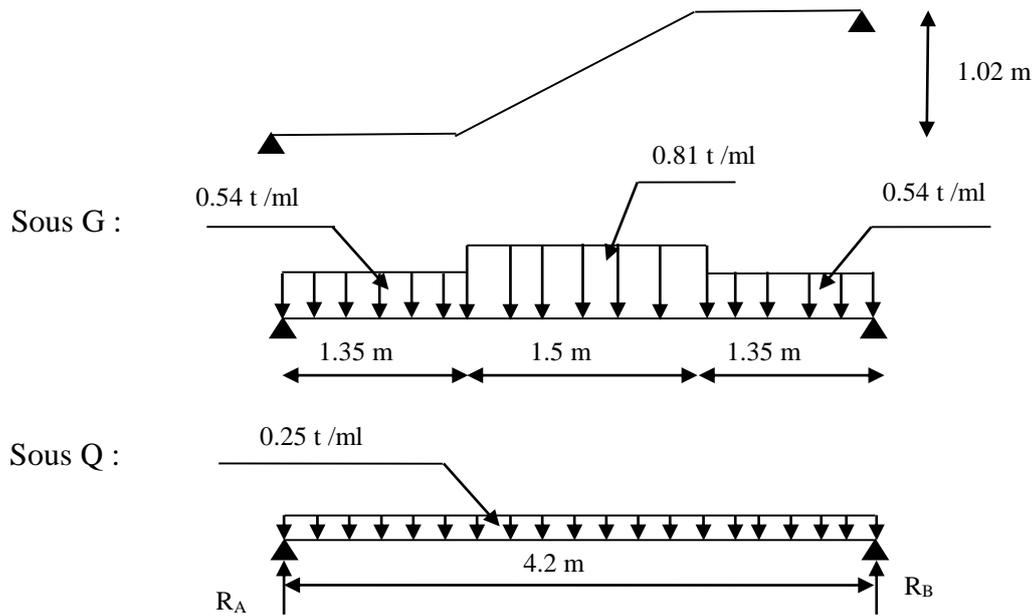


Figure IV.8 : Schémas de calcul de volée 2

Calcul des sollicitations pour une bande de 1m

a) sous G :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (0.54 * 1.35) * 2 + 0.81 * 1.5 = 2.673 \text{ t}$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 1.3365 \text{ t}$$

1.2. Moment fléchissant :

* $1.35 \leq x \leq 2.85\text{m}$

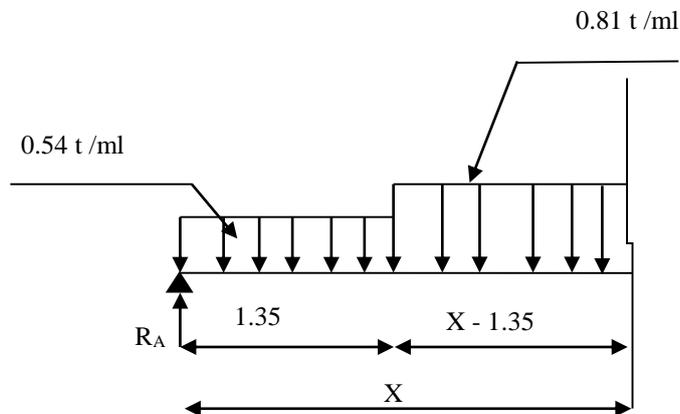


Figure IV.9 : Schémas de calcul le moment sous G

$$M(x) = R_a x - (0.54 * 1.35)(x-1.35/2) - 0.81(x-1.35)^2 / 2$$

$$M(x) = 1.3365 x - 0.729 * (x-0.675) - 0.405(x^2-2.7x+1.823)$$

$$M(x) = -0.405 x^2 + 1.7 x - 0.246$$

$$T(x) = dM(x)/dx = 0 \Rightarrow -0.81x + 1.7 = 0 \Rightarrow x = 1.7/0.81 \Rightarrow x = 2.1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M(2.1) = 1.54 \text{ t.m} \Rightarrow \mathbf{M_{max} = 1.54 \text{ t.m}}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T_{max} = 1.3365 \text{ t}}$$

Moment en travée : $M_{tG} = 0.85 M_{max} = 0.85 * 1.54 = 1.309 \text{ t.m}$

Moment en appui : $M_{aG} = -0.4 M_{max} = -0.4 * 1.54 = -0.616 \text{ t.m}$

b) sous Q :

$$M_{max} = Q \cdot l^2 / 8 = 0.25 * 4.2^2 / 8 \Rightarrow \mathbf{M_{Qmax} = 0.551 \text{ t.m}}$$

$$T_{max} = Q \cdot L / 2 = 0.25 (4.2) / 2 \Rightarrow \mathbf{T_{max} = 0.525 \text{ t}}$$

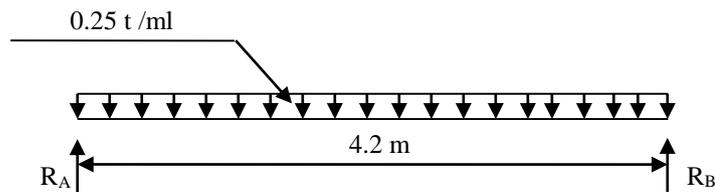


Figure IV.10 : Schémas de calcul le moment sous Q

Moment en travée : $M_{tQ} = 0.85 M_Q = 0.85 * 0.551 = 0.468 \text{ t.m}$

Moment en appui : $M_{aQ} = -0.4 M_Q = -0.4 * 0.551 = -0.220 \text{ t.m}$

2.1.2 Les combinaisons :

E.L.U :

En travée : $M_t = 1.35 M_{tG} + 1.5 M_{tQ} = 1.35 * 1.309 + 1.5 * 0.468$

$$\mathbf{M_t = 2.469 \text{ t.m}}$$

En appui : $M_a = 1.35 M_{aG} + 1.5 M_{aQ} = 1.35 * (-0.616) + 1.5 * (-0.220)$

$$\mathbf{M_a = -1.162 \text{ t.m}}$$

$$T_u = 1.35 T_G + 1.5 T_Q = 1.35 * 1.3365 + 1.5 * 0.525 = 2.59 \text{ t}$$

E.L.S :

En travée : $M_t = M_{tG} + M_{tQ} = 1.309 + 0.468$

$$\mathbf{M_t = 1.777 \text{ t.m}}$$

En appui : $M_a = M_{aG} + M_{aQ} = (-0.616) + (-0.220)$

$$\mathbf{M_a = -0.836 \text{ t.m}}$$

$$T_s = T_G + T_Q = 1.3365 + 0.525 = 1.86 \text{ t}$$

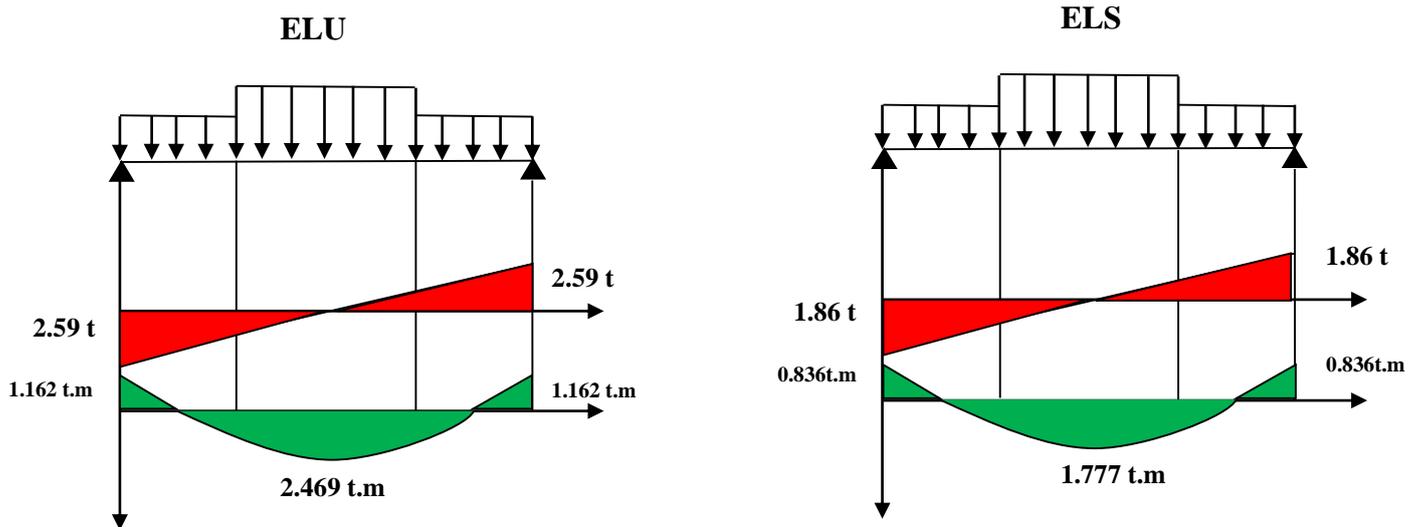


Figure IV.11 : évaluation des moments et l'effort tranchant à L'ELU et L'ELS volé E.C

On suit la même étape pour le calcul des sollicitations de la cage d'escalier de RDC et S/SOL qui se résument comme suit :

Volée (7 \Rightarrow 17)

a) Sous G :

$$M_{\max} = 1.54 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 1.7 \text{ t}$$

Moment en travée :

$$M_{tG} = 0.85 * M_{\max} = 1.51 \text{ t.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{aG} = -0.4 * M_{\max} = -0.71 \text{ t.m}$$

b) Sous Q :

$$M_{\max} = 0.551 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 0.525 \text{ t}$$

Moment en travée :

$$M_{tQ} = 0.85 * M_{\max} = 0.468 \text{ t.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{aQ} = -0.4 * M_{\max} = -0.220 \text{ t.m}$$

Moment et effort tranchant à L'ELU :

$$M_t = 2.741 \text{ t.m} \quad T_u = 3.08 \text{ t}$$

$$M_a = -1.289 \text{ t.m}$$

Moment et effort tranchant à L'ELS :

$$M_t = 1.978 \text{ t.m} \quad T_s = 2.3 \text{ t}$$

$$M_a = -0.93 \text{ t.m}$$

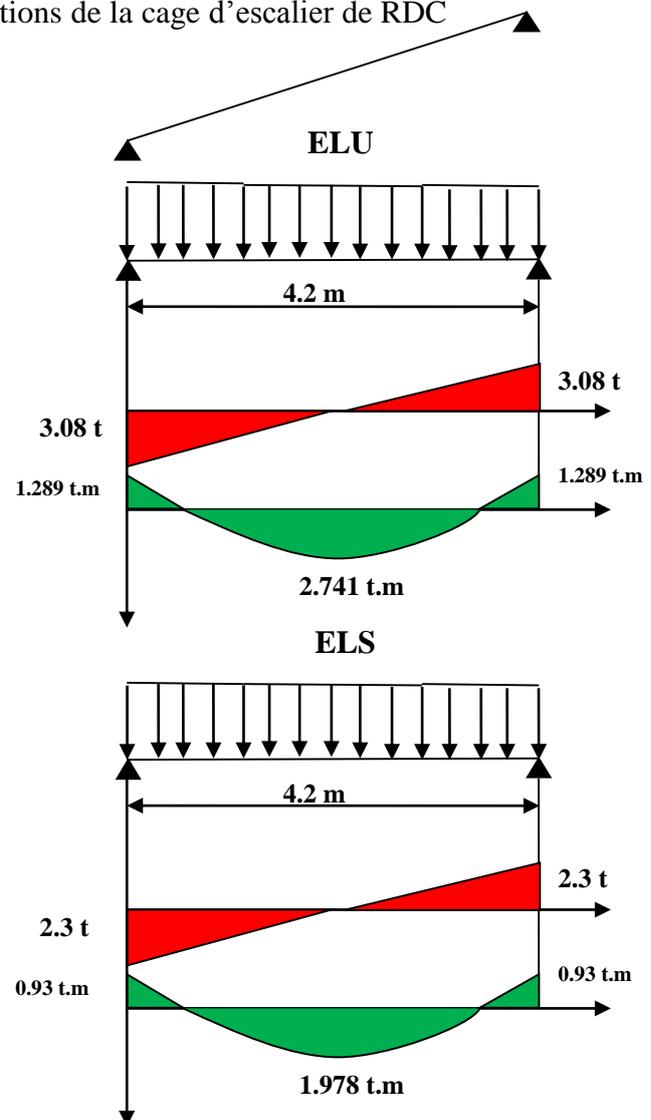


Figure IV.12 : évaluation des moments et l'effort tranchant à L'ELU et L'ELS volé s/sol

2.1.3 Détermination des armatures :

- Le calcul se fait à l'E.L.U
- Ferrailage a la flexion simple ($b = 1\text{ml} \times e$)
- Fissuration peu nuisible ($C = 2\text{cm}$)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

	Zone	M_u (kg. cm) $*10^{+5}$	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Etage courant	Travée	2.469	0.103	0.136	12.29	5.77	1,56	4HA14=6,15	25
	appui	1.162	0.048	0.062	12.68	2.63	1,56	4HA10=3,14	25
RDC & S/SOL	Travée	2.741	0.114	0.152	12.21	6.45	1,56	5HA14=7.70	20
	appui	1.289	0.054	0.069	12.64	2.93	1,56	4HA10= 3.14	25

Tableau IV.2 : Ferrailage sur appuis et travée volée2

- **Les armatures de repartitions :**

En travée : $A_r = \frac{A_{choisit}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_r = \frac{A_{choisit}}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications :**

Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = 0.199 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification des espacements :**

Armatures longitudinales :

Travée $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

Appuis $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition :

St = 33cm $\leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Vérifications à l'E.I.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton, on doit vérifier que

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

Avec : $\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x / I$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{C28} = 150 \text{ kg/cm}^2$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Les résultats obtenus après le calcul RDM se résument dans le tableau suivant :

Les Sollicitation	R_A (t)	R_b (t)	M_{max} (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
Etage .C	1.86	1.86	1.78	1.777	0.836
RDC S/SOL	2.3	2.3	1.54	1.978	0.93

Tableau IV.3 : Tableau des sollicitations à L'ELS

• **Vérification des contraintes**

	position	M_{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	Observation
Etage Courant	En travée	1.777	9603,73	4.06	75,12	150	vérifiée
	En appui	0.836	5608,74	3.06	45,61	150	vérifiée
RDC S/SOL	En travée	1.978	11380,71	4.45	77,34	150	vérifiée
	En appui	0.93	5608,74	3.06	50,74	150	vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article B.6.5, 2

$$h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow \frac{15}{420} = 0,036 > 0,0625 \quad \text{Non vérifiée. } \otimes$$

$$A_s / bd \leq 4,2 / f_e \Leftrightarrow \frac{6.15}{100 \times 13} = 0,0047 < 0,0105 \quad \text{vérifiée. } \odot$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Leftrightarrow 0,036 > 0,1 \quad \text{Non vérifiée. } \otimes$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, en examinant la condition suivante :

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

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article **B.6.5.3** du BAEL91, comme suit :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0.84 \text{ cm}$$

f_{gv} , f_{gi} : Sont respectivement la flèche différé et instantané dues à l'ensemble des charges

Permanentés,

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanente appliqués avant la mise en œuvre des

Revêtements

f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

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

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i \quad \Rightarrow \quad E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$I_{fi} = \frac{1.1.I_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}).\rho} ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s+f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1.1.I_0}{1+0.4.\lambda_i.\mu}$$

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + 15 [A_s. [\frac{h}{2} - d'']^2 + A'_s. [\frac{h}{2} - d']^2]$$

$$I_0 = \frac{100.15^3}{12} + 15 [6.15. [\frac{15}{2} - 13]^2]$$

$$I_0 = 30915.56 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} ; \quad \rho = \frac{6.15}{100.13} = 0.0047$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*2.1}{0.0047(2+3\frac{100}{100})}$$

$$\lambda_i = 4.67 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.87$$

Moment fléchissant pour les différents cas des charges :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément.

$$g_{eq} = \frac{8.1*1.5+2(5.4*1.35)}{4.2} = 6.36 \text{ KN/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{4.31*1.5+2(3.75*1.35)}{4.2} = 3.95 \text{ KN/ml}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 6.36 + 3.95$$

$$P = 10.31 \text{ KN/ml}$$

Moments :

$$M_g = \frac{g_{eq} * L^2}{8} = \frac{6.36 * 4.2^2}{8} = 14.02 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} * L^2}{8} = \frac{3.95 * 4.2^2}{8} = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{p * L^2}{8} = \frac{10.31 * 4.2^2}{8} = 22.73 \text{ KN.m}$$

Contraintes :

$$Y = 4.06 \text{ cm} \quad I = 9603.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = 15. \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s^g = 15. \frac{M_g}{I} (d - Y) = 15. \frac{14.02 * 10^6}{9603.73 * 10^4} (130 - 40.6)$$

$$\sigma_s^g = \mathbf{195.76 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^j = 15. \frac{8.71 * 10^6}{9603.73 * 10^4} (130 - 40.6)$$

$$\sigma_s^j = \mathbf{121.62 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s^p = 15. \frac{22.73 * 10^6}{9603.73 * 10^4} (130 - 40.6)$$

$$\sigma_s^p = \mathbf{317.39 \text{ MPa}}$$

Paramètre μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0047 * 195.76 + 2.1}$$

$$\mu_g = \mathbf{0.36}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0047 * 121.62 + 2.1}$$

$$\mu_j = \mathbf{0.162}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0047 * 317.39 + 2.1}$$

$$\mu_p = \mathbf{0.54}$$

Calcul I_{fi} ; I_{fv} :

$$I_{fi}^g = \frac{1.1.I_0}{1+\lambda_i.\mu_g} = \frac{1.1*30915.56}{1+4.67*0.36} = 12683.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1.I_0}{1+\lambda_v.\mu_g} = \frac{1.1*30915.56}{1+0.4*1.87*0.36} = 26792.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1*30915.56}{1+4.67*0.162} = 19360.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1*30915.56}{1+4.67*0.54} = 9656.17 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{14.02*4.2^2}{10*32164.2*12683.54*10^{-5}} \Rightarrow f_{gi} = 000606 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{14.02*4.2^2}{10*10721.4*26792.45*10^{-5}} \Rightarrow f_{gv} = 00086 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{8.71*4.2^2}{10*32164.2*19360.28*10^{-5}} \Rightarrow f_{ji} = 00025 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{22.73*4.2^2}{10*32164.2*9656.17*10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 0013 \text{ m}$$

Donc

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

$$\Delta f_t = [(0.0086-0.0025)+(0.013-0.00606)]=0.0130 \text{ m} = 1.30 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 1.3 \text{ cm} > \bar{f} = 0.84 \text{ cm} \quad \text{pas vérifiée}$$

On remarque que la flèche ne vérifie pas avec l'épaisseur $h = 15 \text{ cm}$

Donc doit augmenter l'épaisseur d'escalier vers $e = h = 18 \text{ cm}$ (étage courant) & $e = h = 20 \text{ cm}$

(RDC ; S/SOL) et recalculer la flèche.

Les résultats du calcul de la flèche se résument dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Vérification de la flèche

	Charges (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèche (cm)		Vérification	
	j		M_j		σ_s^j		f_{ji}		Δf_t (cm)	
<i>Etage courant</i> $e=18\text{cm}$	G	3.95	M_G	8.71	σ_s^g	162.43	f_{gi}	0.17	\bar{f} (cm)	0.83
	P	6.36		14.02		261.46	f_{gv}	0.53		0.84
		10,31	M_P	22.73	σ_s^p	423.89	f_{pi}	0.88	Condition vérifiée	

RDC & S/SOL <i>e=20cm</i>	j	4.31	M_j	9.5	σ_s^j	169.66	f_{ji}	0.15	Δf_t (cm)	0.7
	G	8.1	M_G	17.86	σ_s^g	318.96	f_{gi}	0.43	\bar{f} (cm)	0.84
							f_{gv}	0.51		
P	12.41	M_P	27.36	σ_s^p	488.63	f_{pi}	0.77	Condition vérifiée		

IV.2.2 Volée 3 :

Remarque : on travaille avec la nouvelle épaisseur qui est $e = h = 18 \text{ cm}$

2.2.1 Evaluation des charges : (voir chapitre II)

a) **sous G :**

Palier : $G_p = 540 \text{ Kg/m}^2$

Paillasse : $G_v = 810 \text{ Kg/m}^2$

b) **sous Q :**

$Q_p = Q_v = 250 \text{ kg/m}^2$

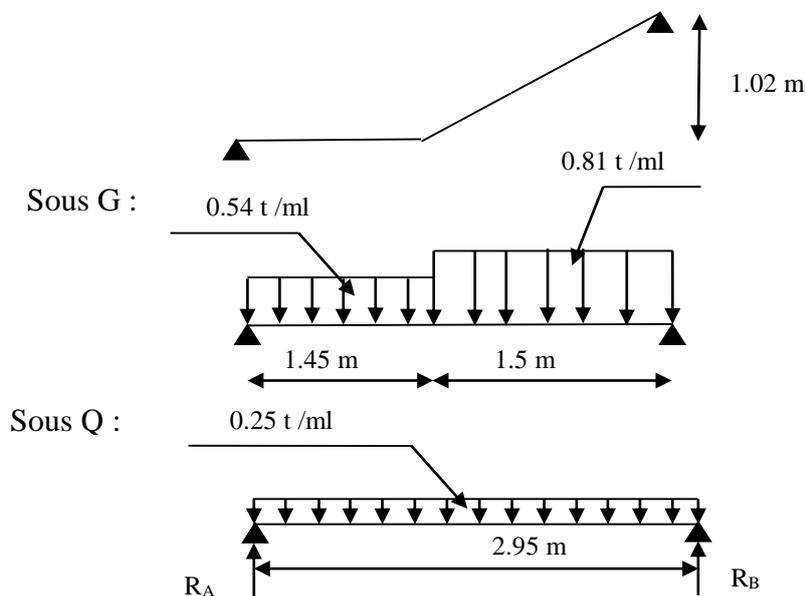


Figure IV.13: Schémas de calcul de volée 3

Calcul des sollicitations pour une bande de 1m

a) **sous G :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \mathbf{R_a + R_b = 0.54 * 1.45 + 0.81 * 1.5 = 1.998 \text{ t}}$$

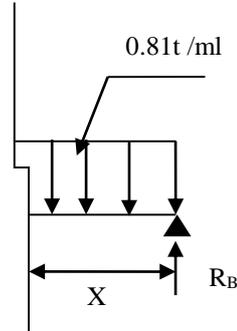
$$M/B = 0 \Rightarrow Ra \cdot 2.95 - (0.54 \cdot 1.45 \cdot 2.225) - 0.81 \cdot 1.5 \cdot 1.5 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow Ra = 0.9 \text{ t}$$

$$\Rightarrow R_B = 1.098 \text{ t}$$

➤ Moment fléchissant :

* $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$



$$M(x) = R_b x - 0.81 x \cdot x / 2$$

Figure IV.14 : Schémas de calcul le moment sous G

$$M(x) = -0.405 x^2 + 1.098 x$$

$$T(x) = dM(x)/dx = 0 \Rightarrow -0.81x + 1.098 = 0 \Rightarrow x = 1.098/0.81 \Rightarrow x = 1.35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M(1.35) = 0.744 \text{ t.m} \Rightarrow M_{\max} = 0.744 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow T(0) = Ra = 0.9 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T(3.95) = R_b = 1.098 \text{ t}$$

Moment en travée : $M_{tG} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \cdot 0.744 = 0.632 \text{ t.m}$

Moment en appui : $M_{aG} = -0.4 M_{\max} = -0.4 \cdot 0.744 = -0.297 \text{ t.m}$

Sous Q :

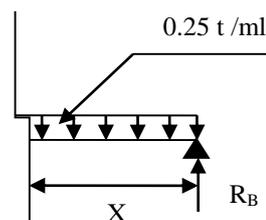
$$F_y = 0 \Rightarrow Ra + R_b = (0.25 \cdot 1.45) + 0.25 \cdot 1.5 \Rightarrow Ra + R_b = 0.737 \text{ t}$$

$$M(B) = 0 \Rightarrow Ra \cdot 2.95 - (0.25 \cdot 1.45 \cdot 2.225) - 0.25 \cdot 1.5 \cdot 1.5 / 2 = 0$$

$$\Rightarrow Ra = 0.369 \text{ t}$$

$$\Rightarrow R_b = 0.368 \text{ t}$$

* $0 \leq x \leq 2.6 \text{ m}$



$$M(x) = R_b \cdot x - 0.25 x \cdot x / 2$$

$$M(x) = -0.125 x^2 + 0.368 x$$

$$T(x) = dM(x)/dx = 0$$

Figure IV.15 : Schémas de calcul le moment sous Q

$$\Rightarrow -0.25x + 0.368 = 0 \Rightarrow x = 0.368/0.25 \Rightarrow x = 1.472 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M(1.472) = 0.271 \text{ tm} \Rightarrow \mathbf{M_{max} = 0.271 \text{ t.m}}$$

$$\Rightarrow T(0) = R_a = 0.369 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T(3.95) = R_b = 0.368 \text{ t}$$

Moment en travée : $M_{tQ} = 0.85 M_{max} = 0.85 * 0.271 = 0.230 \text{ t.m}$

Moment en appui : $M_{aQ} = -0.4 M_{max} = -0.4 * 0.271 = -0.108 \text{ tm}$

2.2.1 Les combinaisons :

E.L.U. :

En travée : $M_t = 1.35 M_{tG} + 1.5 M_{tQ} = 1.35 * 0.632 + 1.5 * 0.230$

$$M_t = 1.198 \text{ t.m}$$

En appui : $M_a = 1.35 M_{aG} + 1.5 M_{aQ} = 1.35 * 0.297 + 1.5 * 0.108$

$$M_a = 0.563 \text{ t.m}$$

$$T_u = 1.35 T_G + 1.5 T_Q = 1,35 \cdot 1,098 + 1,5 \cdot 0,369 = 2,0358 \text{ t}$$

E.L.S :

En travée : $M_t = M_{tG} + M_{tQ} = 0.632 + 0.230$

$$M_t = 0.862 \text{ t.m}$$

En appui : $M_a = M_{aG} + M_{aQ} = 0.297 + 0.108$

$$M_a = 0.405 \text{ t.m}$$

$$T_s = T_G + T_Q = 1,098 + 0,369 = 1,467 \text{ t}$$

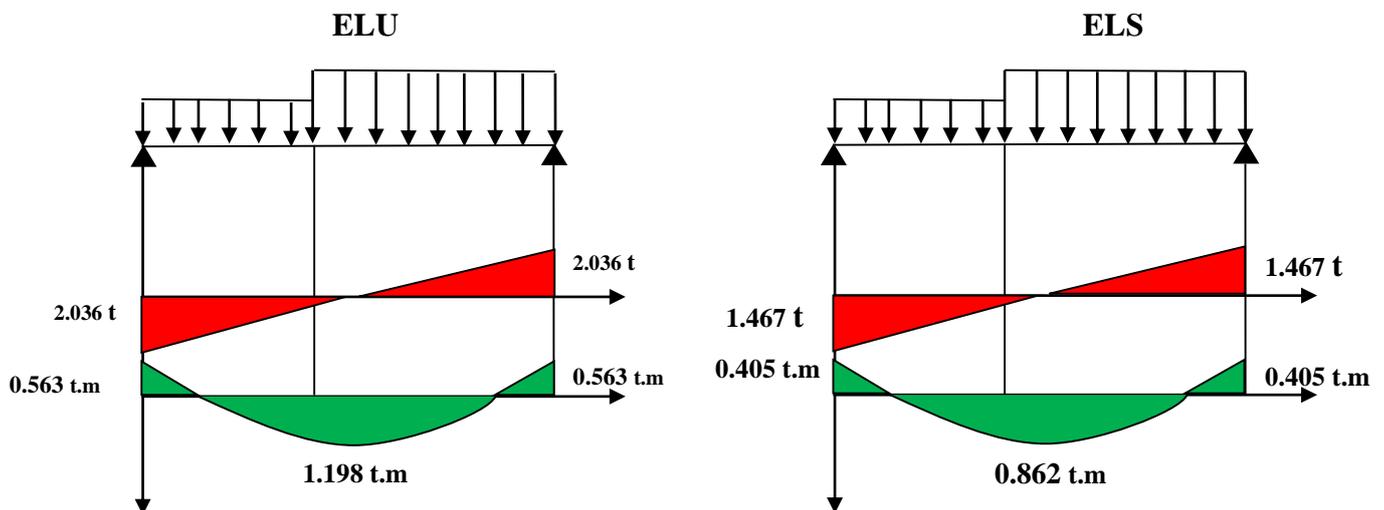


Figure IV.16 : évaluation des moments et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS volé 3

2.2.3 Détermination des armatures :

- Le calcul se fait à l'E.L.U
- Ferrailage a la flexion simple ($b = 1\text{ml} \times e$)
- Fissuration peu nuisible ($C = 2\text{cm}$)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{cm}^2$$

Tableau IV.6 : Ferrailage sur appuis et travée volée 3

	Zone	M_u (kg. cm) $*10^{+5}$	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Etage courant	Travée	1.198	0.033	0.042	15.73	2.19	1,56	4HA10=3,14	25
	appui	0.563	0.015	0.02	15.87	1.02	1,56	4HA10=3,14	25

Les armatures de repartitions :

En travée : $A_r = \frac{A_{choisit}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_r = \frac{A_{choisit}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications :**

Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = 0.127 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification des espacements :**

Armatures longitudinales :

Travée $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

Appuis $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition :

$St = 33\text{cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Vérifications à l'E.I.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton, on doit vérifier que

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

Avec : $\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x / I$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{C28} = 150 \text{ kg/cm}^2$

• **Vérification des contraintes :**

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M_{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	Observation
Etage Courant	En travée	0.862	8787.11	3.44	33.75	150	vérifiée
	En appui	0.405	8787.11	3.44	15.86	150	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article B.6.5, 2

$h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow \frac{18}{295} = 0,061 > 0,0625$ Non vérifiée. ☹

$A_s / bd \leq 4,2 / f_e \Leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 16} = 0,002 < 0,0105$ vérifiée. 😊

$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Leftrightarrow 0,036 > 0,1$ Non vérifiée. ☹

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, en examinant la condition suivante :

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

Les résultats du calcul de la flèche se résument dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification de la flèche

	Charges (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèche (cm)		Vérification	
	j	G	M _j	M _G	σ_s^j	σ_s^g	f_{ji}	f_{gi}	Δf_t (cm)	
<i>Etage courant e=18cm</i>	j	4.03	M _j	4.38	σ_s^j	93.91	f_{ji}	-0.00043	\bar{f} (cm)	-1.7
	G	6.77	M _G	7.36	σ_s^g	157.8	f_{gi}	0.0195		
	P	10.8	M _P	11.75	σ_s^p	251.93	f_{pi}	0.0012	0.00091	Condition vérifiée

2.2.4 Ferrailage des escaliers : « A paillasse orthogonal » :

V2 :

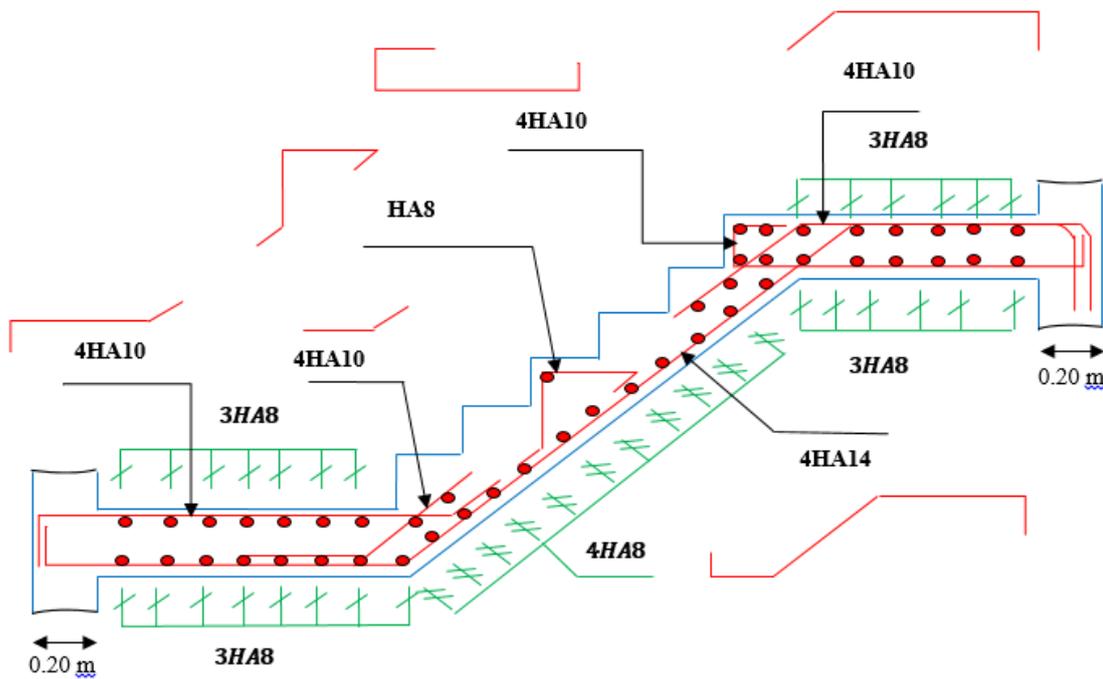


Figure IV.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier - volé 2 -

V3 :

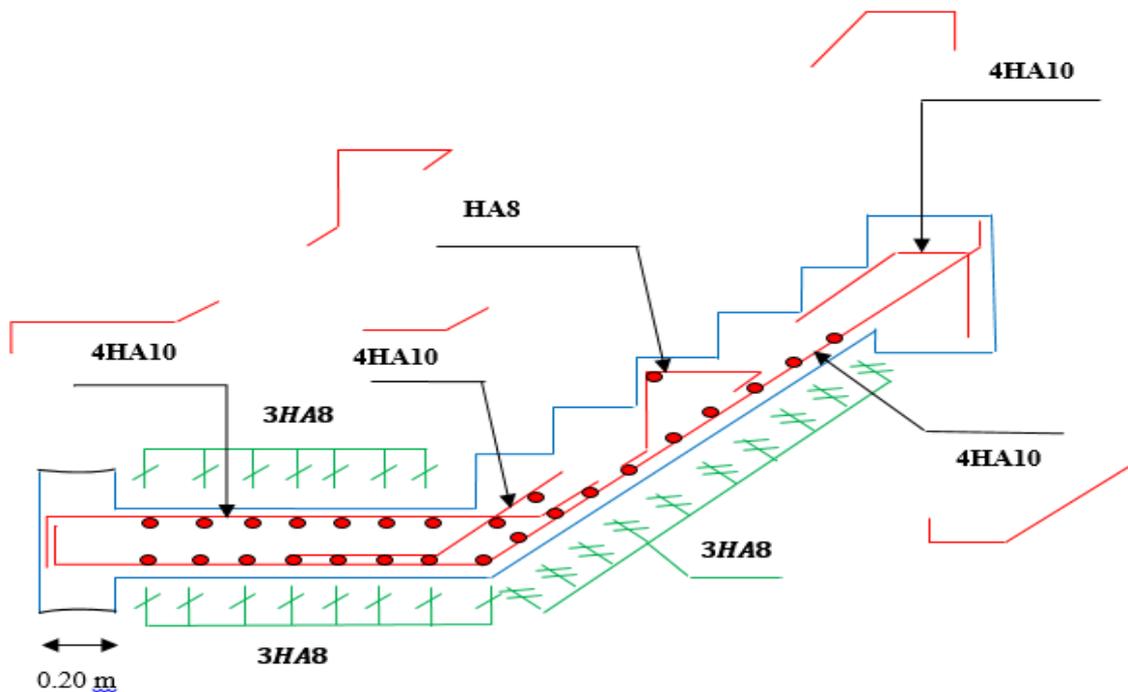


Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de l'escalier - volé 3 -

IV.3 ETUD DE LA DALLE MACHINE :**3.1. INTRODUCTION :****3.1.1. Définition De L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15°.

La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type1 classe 1.

Classe 1 : ascenseur destiné au transport des personnes.

3.1.2. Caractéristique :

- charge nominale
- nombre de personne
- vitesse moyenne
- surfasse utile

3.1.3. Charge Nominale :

Les constructions précisent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour laquelle, ils garantissent un fonctionnement normale.

3.1.4. Nombre De Personne :

Il dépend de la surface utile et la charge nominale.

3.1.5. Vitesse Moyenne :

Est la vitesse de la cabine pour la quelle l'appareil a été construit et pour la quelle un fonctionnement normale est garantis par le fournisseur.

3.1.6. Surface Utile :

La surfasse utile est celle que les passagers peuvent occuper pendant le fonctionnement de l'ascenseur. La surface utile maximale dépend de la charge nominale.

Pour le type 400kg : 1,17m².....nombre de personne : 06.

Pour le type 630kg : 1,66m².....nombre de personne : 08.

Pour le type 1000kg : 2,40m².....nombre de personne : 13.

3.2. Définition Technique :**3.2.1.Cabine :**

La cabine est l'orange de l'ascenseur destiné à recevoir des personnes à transporter.

La cabine doit être entièrement fermée par des parois, plancher et un toit plain, la seule ouverture permise étant les suivants :

- Baies servant à l'accès normales des usagers :

Doivent être munies de ports

- Trappes et portes de secours :

L'aide à apporter aux passagers se trouvant en cabine doit toujours venir de l'extérieur .ce résultat peut notamment être obtenu en utilisant la manœuvre de secours.

S'il existe une trappe de secours dans le toit de la cabine pour permettre le secours et l'évacuation éventuels des passagers, elle doit mesurer au minimum (0,3×0,5) m.

-Orifices de ventilation :

Les cabines munies de portes pleines doivent être pourvues d'orifices de ventilation en partie haute et basse. La surface effective de chacun d'eux doit être égale à 1% de la surface utile de la cabine.

3.2.2.Etrier :

Ossature métallique portant la cabine, elle est dimensionnée pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au chassé de l'étrier, mais par l'intermédiaire des supports antivibratoires en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

3.2.3.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 (40à50) % de la charge utile.

3.2.4. Machine :

La machine est constituée par l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur. Chaque ascenseur doit comporter au moins une machine.

L'entraînement de la machine : soit par adhérence (emploi de poulies de traction), soit par attelage si la vitesse ne dépasse pas 0,63m/s.

L'ascenseur doit être muni d'un système de freinage (frein électromécanique) agissant automatiquement:

- en cas d'absence du courant électrique du réseau
- en cas d'absence du courant de manœuvre

3.2.5. Régulateur De La Vitesse :

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

3.2.6. Amortisseurs :

L'amortisseur est un organe constituant une butée déformable en fin de course, et comportant un système de freinage par fluide ou ressort.

Des amortisseurs doivent être placés à l'extrémité inférieure de la courroie de la cabine et du contrepoids.

➤ **On distingue trois types d'amortisseur :**

Les amortisseurs à accumulation d'énergie.

Les amortisseurs à accumulation d'énergie avec amortissement du mouvement de retour.

Les amortisseurs à dissipation d'énergie.

➤ **Organes de suspension et de compensation :**

Les cabines et Contre Poids doivent être suspendus par des câbles en aciers ou de chaînes en aciers à mailles parallèles genre galle ou à rouleaux.

Le diamètre nominal des câbles doit être au minimum de 8 mm.

Le nombre minimale de câbles ou chaînes doit être de deux et indépendante.

➤ **Locaux de machines et de poulie :**

Les machines, leur appareillage et les poulies ne doivent être accessibles, qu'aux personnes autorisées (maintenance, secours).

La machine et son appareillage doivent se trouver dans un local qui leur soit spécialement affecté comportant des murs, un plancher, un plafond, une porte ou une trappe plein

3.2.7. Caractéristiques de l'ascenseur :

- Capacité : 13 personnes
- Vitesse : 0,65 ou 1m/s
- Charge nominale : 1000kg
- Dimension de la dalle machine : selon les conditions qu'ils nous ont été fournies par

l'entreprise nationale des ascenseurs : épaisseur de la dalle ($e = 20\text{cm}$)

3.3. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LA DALLE :

matériaux	Épaisse (m)	Masse volumique(t/m^3)	Masse surfacique(t/m^2)
Dalle en béton armé	0,15	2,5	0,375
Mortier de pose	0,02	2,00	0,04
Revêtement en carrelage	0,02	2,2	0,044
$G_{\text{dalle}} = 0,459 \text{ t}/\text{m}^2$			
$Q = 0,1 \text{ t}/\text{m}^2$			

Tableau IV.9 Tableau de la charge de la dalle

3.4..Charge Permanente :Poids de la dalle : $G_{dalle} = 0,459 \text{ t/m}^2$ Poids de la cabine : $C = 4000 \text{ kg}$ Poids de la machine : $C' = 6550 \text{ kg}$ **3.4.1 Calcule de la Charge répartie sur la dalle :**Dimension de la dalle : $L_x = 1,75\text{m}$; $L_y = 1,8\text{m}$.

La charge répartie est : poids de cabine + poids de la machine

$$\text{Charge répartie : } \frac{C+C'}{(L_x \times L_y)} = \frac{4000+6550}{1,75 \times 1,8} = 3349,2 = 3,35 \text{ t/m}^2$$

$$G = G_{dalle} + G_{répartie} = 0,459 + 3,35 = 3,80 \text{ t/m}^2$$

Le calcul se fait sur une bonde de 1m

- **Sens de la dalle machine**

$$0,4 < \frac{L_x - 1,75}{L_y - 1,80} = 0,97 < 1 \quad \leftrightarrow \quad \rho = 0,97$$

→ Dalle porte suivant deux directions

AL'ELU :

$$\mu_x = 0,0392$$

$$\mu_y = 0,9322$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times (3,80) + 1,5 \times (0,1)$$

$$q_u = 5,28 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,97 > 0,4$$

AL'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (3,8) + (0,100)$$

$$q_s = 3,9 \text{ t/m}^2$$

3.4.2.-Calcul Des Moments : D'après B.A.E.L 91 :

La dalle porte suivant les deux sens

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Moments isostatiques:

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0392 \times 5,28 \times (1,75)^2 = 0,63 \text{ tm} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,9322 \times 0,63 = 0,587 \text{ tm} \end{cases}$$

Moments de ferrailage:

Sens X:

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_x = 0,53 \text{ tm.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0,5 \times M_x = 0,315 \text{ tm.}$$

Sens-Y:

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_y = 0,49 \text{ tm.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0,5 \times M_y = 0,29 \text{ tm.}$$

3.5. FERRAILAGE DE LA DALLE :

Sens X:

$$\text{En travée : } M_t = 0,53 \text{ tm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{0,53 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 142} = 0,011 < \bar{\mu} = 0,392 \Rightarrow A_{S'} = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}}{0,8} = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,013 = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_c} = \frac{0,53 \times 10^5}{0,994 \times 18 \times 3480} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 4,71 cm².

Sur appuis : Ma = 0.315tm , d = 18cm , b = 100cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{0,315 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 142} = 0,0068 < \bar{\mu} = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0068}}{0,8} = 0,0085$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,0085 = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_c} = \frac{0,315 \times 10^5}{0,996 \times 18 \times 3480} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 4,71 cm².

Sens-Y:

En travée : Mt = 0,49tm , d = 18cm , b = 100cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{0,49 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 142} = 0,01 < \bar{\mu} = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}}{0,8} = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,012 = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_c} = \frac{0,49 \times 10^5}{0,995 \times 18 \times 3480} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 4,71 cm².

Sur appuis : Ma=0,29tm , d=18cm , b=100cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{0,29 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 142} = 0,0063 < \bar{\mu} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0063}}{0,8} = 0,00789$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,00789 = 0,9968$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_c} = \frac{0,29 \times 10^5}{0,9968 \times 18 \times 3480} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 4,71 cm².

➤ **Vérification à L'E.L.S:**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (3,80) + (0,100)$$

$$q_s = 3,9 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,4}{2,6} = 0,92 > 0,4 \text{ Dalle porte suivant deux directions}$$

$$v=0,2 ; \rho=0,97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Moments isostatiques:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0465 \times 3,9 \times (1,75)^2 = 0,55 \text{ tm}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,9543 \times 0,55 = 0,52 \text{ tm}$$

Moments de ferrailage:Sens X:

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_x = 0,467 \text{ tm.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0,5 \times M_x = 0,275 \text{ tm.}$$

Sens-Y:

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 \times M_y = 0,442 \text{ tm.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0,5 \times M_y = 0,26 \text{ tm.}$$

➤ Vérification des contraintes:Sens X:En travée:

$$M_s = 0,467 \text{ t.m} \quad ; \quad A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 A_s x - 15 A_s d = 0$$

$$50x^2 + 15(4,71)x - 15(4,71)18 = 0$$

$$50x^2 + 71,1x - 1271,7 = 0$$

$$\Rightarrow x = 4,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{Bx^3}{3} + 15(d-x)^2 A_s + 15(x-c') A_s' = 0$$

$$I = \frac{100(4,89)^3}{3} + 15(18-4,89)^2 4,71 = 16040,43 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

➤ La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_s \times x}{I} \leq \overline{\sigma}_c = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{0,467 \times 10^5 \times 4,89}{16040,43} = 14,24 \text{ kg/m}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots CV$$

➤ **La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_t} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,467 \times 10^5 (18 - 4,89)}{16040,43} = 572,52 \text{ kg/m}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots CV$$

Sur appuis:

$$M_s = 0,275 \text{ t.m} ; \quad A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 A_s x - 15 A_s d = 0$$

$$50x^2 + 15(4,71)x - 15(4,71)18 = 0$$

$$50x^2 + 71,1x - 1271,7 = 0$$

$$\Rightarrow x = 4,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{Bx^3}{3} + 15(d-x)^2 A_s + 15(x-c') A_s' = 0$$

$$I = \frac{100(4,89)^3}{3} + 15(18-4,89)^2 4,71 = 16040,43 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

➤ **La contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s \times x}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 0,60f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{0,275 \times 10^5 \times 4,89}{16040,43} = 8,38 \text{ kg/m}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots CV$$

➤ **La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_t} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,275 \times 10^5 (18 - 4,89)}{16040,43} = 337,14 \text{ kg/m}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Sens-Y:

En travée:

$$M_s = 0,442 \text{ t.m} \quad ; \quad A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 A_s x - 15 A_s d = 0$$

$$50x^2 + 15(4,71) x - 15(4,71)18 = 0$$

$$50x^2 + 71,1 x - 1271,7 = 0$$

$$\Rightarrow x = 4,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{Bx^3}{3} + 15(d-x)^2 A_s + 15(x-c') A_s' = 0$$

$$I = \frac{100(4,89)^3}{3} + 15(18-4,89)^2 4,71 = 16040,43 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

➤ La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_s \times x}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{0,442 \times 10^5 \times 4,89}{16040,43} = 13,47 \text{ kg/m}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots\dots CV$$

➤ La contrainte dans les aciers:

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,442 \times 10^5 (18 - 4,89)}{16040,43} = 541,87 \text{ kg/m}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Sur appuis:

$$M_s = 0,26 \text{ t.m} \quad ; \quad A_s = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 A_s x - 15 A_s d = 0$$

$$50x^2 + 15(4,71)x - 15(4,71)18 = 0$$

$$50x^2 + 71,1x - 1271,7 = 0$$

$$\Rightarrow x = 4,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{Bx^3}{3} + 15(d-x)^2 A_s + 15(x-c') A_s' = 0$$

$$I = \frac{100(4,89)^3}{3} + 15(18-4,89)^2 \cdot 4,71 = 16040,43 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

➤ La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{0,26 \times 10^5 \times 4,89}{16040,43} = 7,92 \text{ kg/m}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kg/m}^2 \dots \text{ CV}$$

➤ La contrainte dans les aciers:

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,26 \times 10^5 (18 - 4,89)}{16040,43} = 318,75 \text{ kg/m}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{ CV}$$

➤ Justification de l'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{5,28 \times 1,75 \times 1,8}{3 \times 1,8} = 3,08 \text{ t.m}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{5,28 \times 1,75 \times 1,8}{(2 \times 1,8) + 1,75} = 3,11 \text{ t.m}$$

➤ **Vérification de la Contrainte tangentielle :**

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{3,08 \times 10^3}{100 \times 18} = 1,71 \text{ Kg/cm}^2 = 0,171 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_c}{1,5} = 1,166 \text{ Mpa} \dots C.V$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{b \times d} = \frac{3,11 \times 10^3}{100 \times 18} = 1,73 \text{ Kg/cm}^2 = 0,173 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_c}{1,5} = 1,166 \text{ Mpa} \dots C.V$$

➤ **Justification de la flèche:**

Les conditions:

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_t}{20 \times M_{ox}} \rightarrow \frac{20}{175} = 0,114 > \frac{0,467}{20 \times 275} = 0,08 \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \rightarrow \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,0026 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{cv}$$

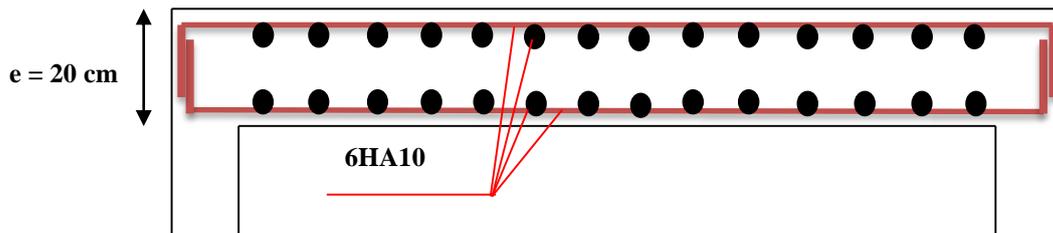


Figure IV.19: ferrailage de dalle machine

IV.4 Etude de la dalle flottante :

Le plancher de notre rez-de-chaussée est constitué par une dalle flottante Vu que notre bâtiment ne comporte pas un vide sanitaire la dalle flottante n'est pas prise par l'ossature du bâtiment, elle est uniquement reposé sur le sol qu'on doit remblayer jusqu'au niveau de longrine, entre les longrines et la dalle flottante, on doit prévoir un joint de 2 cm d'épaisseur.

Ce joint doit être étanche pour éviter la remontée des eaux. Notre dalle flottante a une épaisseur de 12 cm.

Le ferrailage de la dalle flottante est donné forfaitairement par des nappes de treilles de $\phi 8$
Répartition des armatures.

Soit 6 $\phi 8$ par mètre dans les deux sens.

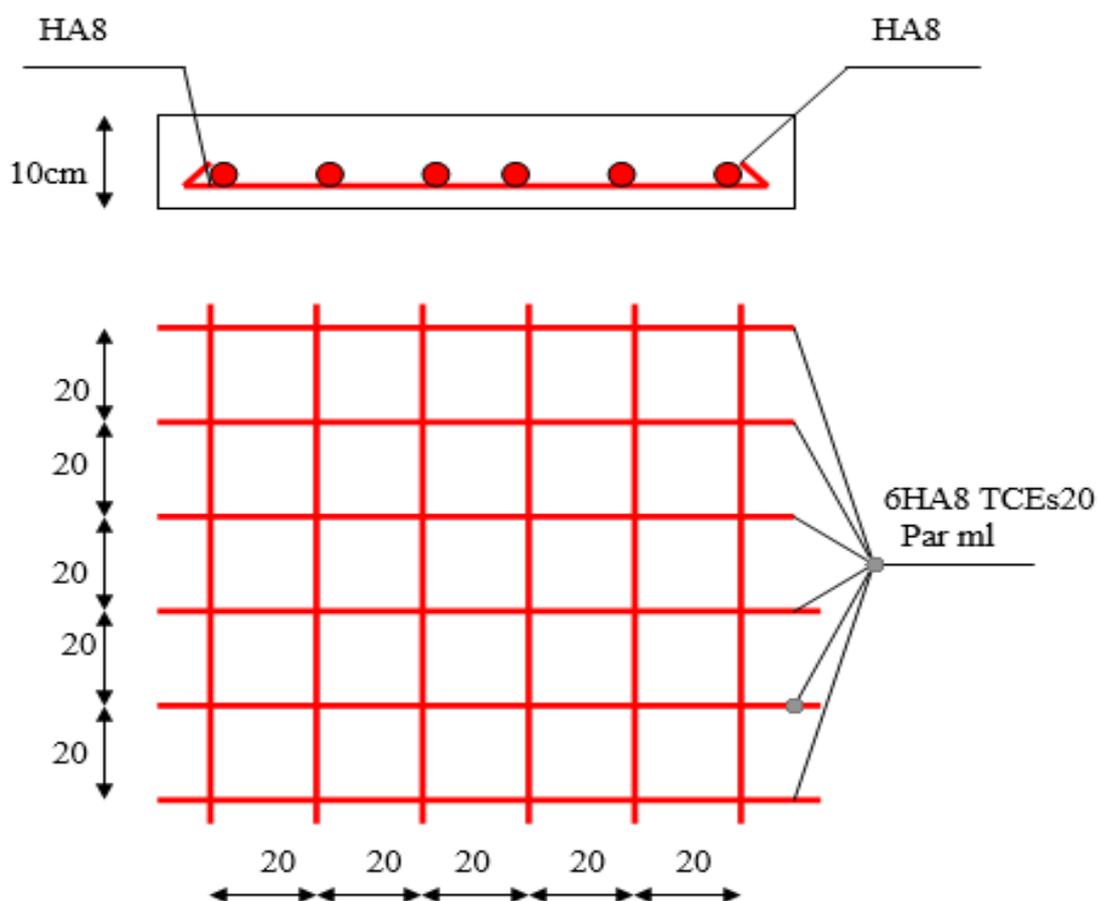


Figure IV.20: Ferrailage dalle flottante

IV.5 Etude de balcon :

5.1. Type de balcon:(dalle appuyée sur trois appuis) :

Pour le calcul de cette dalle, on a choisit la méthode de calcul élastique des dalles basée sur l'utilisation des tables de BARES, après l'obtention des moments il faut les répartir entre les travées et les appuis

Ce balcon est le plus défavorable pour tous les autres balcons de ce type.

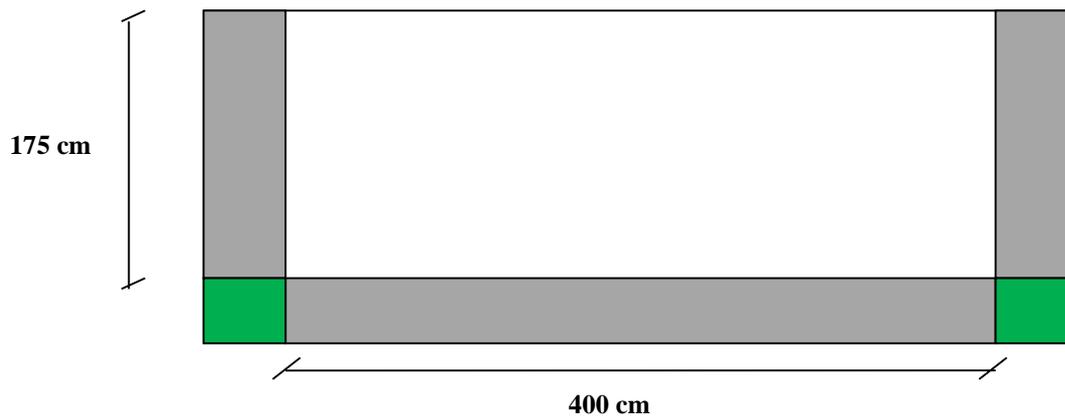


Figure IV.21: balcon Type (dalle appuyée sur trois appuis)

5.2. Caractéristique de la dalle :

L_x : distance minimale entre nus appui ($L_x=1.75$ m)

L_y : distance max entre nus d'appuis ($L_y=4.00$ m)

$$G = 560 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

ELU

$$q_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

$$q_u = 1,35(0,560) + 1,5(0,35) \quad \rightarrow \quad q_u = 1,281 \text{ Tf/m}^2$$

ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,56 + 0,35 \quad \rightarrow \quad q_s = 0,91 \text{ Tf/m}^2$$

$$R_{ho} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{4,00} = 0,44$$

$$\rightarrow R_{ho} = 0,45$$

A l'aide de « TABLES DE BARES (Tab 1.28 ; Tab 1.29)» voir l'annexe on calculons les moments :

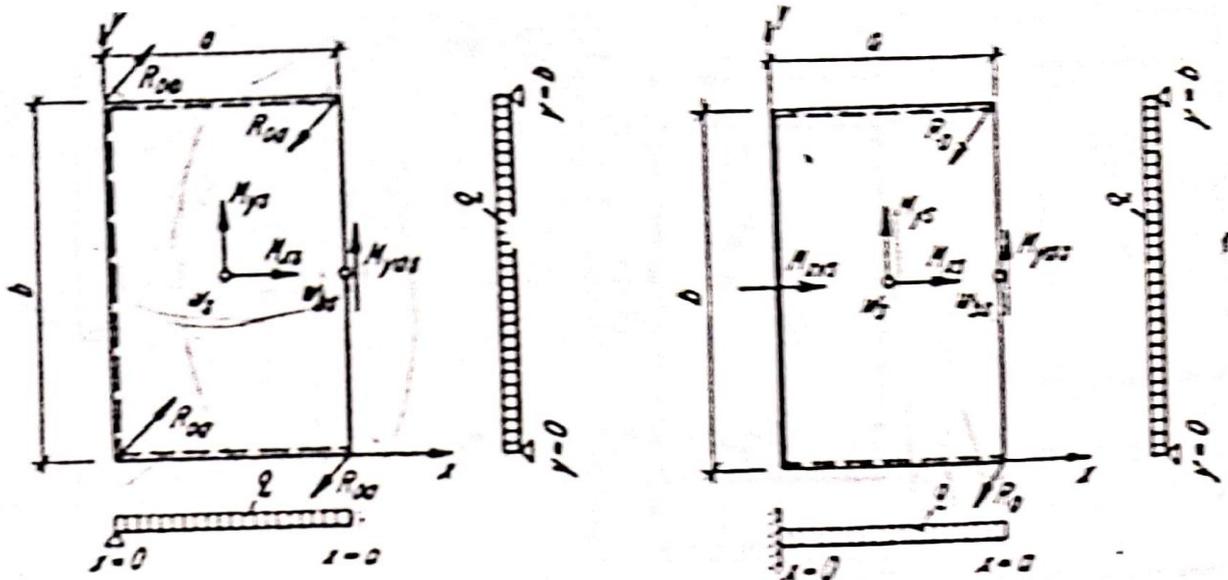


Figure IV.22 : Schémas de « TABLES DE BARES pour (Tab 1.28 ; Tab 1.29)»

Rq : Notre cas est 3 appuis avec encastrement mais on prend le 2^{eme} cas en parallèle pour éviter la fissuration si notre encastrement n'est pas parfait

Les Tableaux suivantes représentent notre cas de $\rightarrow R_{ho} = 0,45$

- **Tableau IV.10** : Tab 1.29 « TABLE DE BARES »

R _{ho}	M _{xs}	M _{xvs}	M _{ys}	M _{yas}
0,45	-0.0079	-0.3204	0.0072	0.0189

- **Tableau IV.11** : Tab 1.29 « TABLE DE BARES »

R _{ho}	M _{xs}	M _{ys}	M _{yas}
0,45	0.0859	0.0243	0.0436

5.3. CALCUL DES MOMENTS :

Rq : - le choix des coefficients se fait selon le « sens » et la valeur « max »

- a : L_x ; b : L_y

En travée: prend M_{xs} et M_{ys} de (Tab 1.28)

Sens X :

$$M_{tx} = M_{xs} = 0.086 * q_u * a^2 = 0.086 * 1.28 * (1.75)^2 = 0,34 \text{ t.m}$$

Sens Y :

$$M_{ty} = M_{ys} = 0.024 * q_u * b^2 = 0.024 * 1.28 * (4)^2 = 0,49 \text{ t.m}$$

En appuis:

Sens X : prend : max (M_{xvs} et M_{xs}) de (Tab 1.29)

$$M_{ax} = M_{xvs} = -0.3204 * q_u * a^2 = -0.3204 * 1.28 * (1.75)^2 = -1.26 \text{ t.m}$$

Sens Y :

on a $M_0 = M_{ty}$ donc on prend directement

$$M_{ay} = 0.4 M_0 = 0.4 * 0.49 = 0.196 \text{ t.m}$$

5.4. Ferrailage de la dalle :

Les résultats de la section d'armature sont obtenus par « L'EXCEL »

En appuis :**Sens (X ;Y):****Tableau IV.12 : Ferrailage d'appuis de balcon à l'ELU**

Zone	Sens	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Appuis	X	1.26	0.062	0.08	11.62	3.12	1,45	4HA10=3,14	25
	Y	0.196	0.0096	0.01	11.94	0.47	1,45	4HA8=2.01	25

En travée :**Sens (X ;Y):****Tableau IV.13 : Ferrailage de travée de balcon à l'ELU**

Zone	Sens	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X	0.34	0.017	0.021	11.9	0.82	1,45	4HA8=2.01	25
	Y	0.49	0.024	0.03	11.85	1.19	1,45	4HA8=2.01	25

- **Vérification à l'ELU :**

1) La condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.12 * 2.1}{400} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = \mathbf{1.45 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérification à L'E.L.S:**

$$q_s = 0,91 \text{ Tf/m}^2$$

- **Tableau IV.14 :** Tab 1.33 « TABLE DE BARES »

R_{ho}	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yas}
0,45	-0.0178	0.3389	0.0077	0.02205

- **Tableau IV.15 :** Tab 1.32 « TABLE DE BARES »

R_{ho}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
0,45	0.0913	0.0293	0.0495

CALCUL DES MOMENTS :

Rq : - le choix des coefficients se fait selon le « sens » et la valeur « max »

- a : Lx ; b : Ly

En travée: prend M_{xs} et M_{ys} de (Tab 1.32)

Sens X :

$$M_{tx} = M_{xs} = 0.0913 * q_s * a^2 = 0.0913 * 0.91 * (1.75)^2 = 0,25 \text{ t.m}$$

Sens Y :

$$M_{ty} = M_{ys} = 0.0293 * q_s * b^2 = 0.0293 * 0.91 * (4)^2 = 0,43 \text{ t.m}$$

En appuis:

Sens X : prend : max (M_{xvs} et M_{xs}) de (Tab 1.33)

$$M_{ax} = M_{xvs} = 0.3389 * q_s * a^2 = 0.3389 * 0.91 * (1.75)^2 = 0.94 \text{ t.m}$$

Sens Y :

on a $M_0 = M_{ty}$ donc on prend directement

$$M_{ay} = 0.4 M_0 = 0.4 * 0.43 = 0.172 \text{ t.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton, on doit vérifier que

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

Avec : $\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x / I$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{C28} = 150 \text{ kg/cm}^2$

Le calcul se fait par « Excel » et on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs
travée	x-x	0.25	1.38	1036.96	33.27	150	C.V
	y-y	0.43	1.77	1678.8	45.33	150	C.V
appui	x-x	0.94	2.56	3227.59	74.56	150	C.V
	y-y	0.172	1.155	736.166	26.98	150	C.V

➤ **Vérification de la Contrainte tangentielle :**

Effort tranchant :

$$T_{max} = 0,2040 \times q_u \times l_x \times L_y = 0,2040 \times 1,28 \times 1,75 \times 4$$

$$T_{max} = 1.83 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.153 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Justification de la flèche :

Les conditions :

$$1)- \frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20.M_{0x}} \Rightarrow 0,086 > 0,05 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$2)- \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0026 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.5 Schémas de Ferrailage de balcon :

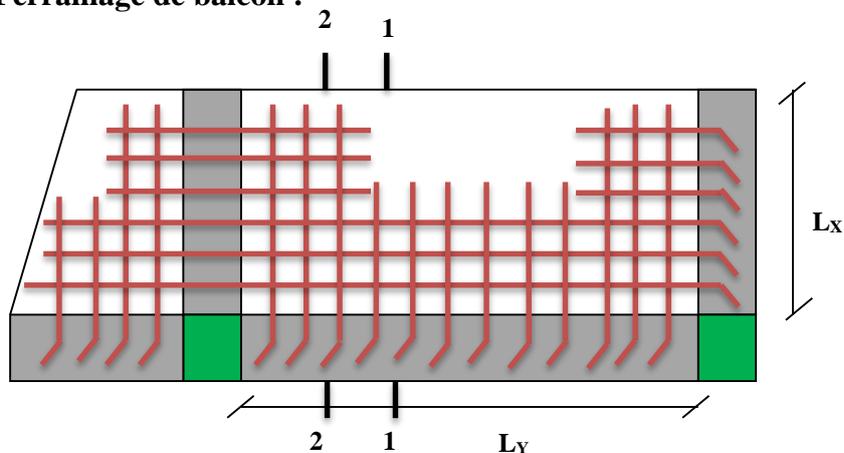


Figure IV.23 : Ferrailage de la nappe supérieur de la dalle

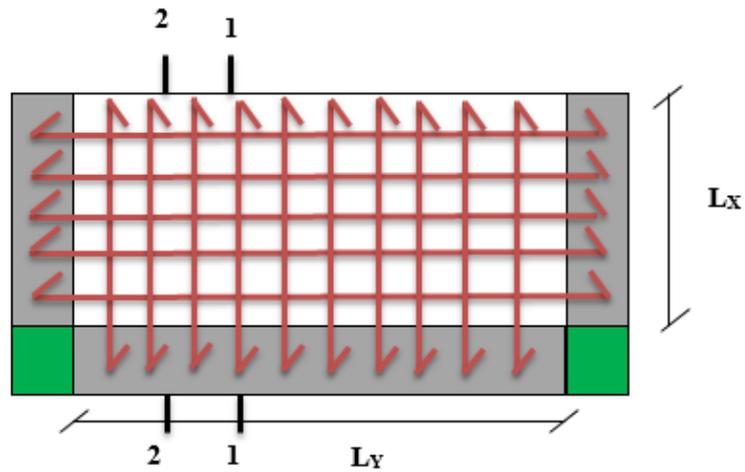


Figure IV.24 : Ferrailage de la nappe inferieure de la dalle

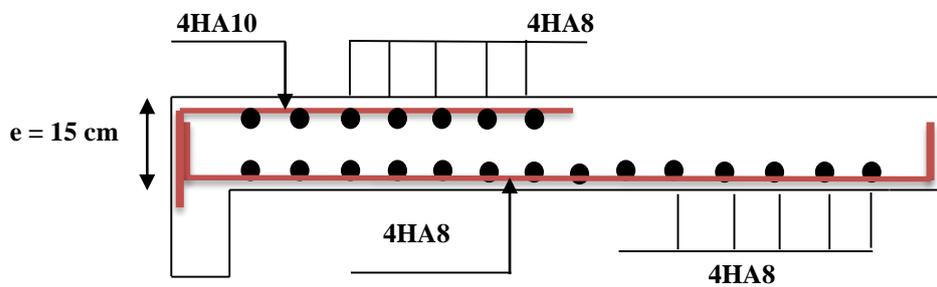


Figure IV.25 : Detaille de ferrailage de la dalle (coupe 1-1)

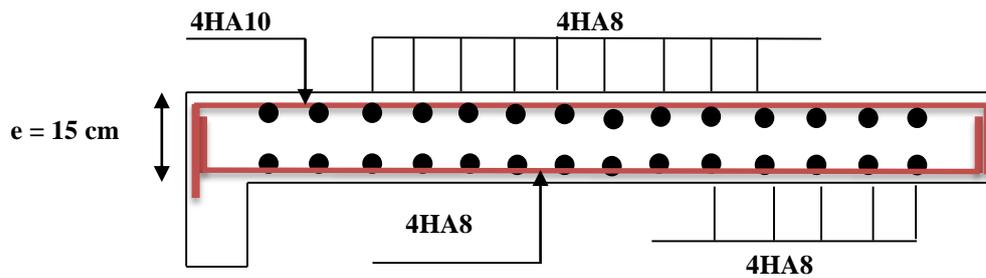


Figure IV.26 : Detaille de ferrailage de la dalle (coupe 2-2)

CHAPITRE 05

Etude sismique

V-Etude sismique de la structure :**V-1-Introduction :**

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur l'ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies les explosions. Comme ils sont aussi dangereux par leur effet induit sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismique entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base dans les constructions, provoqués par ces vibrations, engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

V-2-Choix de la méthode de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une Structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1. la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : Notre structure satisfait aux condition de régularités en plan et en élévations, il est situé dans la zone IIa, et il a une hauteur de 38,25m inférieure à 65.00m dans notre étude, on opte pour la méthode Statique équivalente.

Voir article n : 4.1.2 du RPA 2003

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces quelconque fictives dont les considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérés appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- **Modélisation :**

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

2.2. la méthode d'analyse modale spectrale :

Définition :

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.

Modélisation :

Modèle tridimensionnel, encastré à la base.

2.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V-3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

V-4 .Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) 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 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone II** : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 13 niveaux ou 38,25 m.

V-5 Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017

5.1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

• **Calcul de la force sismique totale :**

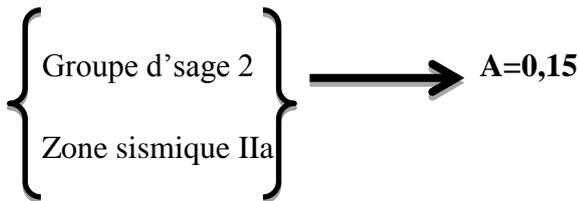
La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$v = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone IIa (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne



- **D** :facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} \longrightarrow T \geq 3.0 s \end{array} \right.$$

T1 et T2 :

Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

«S2» → $T_2 = 0.40s$; $T_1 = 0.15s$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.882. \text{ (Dans les deux sens)}$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituait, du type de structure de l'importance des remplissage.

$\xi = 7\%$ - donne par le tableau 4.2

- **Période fondamentale (T) :**

. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6, $C_T = 0,05$ le cas 4.

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

a) $T = C_t h_n^{3/4}$

b) $T(x, y) = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$

$$T_{\text{théorique}} = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (38.25)^{3/4} = 0.77 \text{ sec}$$

***le sens X :**

$$T_x = \frac{0,09 \times 38.25}{\sqrt{26}} = 0.675 \text{ sec.}$$

***le sens Y :**

$$T_y = \frac{0,09 \times 38.25}{\sqrt{15}} = 0.88 \text{ sec.}$$

En prend : $T_x'_{\text{min}} = 0,675 \text{ sec.}$

$$T_y'_{\text{min}} = 0,88 \text{ sec}$$

Donc :

$D_x = 1,55$

$D_y = 1,30$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003.

$R_x = R_y = 5.$

- Facteur de qualité donné par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Critère	Observé	P_q /xx	Observé	P_q /yy
1) Condition minimale sur les files de contreventement.	Oui	0	Non	0.05
2) Redondance en plan.	Oui	0	oui	0
3) Régularité en plan.	non	0.05	non	0.05
4) Régularité en élévation.	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de qualité des matériaux.	Non	0.05	Non	0.05
6) Contrôle de qualité d'exécution.	Oui	0	Oui	0
7) facture de qualité $Q = 1 + \sum^6 P_{q1}$	/	1.1	/	1.15

Tableau V.1 : Tableau de facteur de qualité Q

5.2 Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée .

- Modélisation :

*Les poteaux et les poutres : élément barre type ' poteau BA et poutre BA.

*Voile / Les plancher élément (panneau) *

Condition d'appui : encastrement a la base

*Type de maillage : 0,50 m

Buts de l'analyse dynamique est :

- *Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- *Déterminer les modes et les périodes propres.

➤ Initiative

Avant de trouver la bonne disposition de voile, on a essayé avec quelques variantes différentes de périodes

1^{ère} variante :

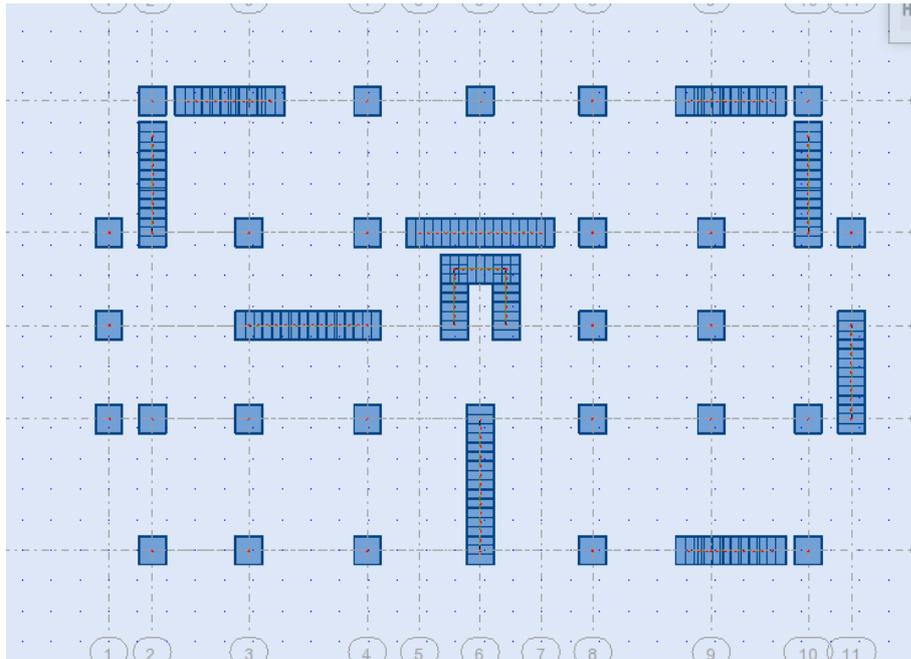


Figure V.1 : 1^{ère} variante de disposition de voile

On a trouvé la période de cette variante :

$$T = 1.13 \text{ sec}$$

On observe que cette période plus grande.

On passe à la 2^{ème} variante.

2^{eme} variante :

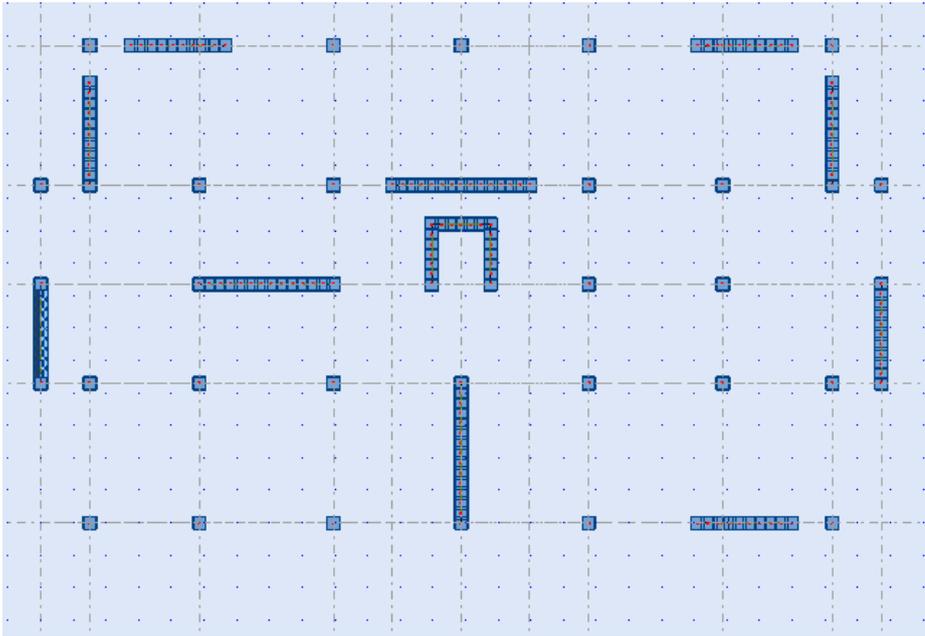


Figure V.2 : 2^{eme} variante de disposition de voile

On a trouvé la période de cette variante : **T = 1.06 sec**

On observe que cette période plus grande.

On passe a la 3eme variante.

3^{eme} variante

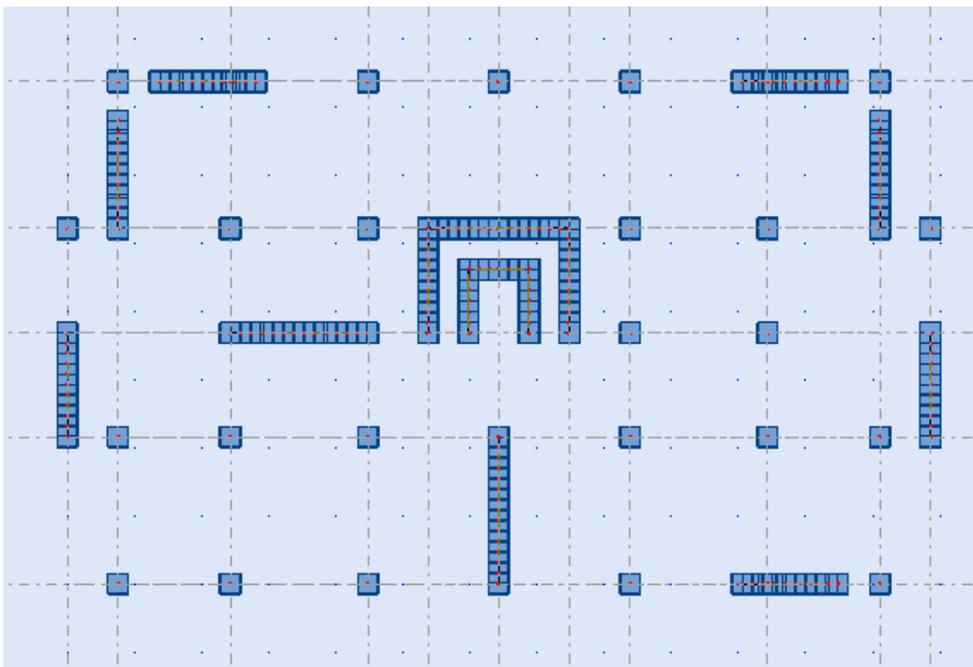


Figure V.3 : 3^{eme} variante de disposition de voile

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	1,03	0,97	1,92	64,99
4/ 2	1,10	0,91	28,83	67,07
4/ 3	1,45	0,69	67,45	67,50
4/ 4	3,79	0,26	73,39	71,11
4/ 5	3,88	0,26	74,42	84,13
4/ 6	4,92	0,20	82,30	84,17
4/ 7	5,70	0,18	82,30	85,25
4/ 8	6,03	0,17	83,66	85,26
4/ 9	7,25	0,14	83,69	85,26
4/ 10	8,35	0,12	85,96	85,32
4/ 11	9,09	0,11	85,97	91,11
4/ 12	10,55	0,09	88,97	91,11
4/ 13	14,08	0,07	90,47	91,14
4/ 14	15,61	0,06	90,49	94,10
4/ 15	17,24	0,06	91,66	94,10

Figure V.4 : tableau de résultat robot pour la période 3^{eme} variante

- On réécrit les résultats dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Period [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,03	0,97	1,92	64,99	1,92	64,99
4/ 2	1,10	0,91	28,83	67,07	26,91	2,08
4/ 3	1,45	0,69	67,45	67,50	38,62	0,43
4/ 4	3,79	0,26	73,39	71,11	5,95	3,60
4/ 5	3,88	0,26	74,42	84,13	1,03	13,02
4/ 6	4,92	0,20	82,30	84,17	7,88	0,05
4/ 7	5,70	0,18	82,30	85,25	0,00	1,08
4/ 8	6,03	0,17	83,66	85,26	1,36	0,00
4/ 9	7,25	0,14	83,69	85,26	0,03	0,00
4/ 10	8,35	0,12	85,96	85,32	2,28	0,07
4/ 11	9,09	0,11	85,97	91,11	0,01	5,78
4/ 12	10,55	0,09	88,97	91,11	3,00	0,00
4/ 13	14,08	0,07	90,47	91,14	1,50	0,03
4/ 14	15,61	0,06	90,49	94,10	0,02	2,96
4/ 15	17,24	0,06	91,66	94,10	1,17	0,00

Tableau V.2 : tableau de résultats dynamiques de la structure

Ilya 13 modes pour atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA 99 version 2003

- . Selon le **RPA 99 / version 2003** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T_{\text{calcul}} = 0,97.\text{sec} \leq 1.3 \times 0.77 = 1.00 \text{ sec} \dots C_v$$

V.6.Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée

D'après le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2017.

$$W_G = 17179,4 \text{ KN} \quad . \quad W_Q = 9846,9 \text{ KN}, \quad \beta = 0,2$$

$$W = 17179,4 \text{ KN} + (0,2 \times 9846,9) = 19148,78 \text{ KN}$$

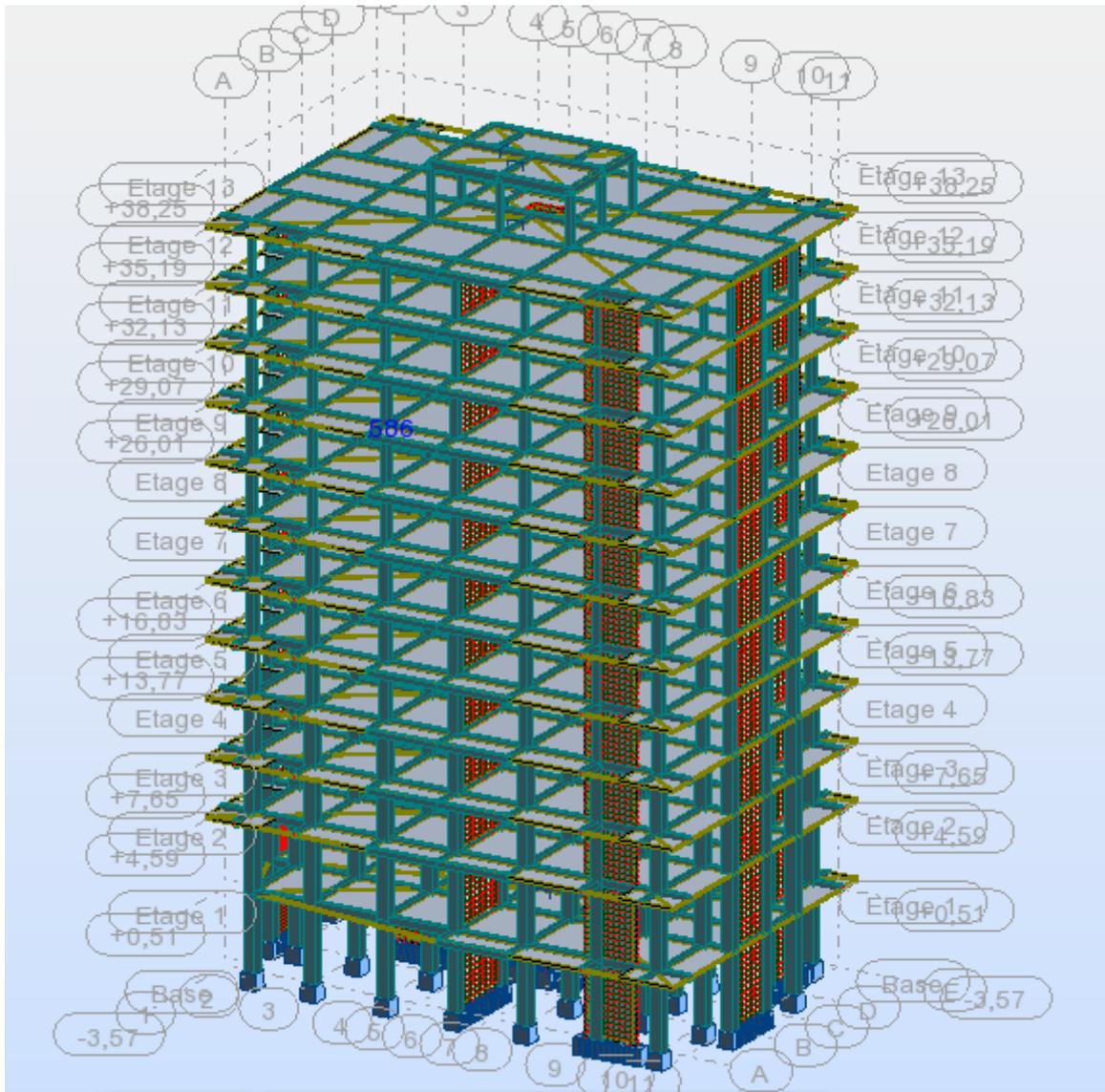


Figure V.5 : Modélisation de la structure

V.7. Calcul de la force sismique statique :

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

$$V_x \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 1,55 \cdot 1,1}{5} \cdot 19149,78 = 979,5 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \cdot 1,30 \cdot 1,15}{5} \cdot 19149,78 = 858,867 \text{ KN}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

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.

V_x dynamique = 804.6 kn

V_y dynamique = 2350,2 kn

0,8 V_x statique = 979.5 (0,8) KN=783.6 KN < **V_x dynamique** = 804.6 kn

0,8 V_y statique 858.867(0,8) KN=687.09KN < **V_y dynamique** = 2350,2 kn

➤ **Verification de la torsion**

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidité ne dépasse pas a 15% de la dimension du batiment mesurée perpendiculairement a la direction de l'action sismique considérée. RPA99/2003(Article 3.5)

Avec :

G : centre de gravité des masses

R : centre de rigidité

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	397672,30	3,14 7,84 -0,68	2,85 9,11 -1,03
1/ 2	Etage 2	408591,16	12,94 7,62 3,43	12,85 9,11 3,06
1/ 3	Etage 3	349281,01	13,00 7,59 6,89	13,92 9,11 6,59
1/ 4	Etage 4	350406,62	12,95 7,59 9,95	12,85 9,11 9,65
1/ 5	Etage 5	317570,22	2,97 7,60 13,09	2,85 9,16 12,78
1/ 6	Etage 6	317570,22	2,97 7,60 16,15	2,85 9,16 15,84
1/ 7	Etage 7	316444,61	3,01 7,61 19,21	3,94 9,16 18,90
1/ 8	Etage 8	289578,46	3,03 7,62 22,35	3,96 9,19 22,04
1/ 9	Etage 9	290704,07	2,98 7,62 25,41	2,85 9,19 25,10
1/ 10	Etage 10	290704,07	2,98 7,62 28,47	2,85 9,19 28,16
1/ 11	Etage 11	268682,56	3,04 7,64 31,60	3,97 9,21 31,29
1/ 12	Etage 12	271627,92	2,91 7,64 34,67	3,97 9,21 34,35
1/ 13	Etage 13	28277,89	2,85 7,47 37,91	2,85 7,69 37,78

Figure V.6 : résultats robot de centre des masses et centre de rigidité

$$E_x = G_x - R_x$$

E_x/L_y	< 15%	E_y/L_x	< 15%
0.23/18	0.8	1.37/26.2	7.6
0.19/18	0.7	1.51/26.2	8.3
0.82/18	3.1	1.52/26.2	8
0.21/18	0.8	1.53/26.2	8.5
0.23/18	0.8	1.57/26.2	8.7
0.23/18	0.8	1.56/26.2	8.7
0.83/18	3.1	1.58/26.2	8
0.83/18	3.1	1.59/26.2	8
0.24/18	0.9	1.59/26.2	8.8
0.24/18	0.9	1.61/26.2	8.8
0.83/18	3.1	1.65/26.2	8.9
1.08/18	4.1	0.27/26.2	9.1

Tableau V.3 : vérification de torsion

➤ Justification vis-à-vis des déformation

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA 99/Version 2003**, consiste en la vérification des déplacements, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

- la stabilité structurale.
- l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
- le confort humain durant et après les effets du séisme.

En effet, **selon l'article 5-10 du RPA 99/2003** l'inégalité ci –dessous doit nécessairement

Les déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 ne dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$U_R = \Delta U_x / H_e < 1.0\%$$

$\Delta U_x/H_e$	< 1.0%	$\Delta U_y/H_e$	< 1.0%
0.1/408	0.024	0.3/408	0.07
0.4/408	0.098	0.6/408	0.14
0.4/306	0.1	0.6/306	0.1
0.5/306	0.1	0.7/306	0.22
0.5/306	0.1	0.8/306	0.26
0.5/306	0.1	0.8/306	0.26
0.5/306	0.1	0.9/306	0.29
0.5/306	0.1	0.9/306	0.29
0.5/306	0.1	0.9/306	0.29
0.5/306	0.1	0.8/306	0.26
0.5/306	0.1	0.8/306	0.26
0.1/306	0.03	2.1/306	0.7

Tableau V.4 : vérification de déplacement**V.8 Conclusion :**

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

V.9 Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :**a) Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Section (cm ²)	N (KN)	Bc (cm ²)	Fc28 (KN/cm ²)	≤0,3	condition
60x60	2528.3	3600	2,5	0.28	cv
50x50	1657.2	2500	2,5	0.26	cv
40 x 40	1160.2	1600	2,5	0 .29	cv
30 x 30	427.2	900	2,5	0.19	cv

Tableau V.5 : vérification Sollicitations normales.

V.10 Finalemment :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique

CHAPITRE 06

Etude Portique

VI. Ferraillage des portiques :

Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
 - Traction simple.
 - Flexion simple.
 - Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI .1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,84	25	400

Tableau VI.1 : Les sollicitations les plus défavorables pour les 2 situation

- **Les combinaisons de calcul :**

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 : E.L.U : 1.35 G +1.5 Q

Selon le R.P.A 99/version2003 : Accidentels: G+Q ± E

Accidentels: 0.8G ± E

- **Recommandation 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 de 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 : 40ϕ en zone II

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas nous allons ferrailles les poutres les plus sollicitées.

RPA99/v2003 Article 7.5.2.1

VI.1.1 Ferrailages des poutres transversales (poutre secondaire) :

- section (30*35) :

➤ *Présentation des résultats dans un Tableau :*

Moment (<i>t.m</i>)	ELU	ELA	ELS
En travée	4.17	2.98	3.04
Sur appuis	-5.96	-8.82	-4.19

Tableau VI.2 : Résultats des moments max par « Robot » de P.S

➤ **ELU : (1,35G + 1,5Q)**

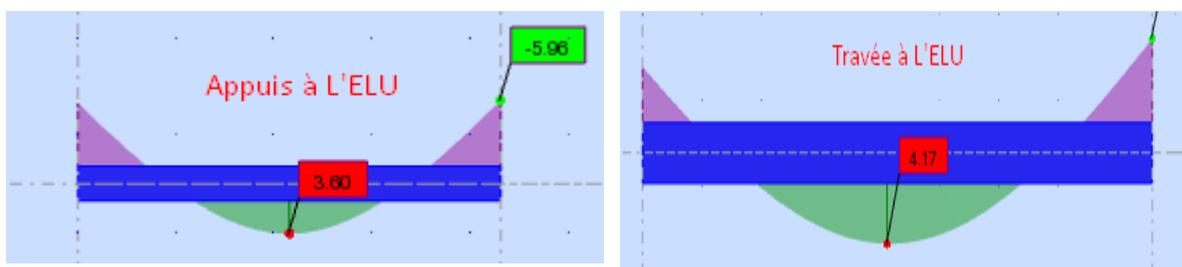


Figure VI.1 : Moment max en travée et appui à L'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.17 \times 10^5}{30 \cdot (32)^2 \cdot 142} = 0.095$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0954}) = 0.1255$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 32 \times (1 - 0,4 \times 0,1255) = 30.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad (\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 3480 \text{ Mpa})$$

$$A_s = \frac{4.17 \times 10^5}{30.39 \times 3480} = 3.93 \text{ cm}^2$$

▪ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.96 \times 10^5}{30.(32)^2 . 142} = 0.137$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.137}) = 0,184 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 42 \times (1 - 0,4 \times 0,184) = 29.64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad (\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 3480 \text{ Mpa})$$

$$A_s = \frac{5.96 \times 10^5}{29,64 \times 3480} = 5.78 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_t}{f_e} = 0,23.30.32.\frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **ELA : (G+Q+Ex / 0.8G+EY)**

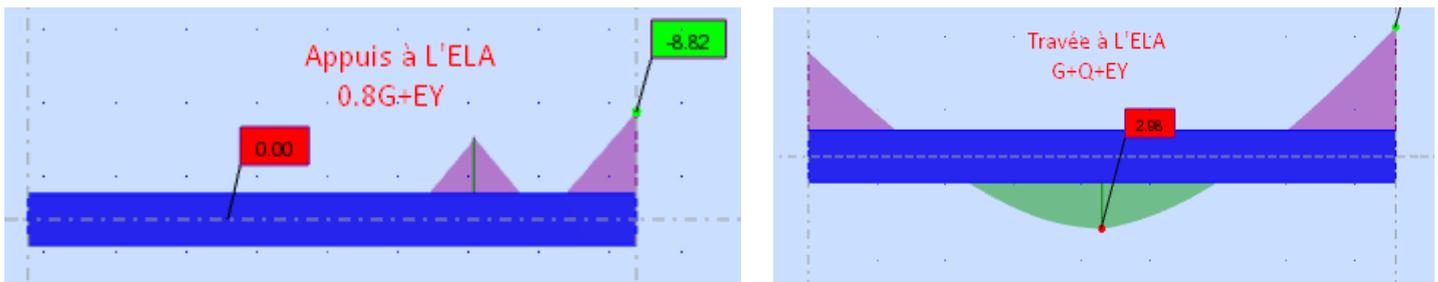


Figure VI.2 : Moment max en travée et appui à L'ELA

Le calcul se fait par L'Excel, on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul de ferrailage de poutre secondaire

	Zone	M_u (kg. cm) * 10^{+5}	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
ELU	Travée	4.17	0.095	0.125	30.39	3.93	1.16	3HA14 = 4.62
	appui	-5.96	0.137	0.184	29.64	5.78	1,16	4HA14=6.15
ELA	appui	-8.82	0.155	0.212	29.28	7.53	1.16	6HA14=9.23

Donc on adopte : **3 HA14 en travée**

6 HA14 sur appuis

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} > 0,5\% \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 13.85 \text{ cm}^2 > 0,5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour les armatures de la section totale

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a) En travées :

$$M_s = 3.04 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow 30/2 y^2 - 15 \cdot 3.39 (32-y) = 0$$

$$15 y^2 + 50.85 y - 1627.2 = 0$$

$$\Delta = (50.85)^2 - 4(15) \cdot (-1627.2) = 100217.72 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 316.57$$

$$y_1 = (-50.85 - 316.57) / 30 = -12.25 \text{ cm}$$

$$y_2 = (-50.85 + 316.57) / 30 = 08.86 \text{ cm}$$

$$y = y_2 = 08.86 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (by^3/12) + 15A_s(d-y)^2.$$

$$I = (30 \times (08.86)^3 / 12) + 15 \times 3.39 (32 - 08.86)^2$$

$$I = 28966.89 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de contrainte :**

▪ **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I} = \frac{3.04 \cdot 10^5 \cdot 8.86}{28966.89} \implies \sigma_{bc} = 92.98 \text{ kg/cm}^2 = 9.298 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.298 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b) Sur appuis :

$$M_s = 4.19 \text{ t.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \implies 30/2 y^2 - 15 \cdot 4.62 (32 - y) = 0$$

$$15y^2 + 69.3y - 2217.6 = 0$$

$$\Delta = (69.3)^2 - 4(15) \cdot (-2217.6) = 137858.49 \implies \sqrt{\Delta} = 371.29$$

$$y_1 = (-69.3 - 371.29) / 30 = -14.69 \text{ cm}$$

$$y_2 = (-136.65 + 371.29) / 30 = 10.06 \text{ cm}$$

$$y = y_2 = 10.06 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (by^3/12) + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = (30 \times (10.06)^3 / 12) + 15 \times 4.62 (32 - 10.06)^2$$

$$I = 35903.77 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de contrainte :**

▪ **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I} = \frac{4.19 \cdot 10^5 \cdot 10.06}{35903.77} \implies \sigma_{bc} = 117.40 \text{ kg/m}^2 = 11.740 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.740 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 29.88 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29.88 \cdot 10^3}{30 \times 32} = 31,125\text{kg/cm}^2 = 3,1125\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

- Selon RPA : les première armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Espace d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{ cm}) = 31.5\text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67\text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 31.5\text{ cm}$$

-Espace exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4; 12 \times 1,4) = 8.75\text{ cm}$ avec : $L' = 2h = 0.7\text{ m}$.

En zone courante : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t' = 15\text{ cm}$ En zone courante.

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

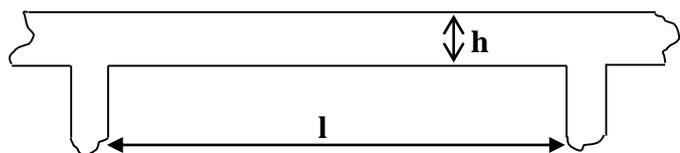
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} (\text{MPa})$$

Avec :

M_t : moment maximal en travée.



M_0 : moment isostatique minimal.

b_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A_t : Section d'aciers tendus en travée.

Vérification de la flèche:

$$M_{st} = 3.04 \text{ t.m}$$

$$L = 4.3 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_{os}} \dots\dots\dots M_{os} = \frac{(3.04+1)*4.3^2}{8} = 9.34 \text{ t.m}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{0.35}{4.3} = 0,08 > \frac{3.04}{10*9.34} = 0,036 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h_t}{L} = \frac{0,35}{4.3} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30*32} = 0,0035 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées → le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Remarque :

A l'aide de logiciel **Robot expert** on obtient même résultats du calcul manuel comme suit :

Calcul de Section en Flexion Simple

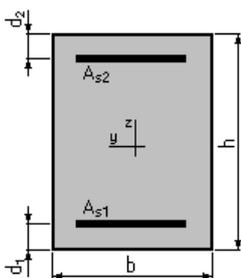
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 2500,0$ (T/m²)

Acier: $f_e = 40000,0$ (T/m²)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)} \quad d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)} \quad h = 35,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4,17	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-8,82	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique (Travée) $A_{s1} = 3,9$ (cm ²)	Section théorique(Appui) $A_{s2} = 7,5$ (cm ²)
Section minimum $A_{s\min} = 1,1$ (cm ²)	
théorique $\rho = 1,20$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)	

On adopte (Travée) : 3HA14 = 4.62 cm²
(Appui) : 6HA14=9.23 cm²

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4,17$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,4$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 30,6$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,19$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 34782,6$	(T/m ²)
comprimée:	$\sigma'_s = 2871,6$	(T/m ²)

Cas ELA $M_{\max} = -8,82$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,01	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,3$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 29,9$	(cm)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,97$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 40000,0$	(T/m ²)
comprimée:	$\sigma'_s = 17244,3$	(T/m ²)

VI.1.2 Ferrailages des poutres longitudinales (poutre principale) :

Remarque : Le calcul se fait par robot expert et l'Excel

1^{er} cas : Section (30*40)

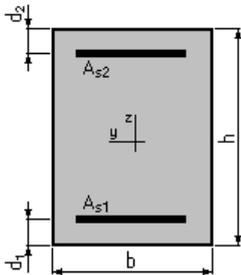
➤ *Présentation des résultats dans un Tableau :*

Moment (t.m)	ELU	ELA	ELS
En travée	4.88	6.52	3.51
Sur appuis	-9.44	-8.61	-6.88

Tableau VI.4 : Résultats des moments max par « Robot » de P.p(30*40)

Part 1 : Robot expert**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 2500,0$ (T/m²)****Acier: $f_e = 40000,0$ (T/m²)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6,52	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-9,44	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique (**Travée**) $A_{s1} = 5,4$ (cm²)Section théorique (**Appui**) $A_{s2} = 6,8$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 1,3$ (cm²)théorique $\rho = 1,09$ (%)minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)On adopte (**Travée**) : **4HA14 = 6.15 cm²****(Appui) : 6HA14=9.23 cm²****Analyse par Cas:****Cas ELU $M_{\max} = 6,52$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,1$ (cm)Bras de levier: $Z = 35,4$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,25$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 34782,6$ (T/m²)comprimée: $\sigma_s' = 6867,8$ (T/m²)

Cas ELA $M_{\max} = -9,44$ (T*m) $M_{\min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 4,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,48$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 40000,0$ (T/m²)

comprimée: $\sigma_s' = 11223,5$ (T/m²)

Part 2 : Excel

On résume les résultats de l'Excel dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul de ferrailage de poutre principale (30*40)

	Zone	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
ELU	Travée	4.88	0.084	0.109	35.38	3.96	1.34	3HA14 = 4.62
	appui	-9.44	0.162	0.222	33.71	8.05	1.34	6HA14=9.23
ELA	Travée	6.52	0.086	0.112	35.34	4.61	1.34	4HA14 =6.15
	appui	-8.61	0.113	0.151	34.77	6.19	1.34	5HA14=7.7

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3,96 \text{ cm}^2 \geq 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc finalement on adopte : **4HA14 en travée**

6 HA14 sur appuis

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} > 0,5\% \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 9,23 + 6,15 = 15,38 \text{ cm}^2 > 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour les armatures de la section totale

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a) **En travées :**

$$M_s = 3.51 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) **Sur appuis :**

$$M_s = -6.88 \text{ t.m}$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS de P.p (30*40)

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Observation
Etage Courant	En travée	3.51	9.63	40325.24	83.82	150	vérifiée
	En appui	6.88	12.22	60102.66	139.88	150	vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 14.2 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14.2 \cdot 10^3}{30 \times 37} = 12.79 \text{ kg/cm}^2 = 1.279\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min \{1,14; 1,4; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,14$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

- **Selon RPA :** les première armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 33.3 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(40/4; 12 \times 1,4) = 10 \text{ cm}$ avec : $L' = 2h = 0.8 \text{ m}$.

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t' = 15 \text{ cm}$ En zone courante. (prend 15 cm pour la sécurité)

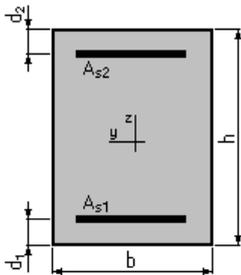
2^{eme} cas : Section (30*60)➤ *Présentation des résultats dans un Tableau :*

Moment (<i>t.m</i>)	ELU	ELA	ELS
En travée	10.5	19.5	7.67
Sur appuis	-9.27	-19.15	-6.76

Tableau VI.7 : Résultats des moments max par « Robot » de P.p(30*60)

Part 1 : Robot expert**Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 2500,0$ (T/m²)**Acier:** $f_e = 40000,0$ (T/m²)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 30,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	19,50	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-19,15	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique (Travée) $A_{s1} = 10,5$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 1,9$ (cm²)
 théorique $\rho = 1,13$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Section théorique (Appui) $A_{s2} = 8,8$ (cm²)

On adopte (Travée) : **6HA16= 12.06 cm²**
 (Appui) : **6HA14=9.23 cm²**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 19,50$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,02 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,35$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 34782,6$ (T/m²)

Part 2 : Excel

On résume les résultats de l'excel dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Calcul de ferrailage de poutre principale (30*60)

	Zone	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
ELU	Travée	10.5	0.076	0.099	54.75	5.51	2.06	3HA14 = 4.62
	appui	-9.27	0.067	0.087	55.022	4.84	2.06	3HA16=6.03
ELA	Travée	19.5	0.108	0.144	53.73	9.07	2.06	6HA16 =12.06
	appui	-19.15	0.106	0.141	53.79	8.9	2.06	6HA14 =9.23

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_t}{f_e} = 0,23.30.57. \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.84\text{cm}^2 \geq 2.06\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc finalement on adopte : **6HA16 en travée**

6 HA14 sur appuis

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} > 0,5\% . b \times h$$

$$A_{\min} = 12.06 + 9.23 = 21.29 \text{ cm}^2 > 0,5\% \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour les armatures de la section totale

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a) En travées :

$$M_s = 7.67 \text{ t.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

b) Sur appuis :

$$M_s = -6.76 \text{ t.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS de P.p (30*60)

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Observation
Etage	En travée	7.67	14.08	134637.63	80.21	150	vérifiée
Courant	En appui	6.76	14.08	134637.63	70.79	150	vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 08.57 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{08.57 * 10^3}{30 \times 57} = 5.012 \text{kg/cm}^2 = 0.5012 \text{MPa} \leq 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min \{1,7; 1,6; 3\}$$

$$\Phi_t = 1,6$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$

- **Selon RPA :** les première armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 51.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 51.3 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (60/4; 12 \times 1,4) = 15 \text{ cm}$ avec : $L' = 2h = 1.2 \text{ m}$.

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 60 / 2 = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$... En zone nodale.

$S_t' = 20 \text{ cm}$... En zone courante. (prend 20 cm pour la sécurité)

VI.1.3 Etude des Chinages :

- Section (30*30)

➤ *Présentation des résultats dans un Tableau :*

Moment (t.m)	ELU	ELA	ELS
En travée	2.03	1.47	1.49
Sur appuis	-2.6	-2.37	-1.89

Tableau VI.10 : Résultats des moments max par « Robot » de CH(30*30)

Part 1 : Robot expert

Calcul de Section en Flexion Simple

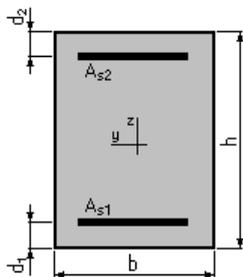
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 2500,0 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Acier: $f_e = 40000,0 \text{ (T/m}^2\text{)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 30,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (T*m)}$	$M_{\min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	2,03	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) -2,60 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique(Travée) $A_{s1} = 2,2$ (cm2)
 Section minimum $A_{s\ min} = 1,0$ (cm2)
 théorique $\rho = N/A$
 minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Section théorique (Appui) $A_{s2} = 2,5$ (cm2)

On adopte (Travée) : **2HA12+1HA10= 3.04 cm²**
 (Appui) : **3HA12=9. 39 cm²**

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 2,03$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 26,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 34782,6$ (T/m2)

Cas ELA $M_{max} = -2,60$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 26,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,00$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 40000,0$ (T/m2)

Part 2 : Excel

On résume les résultats de l'excel dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Calcul de ferrailage de chirage (30*30)

	Zone	M_u (kg. cm) $*10^{+5}$	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
ELU	Travée	2.03	0.065	0.085	26.09	2.24	0.98	2HA12+1HA10 = 3.04
	appui	-2.6	0.084	0.11	25.82	2.89	0.98	3HA12=3.39
ELA	Travée	1.47	0.036	0.046	26.5	1.39	0.98	3HA10=2.35
	appui	-2.37	0.059	0.076	26.18	2.26	0.98	3HA10 =2.35

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_t}{f_e} = 0,23.30.27. \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.39cm^2 \geq 0.98 cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Donc finalement on adopte : **2HA12+1HA10 en travée**
3HA12 sur appuis

• **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{min} > 0,5\% \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 3.04 + 3.39 = 6.43 \text{ cm}^2 > 0,5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée pour les armatures de la section totale

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a) **En travées :**

$$M_s = 1.49 \text{ t.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

b) **Sur appuis :**

$$M_s = -1.89 \text{ t.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS de CH (30*30)

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Observation
Etage Courant	En travée	1.49	6.876	15088.11	67.90	150	vérifiée
	En appui	-1.89	6.876	15088.11	86.13	150	vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T = V_u = 3.23 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{3.23 \cdot 10^3}{30 \times 27} = 3.99 \text{ kg/cm}^2 = 0.399 \text{ MPA} \leq 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min \{0,86; 1,2; 3\}$$

$$\Phi_t = 0,86$$

Soit : $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

- **Selon RPA :** les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2}) = 24.3 \text{ cm}$$

-Espaceement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm}$ avec : $L' = 2h = 0.6 \text{ m}$.

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t' = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

VI.1.4 Exemple de ferrailage d'une poutre secondaire (30*35)

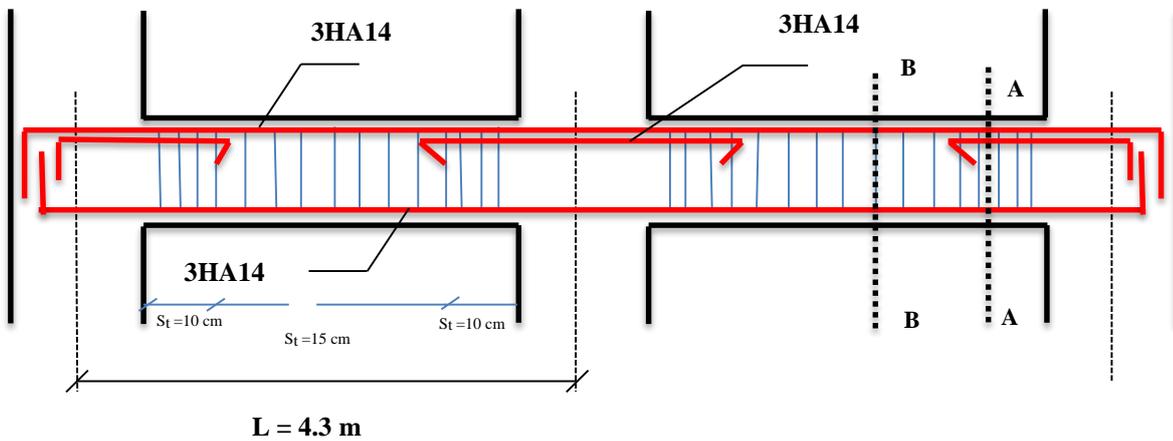


Figure VI.3 : Disposition constructive des armatures dans les poutres (30*35)

VI.1.5 Exemple de ferrailage d'une poutre principale (30*40)

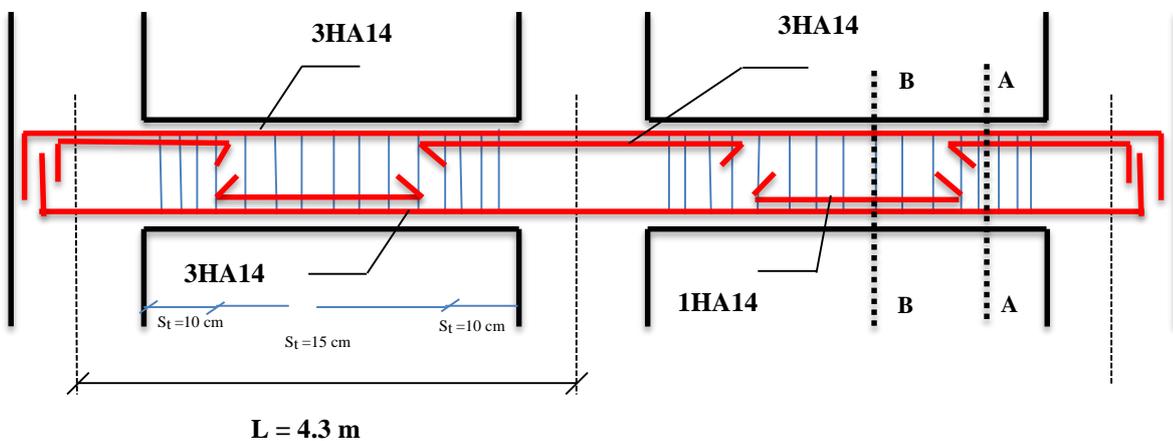


Figure VI.4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres (30*40)

VI.1.6 Shémas de ferrailage des poutres :

1) Poutres secondaires : Section (30*35)

Tableau. VI.13: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

POUTRE SECONDAIRE (30*35)	
Appui Coupe A-A	Travée Coupe B-B

2) Poutres principale : Section (30*40) :

Tableau. V.14: Schéma de ferrailage des poutres principales(30*40)

POUTRE PRINCIPALE (30*40)	
Appui Coupe A-A	Travée Coupe B-B

3) Poutres principale : Section (30*60) :

Tableau. VI.15: Schéma de ferrailage des poutres principales(30*60)

POUTRE PRINCIPALE (30*60)	
Appui Coupe A-A	Travée Coupe B-B
<p>6HA 14 Cad+Etr HA 8 3HA 16 0.60 0.30</p>	<p>3HA 14 Cad+Etr HA 8 6HA 16 0.60 0.30</p>

4) Poutres Chinage : Section (30*30) :

Tableau. VI.16: Schéma de ferrailage des poutres chainages

POUTRE CHAINAGE (30*30)	
Appui Coupe A-A	Travée Coupe B-B
<p>0.30 0.30 3 HA 12 Cad HA 8 1 HA 10 2 HA 12</p>	<p>0.30 0.30 3 HA 12 Cad HA 8 1 HA 10 2 HA 12</p>

VI.2 Etude des poteaux :

Initiative :

Après la modélisation et le calcul par logiciel « **ROBOT STRUCTURAL** » on peut voir tous les résultats des efforts normaux et des moments dans les poteaux.

Pour ça nous allons essayer de diminuer la section des poteaux pour **L'économie** à travers ses efforts normaux à la base de la structure dans tous les fils selon le sens (Y) sauf pour les **4** premiers niveaux [S/SOL ;RDC ;1^{er} et 2^{eme}]... pour les autres étages on fait la dégradation normale (dégradation chaque 3 niveaux).

Donc par la formule de vérification de la section et les valeurs de (N_U), on peut trouver la section adoptée qui supporte ses efforts.

Exemple de calcul de file A :

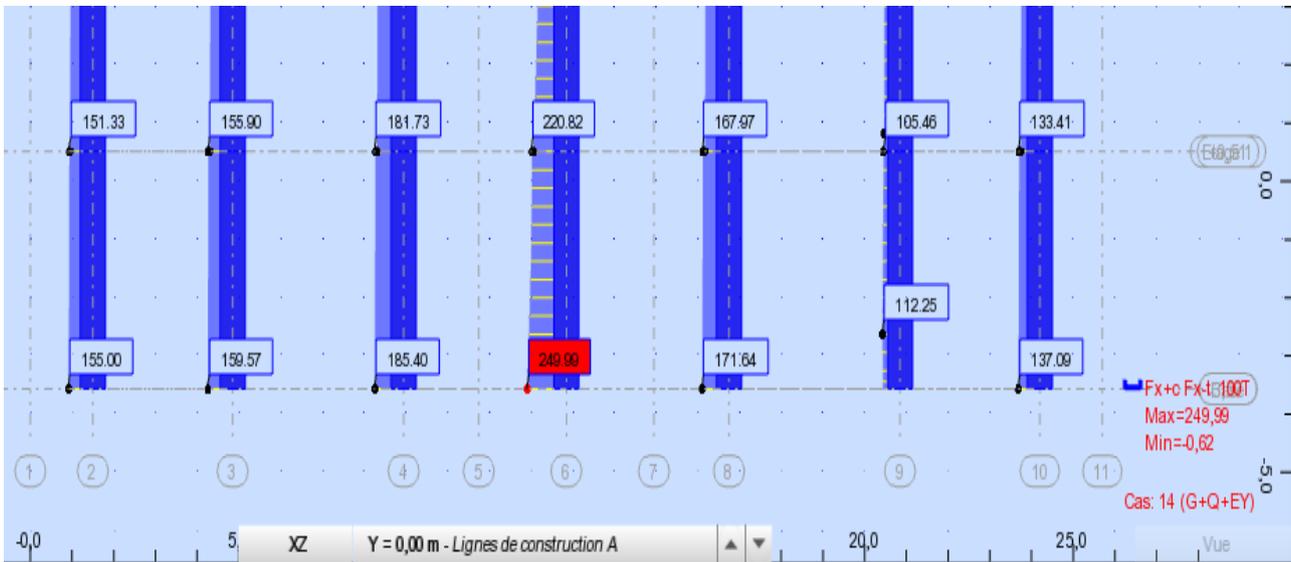


Figure VI.5 : Résultats des efforts dans les poteaux de la file A

$$1) N_1 : \left\{ \begin{array}{l} N_{\max 1} = 249.99 \text{ t} \implies \text{Pot A-6} \\ N_{\max 2} = 185.4 \text{ t} \implies \text{Pot A-4} \\ N_{\max 3} = 171.64 \text{ t} \implies \text{Pot A-8} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 249.99 \approx 185.4 \approx 171.64, \text{ mais on prend le} \\ \text{max entre les 3 valeurs pour adoptée même} \\ \text{section pour les (3) poteaux .} \end{array}$$

On fait ça avec la formule suivante : $B = a*b \implies \sqrt{B} = a = b$ (section carré)

$$B \geq \frac{N_U}{0.3 * f_{c28}} \implies B \geq \frac{249.99 * 10^3}{0.3 * 250}$$

$$B \geq 3333.2 \text{ cm}^2 \implies \sqrt{B} = a = b \geq 57.73 \text{ cm}$$

Donc : **a = b = 60 cm**

$$2) N_2: \left\{ \begin{array}{l} N = 155.00 \text{ t} \implies \text{Pot A-2} \\ N = 159.57 \text{ t} \implies \text{Pot A-3} \\ N = 137.09 \text{ t} \implies \text{Pot A-10} \end{array} \right\} \text{ on prend } N = 159.57 \text{ t}$$

$$B \geq \frac{159.57 \cdot 10^3}{0.3 \cdot 250} \implies B \geq 2127.6 \text{ cm}^2 \implies \sqrt{B} = a = b \geq 46.13 \text{ cm}$$

Donc : $a = b = 50 \text{ cm}$

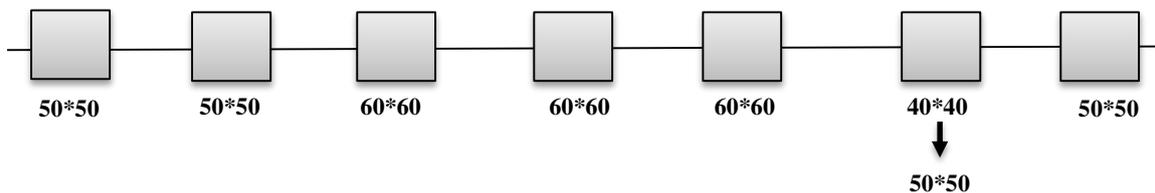
$$3) N_3: N = 112.25 \text{ t} \implies \text{Pot A-9}$$

$$B \geq \frac{112.25 \cdot 10^3}{0.3 \cdot 250} \implies B \geq 1496.66 \text{ cm}^2 \implies \sqrt{B} = a = b \geq 38.69 \text{ cm}$$

Donc : $a = b = 40 \text{ cm}$

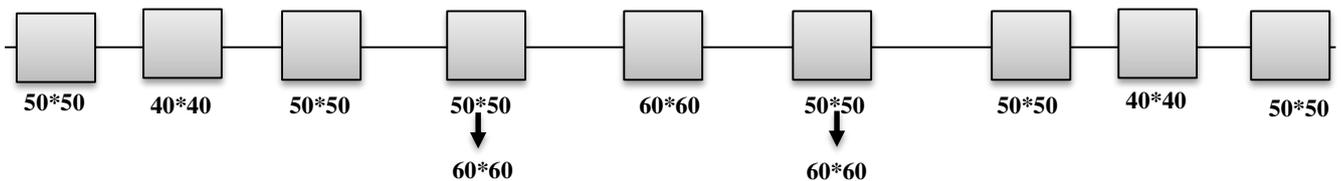
Alors :

Fil A :

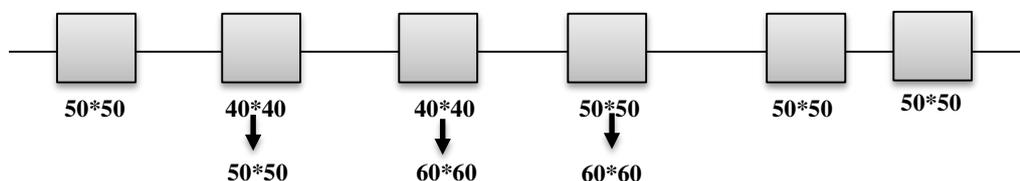


Même chose pour les autres fils, mais il y a modification pour assurer la symétrie dans le plan de coffrage (voir plan de coffrage). On trouve les résultats suivants :

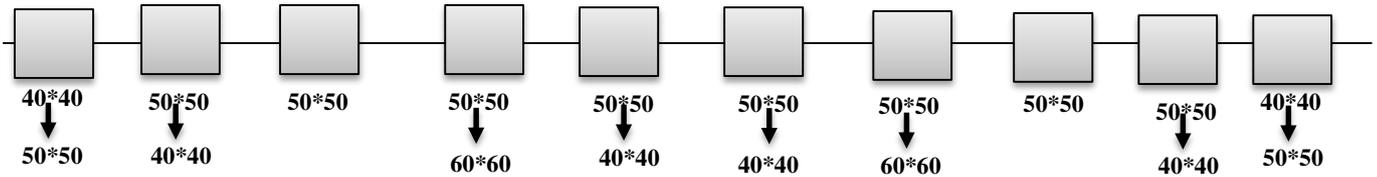
Fil B :



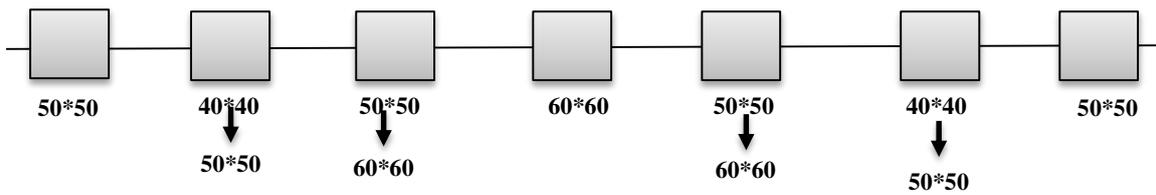
Fil C :



Fil D :



Fil E :



Remarque Importante :

Pour la dégradation des poteaux en élévation on a :

- Pour les étages 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} , on dégrader sauf les poteaux des section (60*60) vers (50*50) , et gardé les autres (40*40) et (50*50)
- Pour les étages 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} , on garde les poteaux avec section de (40*40) c'est tout
- Pour les étages 9^{ème} ; 10^{ème} ; comble , on garde les poteaux avec section de (30*30) c'est tout

Plan de coffrage

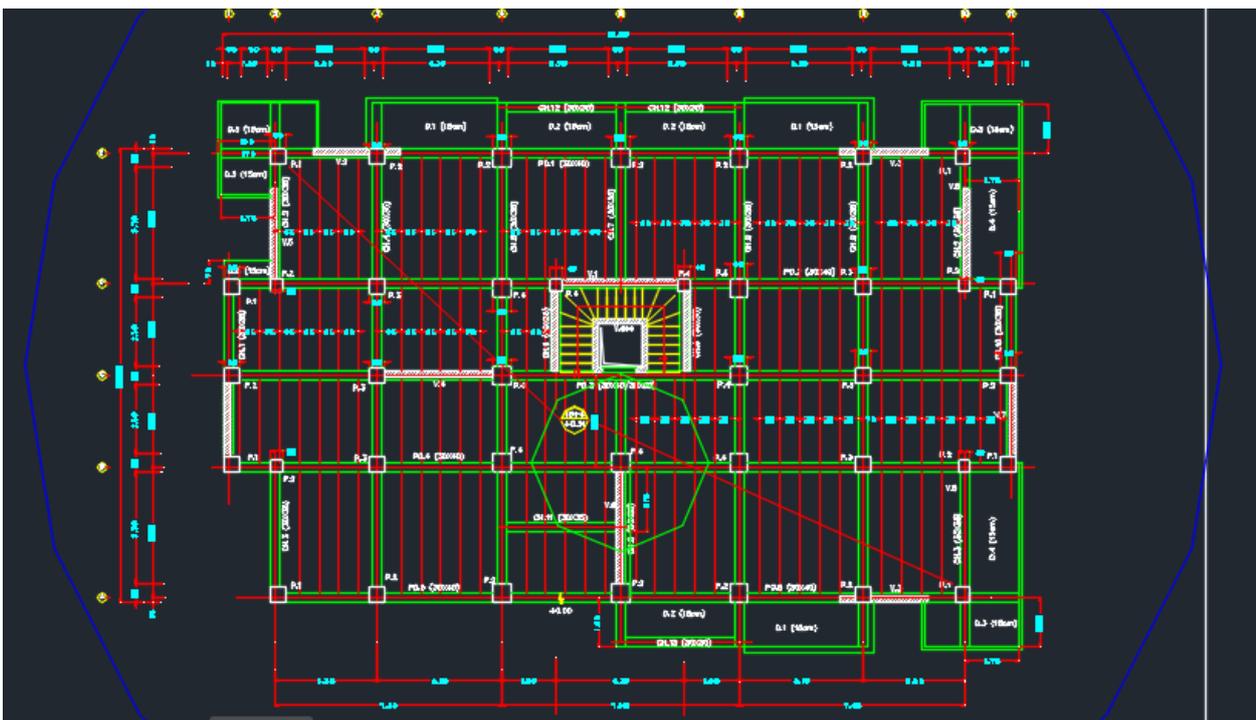


Figure VI.6 : plan de coffrage pour les nouveaux poteaux

VI.2.1 Ferrailages les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts à la base de la structure. Ils sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

$$\text{ELA} \rightarrow G + Q \pm E ; 0.8G \pm E$$

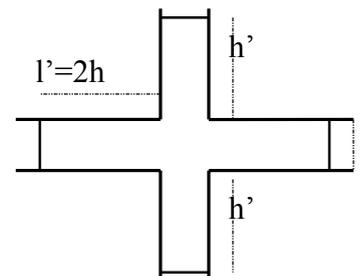
Recommandations du RPA99/2003 :

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % ($b_1 \times h_1$) en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de : $\begin{cases} 4 \% \text{ en zone nodale} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12mm, et la longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

Zone nodale :

- $h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$
- $l' = 2 * h$
- h_e : La hauteur d'étage
- b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau



Le tableau suivant résume les valeurs relatives aux prescriptions du RPA99.

Tableau VI.17 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
60×60	28.8	144	216
50×50	20	100	150
40×40	12.8	64	96
30×30	7.2	36	54

Les armatures transversales : RPA99/version2003 (Art 7.4.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

}

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant

t : L'espacement des armatures transversales

Avec :

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

- dans la zone nodale
t ≤ Min (10 Ø_l^{min} ; 15)
- dans la zone courante
t' ≤ 15 Ø_l^{min}

Ø_l^{min} : diametre minimale des armatures longitudinales du poteaux

λ_g : est l'elancement géométrique du poteaux qui egale a ($\frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

a , b : les dimensions du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement

La quantité d'armatures transversales minimales: A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

• **Sollicitations dans les poteaux**

Le logiciel **ROBOT** nous a données les sollicitations max selon les combinaisons

Les plus défavorables, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.18 : Les sollicitations dans les poteaux.

Section		60*60	50*50	40*40	30*30	
ELU	N (t)	277.76	225.95	129.7	42.72	
	M (t.m)	M_y	0.05	0.46	0.56	0.04
		M_z	0.31	0.03	0.96	3.4
ELA	N (t)	249.99	191.3	177.2	32.87	
	M (t.m)	M_y	-0.02	-5.77	-0.67	-0.01
		M_z	11.39	0.58	8.39	3.66
ELS	N (t)	202.72	164.88	94.47	31.13	
	M (t.m)	M_y	0.03	0.33	0.4	-0.02
		M_z	0.22	0.02	0.69	2.49
V_U (t)		14.79	10.24	8.15	6.72	

Exemple de calcul : Poteau (60*60)

donné :

$$\left[\begin{array}{l} b = 60\text{cm} ; h = 60\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} \\ d = 57\text{cm} ; c = c' = 3 \text{ cm} ; ; \text{acier FeE400} \\ f_{bu} = 14, 2\text{MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable} \\ f_{bu} = 18, 47\text{MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale} \end{array} \right]$$

➤ ELU :

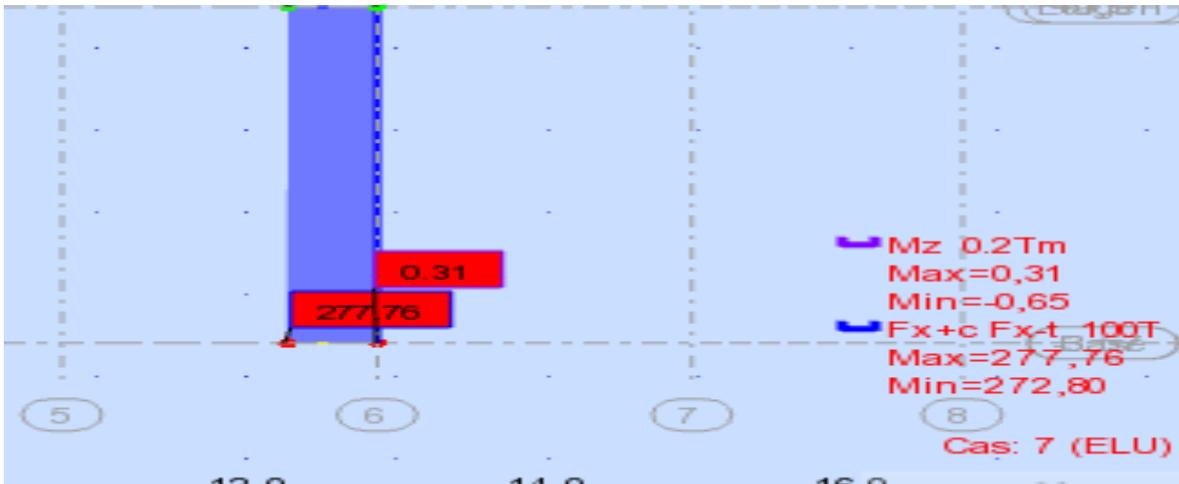


Figure VI.7: L'effort N_{max} à L'ELU du poteau la plus sollicité

$$N_u = 277.76 \text{ t}$$

$$M_u = 0.31 \text{ tm}$$

On a: $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,73 = 2,61 \text{ m}$; avec $l_0 = 4,08 - 0,35 = 3,73$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,31}{277,76} = 0,0011 \text{ m} = 0,11 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,11 \text{ cm}$$

- Condition d'application :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h}; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,61}{60} = 4,35 \leq \max \left\{ 20 \frac{2,11}{60} = 0,70; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,35 \leq 15 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi); (\phi = 2) ; \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_s} \right] = 0,61 ; \text{ avec : } M_s = 0,22 \text{ t.m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} \Rightarrow i = 17,32$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{60.60^3}{12} = 1080000 \text{cm}^4; B = 60.60 = 3600 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{261}{17,32} = 15,06 \leq 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(2,61)^2}{10^4 \cdot 0,60} (2 + 2 \times 0,61) = 0,01 \text{ m} = 1,1 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,11 + 1,1 = 3,21 \text{ cm} = 0,0321 \text{ m}$$

Flexion composée avec : $\begin{cases} N_u = 277.76 \text{ t} \\ M_u = N_u \cdot e = 8.92 \text{ t.m} \end{cases}$

$$e = 3,21 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$M_1 = M_u + N_u (0,5h - c) = 8.92 + 277.76 [(0,5 \times 0,60) - 0,03]$$

$$M_1 = 83.92 \text{ t.m}$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_1 \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b \cdot d^2 \cdot f_e$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_1 = 277.76 (0,57 - 0,03) - 83.92 = 66.07 \text{ t.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h}) b \cdot d^2 \cdot f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,03}{0,60}) \cdot 0,6 (0,57)^2 \cdot 1420 = 82.08 \text{ t.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) \Rightarrow section partiellement comprimée \Rightarrow calcul de section rectangulaire en flexion simple sous $M_1 = 83.92 \text{ t.m}$

Tableau VI.19 : Calcul de la section à L'ELU

M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
83.92	0.303	0.47	46.38	51.99

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 51.99 - \frac{277.76 \cdot 10^3}{3480} = 51.99 - 79.81 = - 17.45 \text{ cm}^2$$

On passe à L'ELA

➤ ELA :

$$N = 249.99 \text{ t}$$

$$M = 11.39 \text{ tm}$$

On a: $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.73 = 2,61 \text{ m}$; avec $l_0 = 4.08 - 0.35 = 3.73$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11.39}{249.99} = 0,045m = 4.5cm$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{l}{250} \right\} = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 6.5cm$$

-Condition d'application :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h}; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{261}{60} = 4,35 \leq \max \left\{ 20 \frac{6.5}{60} = 2.16; 15 \right\}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,35 \leq 15 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3.l_f}{10^4.h} (2 + \alpha\phi); (\phi = 2) ; \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1.5.M_s} \right] = 0.61 ; \text{ avec : } M_s = 0.22 \text{ t.m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} \Rightarrow i = 17,32$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{60.60^3}{12} = 1080000cm^4; B = 60.60 = 3600cm^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{261}{17,32} = 15.06 \leq 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$e_2 = \frac{3(2,61)^2}{10^4.0,60} (2 + 2 \times 0,61) = 0,011m = 1,1cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 6.5 + 1,1 = 7.6cm = 0,076m$$

Flexion composée avec : $\begin{cases} N_u = 249.99tf \\ M_u = N_u.e = 18.99tf.m \end{cases}$

$$e = 7.6cm \leq \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 27cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$M_1 = M_u + N_u(0,5h - c) = 18.99 + 249.99[(0,5 \times 0,60) - 0,03]$$

$$M_1 = 86.48tf.m$$

$$N_u(d - \bar{c}) - M_1 \geq (0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b.d^2 f_e$$

$$N_u(d - \bar{c}) - M_1 = 249.99(0,57 - 0,03) - 86.48 = 48.51t.m \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - \frac{0,81\bar{c}}{h})b.d^2.f_e = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,03}{0,60}) \cdot 0,6(0,57)^2 \cdot 1420 = 82.07 t.m \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) ⇒ section partiellement comprimée calcul de section rectangulaire en flexion simple sous $M_1 = 86.48 \text{ tf.m}$

M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
86.48	0.24	0.35	49.05	44.08

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 44.08 - \frac{249.99 \times 10^3}{4000} = 44.08 - 62.49 = - 18.41 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 28.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA25** → $A_s = 34.36 \text{ cm}^2$

Après la comparaison entre **ELU** et **ELA** et min de **RPA**, on adopte le ferrailage par **RPA**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$N = 202.72 \text{ t}$$

$$M_s = 0.22 \text{ tf.m}$$

$$A_s = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$T_{max} = 14.79 \text{ tf}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,22}{202.72} = 0,001 \text{ lm} = 0,1 \text{ lcm}$$

▪ **Section homogène:**

$$B_1 = bh + 15(A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$B_1 = 60.60 + 15(0.13 + 0.13) = 3603.9 \text{ cm}^2$$

V_1 Et V_2 seront déterminé par l'équation du moment statique par rapport a la fibre la plus comprimée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,22}{202.72} = 0,001 \text{ lm} = 0,1 \text{ lcm}$$

$$V_1 = 1/B_1 \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_2 \bar{c} + A_1 d) \right] = \frac{1}{3603.9} \left[\frac{60 \cdot 60^2}{2} + 15(0.13 \times 3 + 0.13 \times 57) \right]$$

$$V_1 = 30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie (I) :**

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - C)2 + A_2 (V_1 - \bar{c})2]$$

$$I_1 = 1082843.1 \text{ cm}^4$$

▪ **Condition limite I:**

$$CL_1 = \frac{I_1}{B_1 v_1} = 10.02 \text{ cm}$$

▪ **Condition limite II:**

$$CL_2 = \frac{I_1}{B_1 v_2} = 10.02 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + (V_1 - h/2) = 0.11 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.11 \text{ cm}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

○ **En bétons :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 V_1 / I_1$$

$$\sigma_{bc} = 56.87 \text{ Kg /cm}^2 < \sigma_b = 150 \text{ Kg /cm}^2$$

○ **En acier:**

$$\sigma_{s1} = 15 [N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 (V_1 - C) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 520.10 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 15 [N_{ser} / B_1 + N_{ser} e_1 (d - V_2) / I_1]$$

$$\sigma_{s1} = 852.1 < \sigma_s = 2020 \text{ Kg /cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$T_u = 14.79 \text{ t}$$

$$\tau_a = T \text{ max} / bd = 14.79 \cdot 10^3 / 60 \times 57$$

$$\tau_a = 4.32 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\tau_a = 4.32 \text{ Kg /cm}^2 < \tau_a = 25 \text{ kg /cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Exemple de calcul de Pot (60*60) par « Robot expert » :

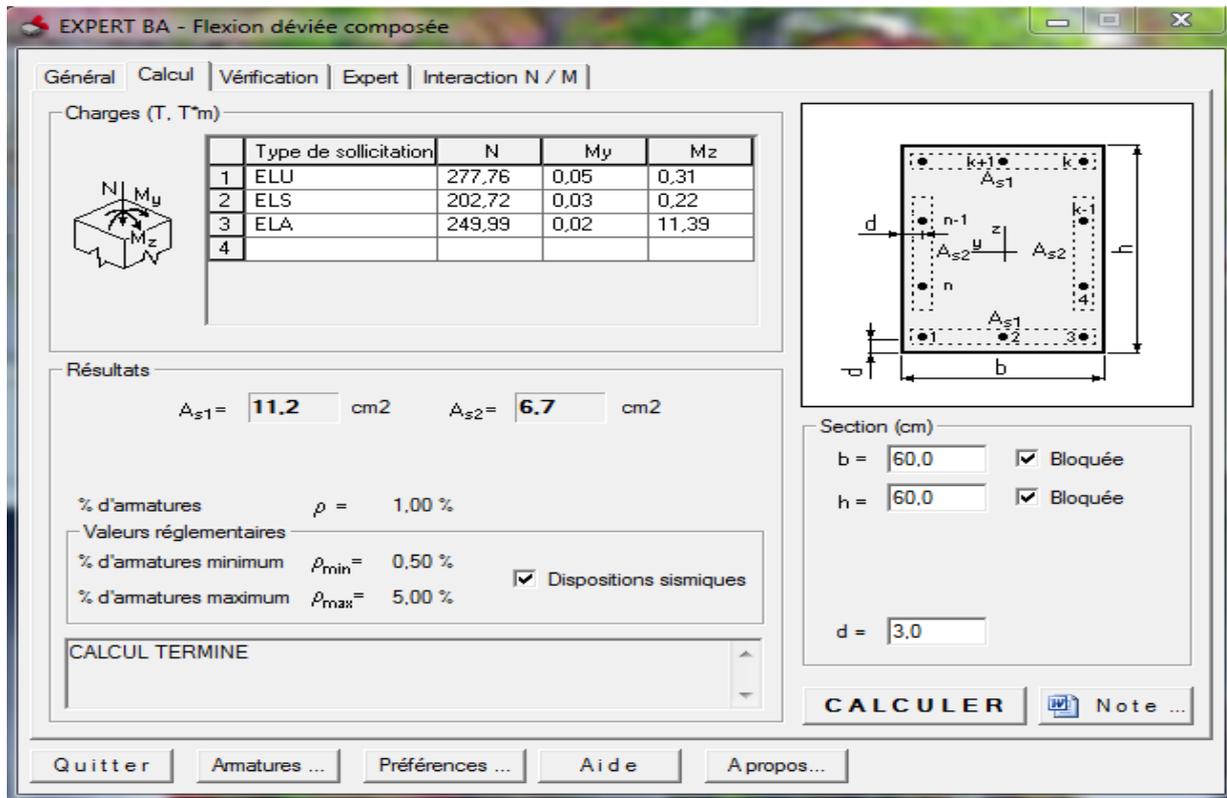


Figure VI.8 : Résultat de ferrailage du Pot (60*60) par « Robot expert »

Comme le cas des poutres le « Robot expert » nous donne la Section d'armature pour le ferrailage des poteaux.

On observe que : $A_{s1} = 11.2$ et $A_{s2} = 6.7$ On prend $A_{s1} = A_{s2} = 11.2 \text{ cm}^2$

On adopte : **8 HA 16 / face** avec $A_s = 16.09 \text{ cm}^2$

➔ en totale : **16 HA 16** avec $A_s = 32.18 \text{ cm}^2$

On remarque que : $A_s (\text{Robot}) > A_s^{\min} (\text{RPA})$

Donc le ferrailage final se fait par Robot expert « C'est un choix économique ».

- Calcul des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e} \text{ et } \lambda_g \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{2.61}{0.6} = 4.35 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

- Espacement :

- dans la zone nodale

$$t \leq \text{Min} (10 \varnothing_l^{\min} ; 15) = \text{min} (12 ; 15) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- dans la zone courante

$$t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_t = \frac{3.75 \cdot 14.79 \cdot 10^2 \cdot 10}{60 \cdot 400} = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ (Dans la zone nodale)}$$

$$A_t = \frac{3.75 \cdot 14.79 \cdot 10^2 \cdot 15}{60 \cdot 400} = 3.47 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ (Dans la zone Courante)}$$

• La quantité d'armature minimale :

On a $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$

$$A_t^{min} = 0.5 \% (t \times b) = 0,5\%(10 \times 60) = 3.00 \text{ cm}^2 \dots \text{ en Z.N}$$

$$A_t^{min} = 0.5 \% (t \times b) = 0,5\%(15 \times 60) = 4.5 \text{ cm}^2 \dots \text{ en Z.C}$$

Donc : on adopte pour 2 cadres HA8= 2.01 cm²

Poteau (50*50) ; Poteau (40*40) ; Poteau (30*30) :

On fait le ferrailage par « Robot expert » et comparons les résultats avec A_S^{min} (RPA)

Pour une selection maximale.

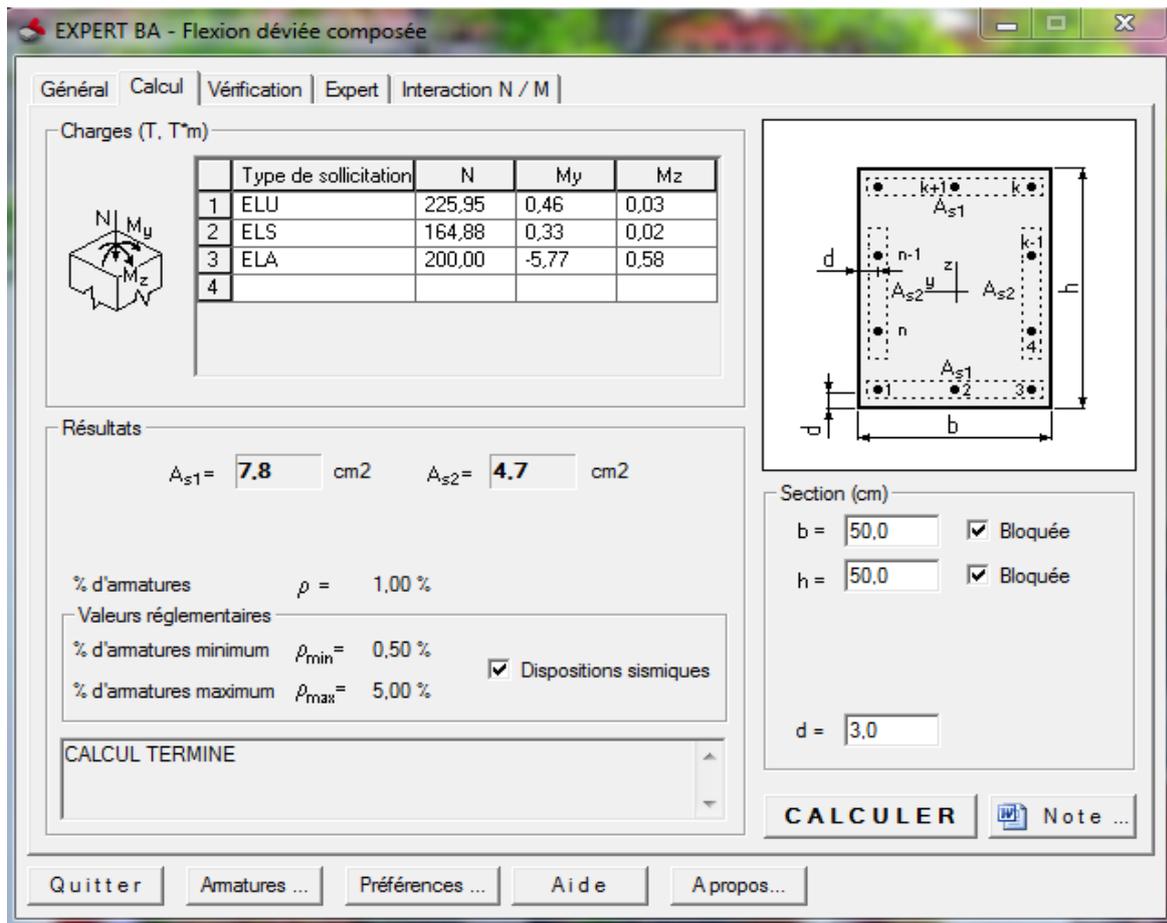


Figure VI.9 : Résultat de ferrailage du Pot (50*50) par « Robot expert »

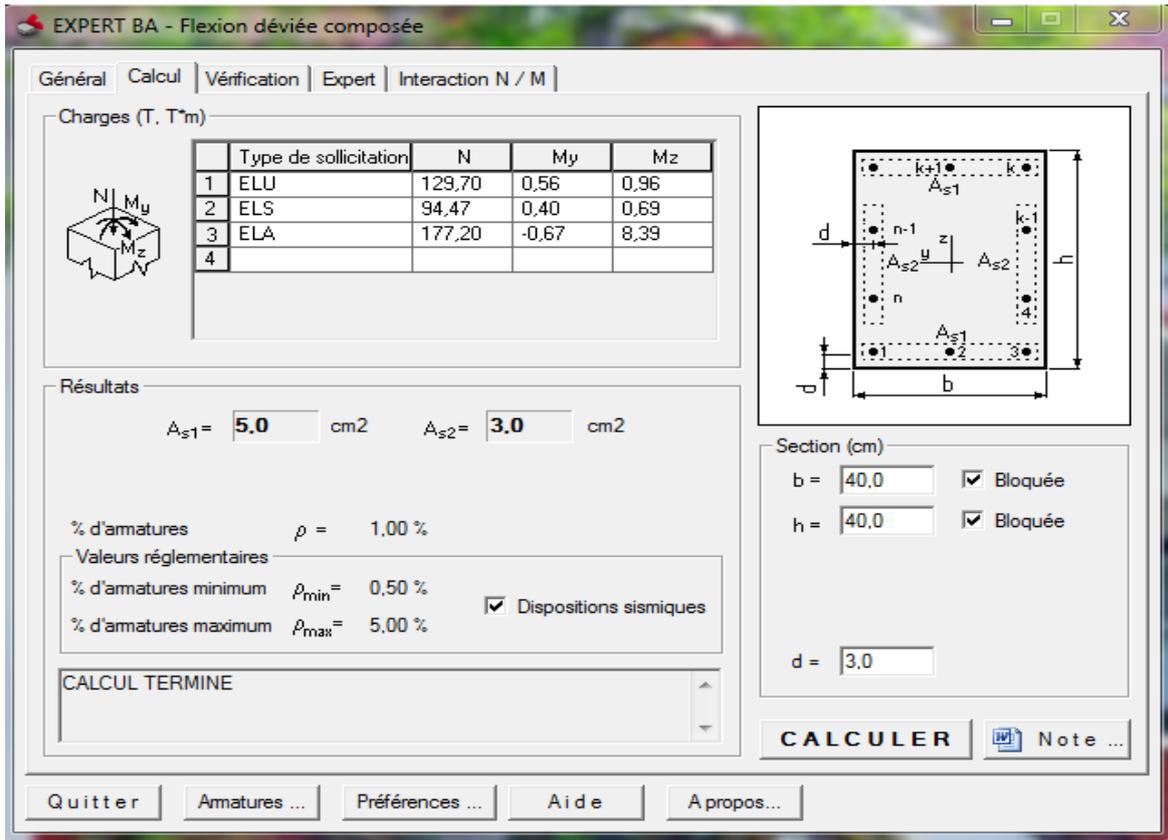


Figure VI.10 : Résultat de ferrailage du Pot (40*40) par « Robot expert »

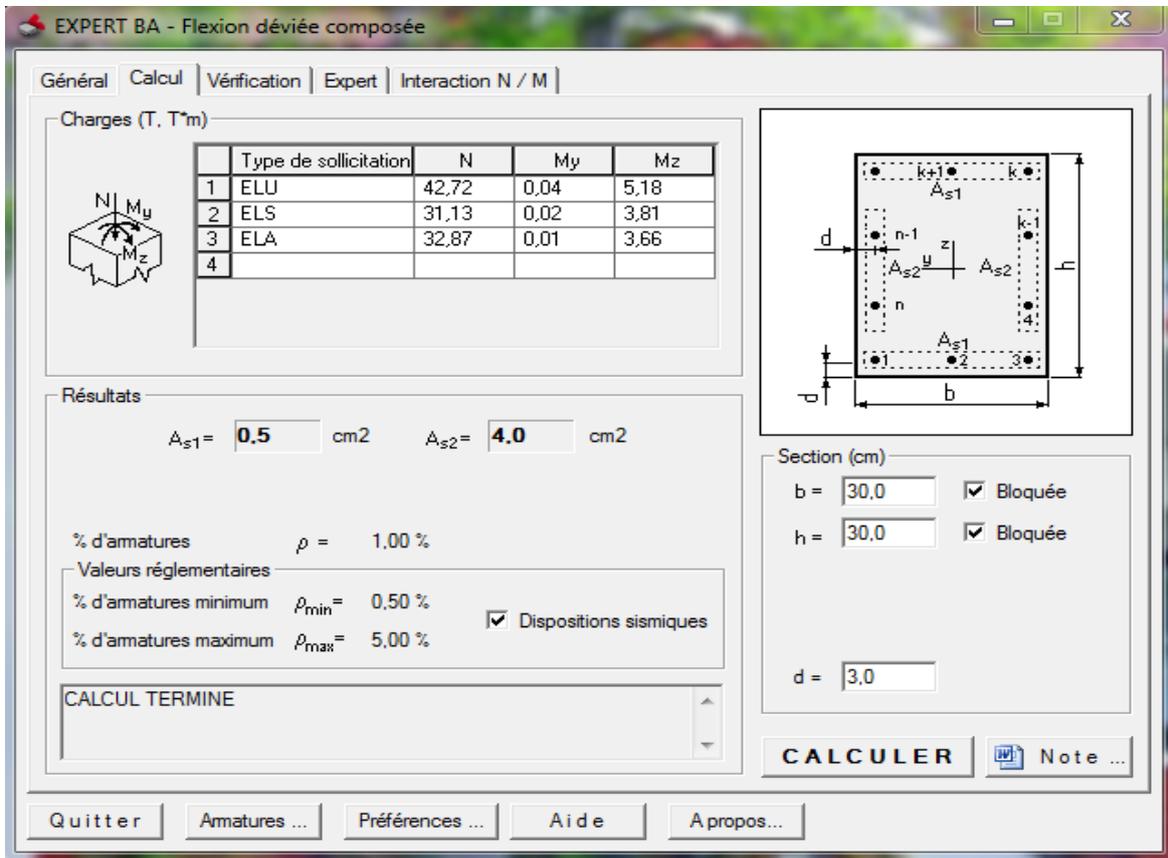


Figure VI.11 : Résultat de ferrailage du Pot (30*30) par « Robot expert »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

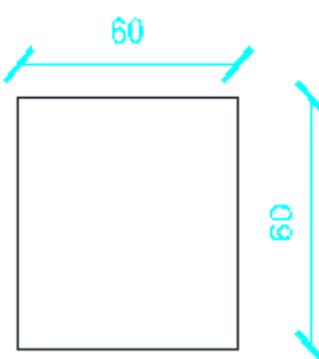
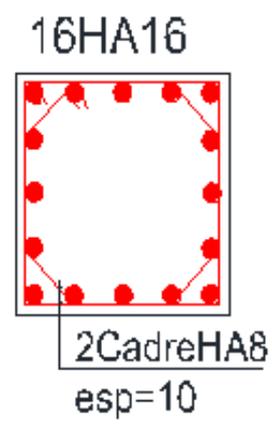
Tableau VI.20: une comparaison entre A_s et A_{min} (RPA)

Section du Poteau (cm ²)	A_s (cm ²) Robot	A_s (cm ²) Adopté après Robot	A_{min} (RPA) (cm ²)	comparaison	A_s (cm ²) final
60×60	11.2 /face	16.09 /face	28.8 Section totale	$A_s(A. Robot) > A_s^{min}(RPA)$	16HA16 = 32.18
50×50	7.8 /face	12.06 /face	20 Section totale	$A_s(A. Robot) > A_s^{min}(RPA)$	12HA16 = 24.12
40×40	5 /face	8.04 /face	12.8 Section totale	$A_s(A. Robot) > A_s^{min}(RPA)$	8HA16 = 16.08
30×30	4 /face	6.15 /face	7.2 Section totale	$A_s(A. Robot) > A_s^{min}(RPA)$	8HA14 = 12.3

VI.2.2 Shémas de ferrailage des poteaux :

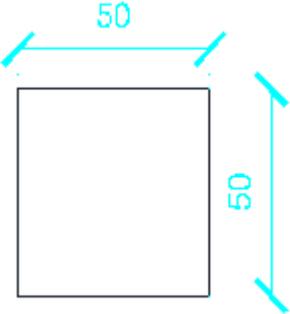
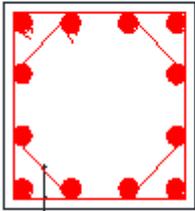
1) Poteau de Section (60*60)

Tableau VI.21: Schéma de ferrailage des poteaux (60*60)

POTEAU (60*60)	
Dimension de poteau	Shéma de ferrailage
	 <p>16HA16 2CadreHA8 esp=10</p>

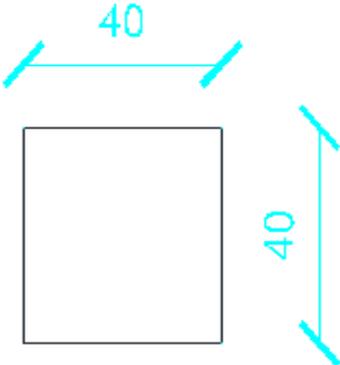
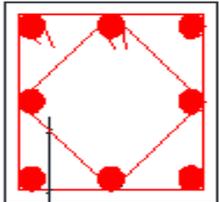
2) Poteau de Section (50*50)

Tableau VI.22: Schéma de ferrailage des poteaux (50*50)

POTEAU (50*50)	
Dimension de poteau	Shéma de ferrailage
	<p>12HA16</p>  <p>2CadreHA8 esp=10</p>

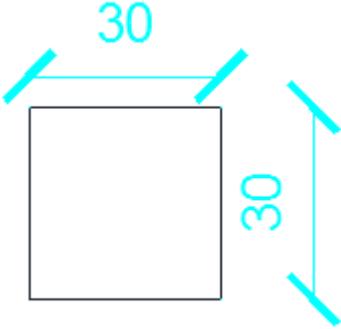
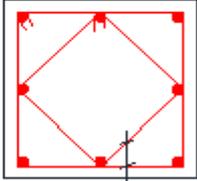
2) Poteau de Section (40*40)

Tableau VI.23: Schéma de ferrailage des poteaux (40*40)

POTEAU (40*40)	
Dimension de poteau	Shéma de ferrailage
	<p>8HA16</p>  <p>2Cad HA8 esp=10</p>

2) Poteau de Section (30*30)

Tableau VI.24: Schéma de ferrailage des poteaux (30*30)

POTEAU (30*30)	
Dimension de poteau	Shéma de ferrailage
	<p>8HA14</p>  <p>2 cadreHA8 esp10</p>

VI.2.3 REDUCTION DU POTEAUX :

1) Réduction Poteau (60*60) vers (50*50) :

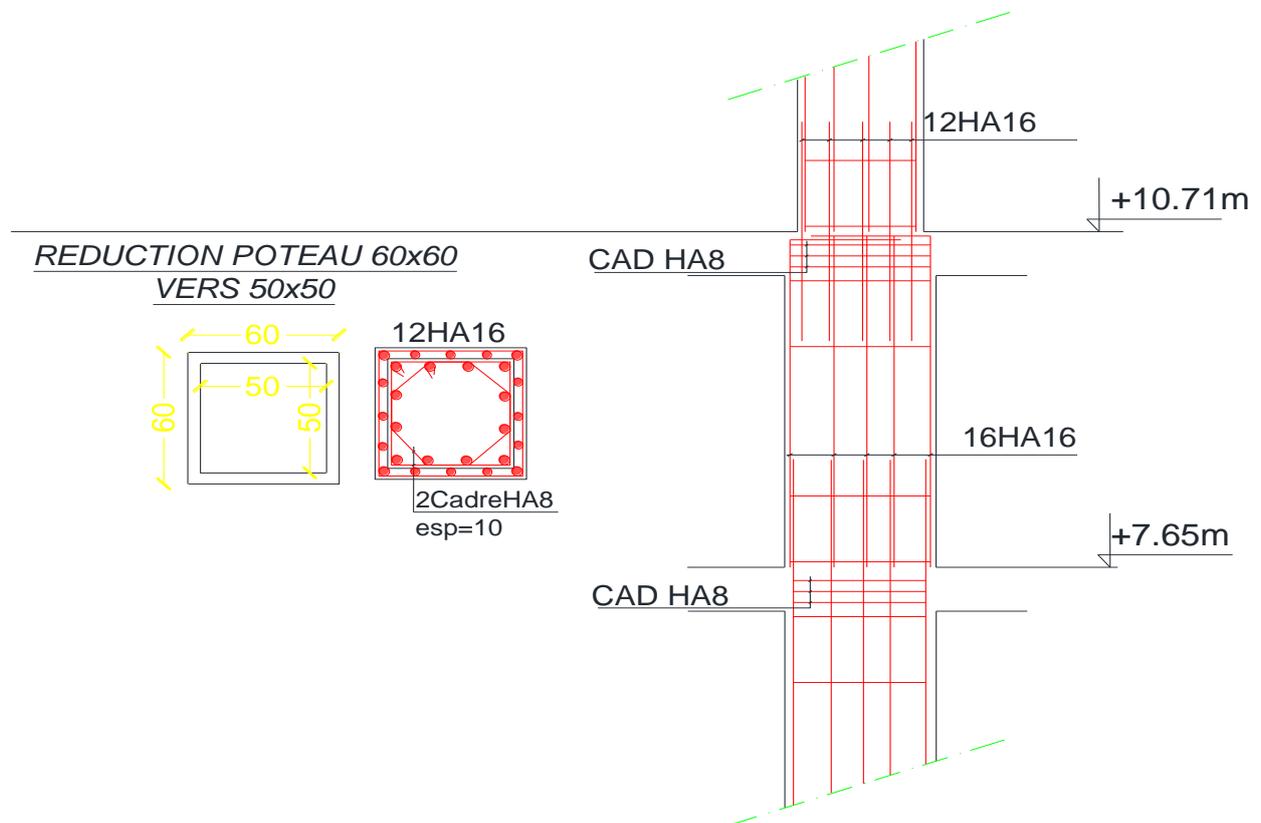


Figure VI.12 : Réduction du Poteau (60*60) vers (50*50)

2) Réduction Poteau (50*50) vers (40*40) :

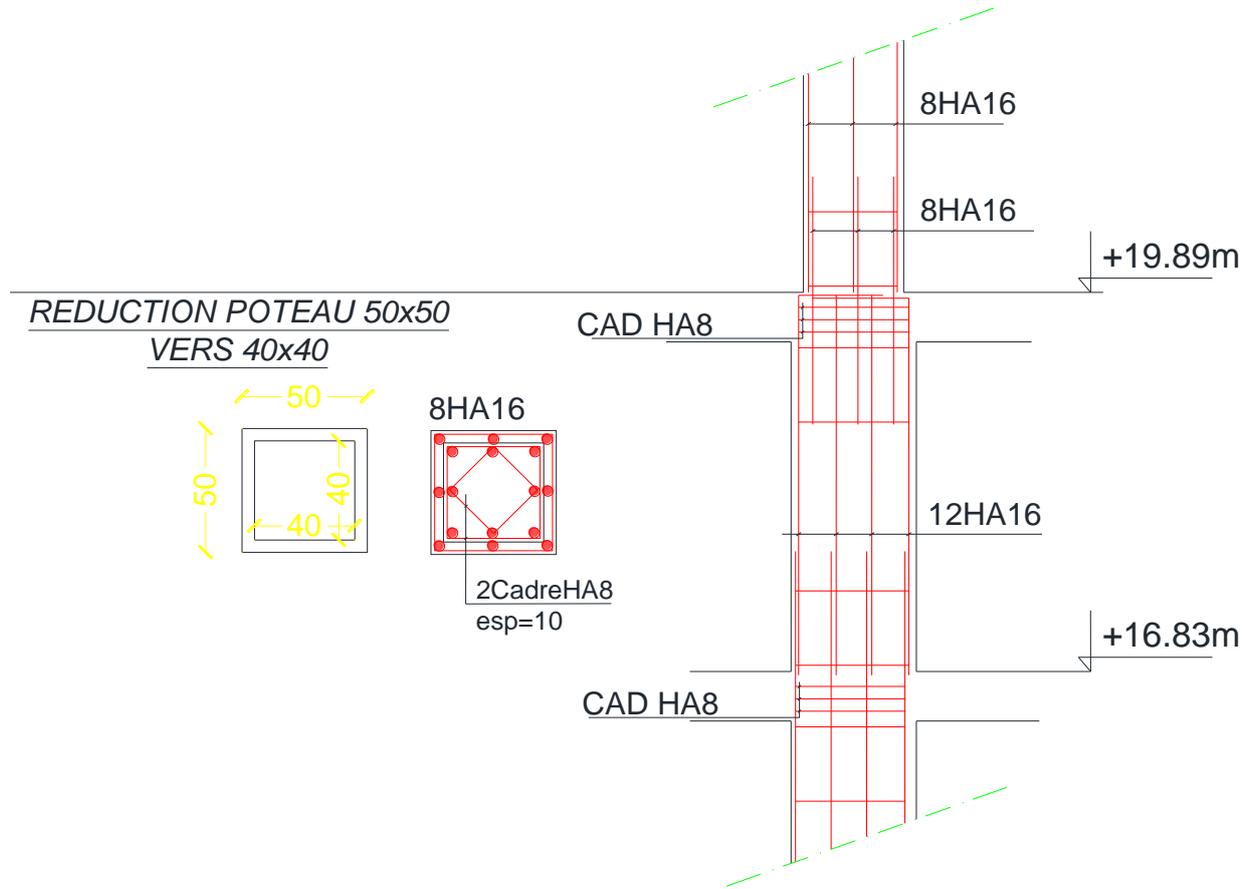


Figure VI.13 : Réduction du Poteau (50*50) vers (40*40)

3) Réduction Poteau (40*40) vers (30*30) :

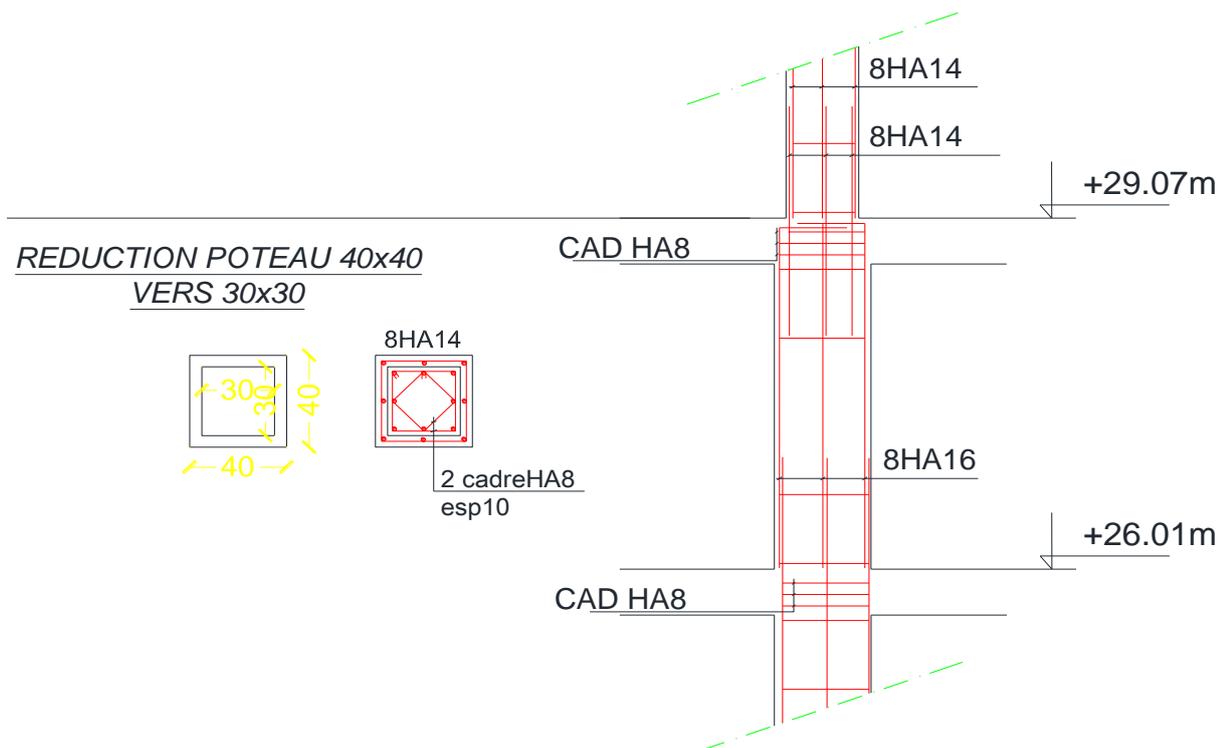


Figure VI.14 : Réduction du Poteau (40*40) vers (30*30)

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes totalement comprimées sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferraillement se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

- Des aciers verticaux « armatures de répartition ».
 - Des aciers horizontaux.
- **Aciers horizontaux :** (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 135^0 ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Aciers verticaux :** (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Règles communes :** L'espacement minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.

- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10v/f_c$. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure -

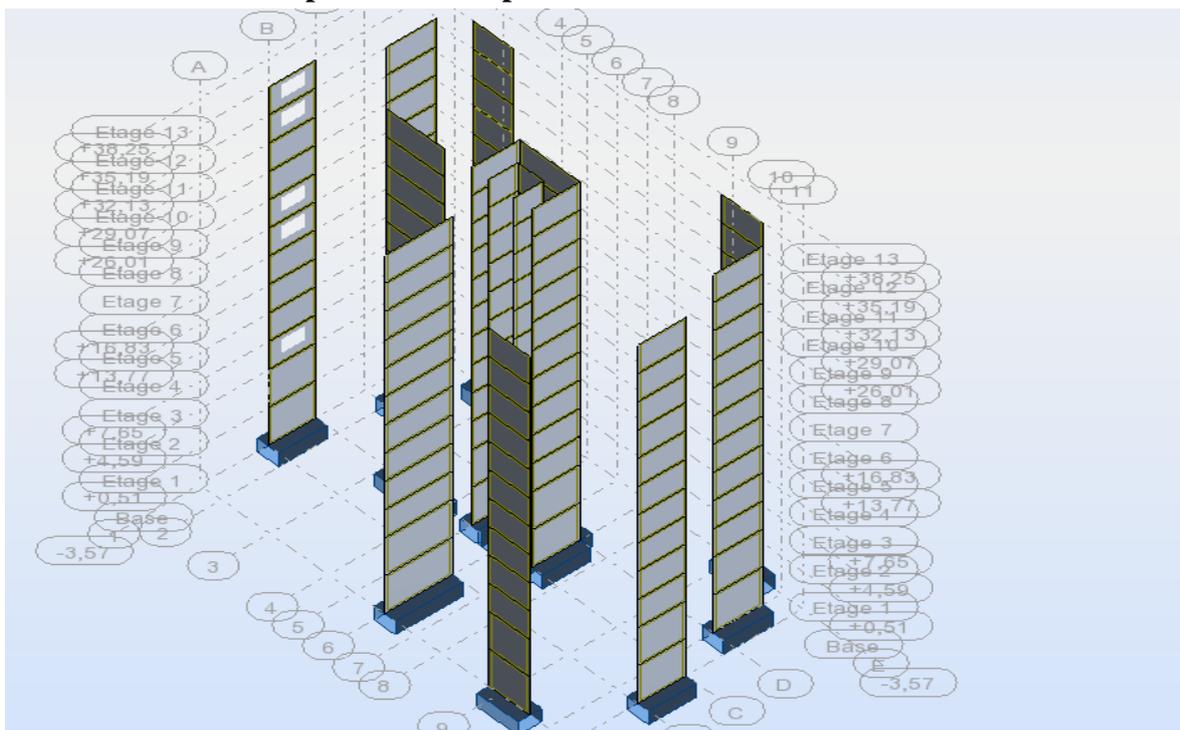


Figure VI.15 : Disposition des voiles dans notre structure

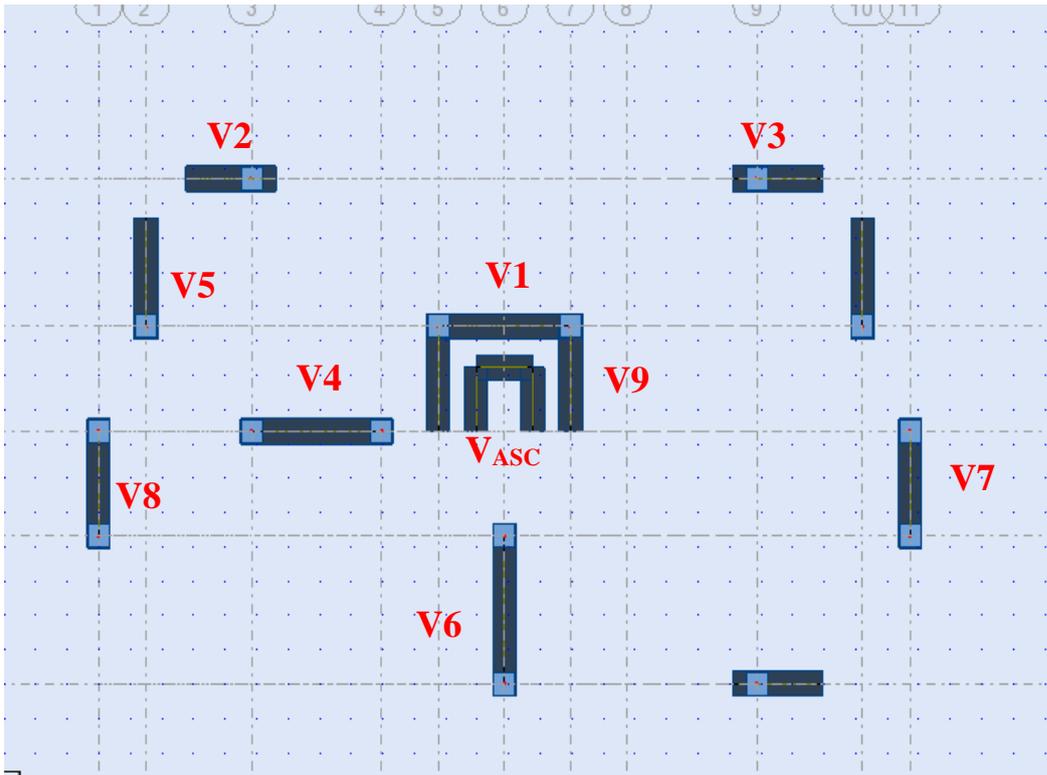
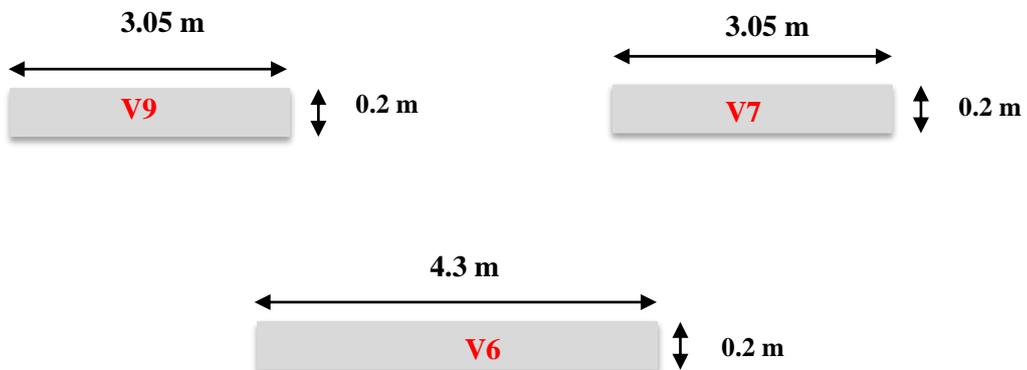


Figure VI.16 : vue en plan de disposition des voiles dans notre structure

VI .3.1 Choix des voiles les plus sollicité :

- Pour le voile plein :
La comparaison se fait entre : **V9 et V7 et V6**
- Pour le voile avec ouverture :
On prend : **V8**



1) Entre V9 et V7 :

- Inertie :

$$I(V7) = I(V9) = \frac{0.2 \cdot 3.05^3}{12} = 0.47 \text{ m}^4$$

- contrainte :

$$V7 \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{L \cdot e} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{126.56}{3.05 \cdot 0.2} + \frac{86.92 \cdot 3.05}{2 \cdot 0.47} = 489.5 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{L \cdot e} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{126.56}{3.05 \cdot 0.2} - \frac{86.92 \cdot 3.05}{2 \cdot 0.47} = -74.55 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$V9 \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{L \cdot e} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{76.51}{3.05 \cdot 0.2} + \frac{101.11 \cdot 3.05}{2 \cdot 0.47} = 453.49 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{L \cdot e} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{76.51}{3.05 \cdot 0.2} - \frac{101.11 \cdot 3.05}{2 \cdot 0.47} = -202.64 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Alors :

Entre V9 et V7 : on prend V9 car leur valeur de **traction** est plus grand que de V7

2) Entre V9 et V6 :

- Inertie :

$$I(V6) = \frac{0.2 \cdot 4.3^3}{12} = 1.325 \text{ m}^4$$

- contrainte :

$$V6 \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{L \cdot e} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{234.51}{4.3 \cdot 0.2} + \frac{219.8 \cdot 4.3}{2 \cdot 1.325} = 629.34 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{L \cdot e} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{234.51}{4.3 \cdot 0.2} - \frac{219.8 \cdot 4.3}{2 \cdot 1.325} = -83.97 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

La comparaison se fait pour la partie « tendus » de V9 et V6 :

$$L_T = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{83.97 \cdot 4.3}{629.34 + 83.97} = 0.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_T = 0.5 \text{ m}$$

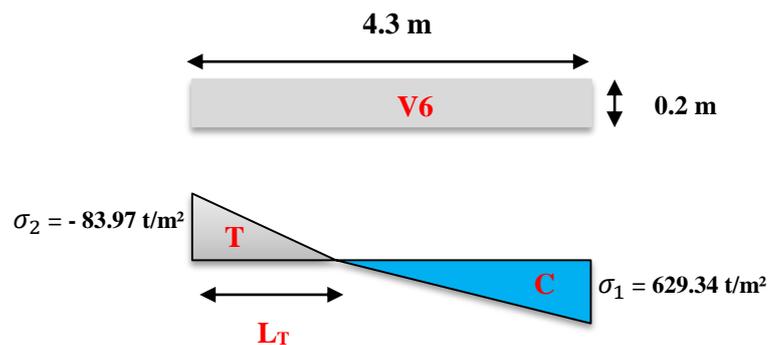
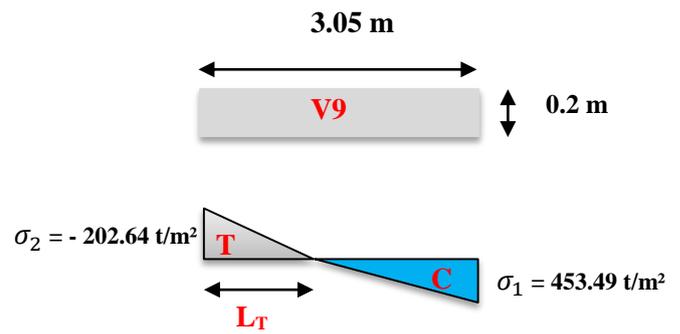


Figure VI.17 : diagramme du contrainte et la longueur du zone tendu (V6)

$$L_T = \frac{\sigma_2 * L}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{202.64 * 3.05}{453.49 + 202.64} = 0.94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_T = 0.94 \text{ m}$$



$$L_T (\text{V9}) > L_T (\text{V6})$$

Figure VI.18 : diagramme du contrainte et la longueur du Zone tendu (V9)

Donc finalement on prend **V9** pour le ferrailage de voile plein .

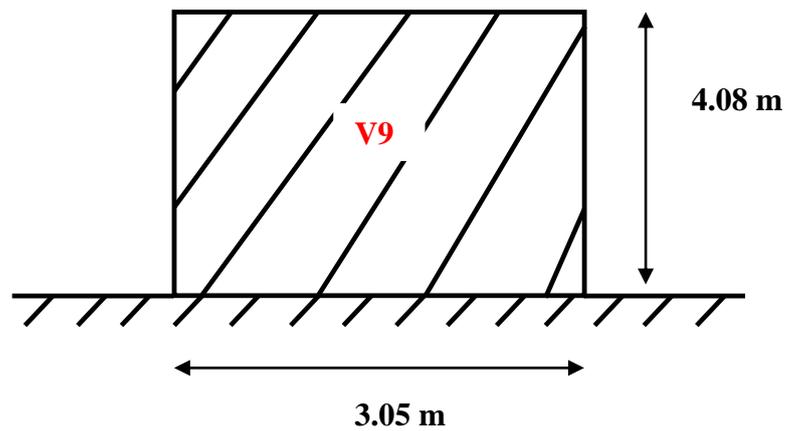
VI.3.2.Calcul du ferrailage plein:

Armatures verticales :

a) Détermination des sollicitations :

$$M_A = 101.11 \text{ tf.m}$$

$$N_A = -76.51 \text{ tf}$$



b) Calcul des contraintes :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{101.11}{76.51} = 1.32 \text{ m}$$

Figure VI.19 : Schéma de voile (V9)

$$\sigma_1 = \frac{N}{e \times l} \cdot \left(1 + \frac{6 \times e_0}{l}\right) = \frac{76.51}{0.2 \times 3.05} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 1.32}{3.05}\right) = 453.49 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{e \times l} \cdot \left(1 - \frac{6 \times e_0}{l}\right) = \frac{76.51}{0.2 \times 3.05} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 1.32}{3.05}\right) = -202.64 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 453.49 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow (\text{compression}) \\ \sigma_2 = -202.64 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow (\text{traction}) \end{cases}$$

-La longueur de zone comprimée :

$$\frac{\sigma_1}{l'} = \frac{\sigma_2}{l-l'} \Rightarrow l' = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l \Rightarrow l' = 2.11m$$

-La longueur de zone tendue :

$$l_t = l - l' = 0.94m$$

-Le calcul se fait par bande de 1 m :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.l'}{3}\right) = \min(2.04; 1.41) = 1.41m$$

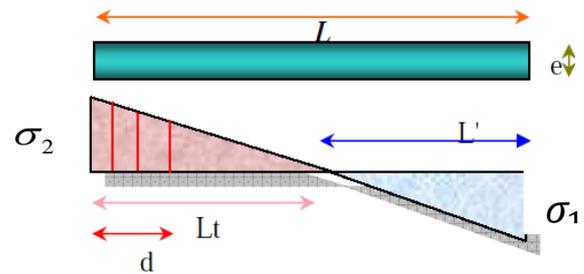


Figure VI.20 : Diagramme des contraintes

Soit : $d = 0.94$ m (une seule bande)

$$F = \frac{\sigma_2 \times d}{2} \cdot (e) = \frac{202.64 \times 0.94}{2} \cdot (0,2) \Rightarrow F = 19.05 \text{ tf}$$

-Zone nodale : $\frac{l}{10} = \frac{3.05}{10} = 0,31m$

-Longueur partielle de la zone courante : $0.94 - 0.31 = 0.63$ m

-Force équilibrée par la longueur partielle de la zone courante :

$$\frac{\sigma}{0.63} = \frac{\sigma_2}{0.94} \Rightarrow \sigma = 135.81 \text{ tf/m}^2$$

$$F'' = \frac{135.81 \times 0.63}{2} \times (0,2) \Rightarrow F'' = 8.56 \text{ tf}$$

-Force équilibrée par la zone nodale :

$$F' = F - F'' = 19.05 - 8.56 \Rightarrow F' = 10.49 \text{ tf}$$

c) Le Ferrailage :

-Zone nodale : par symétrie : $A_n \geq \frac{F'}{\sigma_s}$

$$A_n \geq \frac{10.49 \times 10^3}{4000} \Rightarrow A_n \geq 2.62 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le RPA l'espacement $\leq e(\text{voile}) = 20$ cm ... on adopte $S = 15$ cm

$$S = \frac{2 \times 31}{n-1} \leq 15 \Rightarrow 62 \leq 15n - 15 \Rightarrow 15n \geq 77 \Rightarrow n \geq 5.13$$

Soit : $6\text{HA}10 = 4.78 \text{ cm}^2 \geq 2.62 \text{ cm}^2/\text{face}$

-Zone courante : (partielle) $A_C \geq \frac{F''}{\sigma_s}$

$$A_C \geq \frac{8.56 * 10^3}{4000} \Rightarrow A_C \geq 2.14 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le RPA : $S' \leq 30 \text{ cm}$ dont $S' = 2 S$

$$S' = \frac{63}{n-1} \leq 30 \Rightarrow 63 \leq 30n - 30 \Rightarrow 30n \geq 93 \Rightarrow n \geq 3,1$$

Soit : $3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 2.14 \text{ cm}^2/\text{face}$

$$S' = \frac{63}{2} = 31.5 \text{ cm} \text{ on adopte } S' = 30 \text{ cm}$$

-Longueur de la zone courante totale :

$$305 - 2(33) = 239 \text{ cm}$$

$$n_A = \frac{239}{30} - 1 = 6.96 \text{ barres/face} \dots \text{ On adopte } 7 \text{ barres/face}$$

Soit : $7\text{HA}10/\text{face} = 5.49 \text{ cm}^2/\text{face} \dots \text{ en total } 14\text{HA}10 \dots \text{ zone courante}$

d) pourcentage min selon RPA : (art 7.7.4.1)

-En zone tendue :

$$A_{tot} = 4.78 + 2.35 = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$7.13 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,2}{100} \times (63 \times 20) = 2.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Globalement dans la section du voile :

$$A_{tot} = (4.78 \times 2) + (5.49 \times 2) = 20.54 \text{ cm}^2$$

$$20.54 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,15}{100} \times (305 \times 20) = 9.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour le diamètre des barres le RPA recommande de prendre:

- $\Phi \min \leq e/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$, on prend $\Phi = 12 \text{ mm}$ en zone courante.

- $\Phi \geq 10 \text{ mm}$ pour la zone d'about, on prend $\Phi = 14 \text{ mm}$ en zone d'about.

Vérification des contraintes limites au cisaillement :

✓ Les contraintes de cisaillement dans chaque voile sont données par la formule :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec } b_0 = e = 20 \text{ cm}$$

$$V_{\max} = 21.00 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{21 \cdot 10^4}{200 \cdot 4.08 \cdot 10^3} = 0.257$$

$$\tau_u = 0.257 \text{ Mpa}$$

D'après BAEL 91 :

τ_u doit être inférieur à :

$$\bar{\tau} \leq \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \rightarrow \bar{\tau} \leq \min [2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.257 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

D'après RPA 99 version 2003 :

$$\tau_b = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \tau_b = 0.15 f_{c28} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times 0.257 = 0.359 < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures horizontales :**D'après RPA :**

$$A_H = S_t \times b_0 \times \tau_u / (0.9 \times f_e) / \gamma_s$$

$$L'espacement \quad S \leq \min (1.5e ; 30) = \min (30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_H = \frac{30 \cdot 20 \cdot 0.257}{0.9 \cdot 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = A_s / 4 = 20.54 / 4 = 5.135 \text{ cm}^2$$

On adopte 7 HA 10 = 5.49 cm² (pour 1m)

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (4) épingle au mètre carré soit $\Phi 8$

VI.3.3. Schéma du ferrailage plein :

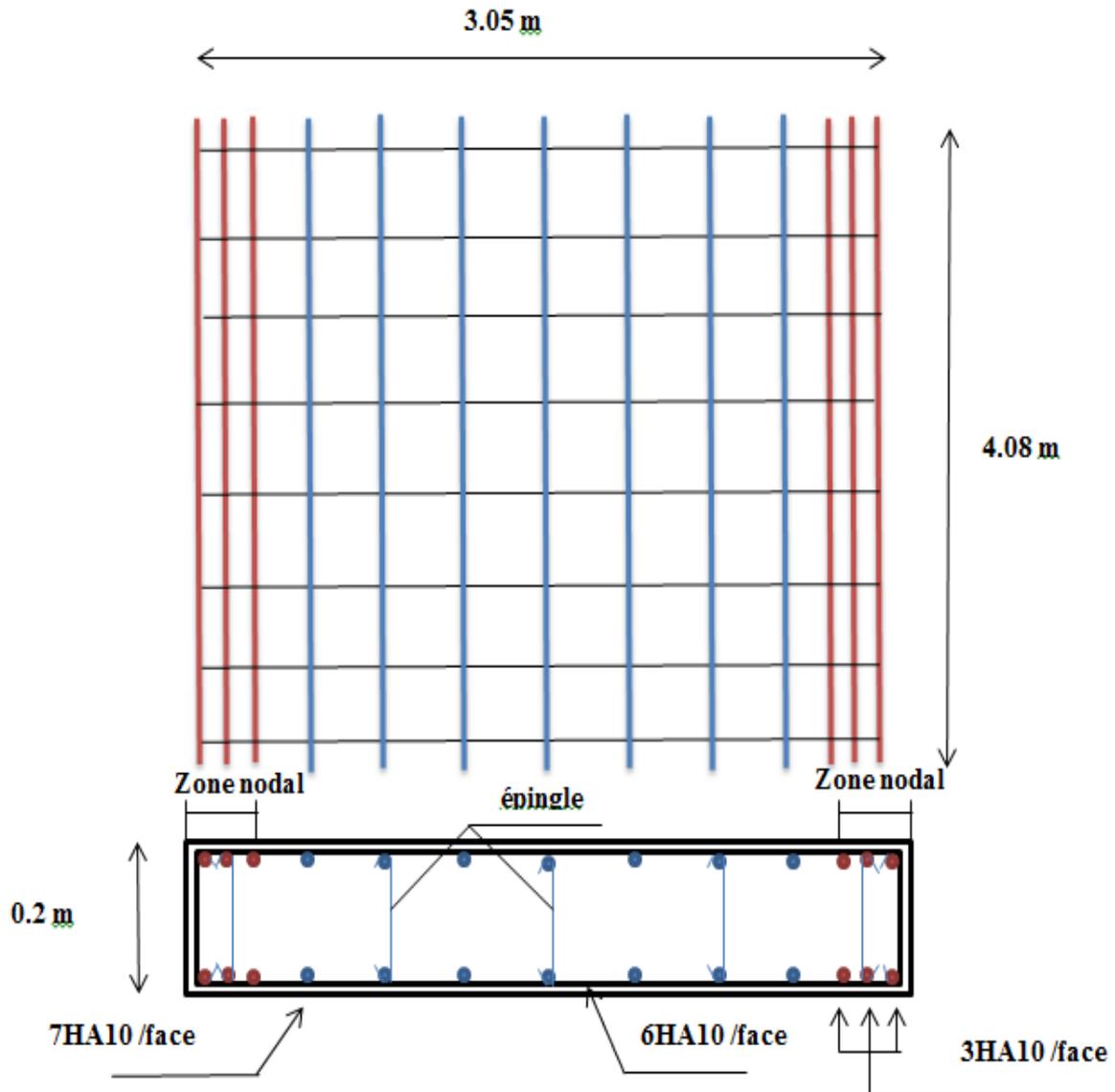


Figure VI.21 : Schéma de ferrailage de voile plein

VI.4 FERRAILLAGE DES LINTEAUX :

Les linteaux sont des poutres courtes ou langues encastées à l'extrémité et reliant les deux trumeaux des voiles et ayant des nœuds rigides.

Les déformations dans les linteaux créent des prolongements dans les trumeaux, de ce fait la portée des linteaux présente des difficultés pour le calcul (majoration de T de 40%).

Charges sollicitant les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple. De façon à éviter leur rupture et à reprendre le moment fléchissant. Les efforts tranchants dus aux charges permanentes

et aux charges d'exploitation et à l'action du séisme.

D'après le RPA 99/version 2003, le ferrailage des linteaux se présente selon les deux

Cas :

➤ *Premier cas* : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

$$\tau_{\text{admissible}} = 0.06 f_{c28} = 0.06 * 250$$

$$\tau_{\text{admissible}} = 15/\text{cm}^2$$

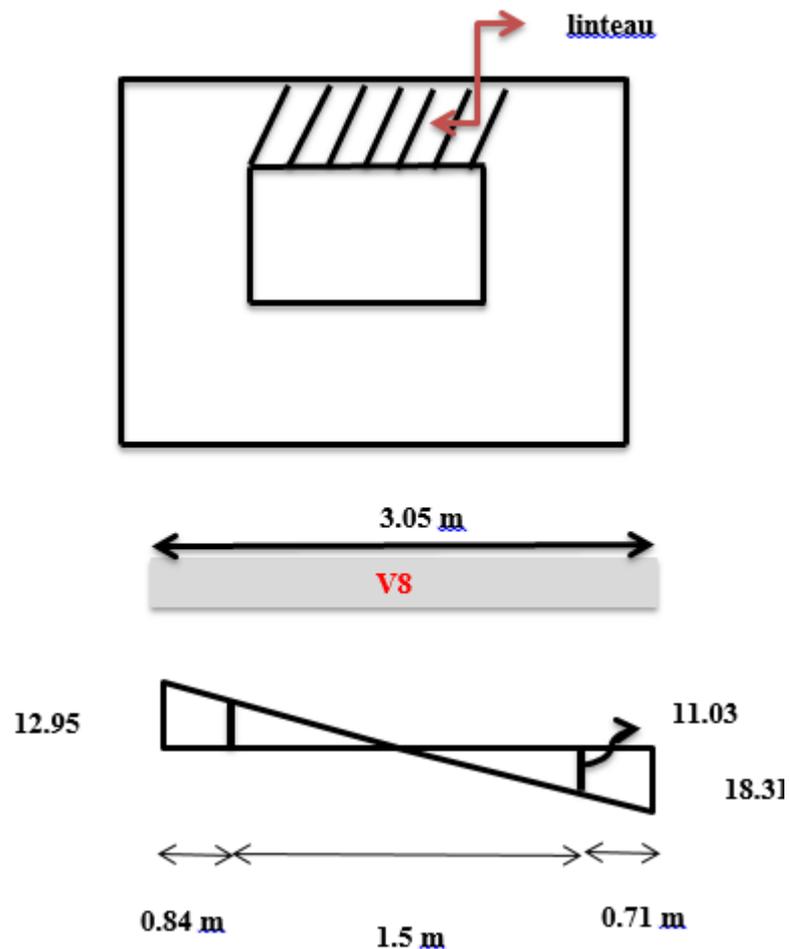


Figure VI.22 : Diagramme des moment du voile avec ouverture

- **Détermination de la sollicitation**

Les efforts internes zone linteau :

$$T = 5.88 \text{ t.}$$

$$M = 18.31 \text{ t.m}$$

M_x : le moment à l'extrémité du linteau

$$\frac{(18.31+12.95)}{3.05} = \frac{(M+12.95)}{(3.05-0.71)}$$

$$M_x = \frac{33.65}{3.05}$$

$$M_x = 11.03$$

Les sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{T} = 1.4 T$$

$$\bar{T} = 1.4 (11.03) = 15.44 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$\bar{M} = 1.4 M$$

$$\bar{M} = 1.4 (11.03) = 15.44 \text{ t.m}$$

D'après l'RPA99/version 2003

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{5.68}{20 \cdot 33} * 10^3 = 12.04$$

$$\tau_{\text{admissible}} = 0.06 f_{c28} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b \leq \tau_{\text{admissible}}$ → condition vérifiée pour les armatures diagonales

L'ELA

2200/ 191-198/ 14 (C)	-62,48	47,75	21,14
2201/ 252-259/ 14 (C)	-74,26	27,54	22,46
2202/ 313-320/ 14 (C)	-74,47	23,40	16,58
2203/ 374-381/ 14 (C)	-55,87	14,47	13,29
2204/ 435-442/ 14 (C)	-40,85	18,31	5,68
2205/ 496-503/ 14 (C)	-43,56	20,83	5,42
2206/ 557-564/ 14 (C)	-40,18	10,74	8,05
2207/ 618-625/ 14 (C)	-25,30	4,33	6,37
2208/ 679-686/ 14 (C)	-15,25	3,37	5,00
2209/ 740-747/ 14 (C)	2,07	3,51	9,05
2210/ 3-5/ 14 (C) (CQC)	-27,84	17,67	14,86
2211/ 2800-2765/ 14 (C)	-6,57	16,17	-10,87

N,M et T

Figure VI.23 : les panneaux du voile V8 et le panneau le plus sollicité pour linteau à L'ELA

M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
15.44	0.38	0.65	24.40	15.82

Tableau VI.25: Ferrailage en appuis

On adopte d'après la section d'armature $A_s = 15.82$

→ On adopte au niveau des appuis 8HA16

➤ L'ELU

2200/ 191-198/ 7 (C)	-90,61	11,10	9,29
2201/ 252-259/ 7 (C)	-105,27	1,96	6,94
2202/ 313-320/ 7 (C)	-105,12	0,77	3,60
2203/ 374-381/ 7 (C)	-78,95	0,26	2,50
2204/ 435-442/ 7 (C)	-58,03	2,40	1,93
2205/ 496-503/ 7 (C)	-61,38	2,07	2,01
2206/ 557-564/ 7 (C)	-56,45	-0,59	2,57
2207/ 618-625/ 7 (C)	-37,20	-2,39	2,40
2208/ 679-686/ 7 (C)	-23,44	-1,95	1,43
2209/ 740-747/ 7 (C)	-5,02	-2,75	2,77
2210/ 3-5/ 7 (C)	-50,82	-11,69	2,80
2211/ 2800-2765/ 7 (C)	-11,60	17,29	-16,80

→ N,M et T

Figure VI.24 : le panneau le plus sollicité pour linteau à L'ELU

Détermination de la sollicitation :

Les efforts internes zone linteau :

$$T = 1.93 \text{ t.}$$

$$M = 2.40 \text{ t.m}$$

Les sollicitations

Effort tranchant :

$$\bar{T} = 1.4 T$$

$$\bar{T} = 1.4 (1.93) = 2.702 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$\bar{M} = 1.4 M$$

$$\bar{M} = 1.4 (2.40) = 3.36 \text{ t.m}$$

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA99/version 2003(Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{T}{b0d} = \frac{2.702}{20*33} = 4.09$$

$$\tau_{admissible} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b \leq \tau_{admissible} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul du ferrailage :**

M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
3.36	0.11	0.14	31.1	3.10

Tableau VI.26: Ferrailage en travée

$$A_s = 3.10 \text{ cm}^2$$

On adopte → 3HA 14 au niveau de travée

➤ Plan de ferrailage

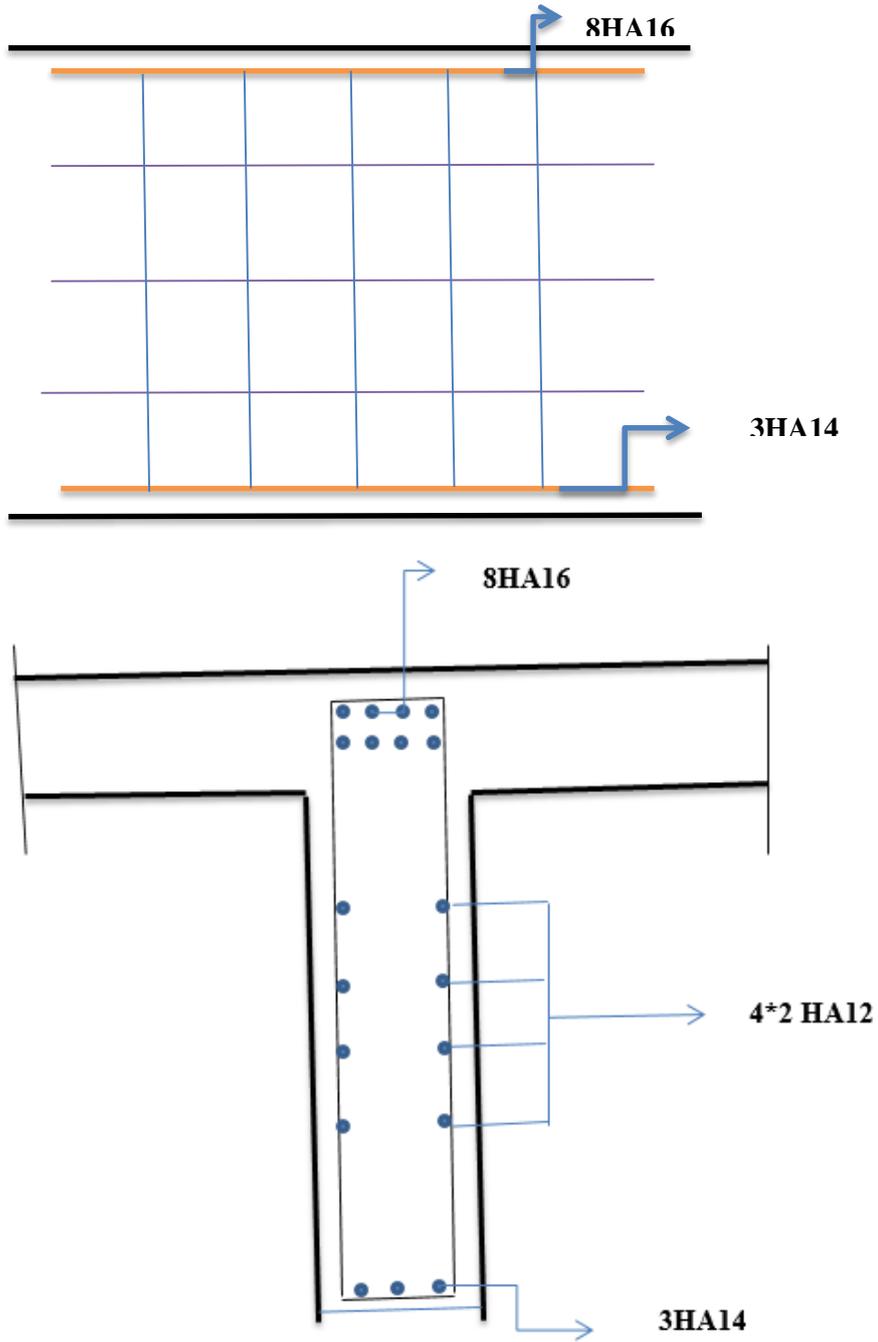


Figure VI.25 : Schéma de ferrailage du Linteau



CHAPITRE 07

Etude de L'infrastructure

VII.1 CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE

Introduction :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC afin d'éviter la création de poteaux courts au niveau des amorces poteaux.

D'après le RPA99/Version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

Dimensionnement de voile :

D'après les RPA99/Version2003 (art. 10.1.2) l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. On adopte une épaisseur de 20 cm pour avoir une épaisseur continue avec les voiles de contreventement (Figure 7.1).

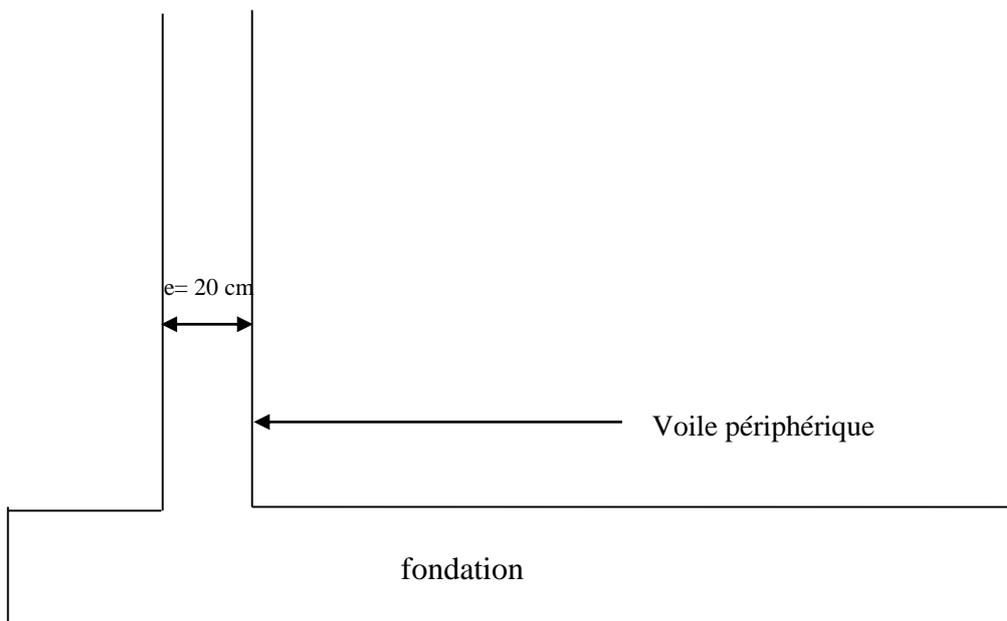


Figure VII.1 : Coupe sur le voile périphérique $e = 20$ cm

Les valeurs de γ_d et Φ selon la nature du sol Voir le tableau :

Nature des terres	γ (tf/m ³)	Φ (°)
Terres végétales ordinaires	1.450	45
Terres argileuses	1.800	45
Terres fortes	1.900	55
Sable fin	1.420	30
Terres sableuses	1.700	35
Argile et bone	1.850	20
Cailloux et graviers	1.550	45

Tableau VII.1 :Tableau d'angle de frottement

- ✓ On prend le panneau max du voile de soutènement limité par deux poteaux verticaux, la fondation (longrine) et la poutre de façade au niveau RDC on donne :

$h = 4.08 - 0.35 = 3.73$ m hauteur libre du voile périphérique.

$\phi = 30^\circ$: Angle du frottement de remblai.

$\gamma = 1.42$ t/m³ : Poids spécifique du remblai.

$K_A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$: Le coefficient numérique

Surcharge d'exploitation : circulation des véhicules : $q = 1.5$ tf/m²

VII.1.1. Calcul les sollicitations dans ce voile de soutènement :

➤ Sous G :

a) *Charge triangulaire (poussée des terres) :*

$$q_{\Delta}^G = K_A \cdot (\gamma \cdot h)$$

$$K_A = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$q_{\Delta}^G = 0,333 \cdot (1,42) \cdot (3,73) = 1,76 \text{ tf/ml}$$

➤ Sous Q :

a) *Surcharge de circulation de véhicules :*

$$q_{\square}^Q = K_A \cdot q = 0,333 \cdot (1,5) = 0,5 \text{ tf/ml}$$

VII.1.2. Ferrailage de voile :

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre (4) appuis

A ELU:

$$\sigma_{max} = 1.35 * q_{\Delta}^G + 1.5 * q_{\square}^Q$$

$$\sigma_{max} = 1.35 * 1.76 + 1.5 * 0.5 = 3.13 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * q_{\square}^Q = 0.75 \text{ t/m}^2$$

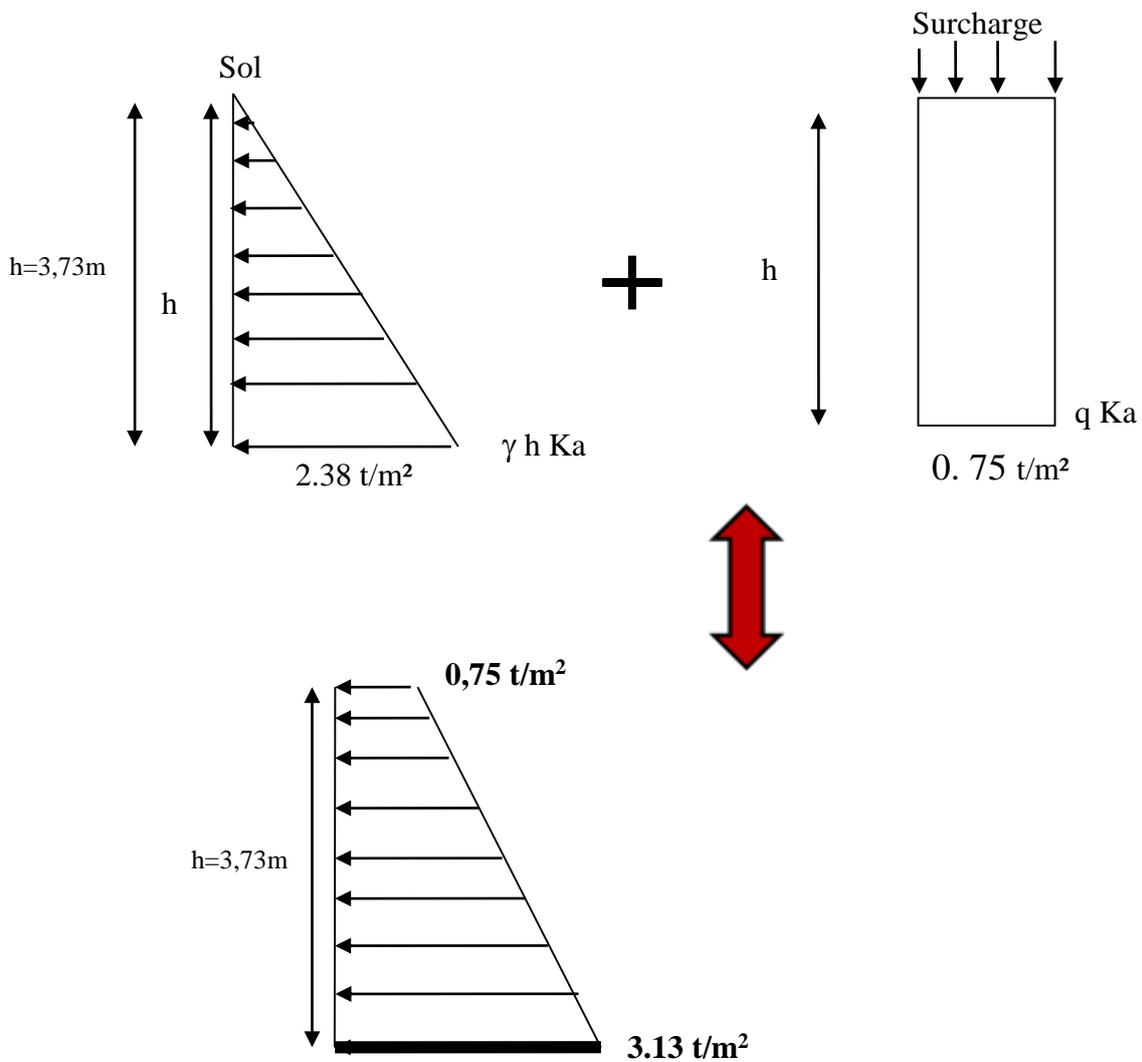


Figure VII.2: diagramme de contrainte à l'ELU

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 3.13 + 0.75}{4} = 2.54 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 2.54 \text{ t/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristique sont :

$$L_x = 3.73 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

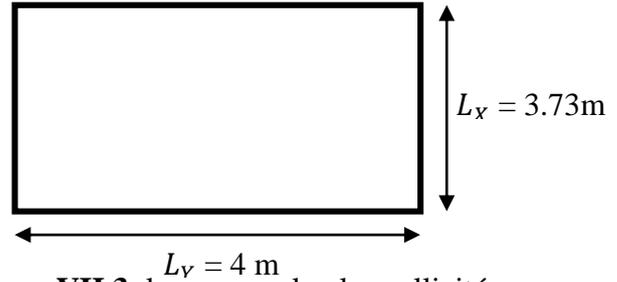
$$L_y = 4 \text{ m} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{h}{b} = \frac{3.73}{4.00} = 0,93 > 0.4$$

Le panneau travaille dans les deux sens

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$



FigureVII.3: le panneau le plus sollicité

$$\rho = 0.93 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u \implies M_{0x} = 1.51 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \implies M_{0y} = 1.28 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 * M_{0x} \implies M_t^x = 1.28 \text{ t.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_{0y} \implies M_t^y = 1.09 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{0x} \implies M_a^x = -0.60 \text{ t.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous (**calcul par excel**)

Avec : $A_{min} = 0.1\% * b * h$ Condition exigée par le RPA (art 10.1.2)

TableauVII.2: Ferrailage de voile périphérique à l'ELU

Zone	Sens	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x	1.28	0.031	0.040	16.73	2.20	2.00	4HA10=3,14	25
	y-y	1.09	0.027	0.034	16.77	1.87		4HA8=2.01	
appuis	x-x	0.6	0.015	0.02	16.87	1.02	2.00	4HA8=2.01	25

Espacement des armatures :

$$S \leq \min (1.5e ; 25) = \min (30 ; 25) = 25 \text{ cm}$$

On prend St = 25 cm

➤ Vérification :

A L'ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \cdot L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{2.54 * 3.73}{2} * \frac{4^4}{3.73^4 + 4^4} = 2.7 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.7 * 10^4}{1000 * 170} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b * f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

A L'ELS : (v=0.2)

$$\rho = 0.93 \rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases} \dots \text{(Annexe II)}$$

$$\sigma_{max} = q_{\Delta}^G + q_{\square}^Q$$

$$\sigma_{max} = 1.76 + 0.5 = 2.26 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = q_{\square}^Q = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 2.26 + 0.5}{4} = 1.82 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 1.82 \text{ t/ml}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_s \quad \Longrightarrow \quad M_{0x} = 1.27 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \quad \Longrightarrow \quad M_{0y} = 1.14 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 * M_{0x} \quad \Longrightarrow \quad M_t^x = 1.08 \text{ t.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_{0y} \quad \Longrightarrow \quad M_t^y = 0.97 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{0x} \quad \Longrightarrow \quad M_a^x = -0.43 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes:**Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes dans l'acier :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} = 2016.3 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d-y)$$

Doit $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

TableauVII.3: Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	x-x	1.08	2.91	6190.97	50.76	150	C.V	3686.9	2016.3	C.N.V
	y-y	0.97	2.91	6190.97	45.59	150	C.V	3311.4	2016.3	C.N.V
appui	x-x	0.43	2.56	4862.64	22.64	150	C.V	1915.4	2016.3	C. V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée , donc on augmente la section de ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

TableauVII.4: Vérification des contraintes à l'ELS pour nouvelle section

position		A _{choisit} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	x-x	4HA12=4.52	4.17	11764.7	38.3	150	C.V	1766.68	2016.3	C. V
	y-y	4HA12=4.52	4.17	11764.7	34.38	150	C.V	1586.74	2016.3	C. V
appui	x-x	4HA10=3,14	3.6	8846.08	17.50	150	C.V	977.04	2016.3	C. V

Remarque importante :

- On adopte un ferrailage totale avec **4HA12/ml** pour les travées et les appuis
- Dans la première coupe , les armatures d'appuis n'apparaissent pas . donc , nous le montrons tous dans la deuxième(A-A) coupe comme suit :

VII.1.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

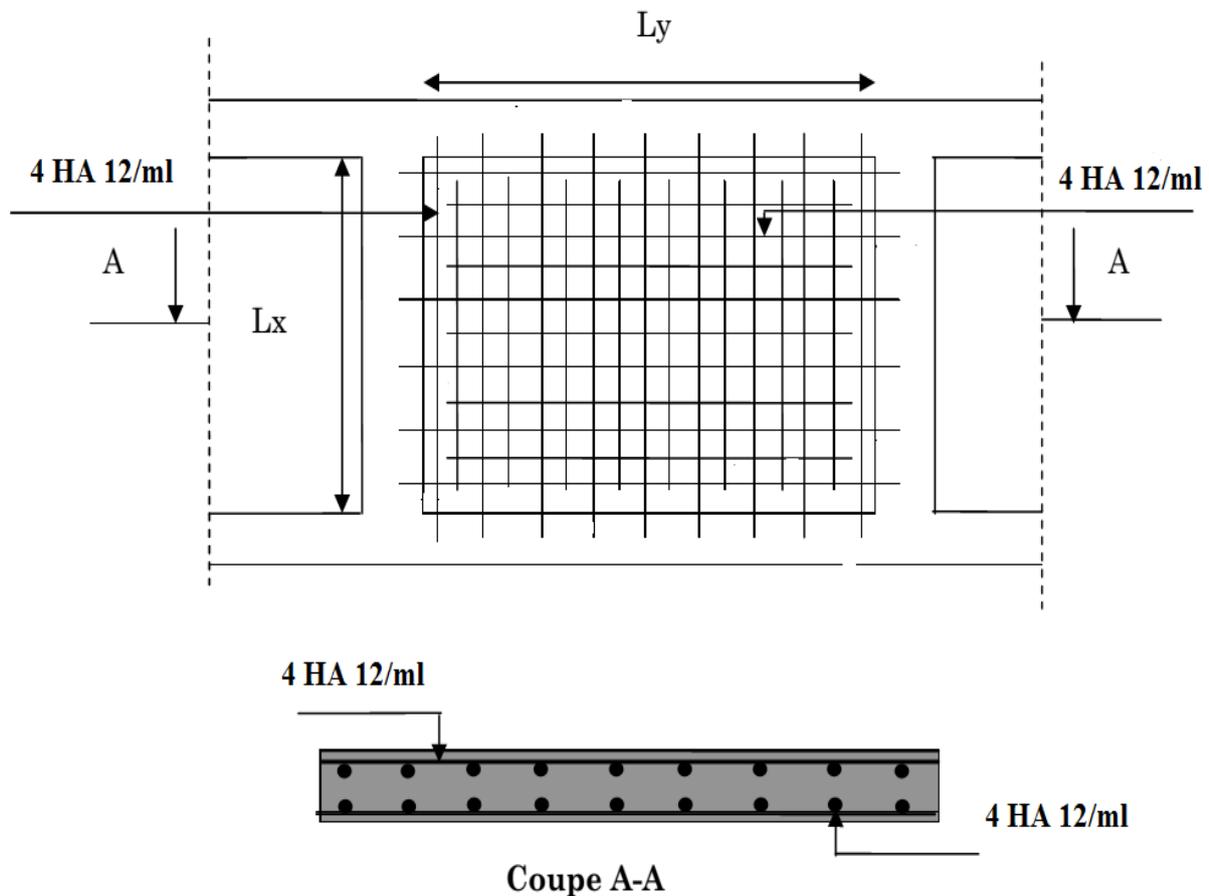


Figure VII.4: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VII.2 Fondation :

INTRODUCTION :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux.

Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On utilise généralement pour cela des voiles périphériques qui doivent le ceinturer.

Plusieurs types de fondations existent comme on a fait précédemment, et le choix du type à adopter se fait tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances adoptées entre les différents points d'appuis.
- Système structural.

Méthodologie

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- Semelles (isolées et filantes)
- Radier général
- Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à partir de 5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.9 bars.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à : $C=0.09$, $\varphi=25^0$ et

$$\gamma_h=1.8 \text{ t/m}^3$$

On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER :

D'après RPA 99/2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1) $G + Q \pm E$

2) $0.8 G \pm E$

VII.2.1 ETUDE DES FONDATIONS :

VII.2.1.1 Vérification de La semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} < \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N_{sup} : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le logiciel « **ROBOT** »

N_{inf} : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

S : surface d'appui de la semelle. $S=A^2$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N_{sup} = 277.76$ t et $\overline{\sigma}_{sol} = 1.9$ bar

Les poteaux de notre structure ont des sections carré à la base (a x a) donc, on opte pour des semelles carré (A x A).

La charge ultime au pied de la semelle (y compris le poids du poteau est de : $N_U = 277.76$ t.

En considérant les semelles homothétiques autour des poteaux, la surface d'une semelle carrée est donnée par la relation : $S_{semelle} = [N_U / \overline{\sigma}_{sol}]$

$$S_{semelle} = \frac{N_U}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{277.76 * 10^3}{1.9} = 14.62 \text{ m}^2$$

Les semelles isolées étant présentes sous chacun des 46 poteaux, la surface totale donc occupée par les semelles est de $38 * 14.62 = 555.56 \text{ m}^2 >$ de la surface totale du bâtiment ($S_{T,B} = 26 * 15 = 390 \text{ m}^2$)

VII.2.1.2 Vérification de La semelle filante :

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante les autres semelles seront calculées de la même manière

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_U}{S} \rightarrow B \geq \frac{N_U}{\overline{\sigma}_{sol} * L}$$

N_U : $\sum N_U$ (Sens x ; y)

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle + les débords (prend 0.5 m pour chaque côté)

Exemple de calcul de largeur B pour la file (B)

$$L(\text{file B}) = 26 + 0.5 + 0.5 = 27 \text{ m} * 100 = 2700 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{1379.58 * 10^3}{1.9 * 2700} = 268.9 \text{ cm} = 2.69 \text{ m} \dots \text{ on prend } \mathbf{B = 2.8 \text{ m}}$$

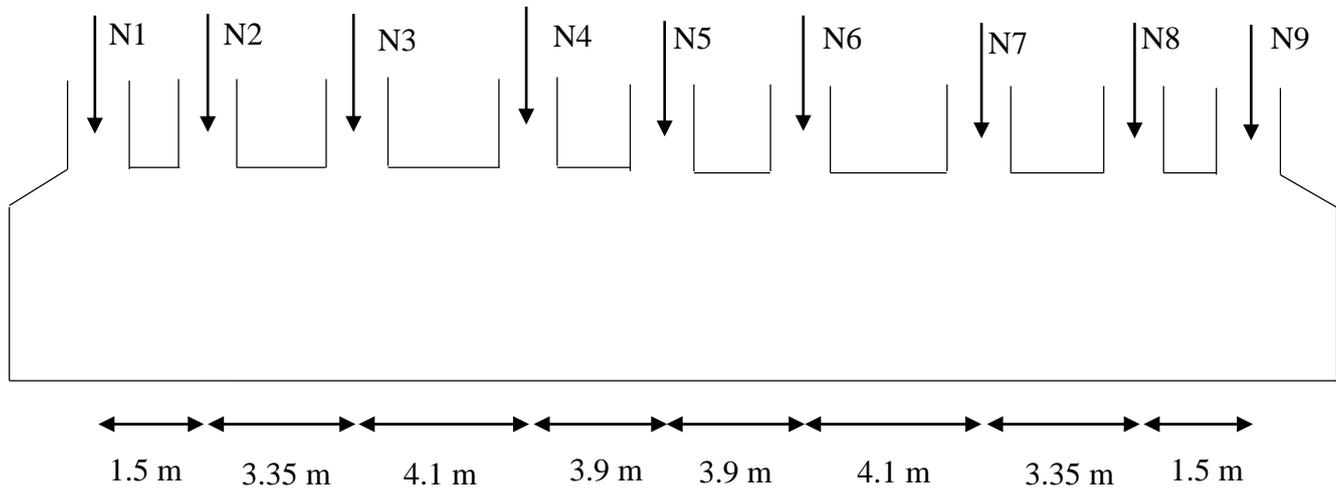


Figure VII.5: Semelle filante dans le sens X-X (Fil B)

Nous récapitulons dans le tableau ci-dessous l'ensemble des dimensions des semelles filantes

file	Longueur (m)	$\sum N_U$ (t)	$\overline{\sigma}_{sol}$ kg/cm ²	Largeur (m)	Surface (m ²)
A	24	1306.27	1.9	2.9	69.6
B	27	1379.58	1.9	2.8	75.6
C	27	843.7	1.9	1.7	45.9
D	27	1319.94	1.9	2.8	75.6
E	24	1245.8	1.9	2.8	67.2
1	7.4	271.61	1.9	2.00	14.8
2	16	556.34	1.9	1.9	30.4
3	16	823.35	1.9	2.8	44.8

4	16	927.92	1.9	3.1	49.6
5	16	122.55	1.9	0.5	8.00
6	16	676.37	1.9	2.3	36.8
7	16	123.7	1.9	0.5	8.00
8	16	791.3	1.9	2.8	44.8
9	16	881.26	1.9	2.9	46.4
10	16	551.62	1.9	1.9	30.4
11	7.4	318.75	1.9	2.3	17.02
TOTAL (Surface occupée par les semelles filantes)					664.92

Tableau VII5 : Surface occupée par les semelles filantes

Remarque

Le rapport surface semelles filantes / surface totale bâtiment est de **70%** ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles. Conclusion, les semelles filantes ne sont pas adaptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

VII.2.1.3 Vérification de Radier général :

il faut calculer la somme des efforts de toutes les files

$$\sum N_U (5 \text{ fil :A} \rightarrow \text{E}) = 6095.29 \text{ t}$$

$$\text{surface totale du bâtiment : } S_{T.B} = 26 * 15 = 390 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sigma_{sol}}{S_{T.B}} = \frac{N_U}{S_{T.B}} = \frac{6095.29 * 10^{-1}}{390} = 1.56 < 1.9 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.2.1.4 Etude de radier :

Dimensionnement :

A-Condition de coffrage :

Pour les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec

h_t : est la hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 430 - 60 = 370 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t \geq 37 \text{ cm}$$

Pour la dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_r \geq 18.5 \text{ cm} \dots \text{ On prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

B- Condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN/m}^2$.

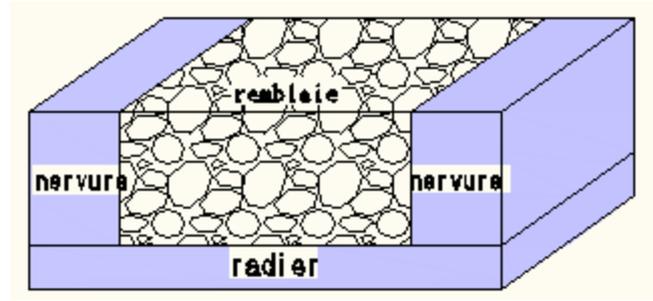
I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol. On prend $K = 4 \text{ kg/cm}^3$

b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{b * h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$\rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} \Rightarrow h_t \geq 0.594 \text{ m}$$



figureVII.6 : Schéma d'un radier générale

A partir des trois conditions précédentes on prend $h_t = 1.3 \text{ m}$ pour les nervures du radier.

➤ **La surface du radier :**

On ajoute **0.5 m** de débord dans chaque côté pour la longueur et la largeur de notre surface de radier. Alors :

$$S_{rad} = (L+0.5+0.5) \times (l+0.5+0.5) = (26+1) \times (15+1) = 27 \times 16 = 432 \text{ m}^2$$

Dimensions du radier étudier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 1.3 \text{ m}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 4 \text{ cm}$ fissuration nuisible.

La surface du radier $S_{rad} = 432 \text{ m}^2$

- **Calcul du Poids :**

$$P_{rad} = \rho \times S \times h_r$$

$$P_{rad} = 2.5 \times 432 \times 0.4 = 432 \text{ t (Poids du radier)} \dots \rho = 2500 \text{ kg/m}^3 = 2.5 \text{ t/m}^3$$

➤ **Vérifications nécessaires**

• **Vérification au cisaillement :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime} \quad V_u = \frac{q_u \cdot L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\text{Avec : } N_u = N_{u1} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 6095.29 \text{ t} + 1,35 \times 432 \text{ t} = 6678.5 \text{ t}$$

L_{max} : la longueur maximal d'une bande de **1m** , $L_{max} = 4.3 \text{ m}$

$$V_u = \frac{6678.5 \cdot 1}{432} \times \frac{4.3}{2} = 33.24 \text{ t} \rightarrow \tau_u = \frac{33.24 \cdot 10^4}{(1 \cdot 0.37) \cdot 10^6} = 0.9 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

➤ Vérification au poinçonnement :

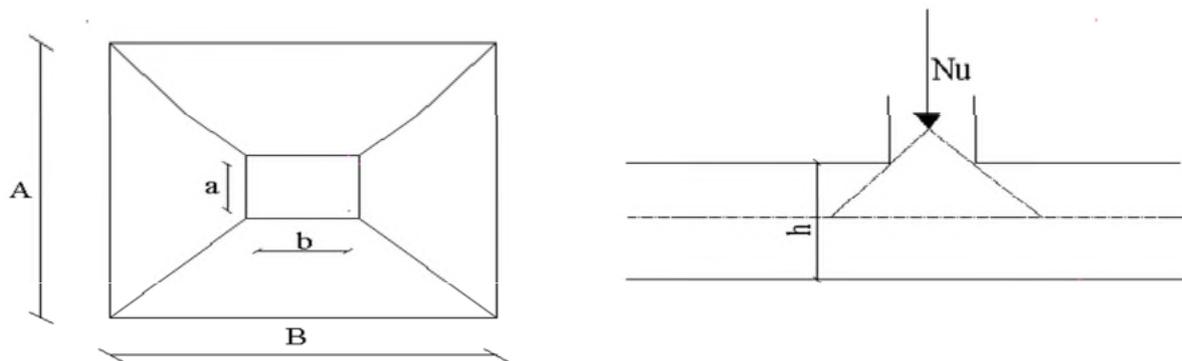


Figure VII.7 Schéma correspondant au poinçonnement

Selon le **BAEL 99(artici A.5.2 ,41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette verification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\text{Dont : } \begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 1.3 = 1.9 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 1.3 = 1.9 \text{ m} \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 7.6 \text{ m}$

$$N_d = N_u = 277.76 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N_d = 277.76 \text{ t} \leq 0.045 \times 7.6 \times 1.3 \times \frac{2500}{1.5} = 741 \text{ t} \dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

• **Calcul des contraintes sous le radier :**

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{inter}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{sol}} = 0.19 \text{ MPa} = 1.9 \text{ bar ; } \sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x * Y_G}{I_x} \pm \frac{M_y * X_G}{I_y}$$

$$I_x = 21970 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_y = 7312.5 \text{ m}^4$$

$$X_G = 13.03 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.25 \text{ m}$$

Géométriquement :

$$X_G' = 13 \text{ m}$$

$$Y_G' = 7.35 \text{ m}$$

$$e_x = X_G - X_G' = 0.03 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_G' = 0.1 \text{ m}$$

Calcul des contraintes:

Remarque :

L'effort normal N et le moment ²doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Données : $N = 4437.61 \text{ t}$

Et on simplifiée la formule:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x * Y_G}{I_x} \pm \frac{M_y * X_G}{I_y} \quad \text{vers } \rightarrow \quad \sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \left[1 \pm \frac{6 * e_y}{A} \pm \frac{6 * e_x}{B} \right]$$

Dont $S_{rad} = A * B$ avec $A = 27 \text{ m}$ et $B = 16 \text{ m}$

Alors

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} \left[1 + \frac{6 * e_y}{A} + \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{4437.61}{432} \left[1 + \frac{6 * 0.1}{27} + \frac{6 * 0.03}{16} \right] = 11.30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \left[1 - \frac{6 * e_y}{A} + \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{4437.61}{432} \left[1 - \frac{6 * 0.1}{27} + \frac{6 * 0.03}{16} \right] = 11.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{S_{rad}} \left[1 + \frac{6 \cdot e_y}{A} - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right] = \frac{4437.61}{432} \left[1 + \frac{6 \cdot 0.1}{27} - \frac{6 \cdot 0.03}{16} \right] = 11.28 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{S_{rad}} \left[1 - \frac{6 \cdot e_y}{A} - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right] = \frac{4437.61}{432} \left[1 - \frac{6 \cdot 0.1}{27} - \frac{6 \cdot 0.03}{16} \right] = 11.23 \text{ t/m}^2$$

Donc on prend :

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 11.3 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \sigma_3 \text{ inter} = 11.28 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{inter}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot 11.3 + 11.28}{4} = 11.295 \text{ t/m}^2$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = 11.295 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 19 \text{ t/m}^2$

VII.2.1.4.1 FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$L_x = 4,1 \text{ m}$ et $L_y = 4,3 \text{ m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = 432 \text{ t}$$

G_1 : le poids propre de la nervure.

$$G_1 = 136.226 \text{ t}$$

Calcul des sollicitations :

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}}$$

N_U : L'effort normal ultime donné par la structure

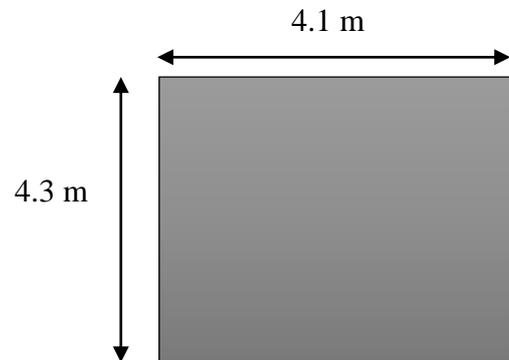


Figure VII.8 . Schéma du panneau d'un radier

On ferraille avec $N_U = 6095.29 \text{ t}$

$$q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35 \cdot \frac{G_0}{S_{rad}} + 1.35 \cdot \frac{G_1}{S_{rad}} = \frac{6095.29}{432} + 1.35 \cdot \frac{432}{432} + 1.35 \cdot \frac{136.226}{432} = 15.76 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{G_0}{S_{rad}} + \frac{G_1}{S_{rad}} = \frac{4437.61}{432} + 1 + 0.31 = 11.58 \text{ t/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.1 - 0.6 = 3.5 \text{ m} ; L_y = 4.3 - 0.6 = 3.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.5}{3.7} = 0.95 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.95 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u \implies M_{0x} = 7.92 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \implies M_{0y} = 7.03 \text{ t.m}$$

• Calcul des moments corrigés :

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 * M_{0x} \implies M_t^x = 6.732 \text{ t.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_{0y} \implies M_t^y = 5.975 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{0x} \implies M_a^x = -2.69 \text{ t.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h_r)= (1×0,4) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous (**calcul par excel**)

Avec : A_{min} =0.1%*b*h Condition exigée par le RPA (art 10.1.2)

Tableau VII.6 : Ferrailage de dalle de radier

Zone	Sens	M _u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x	6.73	0.035	0.044	36.34	5.32	4	6HA14=9.23	16
	y-y	5.98	0.031	0.04	36.42	4.72		6HA14=9.23	
appuis	x-x	2.69	0.014	0.017	36.74	2.10	4	6HA12=6.78	16

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 11.58 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = 0.95 \rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe II})$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q_u \implies M_{0x} = 6.85 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \implies M_{0y} = 6.32 \text{ t.m}$$

- Calcul des moments corrigés :

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 * M_{0x} \implies M_t^x = 5.82 \text{ t.m}$$

$$M_t^y = 0.85 * M_{0y} \implies M_t^y = 5.37 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{0x} \implies M_a^x = -2.32 \text{ t.m}$$

- Vérification des contraintes:

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} = 2016.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d-y)$$

$$\text{Doit } \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS de radier

	position	M _{ser} (kg. cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	x-x	5.82	8.83	115604.057	44.45	150	C.V	2127.3	2016.3	C.N.V
	y-y	5.37	8.83	115604.057	41.068	150	C.V	1962.8	2016.3	C.V
appui	x-x	2.32	7.72	91023.45	19.68	150	C.V	1119.4	2016.3	C.V

On remarque que la contrainte dans les aciers selon (x-x) n'est pas vérifiée , donc on augmente la section de ferrailage vers : **7 HA14**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour nouvelle section

	position	A _{choisit} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	x-x	7HA14=10.77	9.44	129716.15	42.35	150	C.V	1854.81	2016.3	C.V
	y-y	6HA14=9.23	8.83	115604.06	41.07	150	C.V	1962.8	2016.3	C.V
appui	x-x	6HA12=6.78	7.72	91023.45	19.68	150	C.V	1119.4	2016.3	C.V

Vérification des espacements :

$$\text{Selon x-x(travée):} \quad S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 h_r ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14.28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y(travée):} \quad S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Pour l'appui on adopte selon les deux sens :

$$S_t = 16 \text{ cm}$$

VII.2.1.4.2 Ferrailage des débords :

$$M_U = q_U \cdot \frac{L^2}{2} = 1.97 \text{ t.m}$$

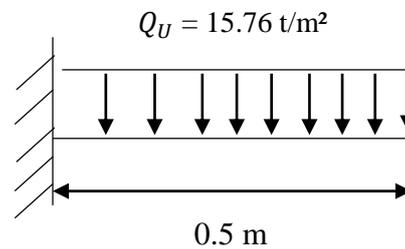


Figure VII.9 Schéma statique du débord

$$A_S = 0.45 \text{ cm}^2 < A_S \text{ (appui)} = 2.1 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{min} = 4 \text{ cm}^2 \dots \text{ Donc le ferrailage se fait selon } A_{min} = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\text{On vérifie la condition suivante : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = q_u \times L = 7.88 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.103 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}$$

VII.2.1.4.3 Schéma de ferrailage du radier :

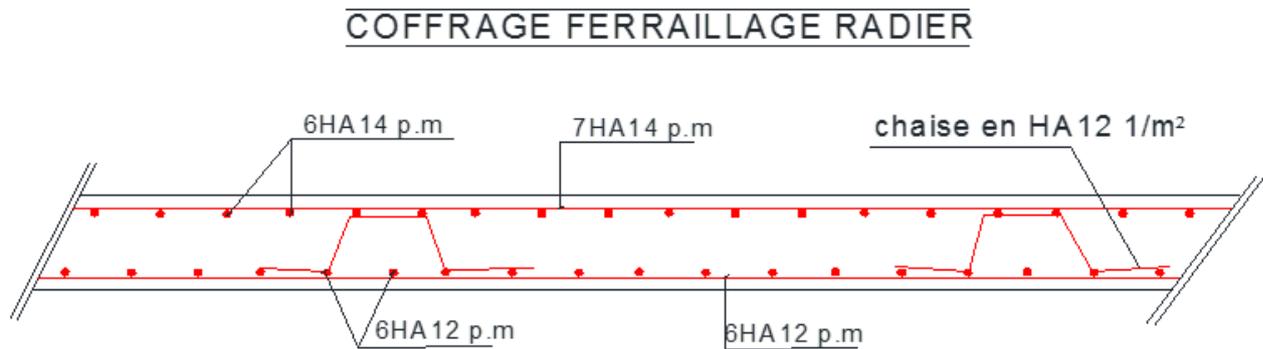


Figure VII.10 : coffrage ferrailage du radier

VI.2.1.5 Ferrailage des nervures :

Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après

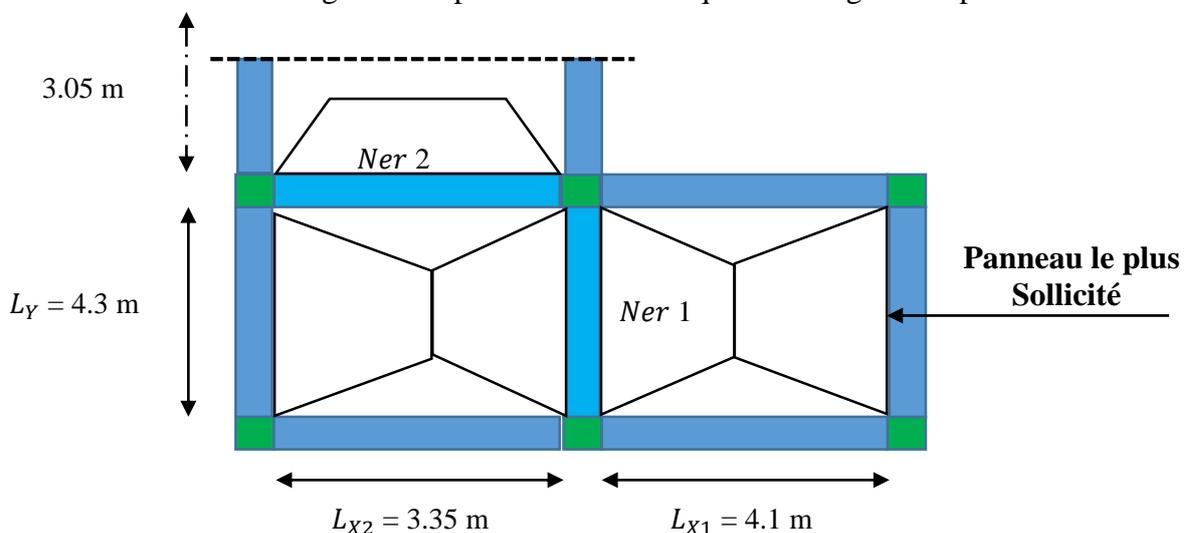


Figure VII.11 : Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment.

Remarque :

On prend comme exemple de ferrailage pour les nervures :

- Dans le sens (**x-x**) : Ner 2
- Dans le sens (**y-y**) : Ner 1

Cas 1 : Nervure 1

Afin de simplifier les calculs, on a deux charges trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

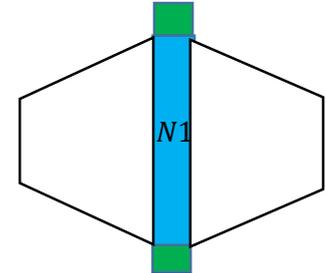
Charges trapézoïdales :

$$q_m = p \times \frac{L_{X1}}{2} \left[1 - \frac{\rho_1^2}{3} \right] + p \times \frac{L_{X2}}{2} \left[1 - \frac{\rho_2^2}{3} \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal

que la charge réelle.

Figure VII.12 : charge appliqué sur nervure 1



$$M_0 = \frac{q_m \cdot L_y^2}{8}$$

$$P = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35 \cdot \frac{G_0}{S_{rad}} + 1.35 \cdot \frac{G_1}{S_{rad}} + 1.35 \cdot \frac{G_2}{S_{rad}}$$

Soit : G_0 : le poids propre du radier.

$$G_0 = 432 \text{ t}$$

G_1 : le poids propre de la nervure.

$$G_1 = 136.226 \text{ t}$$

G_2 : le poids propre de la remblai ($G_2 = S_{vide} \times (h_t - h_r) \times 1.8 \text{ t/m}^3$)

$$G_2 = 430.89 \text{ t}$$

- Calcul de la charge « p » :

$$P = 17.215 \text{ t/m}$$

- Calcul de la charge « ρ_1 » et « ρ_2 » :

$$\rho_1 = \frac{L_{X1}}{L_y} = \frac{4.1}{4.3} = 0.95$$

$$\rho_2 = \frac{L_{X2}}{L_y} = \frac{3.35}{4.3} = 0.77$$

Calcul Charges trapézoïdales :

$$q_m = 17.215 \times \frac{4.1}{2} \left[1 - \frac{0.95^2}{3} \right] + 17.215 \times \frac{3.35}{2} \left[1 - \frac{0.77^2}{3} \right] = 46.108 \text{ t}$$

$$M_0 = \frac{46.108 \cdot 4.3^2}{8} = 106.57 \text{ t.m}$$

Calcul des moments corrigés :

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 * M_0 \implies M_t = 90.73 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a = -0.4 * M_0 \implies M_a = -42.63 \text{ t.m}$$

VII.2.1.5.1 Ferrailage des nervures N° 1 :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

On a :

$$h = 1.3 \text{ m} ; h_r = 0,40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,6 \text{ m} ; d = 1.25 \text{ m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_{x1}}{2} ; \frac{L_y^{min}}{2} \right)$$

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min (1.37 ; 0.43)$$

Donc, $b = 1.46 \text{ m}$.

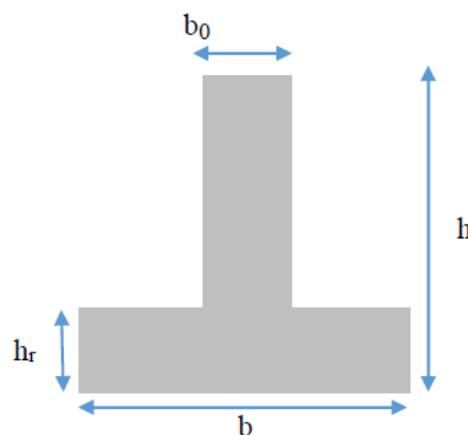


Figure VII.13 : Section en T de la nervure 1

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_t) = (1 \times 1.3) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous (**calcul par excel**)

Avec : $A_{min} = 0.1\% * b * h$ Condition exigée par le RPA (art 10.1.2)

Tableau VII.9 : Ferrailage de nervure 1

Zone	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
travée	90.73	0.03	0.036	123.22	21.16	7.8	8HA16+2HA20=22.37
appuis	42.63	0.03	0.041	122.95	9.96	7.8	8HA16=16.09

➤ **Calcul des armatures de peau :**

On met des armatures de peau pour évite la fissuration

$$A_p = 0.2 \% . e . h = 15.6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_p = 4HA16/\text{face} = 8HA16 = 16.09 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(\phi_{lmin}; 37.14; 60)$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4 \phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadre $\phi 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires :

Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$

V_u : L'effort tranchant ultime $V_u = 36.26 \text{ t}$

$$\text{Dont : } q_v = p \times \frac{L_{X1}}{2} \left[1 - \frac{\rho_1}{2} \right] + p \times \frac{L_{X2}}{2} \left[1 - \frac{\rho_2}{2} \right]$$

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.19 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = q_m = p \times \frac{L_{X1}}{2} \left[1 - \frac{\rho_1^2}{3} \right] + p \times \frac{L_{X2}}{2} \left[1 - \frac{\rho_2^2}{3} \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$$M_0 = \frac{q_s * L_y^2}{8}$$

$$P = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{G_0}{S_{rad}} + \frac{G_1}{S_{rad}} + \frac{G_2}{S_{rad}} ; \text{ dont } N_{ser} = 4437.61 \text{ t}$$

- Calcul de la charge « p » :

$$P = 12.59 \text{ t/m}$$

$$q_m = 34.91 \text{ t}$$

$$M_0 = \frac{34.91 * 4.3^2}{8} = 80.68 \text{ t.m}$$

Calcul des moments corrigés :

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 * M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_t = 68.58 \text{ t.m}$$

Moment en appuis:

$$M_a = -0.4 * M_0 \quad \Longrightarrow \quad M_a = -32.27 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes :

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} = 2016.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d-y)$$

$$\text{Doit } \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M _{ser} (kg.cm) *10 ⁺⁵	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	68.58	21.78	3700776.2	40.36	150	C.V	2869.2	2016.3	C.N.V
appui	-32.27	18.74	2758034.41	21.93	150	C.V	1864.9	2016.3	C. V

On remarque que la contrainte dans les aciers de **Travée** n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrillage vers : **10 HA20 = 31.41 cm²**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

position	A _{choisit} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	Obs	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Obs
travée	10HA20=31.41	25.36	4876073.76	35.67	150	C.V	2002.1	2016.3	C. V
appui	8HA16=16.09	18.74	2758034.41	21.93	150	C.V	1864.9	2016.3	C. V

Cas 2 : Nervure 2

On a deux charges trapézoïdales et triangulaire peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

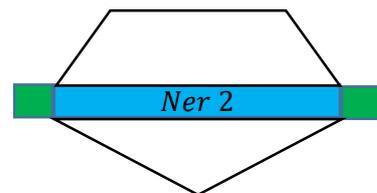


Figure VII.14 : charge appliqué sur nervure 2

1) Charges triangulaires :

$$q_{m1} = \frac{2}{3} \times p \times L_X$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_X$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

2) Charges trapézoïdales :

$$q_{m2} = p \times \frac{L_X}{2} \left[1 - \frac{\rho}{3} \right]$$

3) Charges totale :

$$q_m = \frac{2}{6} \times p \times L_X + p \times \frac{L_X}{2} \left[1 - \frac{\rho}{3} \right]$$

On résume les résultats dans tableau suivant :

Tableau VII.12 : Sollicitation dans la nervure 2 à l'ELU

q_m (t)	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	b (m)
43.67	61.26	52.07	-24.5	1.27

VII.2.1.5.2 Ferrailage des nervures :

- Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.
- Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_t) = (1 \times 1.3) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous (**calcul par excel**)

Avec : $A_{min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$ Condition exigée par le RPA (art 10.1.2)

Tableau VII.13 : Ferrailage de nervure 2

Zone	M_u (kg. cm) *10 ⁺⁵	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
travée	52.07	0.018	0.023	123.83	12.08	7.8	8HA16=16.09
appuis	24.5	0.018	0.023	123.84	5.68	7.8	6HA16=12.06

Calcul des armatures de peau :

On met des armatures de peau pour évite la fissuration

$$A_p = 0.2 \% \cdot e \cdot h = 15.6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_p = 4\text{HA16/face} = 8\text{HA16} = 16.09 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

Soit $\emptyset_t + 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4 \emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadre $\emptyset 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérifications nécessaires :

Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \overline{\tau_u} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$

V_u : L'effort tranchant ultime $V_u = 14.30 \text{ t}$

$$\text{Dont : } V_u = q_v = \mathbf{p} \times \frac{L_X}{2} \left[1 - \frac{\rho}{2} \right] + \frac{1}{4} \times \mathbf{p} \times L_X$$

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.09 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = q_m = \frac{2}{6} \times \mathbf{p} \times L_X + \mathbf{p} \times \frac{L_X}{2} \left[1 - \frac{\rho}{3} \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$$M_0 = \frac{q_s * L_y^2}{8}$$

$$P = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{G_0}{S_{rad}} + \frac{G_1}{S_{rad}} + \frac{G_2}{S_{rad}} ; \text{ dont } N_{ser} = 4437.61 \text{ t}$$

On résume les résultats dans tableau suivant :

Tableau VII.14 : Sollicitation dans la nervure 2 à l'ELS

q_s (t)	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
31.43	44.09	37.48	-17.64

➤ **Vérification des contraintes :**

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} = 2016.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d-y)$$

$$\text{Doit } \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (kg.cm) *10+5	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	Obs	σ_s (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	Obs
travée	37.48	19.98	2746310.44	27.27	150	C.V	2149.9	2016.3	C.N.V
appui	-17.64	17.49	2117665.54	14.57	150	C.V	1343.3	2016.3	C.V

On remarque que la contrainte dans les aciers de **Travée** n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage vers : **10 HA16 = 20.11 cm²**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.16 : Vérification des contraintes à l'ELS

position	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm ²)	Obs	σ_s (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	Obs
travée	10HA16=20.11	22.1	3308228.91	25.04	150	C.V	1748.68	2016.3	C.V
appui	6HA16=6.78	17.49	2117665.54	14.57	150	C.V	1343.3	2016.3	C.V

VII.2.1.6 Schéma de ferrailage des nervures :

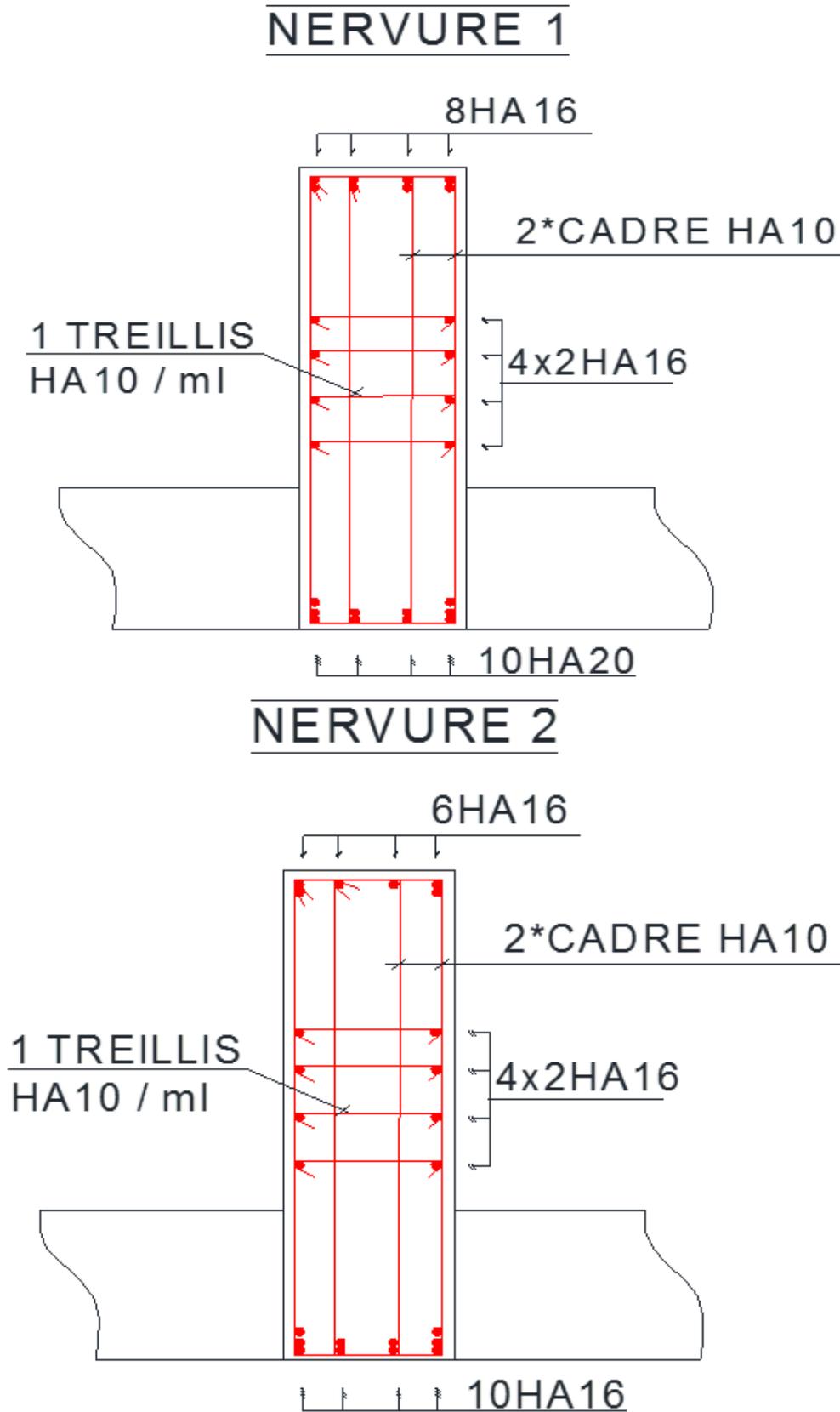


Figure VII.15 : Schéma de ferrailage des nervures

Conclusion

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master Structure et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil qui nous ont été enseignés tout le long de notre formation.

Il est à noter que ce projet constitue pour nous une première expérience qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps ; mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Références

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérien.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91**: béton armé aux états limites.
- **DTR BC 2.2** : charges permanentes et charge d'exploitation.
- **DTR BC 2.331** : règles de calcul des fondations superficielles.
- **Table de Bares**
- **Et avec l'aide des autres mémoires**

Logiciels :

- **Robot 2017**Analyse des structures.
- **AUTOCAD 2016**.....Dessin.
- **EXCEL 2013**.....Calcul.
- **WORD 2013**.....Traitement du texte.
- **EXPERT 2010** Ferrailage des portiques.

ANNEXE

➤ Tableau de BARES

$\mu = 0$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}	R_{aa}	R_{bb}
0.30	4.8213	82.6613	0.2083	0.0114	0.0218	-0.2200	0.1550	
0.35	1.4678	2.7444	0.1028	0.0130	0.0290	-0.2161	0.1378	
0.40	1.0500	1.4636	0.0984	0.0134	0.0363	-0.2105	0.1235	
0.45	0.8025	1.3666	0.0939	0.0136	0.0436	-0.2080	0.1183	
0.50	0.6259	1.0369	0.0916	0.0205	0.0510	-0.1974	0.0986	
0.55	0.4955	0.8197	0.0881	0.0344	0.0613	-0.1896	0.0878	
0.60	0.3998	0.6416	0.0827	0.0536	0.0651	-0.1827	0.0788	
0.65	0.3223	0.5096	0.0810	0.0784	0.0719	-0.1751	0.0684	
0.70	0.2640	0.4092	0.0803	0.1074	0.0754	-0.1683	0.0578	
0.75	0.2182	0.3308	0.0809	0.1423	0.0823	-0.1622	0.0490	
0.80	0.1819	0.2701	0.0821	0.1811	0.0917	-0.1569	0.0417	
0.85	0.1524	0.2219	0.0838	0.2232	0.1041	-0.1520	0.0359	
0.90	0.1285	0.1834	0.0861	0.2681	0.1195	-0.1478	0.0314	
0.95	0.1097	0.1528	0.0895	0.3157	0.1379	-0.1442	0.0279	
1.00	0.0931	0.1290	0.0926	0.3673	0.1582	-0.1413	0.0250	
1.10	0.0679	0.0922	0.0968	0.4237	0.1816	-0.1388	0.0215	
1.20	0.0517	0.0625	0.1011	0.4850	0.2081	-0.1367	0.0178	
1.30	0.0395	0.0393	0.1053	0.5513	0.2376	-0.1349	0.0138	
1.40	0.0297	0.0248	0.1098	0.6226	0.2692	-0.1334	0.0095	
1.50	0.0218	0.0164	0.1146	0.7000	0.3029	-0.1321	0.0050	
E, 7	0.0140	0.0104	0.1194	0.7844	0.3387	-0.1310	0.0000	
2.00	0.0087	0.0096	0.1242	0.8756	0.3764	-0.1300	0.0000	
F. m.	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$

$\mu = 0$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}	R_{aa}	R_{bb}
0.30	1.4099	7.7491	-0.0104	-0.7749	0.0017	-0.0020	0.0629	
0.35	0.8398	0.9174	-0.0111	-0.1830	0.0026	-0.0028	0.0318	
0.40	0.5137	0.7774	-0.0111	-0.1382	0.0044	-0.0041	0.0182	
0.45	0.3283	0.6811	-0.0109	-0.1009	0.0070	-0.0072	0.0109	
0.50	0.2246	0.5717	0.0000	-0.0704	0.0104	0.0101	0.0066	
0.55	0.2176	0.4754	0.0064	-0.2400	0.0138	0.0138	0.0044	
0.60	0.1877	0.3903	0.0219	-0.4297	0.0171	0.0171	0.0028	
0.65	0.1611	0.3197	0.0378	-0.6231	0.0211	0.0211	0.0016	
0.70	0.1427	0.2579	0.0517	-0.8204	0.0254	0.0254	0.0000	
0.75	0.1244	0.2049	0.0617	-1.0244	0.0300	0.0300	0.0000	
0.80	0.1071	0.1590	0.0687	-1.2356	0.0348	0.0348	0.0000	
0.85	0.0917	0.1251	0.0721	-1.4544	0.0400	0.0400	0.0000	
0.90	0.0771	0.0973	0.0726	-1.6800	0.0454	0.0454	0.0000	
1.00	0.0629	0.0714	0.0700	-1.9119	0.0510	0.0510	0.0000	
1.10	0.0499	0.0486	0.0646	-2.1492	0.0564	0.0564	0.0000	
1.20	0.0389	0.0286	0.0564	-2.3927	0.0621	0.0621	0.0000	
1.30	0.0293	0.0164	0.0446	-2.6424	0.0679	0.0679	0.0000	
1.40	0.0219	0.0094	0.0299	-2.8981	0.0736	0.0736	0.0000	
1.50	0.0166	0.0055	0.0166	-3.1600	0.0792	0.0792	0.0000	
1.75	0.0078	0.0018	0.0078	-3.6200	0.0900	0.0900	0.0000	
2.00	0.0049	0.0005	0.0049	-4.0800	0.1000	0.1000	0.0000	
F. m.	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$

$\mu = 0$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}	R_{aa}	R_{bb}
0.30	3.8532	7.0985	0.1687	0.0103	0.0190	-0.0183	-0.0726	
0.35	0.7593	0.9759	0.0759	0.0131	0.0260	-0.0267	-0.0170	
0.40	0.5290	0.8484	0.0637	0.0135	0.0328	-0.0481	-0.0234	
0.45	0.3783	0.5763	0.0538	0.0185	0.0385	-0.0844	-0.0474	
0.50	0.2707	0.4032	0.0456	0.0210	0.0443	-0.1034	-0.0595	
0.55	0.2032	0.2940	0.0399	0.0232	0.0494	-0.1171	-0.0700	
0.60	0.1544	0.2156	0.0359	0.0259	0.0540	-0.1260	-0.0780	
0.65	0.1195	0.1578	0.0284	0.0271	0.0582	-0.1300	-0.0830	
0.70	0.0933	0.1189	0.0234	0.0286	0.0620	-0.1300	-0.0860	
0.75	0.0748	0.0913	0.0214	0.0300	0.0652	-0.1266	-0.0892	
0.80	0.0601	0.0713	0.0181	0.0314	0.0685	-0.1196	-0.0924	
0.85	0.0486	0.0562	0.0135	0.0326	0.0716	-0.1078	-0.0952	
0.90	0.0398	0.0450	0.0116	0.0336	0.0741	-0.0920	-0.0978	
0.95	0.0329	0.0363	0.0097	0.0344	0.0758	-0.0740	-0.0996	
1.00	0.0275	0.0298	0.0085	0.0351	0.0769	-0.0541	-0.1008	
1.10	0.0193	0.0205	0.0064	0.0359	0.0769	-0.0329	-0.1016	
1.20	0.0139	0.0146	0.0042	0.0364	0.0758	-0.0100	-0.1016	
1.30	0.0103	0.0106	0.0028	0.0371	0.0741	-0.0171	-0.1016	
1.40	0.0078	0.0079	0.0018	0.0377	0.0716	-0.0232	-0.1016	
1.50	0.0060	0.0060	0.0011	0.0383	0.0687	-0.0286	-0.1016	
1.75	0.0032	0.0031	0.0005	0.0400	0.0647	-0.0430	-0.1016	
2.00	0.0019	0.0019	0.0002	0.0417	0.0617	-0.0583	-0.1016	
F. m.	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$

Table 1.18
 $\mu = 0$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}	R_{aa}	R_{bb}
0.30	1.0415	3.4489	-0.0702	-0.6412	0.0006	0.0077	-0.0113	-0.0474
0.35	0.2818	0.9382	-0.0188	-0.1818	0.0017	0.0126	-0.0165	-0.0471
0.40	0.1826	0.6654	-0.0037	-0.1251	0.0049	0.0171	-0.0204	-0.0461
0.45	0.1226	0.4768	0.0059	-0.2399	0.0087	0.0210	-0.0263	-0.0455
0.50	0.1488	0.3418	0.0116	-0.2044	0.0108	0.0246	-0.0319	-0.0442
0.55	0.1488	0.2517	0.0145	-0.1738	0.0131	0.0279	-0.0369	-0.0427
0.60	0.0964	0.1895	0.0158	-0.1497	0.0154	0.0300	-0.0412	-0.0412
0.65	0.0792	0.1427	0.0156	-0.1296	0.0175	0.0315	-0.0460	-0.0400
0.70	0.0651	0.1138	0.0151	-0.1138	0.0194	0.0326	-0.0496	-0.0394
0.75	0.0538	0.0905	0.0144	-0.0995	0.0212	0.0327	-0.0528	-0.0386
0.80	0.0441	0.0721	0.0136	-0.0878	0.0229	0.0316	-0.0559	-0.0382
0.85	0.0372	0.0578	0.0125	-0.0779	0.0244	0.0285	-0.0586	-0.0381
0.90	0.0313	0.0468	0.0112	-0.0693	0.0258	0.0262	-0.0618	-0.0382
0.95	0.0264	0.0379	0.0100	-0.0621	0.0271	0.0240	-0.0647	-0.0380
1.00	0.0226	0.0310	0.0090	-0.0560	0.0283	0.0213	-0.0675	-0.0386
1.10	0.0165	0.0211	0.0070	-0.0502	0.0303	0.0145	-0.0703	-0.0404
1.20	0.0124	0.0150	0.0050	-0.0450	0.0321	0.0086	-0.0731	-0.0420
1.30	0.0091	0.0109	0.0033	-0.0409	0.0337	0.0041	-0.0759	-0.0442
1.40	0.0067	0.0081	0.0020	-0.0383	0.0351	0.0017	-0.0785	-0.0468
1.50	0.0051	0.0061	0.0013	-0.0362	0.0362	0.0000	-0.0811	-0.0496
1.75	0.0020	0.0013	0.0003	-0.0341	0.0381	0.0000	-0.0838	-0.0534
2.00	0.0013	0.0009	0.0002	-0.0329	0.0392	0.0000	-0.0863	-0.0583
F. m.	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$

Table 1.12
 $\mu = 0.15$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}
0.3	2.1371	4.1259	0.1133	0.0143	0.0216	
0.4	1.1222	2.0659	0.0994	0.0245	0.0415	
0.5	0.6529	1.1579	0.0832	0.0341	0.0575	
0.6	0.4063	0.6940	0.0683	0.0441	0.0724	
0.7	0.2652	0.4356	0.0559	0.0555	0.0848	
0.8	0.1775	0.2771	0.0459	0.0661	0.0922	
0.9	0.1271	0.1937	0.0373	0.0769	0.1037	
1.0	0.0913	0.1358	0.0305	0.0764	0.1108	
1.2	0.0504	0.0706	0.0213	0.0883	0.1201	
1.5	0.0215	0.0305	0.0128	0.0992	0.1264	
2.0	0.0083	0.0100	0.0063	0.1114	0.1316	
F. m.	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^4}{Eh^3}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$	$\frac{Pa^2}{Eh}$

$\mu = 0.15$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

γ	w_a	w_b	M_{aa}	M_{bb}	M_{cc}	M_{dd}
0.3	0.4198	1.0002	-0.0711	-0.1504	0.0007	0.0006
0.4	0.3308	0.8337	-0.0400	0.1647	0.0048	0.0115
0.5	0.2518	0.5985	-0.0204	0.1701	0.0104	0.0209
0.6	0.1909	0.4298	0.0104	-0.2511	0.0160	0.0316
0.7	0.1450	0.3101	0.0208	-0.2094	0.0219	0.0414
0.8	0.1106	0.2233	0.0221	-0.1702	0.0266	0.0506
0.9	0.0847	0.1618	0.0228	-0.1416	0.0314	0.0588
1.0	0.0650	0.1176	0.0221	-0.1192	0.0356	0.0665
1.2	0.0392	0.0649	0.0187	-0.0845	0.0400	0.0719
1.5	0.0200	0.0296	0.0131	-0.0548	0.0450	0.0742
2						

ANNEXE

➤ **Tableau des sections d'armature**

ϕ :	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	80.42	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	150.8
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	188.5
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	226.2
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

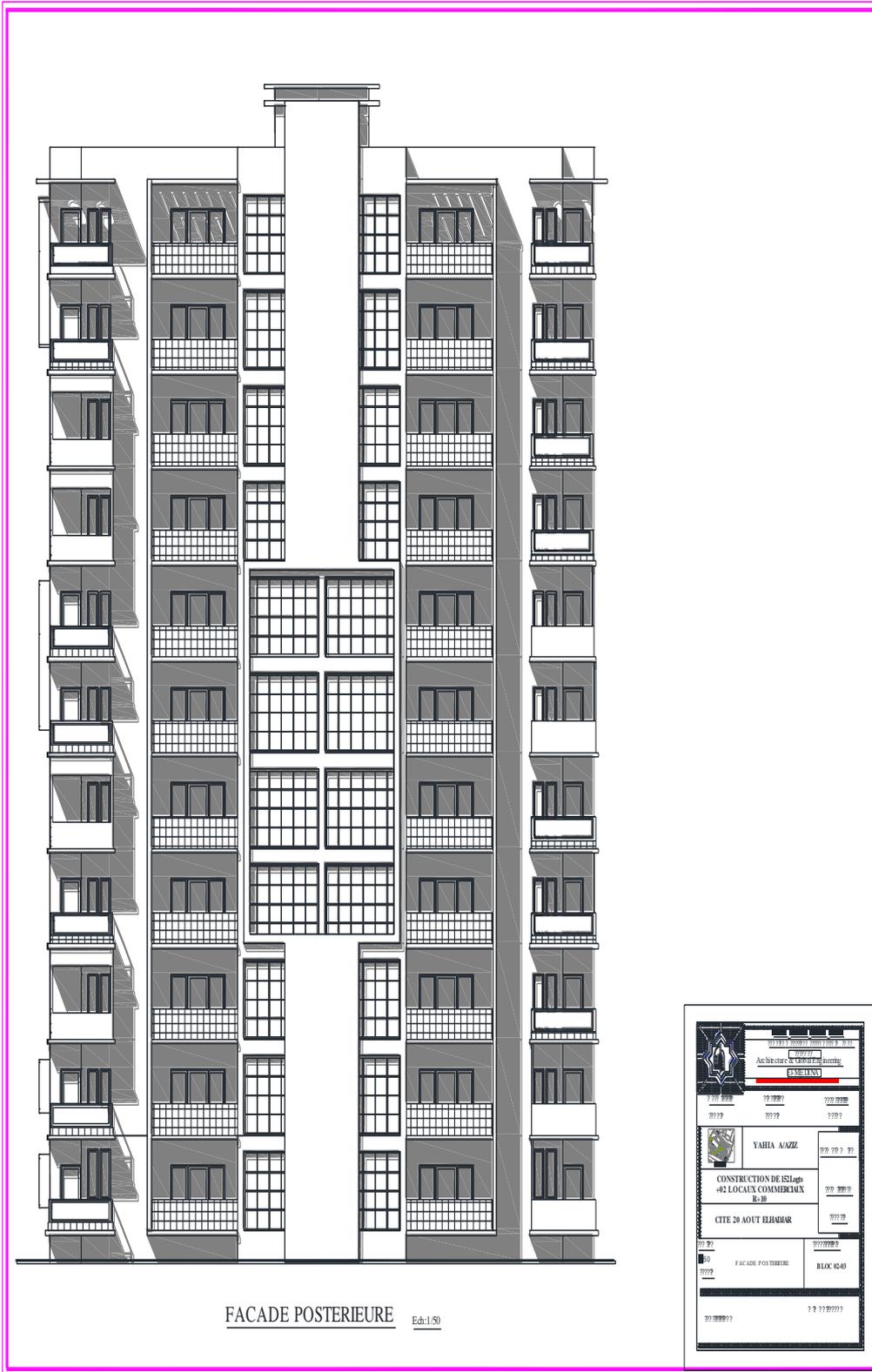
ANNEXE

Tableau de dalle appuyé sur 4 coté

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE

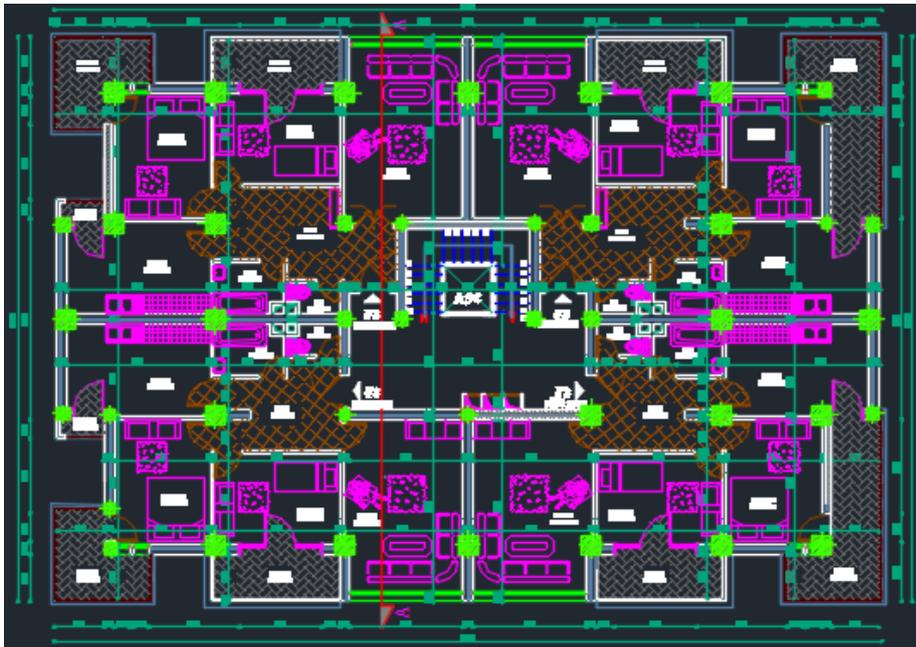


FACADE POSTERIEURE Ech:1/50

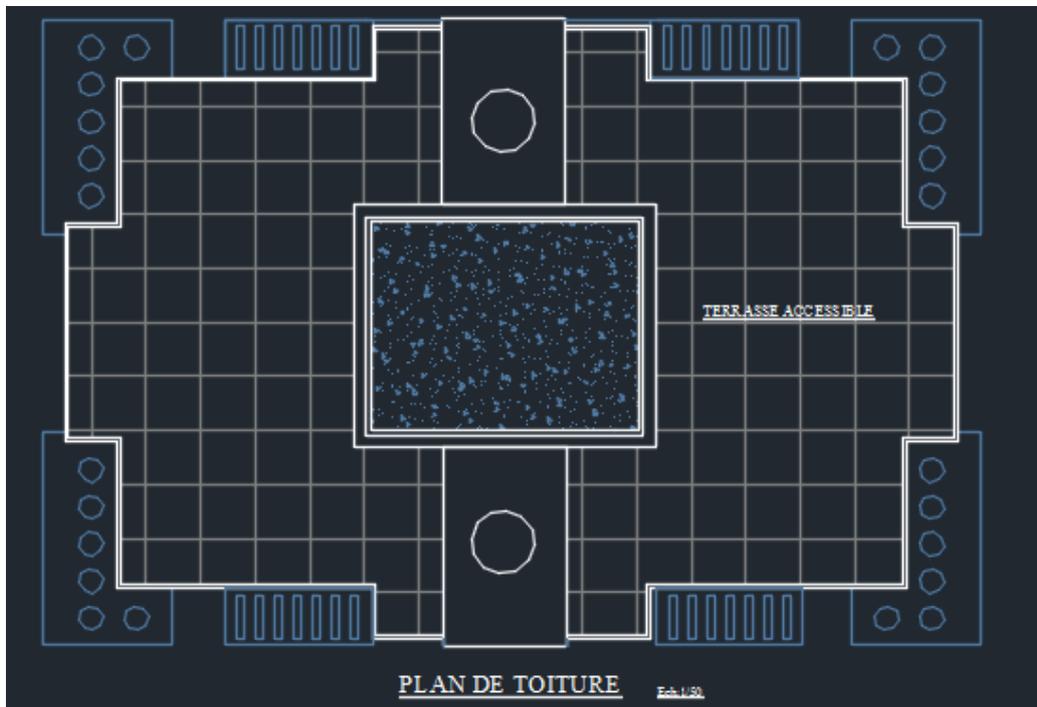
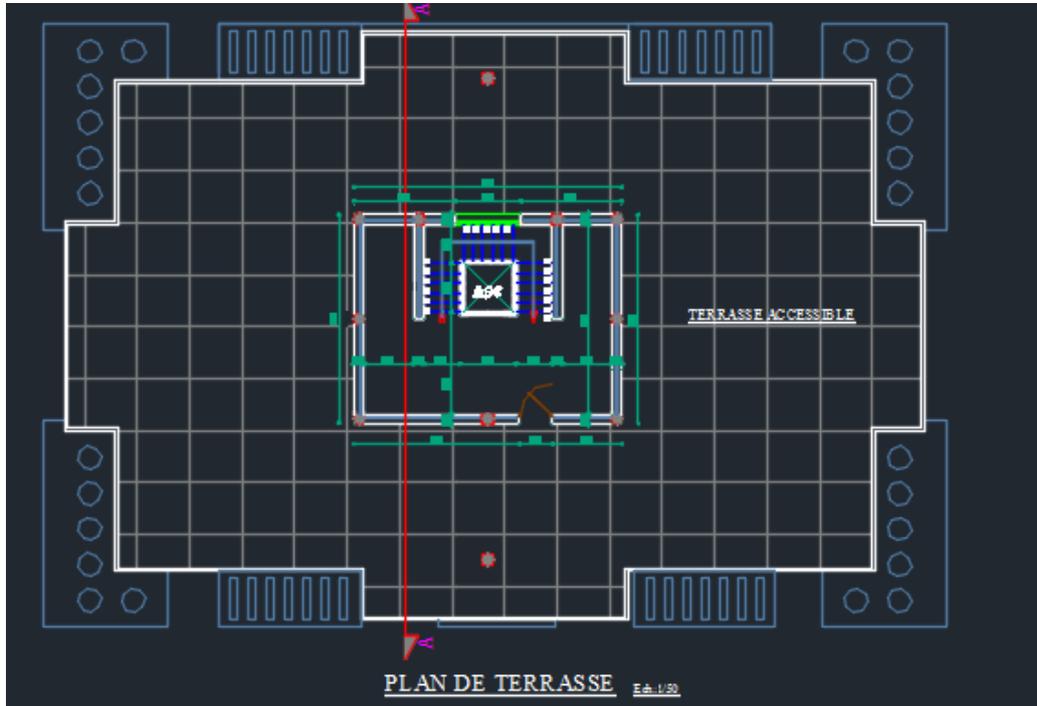
Architecte & Coordinateur	
YAHIA AZIZ	
CONSTRUCTION DE 121 Logts + 02 LOCAUX COMMERCIAUX R+D	
CITE 20 AOUT ELHADJAR	
FACADE POSTERIEURE	
BLOC 02-03	

ANNEXE

➤ Vue en plan Architectural

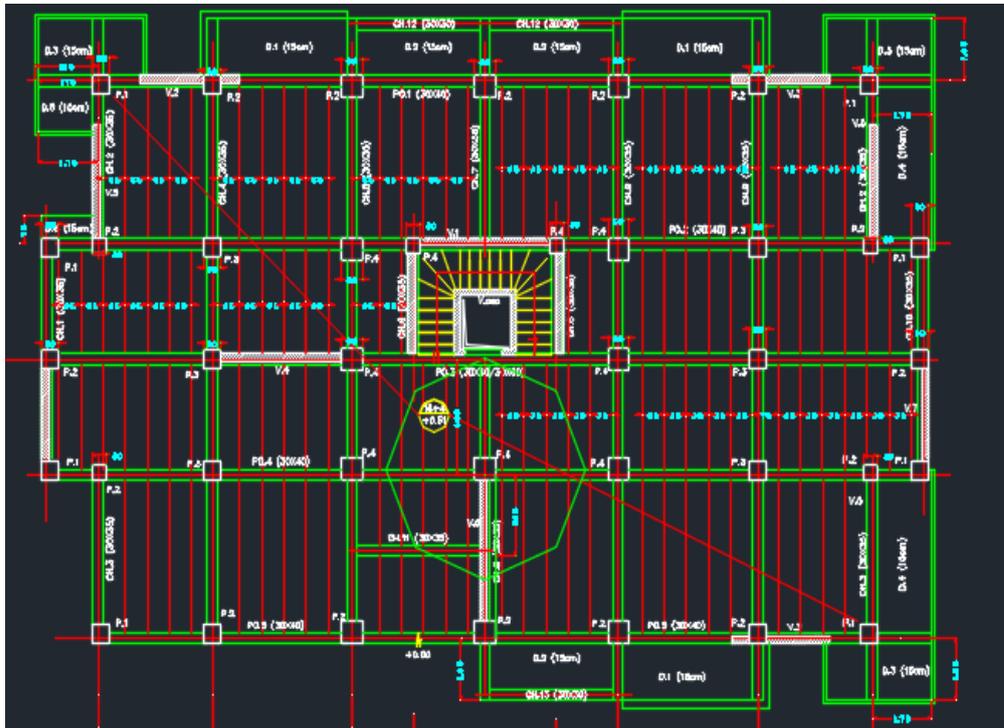
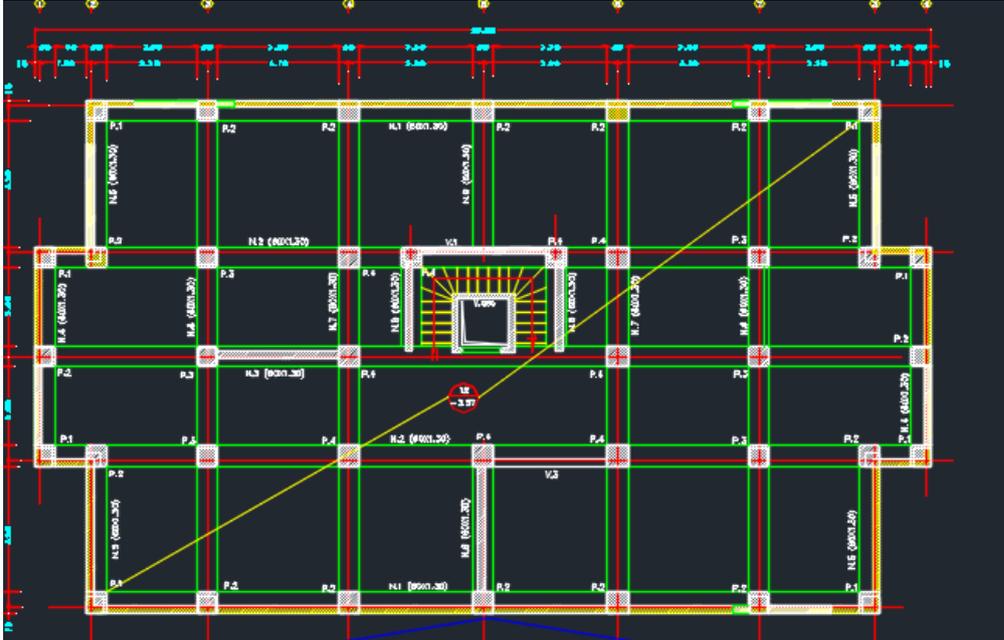


ANNEXE

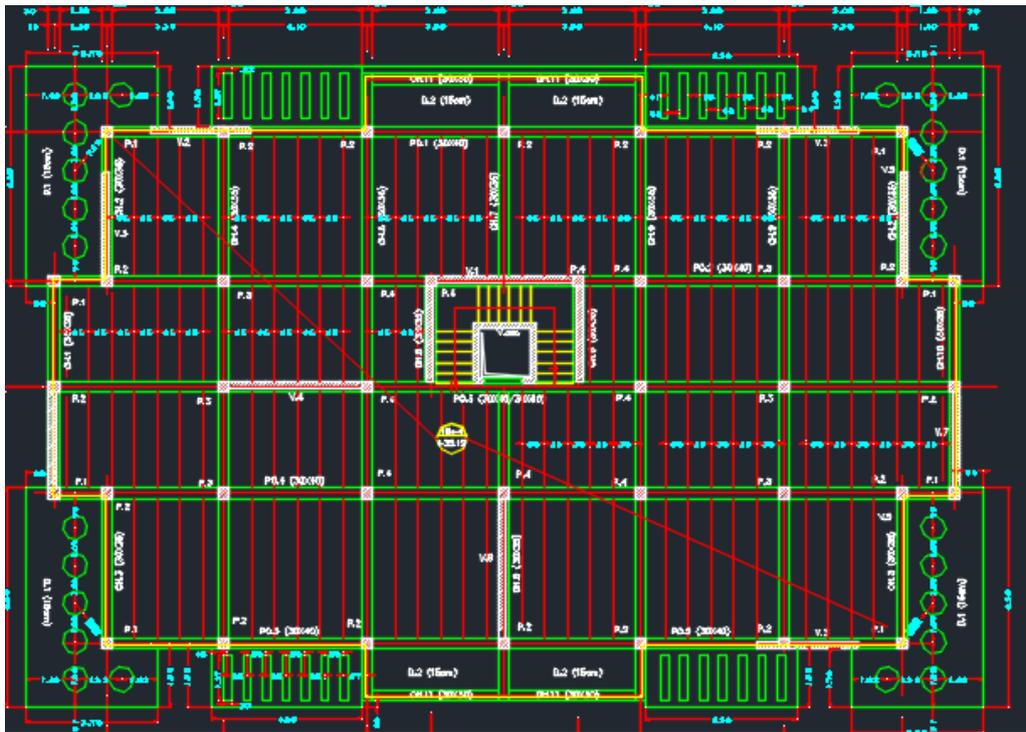
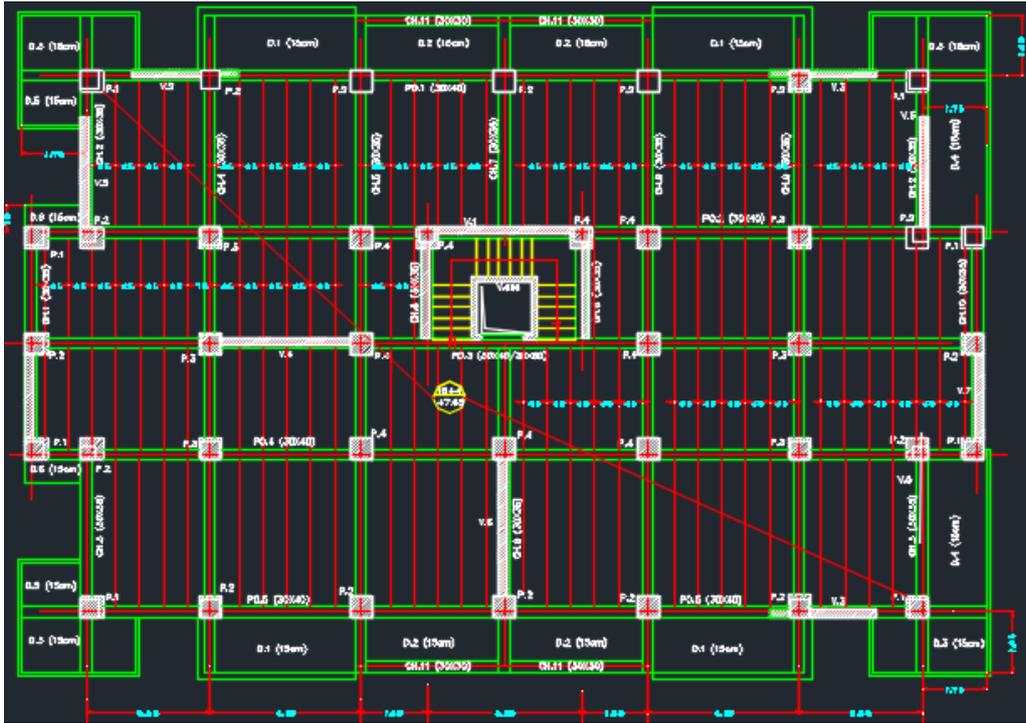


ANNEXE

Plan de coffrage :



ANNEXE



ANNEXE

