

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Calcul d'une structure à usage d'habitation avec
contreventement mixte R+10**

L'étudiant :

NOUAR SARA

Encadreur :

Ben Smail Messaouda

Promotion Juillet 2019

Remerciement

Avant tout, je tenons à remercier ALLAH Sebhanahé Wa taâla pour moi avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Plus grands remerciements Remercie ma famille qui m'a toujours encouragée et soutenue pendant mes études en particulier mes parents et mes amies.

*Je voudrais remercier **Mme : Ben Smail Messaouda** pour avoir pour me guider tout au long de ce travail.*

Remercions les membres de jury qui feront de juger ce travail.

Mes sincères remerciements à tous mes professeurs ceux qui ont participé à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je remercie allah de m'avoir donnée santé tout au long de mes études, lui que je vous arrivée à ce niveau.

je dédie ce modeste travail A Ceux que j'aime:

mes parentsété présent ont toujours encouragemen, sa confiance et son soutien moral et matériel, m'avoir D'arriver à ce stade d'éducation

Je le dédie aussi à :

Mes frères:abdellah, mostafa elamine,hamza, Elmouataz bellah et mes soeurs : madina, fatima zohra, meriem, samira

et mes amis: saâdia, sara, afaf, asma, amina L, Khouloud, ahlam, amina M,.....

A tous mes professeurs ceux que j'ai qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci

Nouar Sara

Sommaire

Résume.....	I
La liste des Figures	II
La liste des tableaux.....	III
Notation et symboles.....	IV
Introduction Générale.....	V

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation du projet.....	1
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.3.1. Caractéristiques architecturales.....	1
I.3.2. Les éléments structuraux	2
I.4. Caractéristiques du sol.....	3
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	3
I.5.1. Béton.....	3
I.5.1.1. Les constituants du béton.....	3
I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton.....	3
Résistance à la compression f_{cj}	3
Résistance à la traction f_{tj}	4
Module de déformation longitudinale béton.....	5
Module déformation transversale béton.....	6
I.5.1.3. Contraintes limite du Béton.....	6
La Contraintes de compression à L'ELU.....	6
La Contraintes de compression à L'ELS.....	7
Contrainte ultime de cisaillement de béton.....	7
I.5.2.Acier	7
I.5.2.1.Différents types d'aciers.....	8

I.5.2.2.Enrobage	9
I.5.2.3.Contraintes limites.....	9
I.5.2.4.Diagramme contraintes déformations.....	10
I.6. Hypothèses de calcul aux états limites.....	11
I.6.1.Définition de l'état limite.....	11
I.6.1.1.Etat limite ultime ELU.....	11
Hypothèse de calcul à l'E L U.....	11
I.6.1.2.Etat limite de service ELS.....	11
Hypothèse de calcul à l'E L S.....	11
I.7.Actions et sollicitations.....	12
I.7.1.Les actions.....	12
I.7.2.Les sollicitations	12
I.7.3.Les combinaisons d'action.....	13
I.8. Règlements et normes utilisés.....	13

Chapitre 02: Pré dimensionnement et Descente de charge

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	14
II.2.1. Plancher à corps creux.....	14
II.3. Evaluation des charges des dalles.....	16
a. Plancher.....	16
b. Maçonnerie.....	17
II. 4.les Balcon.....	18
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	19
II.5.1. Evaluation des charges	20
II.6. Les Voiles.....	21
II.7. Pré dimensionnement des L'acrotère.....	23
II.8.Pré dimensionnement des poutre	23

1-les poutres principales.....	23
2-les poutres secondaires.....	25
II.9.Pré dimensionnement des poteaux	25
II.10.Descente de charge	26
II.11.Vérification de la section de poteau le plus sollicité.....	35
1-Vérification au flambement.....	35
2-Vérification vis-à-vis du RPA 99.....	37

Chapitre 03: Etude des plancher

III-A-Plancher corps creux	38
III-1-Etude des poutrelles.....	38
III-2-Vérification des conditions.....	38
III-3-Types de poutrelles.....	38
III-4-Les charges de poutrelles.....	39
III-5-Détermination des efforts internes.....	39
III-5-1-Méthodes des trois moments : (type 1 et type 2).....	39
III-5-2 Méthode de CAQUOT : (Type 3 et Type 4).....	43
III-6-Ferraillage des poutrelles.....	51
1-Vérification des poutrelles à l'ELU.....	51
2-Vérification des poutrelles à l'ELS.....	54
Etat limite de déformation.....	55
III-7-Etude de la dalle de compression.....	58

Chapitre 04 : les éléments secondaires

IV.1L'acrotère.....	60
IV.1. Introduction.....	60

IV.2 Vérification du ferrailage vis à vis du séisme (Surcharge).....	60
IV.3. Sollicitations.....	61
IV.4. Calcul de ferrailage.....	61
Ferrailage de la section à ELU.....	61
IV.5.Vérification.....	62
Vérification à L'ELU.....	62
Ferrailage de la section à ELS.....	63
Calcul de la section a la flexion simple.....	63
Vérification au cisaillement.....	64
IV-2-l'escalier.....	64
Calcul du ferrailage.....	66
Etat limite ultime : (E L U).....	66
Etat limite de service : (E L S).....	67
Vérification au cisaillement.....	67
Vérification de l'état limite de déformation.....	68
2- calcul de poutre palier.....	68
Le ferrailage.....	69
Vérification de cisaillement.....	70
2- Vérification ELS.....	70
Calcul de la poutre à la torsion.....	71
Contrainte de cisaillement due à la torsion	71
résistance en torsion et flexion	71
vérification de l'état limite de déformation.....	73
IV-3- balcons	74
IV. 3 .1. Evaluation des charges.....	74
IV.3.2. Combinaison des charges	74
IV.3.3 Méthode de calcul.....	75

IV.3.3.1 Calcul des sollicitations.....	76
IV.3.3.2 Evaluation des moments en travées et sur appuis.....	76
IV.3.4.Calcul du Ferrailage à ELU	77
IV.3.5. Vérification à l'état limite de servies.....	80
IV.3.6Condition de non fragilité.....	80
IV.3.7.Condition de flèche	82

Chapitre 05 : Etude dynamique

V.I. Etude Sismique	84
V.1 Introduction	84
V.2.MODELISATION.....	84
2.1. La disposition des voiles.....	84
2-2-Les modes propres.....	85
2-3- Centre de Gravité et centre de Rigidité.....	88
V.3Méthodes de calcul.....	89
V.3.1 Méthode statique équivalente.....	90
1-Vérification des conditions.....	90
2- Forces sismique totale.....	90
3-Estimation de la période fondamentale (T).....	92
4-Vérification de la Période fondamentale.....	93
5-Effort troncent de la base.....	93
6-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	93
7-Distribution horizontale de l'effort sismique.....	94
V.3.2 Méthode dynamique modale spectrale.....	96
1- Spectre de réponse.....	96
2- Distribution l'effort sismique horizontal.....	96

3- Justification l'interaction portiques-voiles.....	98
4- Vérification des déplacements	99
5- Justification de l'effet P- Δ	100
6- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	102
V.II. Etude de Vent.....	104
1. Introduction.....	104
2. Application des R N V 99.....	104
la vérification de la stabilité d'ensemble.....	104
2.1. Détermination du coefficient dynamique Cd.....	104
2.2Détermination de la pression dynamique qdym.....	105
2.3Détermination des coefficients de pression Cp.....	106
1- Coefficient de pression extérieur C_{pe}	106
2- Coefficient de pression intérieur C_{pi}	110
3. Détermination de la pression due au vent.....	111
1-Calcul des forces de frottement	112
2-Détermination de la Force résultante.....	112

Chapitre 06 : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction.....	115
VI.2. Etude des poteaux.....	115
VI.2.1. Recommandations du RPA99.....	115
a)Armatures longitudinales.....	115
b) Armatures transversales.....	116
VI.2.2. Les sollicitations dans les poteaux	118
VI.2.3 Ferrailage des poteaux	118
a) Les armatures longitudinale	118
a. Vérification des sections.....	122

b. Vérification de la condition de non fragilité	123
c. Vérification à L'ELS.....	123
b) Les armatures transversales.....	124
c) Vérification du poteau à l'effort tranchant	124
d) Calcul d'armature transversal.....	124
e) Vérification des cadres des armatures minimales.....	125
VI.3 .Etude des poutres	127
VI.3.1 .Introduction.....	127
VI.3.2. Ferrailage	127
a). Armatures longitudinales	127
b). Armatures transversales	127
VI.3.3.Recommandation de BAEL	128
VI.3.4. Calcul du ferrailage	129
VI.3.5 Vérification des armatures selon le RPA 99.....	130
VI.3.6. Les armatures transversales.....	131
VI.3.7. Vérification à l'ELU.....	132
VI.3.8. Vérification à l'ELS.....	134
VI.4. Étude des voiles	137
VI.4.1 Recommandations du RPA99.....	137
VI.4.2 Sollicitations de calcul.....	138
VI.4.3 Calcul du ferrailage : Calcul sous M_{max} et N_{corr}	139
a.Armatures verticales.....	139
a.1. Vérification de flambement.....	139
a.2. Calcul des armatures à la flexion composée.....	139
a.3 .Les pourcentages minimaux d'armatures verticales.....	140
a.4. Vérification des voiles a l'Effort tranchant	141
a.5. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant	142
b .Armatures horizontales.....	142

b.1. Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend».....	143
--	-----

Chapitre 07 : Etude des l'infrastructure

VII. 1.Introduction.....	144
VII.2. Choix du type des fondations	144
VII.3 Combinaisons d'actions à considérer.....	144
VII.4 Etude des fondations.....	144
a. Calcul des surfaces revenant aux semelles.....	144
VII.5.Etude du radier.....	145
1. Pré dimensionnement.....	145
2. La surface du radier.....	146
3. Calcul du Poids.....	146
4. Calcul de débordement D.....	147
5. Les vérifications nécessaires.....	147
5-1-Vérification au poinçonnement.....	147
a-vérification pour les poteaux	147
b- vérification pour les voiles.....	148
5-2-Vérification de la stabilité du radier.....	148
A-Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales.....	148
B -Vérification au non soulèvement (effet de sous pression).....	148
6-Caractéristiques géométriques du radier	149
7-Vérification de stabilité	149
7-1-Vérification de la stabilité de radier.....	149
7-2-Vérification des contraintes dans le sol	150
8-Ferraillage du radier	150
1-Calcul des sollicitations	151

2-Calcul de M_{0x} et M_{0y} à ELU	151
3-Calcul de M_{0x} et M_{0y} à ELS	152
4-Espacement des armatures.....	153
5-Vérification de l'effort tranchant	153
9- 1-Etude du débord du radier.....	153
Ferrailage à ELU & ELS.....	154
Vérification au cisaillement.....	155
9-2- Étude de la nervure	156
9-2-1-Ferrailage de la nervure	156
Les sollicitations sur les nervures ($M_t;M_a;T$).....	156
Le Ferrailage.....	159
État Limite de déformation	161
Vérification de l'effort tranchant	161
Espacement des armatures transversales	161
Armatures transversales minimales	162

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Résumé

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+10) en usage d'habitation qui regroupe commerce et habitation en étage de rez-de-chaussée, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2).

L'ouvrage est situé sur la wilaya de Bejaia, qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.

Cet ouvrage est une structure contreventé par voile et portique, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements parasismiques (RPA99V2003) et règlement B.A.E.L91 (modifié99). L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT 2018, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.

الملخص:

يتكون المشروع من دراسة مبنى سكني يتكون من (R+10) طابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي الذي يجمع بين التجارة والسكن، والمصنفة في مجموعة الاستخدام 2 وفقاً لتصنيف RPA 99 (المادة 3.2).

يقع المبنى في ولاية بجاية ، المصنفة وفقاً لخريطة تقسيم المناطق في المنطقة IIa (المنطقة الزلزالية المتوسطة) RPA2003.

هذه البناية هي بناية مدعمة بجدران حاملة بالخرسانة المسلحة والنظام عمود- رافدة، وقد تم إختيار الأبعاد الأولية للعناصر الحاملة وفقاً لوثيقة الأنظمة الزلزالية (RPA99V2003) تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ROBOT 2018 ، بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية.

Liste des Figures

Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Figure I.3: Diagramme contrainte déformations « ELU »

Figure I.4 : Diagramme Contraintes Déformations « E.L.S »

Figure I.5: Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Figure II.1: Planchers à corps creux

Figure II.2: Coupe transversale sur un plancher à corps creux

Figure II.3: nervure

Figure II.4 : Schéma de mur

Figure II.5: Schéma d'escaliers

Figure II.6: Coupe de voile

Figure II.7 : Schéma d'acrotère

Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge.

Figure III.1 : type des poutrelles

Figure III.2: Schéma statique de poutrelle type 1

Figure III.3 : diagramme de moment et effort tranchant

Figure III.4 : Schéma statique de poutrelle type 4

Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.6: Ferrailage des nervures

Figure IV.1: Schéma statique d'acrotère

Figure IV.2 : ferrailage de l'acrotère

Figure IV.3 : schéma statique d'escalier

Figure IV.4: schéma des charges équivalent

Figure IV.5: Schéma de ferrailage d'escalier

Figure IV.6: Schéma statique de la poutre palière.

Figure IV.7: Armatures longitudinal

Figure IV.8 : Ferrailage de la poutre palière.

Figure IV.9 : Schéma statique de balcon.

Figure IV.10: Schéma de ferrailage de balcon.

Figure V.1 : Modèle en 3D

Figure V.2: Disposition des voiles(1)

Figure V.3 : Disposition des voiles(2)

Figure V.4 : Distribution horizontale des forces en sens X

Figure V.5 : Distribution horizontale des forces en sens Y

Figure V.6 : schéma de spectre de réponse

Figure V.7: répartition des coefficients de pression (paroi vertical)

Figure V.8 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (sens x)

Figure V.9: Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi vertical (sens x)

Figure V.10: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (sens y)

Figure V.11: Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi vertical(sens y)

Figure V.12 : répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

Figure V. 13 : C_{p1} répartitions des coefficients de pression

Figure V.14 : C_{p2} répartitions des coefficients de pression

Figure VI.1: la zone nodale

Figure VI.2 : section de poteau

Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poteaux

Figure VI.4 : disposition constructive des portiques

Figure VI .5: schéma de ferrailage de la poutre principale

Figure VI.6 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Figure VI.7 : schéma de Ferrailage de voile

Figure VII. 1: Zone de contact Poteau

Figure VII.2 : Dalle sur quatre appuis

Figure VII.3: le ferrailage de la dalle radier

Figure VII.4: Schéma de ferrailage de la nervure

Figure VII.5: Schéma de ferrailage de radier

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés

Tableau II.1 : la descente de charge du poteau de rive (1-B)

Tableau II.2 : la descente de charge du poteau intermédiaire (3-B)

Tableau III.1 Charges supportées par les poutrelles.

Tableau III.2 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELU étage

Tableau III.3 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELU étage

Tableau III.4 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELU étage

Tableau III.5: Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELU étage

Tableau III.6: Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELS étage

Tableau III.7 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELS étage

Tableau III.8: Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELS étage

Tableau III.9: Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELS étage

Tableau III.10 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELU terrasse

Tableau III.11 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELU terrasse

Tableau III.12 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELU terrasse

Tableau III.13 : Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELU terrasse

Tableau III.14 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELS terrasse

Tableau III.15 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELS terrasse

Tableau III.16 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELS terrasse

Tableau III.17 : Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELS terrasse

Tableau III.18 : Vérification des poutrelles à l'ELS

Tableau III.19 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau IV.1 : Combinaison d'action

Tableau IV.2 : les résultants du charge ; M et T

Tableau IV.3 : Vérification des poutrelles à l'ELS

Tableau IV.4 : Ferrailage de la poutre palière.

Tableau IV.5 : Vérification des poutrelles à l'ELS

Tableau IV.6 : Résultant de moment en les étages

Tableau IV.7 : calcul de Ferrailage en étage

Tableau IV.8 : Résultant de Ferrailage en terrasse

Tableau IV.9 : Résultant de Ferrailage en étage

Tableau V.1 : Les Résultant dynamique (1)

Tableau V.2: Les Résultant dynamique (2)

Tableau V.3: Valeurs Centre de Gravité et centre de Rigidité

Tableau V.4 : Valeurs des pénalités Pq

Tableau V.5 : résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant

Tableau V.6 : résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant (Ex)

Tableau V.7: résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant (Ey)

Tableau V.8 : résultante des forces sismiques verticales et l'effort tranchant (G+Q)

Tableau V.9 : résultante des déplacements Sens longitudinal

Tableau V.10: résultante des déplacements Sens transversal

Tableau V.11: résultante de l'effet P- Δ Sens longitudinal

Tableau V.12: résultante de l'effet P- Δ Sens transversal

Tableau V.13: résultante moment de renversement Sens longitudinal

Tableau V.14: résultante moment de renversement Sens transversal

Tableau V.15 : résultant de la pression dynamique q_{dyn}

Tableau V.16 : résultants des les parois verticales sens x

Tableau V.17 : résultants des les parois verticales sens y

Tableau V.18 : résultants de toiture

Tableau. V.19 : résultant du coefficient de pression de vent C_p

Tableau V.20 : Valeurs des forces résultantes $C_{pi} = 0,8$

Tableau V.21 : Valeurs des forces résultantes $C_{pi} = -0,5$

Tableau VI.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Tableau VI.2 : Les sollicitations dans les poteaux

Tableau VI.3 : Valeur de Ferrailage des poteaux

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau VI.6 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau VI.8 : Vérification de la flèche pour les poutres

Tableau VI.9: les résultats des combinaisons

Tableau VII.1 : résultat les contraintes des sols

Tableau VII. 2 : Résumé des résultats du ferrailage à L'ELU

Tableau VII. 3 : Résumé des résultats du ferrailage à ELS

Tableau VII.4: Ferrailage du débord du radier à L'ELU

Tableau VII.5 : Ferrailage du débord du radier à l'ELS

Tableau VII. 6 : Sollicitations de la nervure sens x.

Tableau VII. 7 : Sollicitations de la nervure sens y.

Tableau VII.8: Résumé des résultats du ferrailage à L'ELU

Tableau VII.9 : Valeur de Ferrailage de la nervure

Tableau VII.10 : Sollicitations de la nervure sens x

Tableau VII.11 : Sollicitations de la nervure sens y

Tableau VII.12 : Vérification les contrainte à L'ELS

Tableau VII. 13 : Vérification de l'effort tranchant

Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

E_{ij} : Module de Young instantané a l'age de j jours

E_{vj} : Module de Young diffère à l'age de j jours

F : Force ou action en général

I : Moment d'inertie de la section

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 $\varepsilon_{bc \max}$: Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
 ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (nu).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
 σ : Contrainte normale (sigma).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (tau).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (phi).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention: structures, Géotechnique, hydraulique et transport.

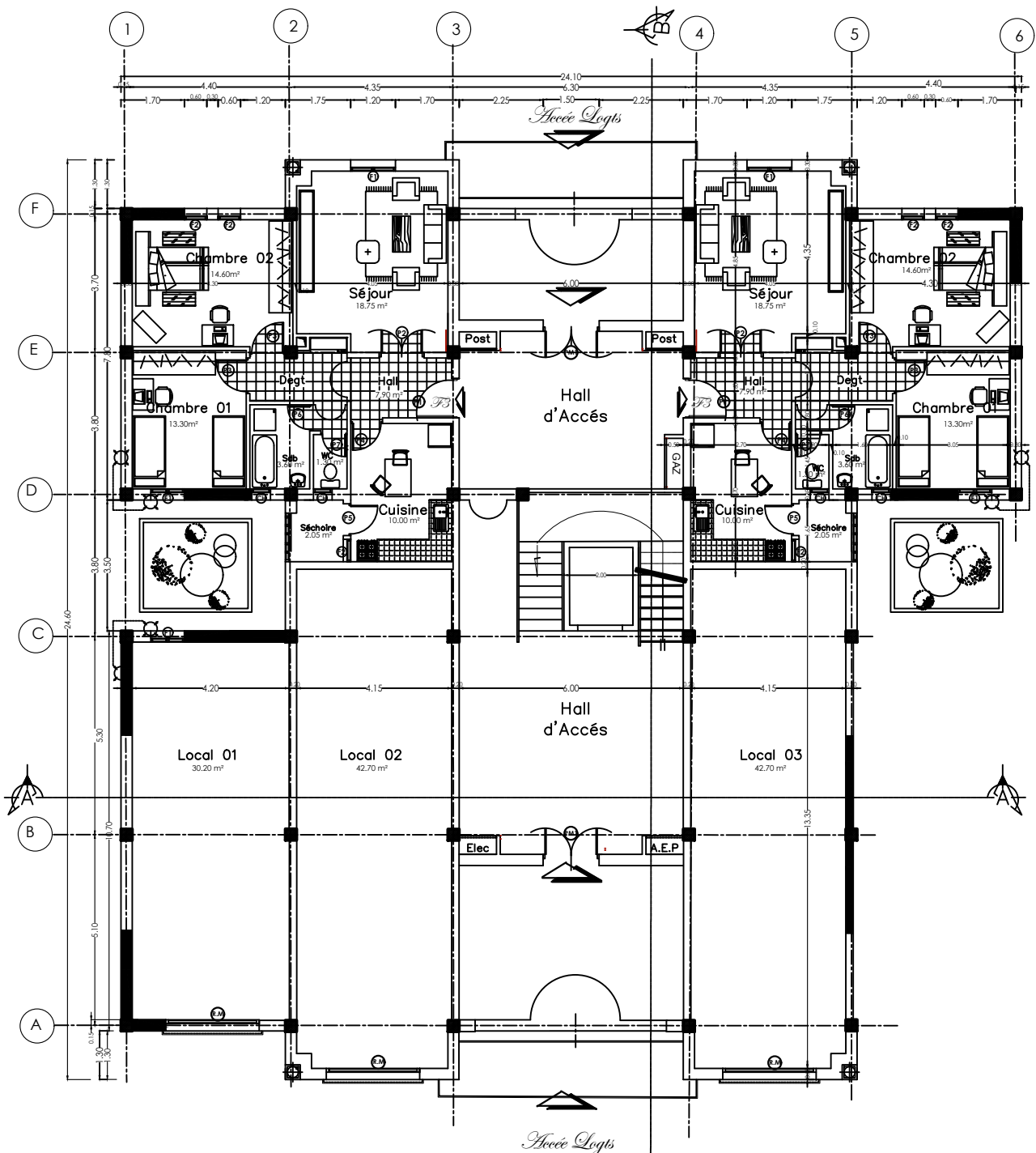
Ce projet consiste d'un bâtiment(R +10) à qui regroupe commerce et habitation à Bejaia à système contreventement est mixte (voiles-portiques), présentant une irrégularité en plan, Le travail été parties principales:

- Présentation de l'ouvrage
- Pré dimensionnement des éléments et descente des charge
- Etude de plancher
- Etude des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etude des éléments structuraux
- Etude de l'infrastructure

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

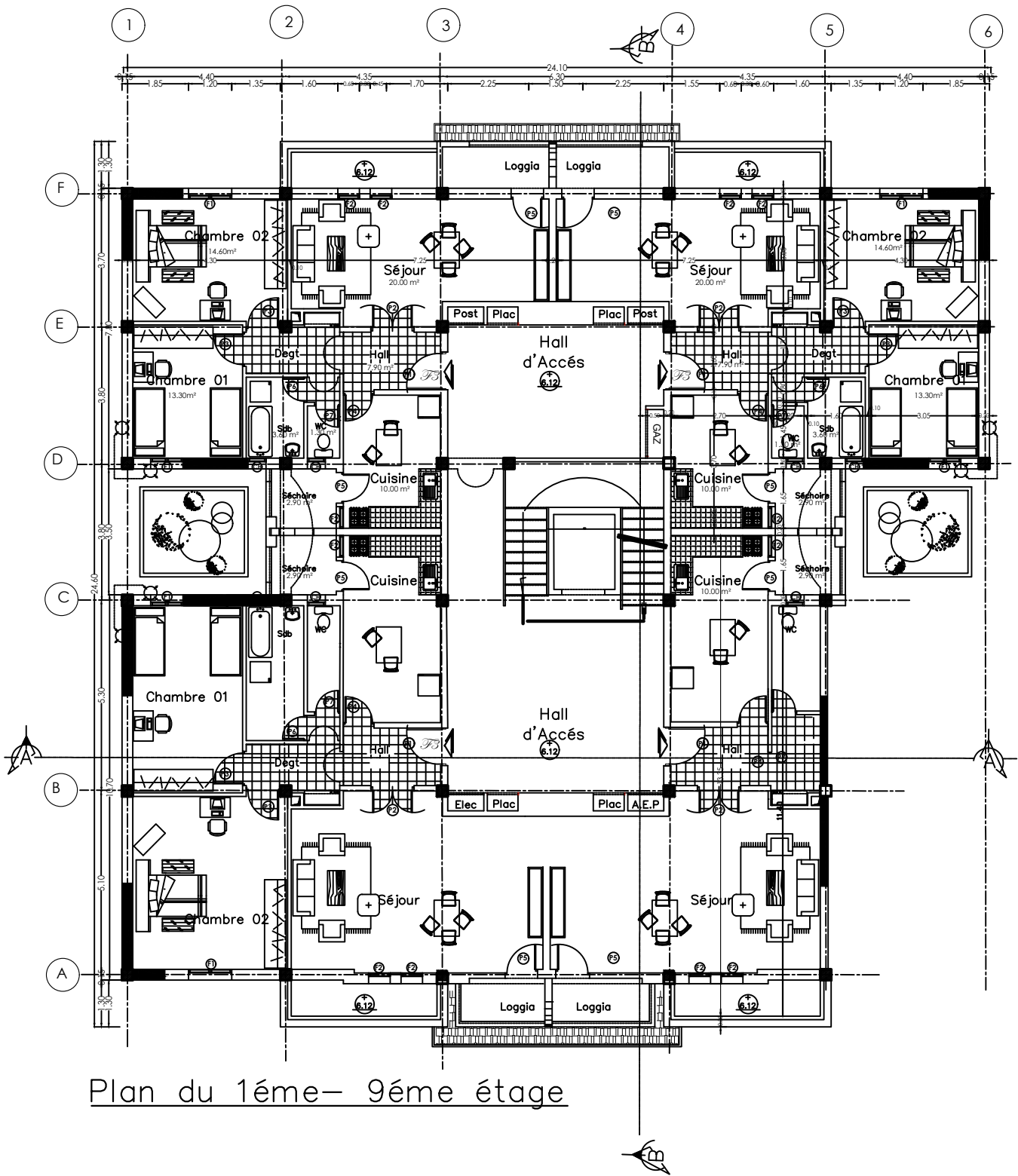


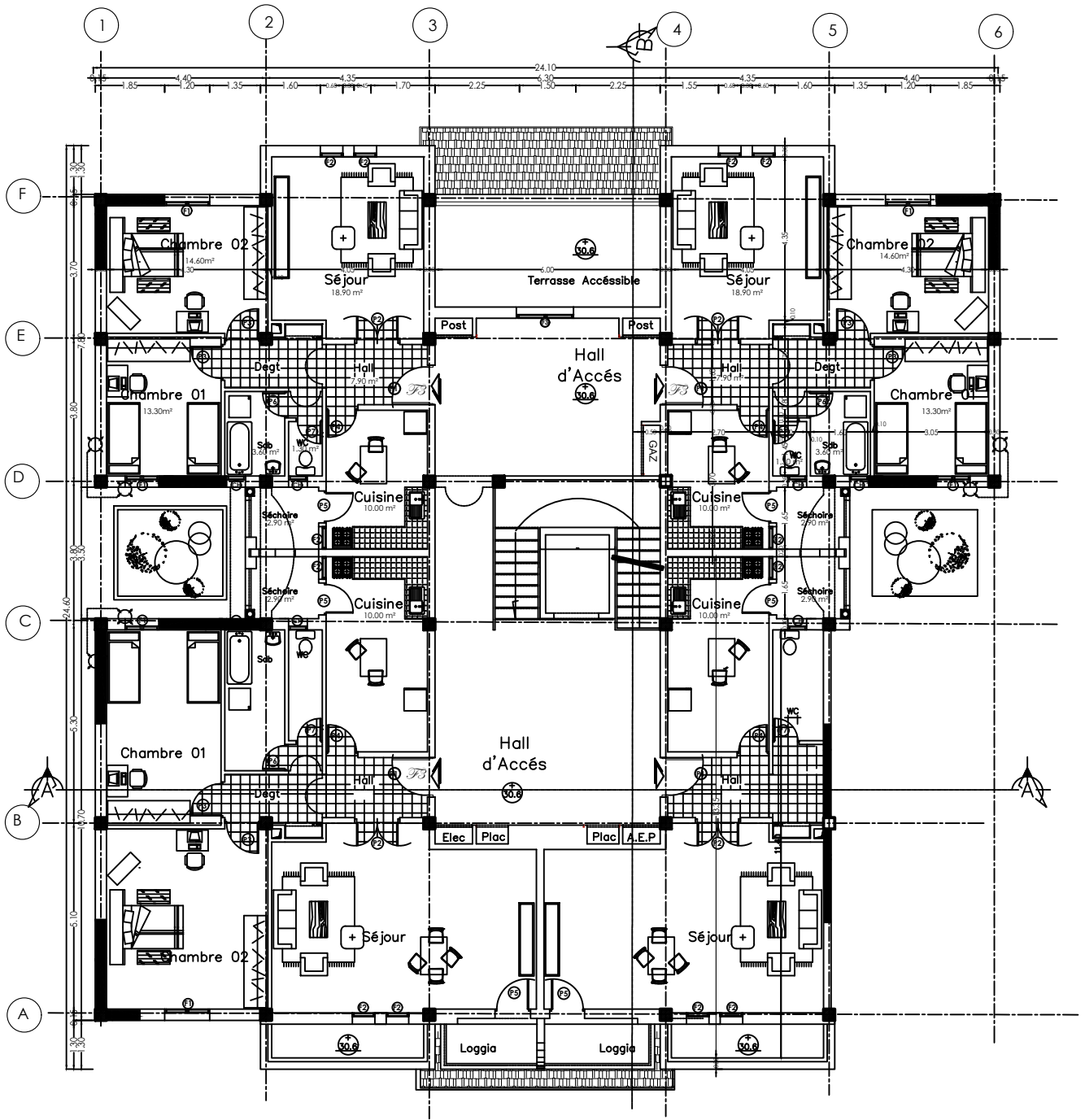
Les plans



Plan du Rez de Chaussée

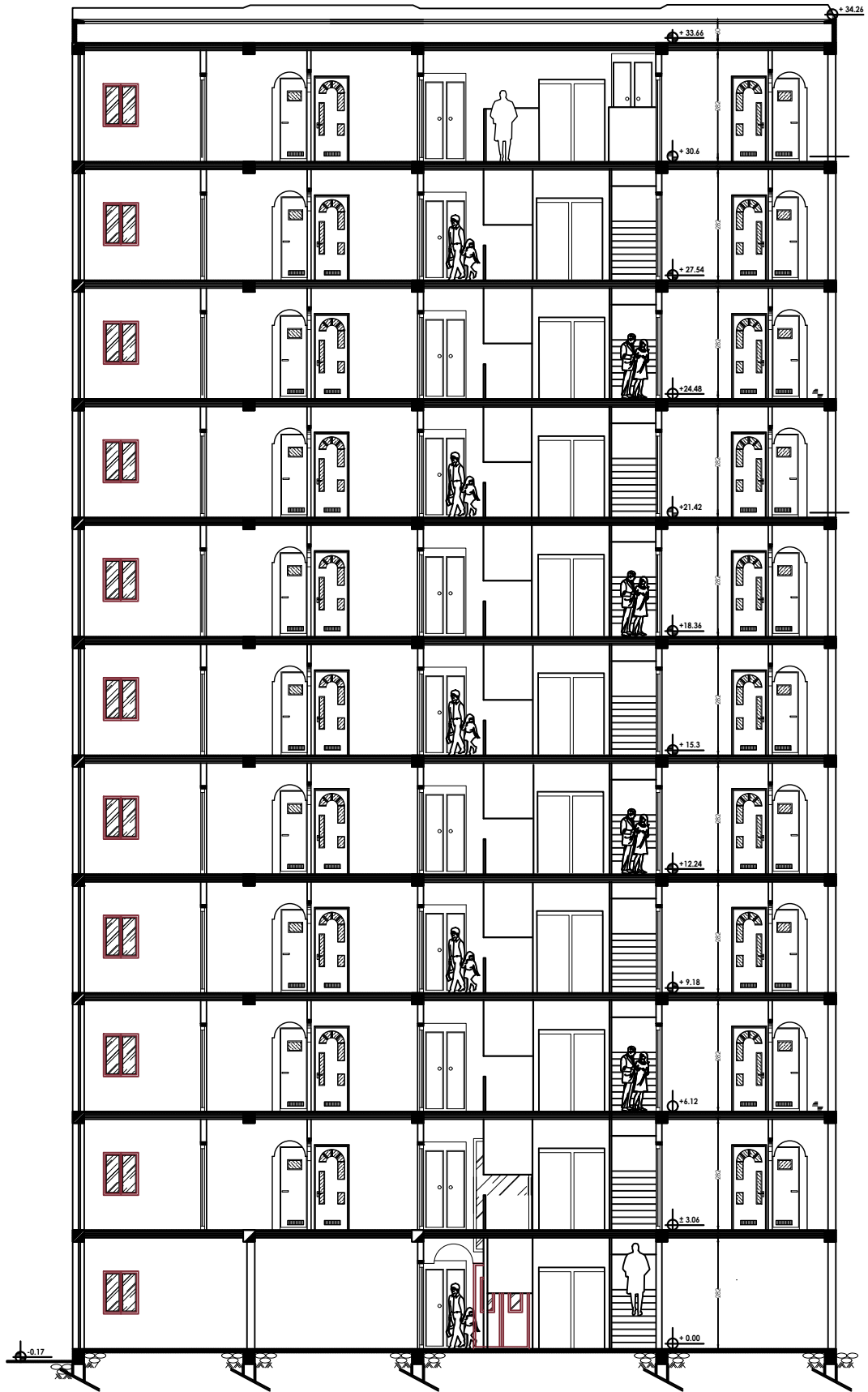




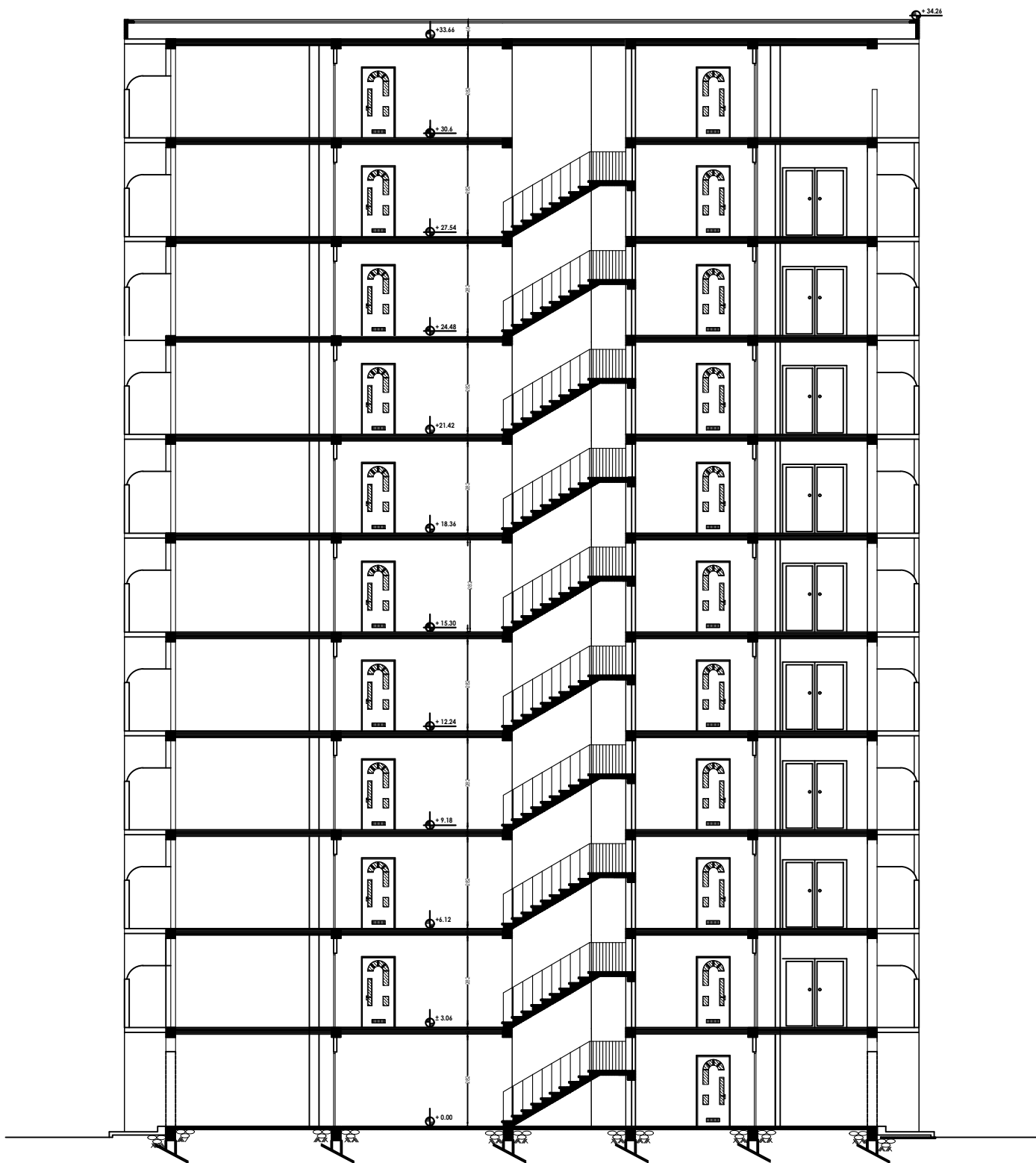


Plan du 10^{ème} étage

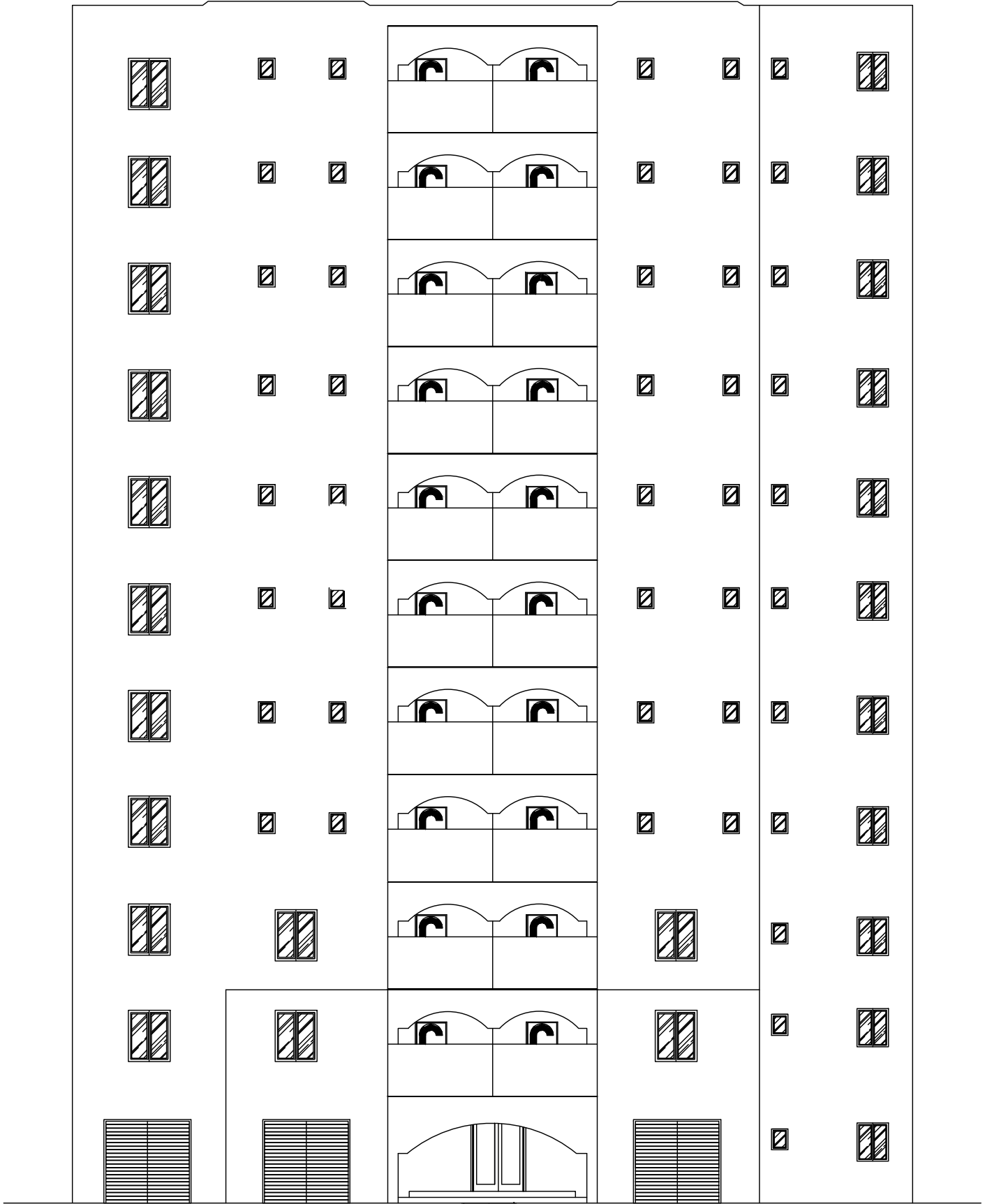


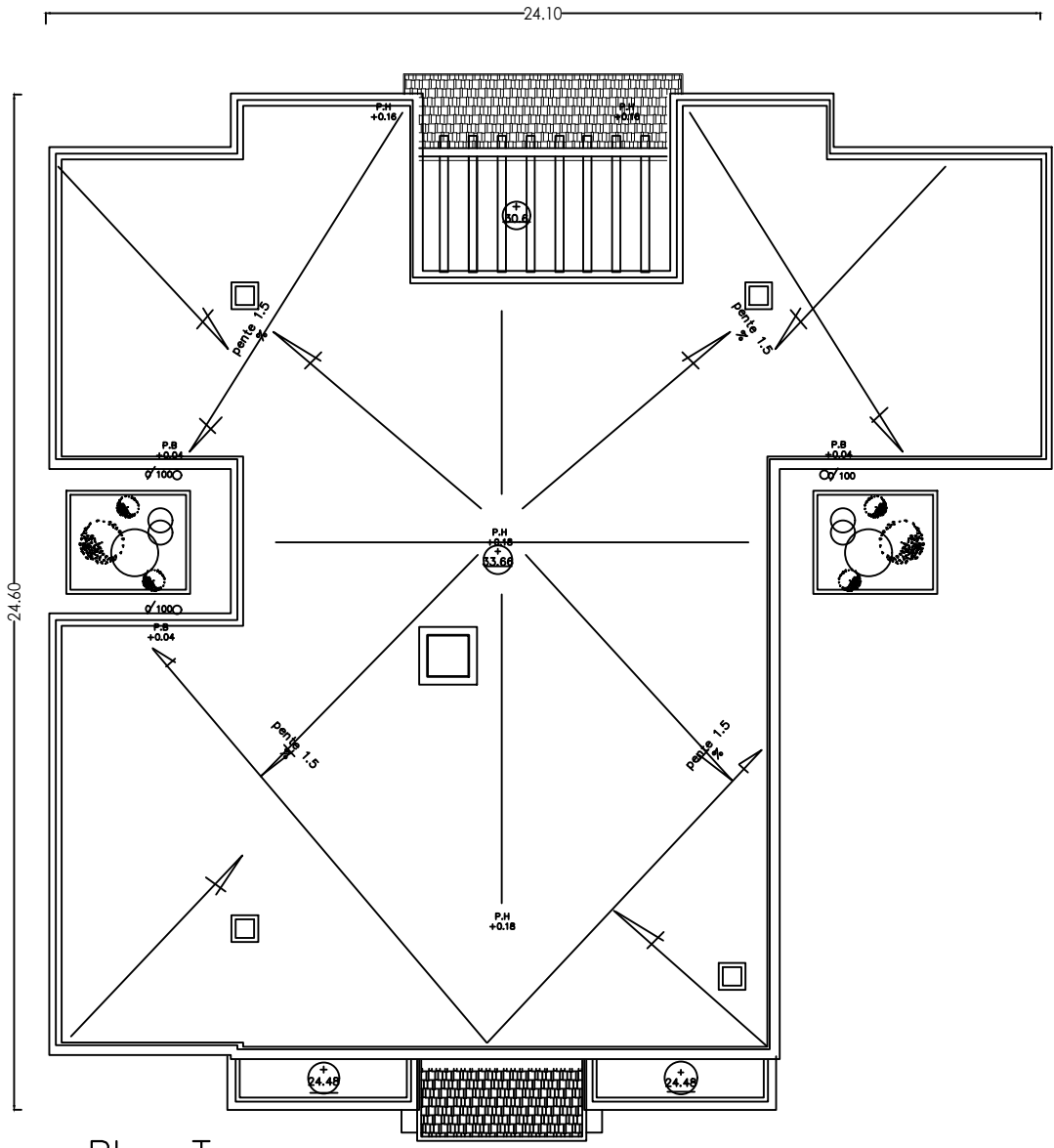


Coupe A-A



Coupe B-B





Plan Terrasse

A thought bubble with a main cloud-like shape and three smaller circles leading to it from the bottom left.

Chapitre 01 :

A large speech bubble with a rounded top and a tail pointing to the bottom left.

***Présentation
d'ouvrage***

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2.Présentation du projet :

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+10) en usage d'habitation qui regroupe commerce et habitation en étage de rez-de-chaussée, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2).

L'ouvrage est situé sur la wilaya de Bejaia, qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial et habitation.
- Du 1^{er} au 10^{ème} étage à usage d'habitation.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.1. Caractéristiques architecturales :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

a-Dimensions en plan :

LargeurLx=24,1m (sens longitudinal)

Longueur.....Ly=24,6m (sens transversal)

b-Dimensions en élévation :

Hauteur totale (sans acrotère)33,66m

Hauteur totale (avec acrotère)34,26m

Hauteur d'étage 3,06m

Hauteur de RDC.....3,06m

I.3.2. Les éléments structuraux :

- **Le contreventement** : La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.
- **Les planchers** : Corps creux pour tous les étages.
- **Les poutres** : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre

Les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

- **Les poteaux** : Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les

Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base au nœud de la structure.

- **Les voiles** : Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.
- **Les escaliers** : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **La maçonnerie** :
 - **a. Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).
 - **b. Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton arme, son rôle est la protection au niveau de terrasse les joints d'étanchéité, qui va servir comme garde corps.
- **Les balcons** : Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 - Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
 - Limiter les tassements.
 - Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- **Revêtement**: Le revêtement est constitué de:
 - Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
 - Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol: 1,75 bar.
- La nature du sol : sol meuble de catégorie (S3).

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), et de l'eau de gâchage.

A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

I.5.1.1. Les constituants du béton :

- **Le ciment** : C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.
- **Les granulats** : Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :
 - Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable
 - Les granulats naturels provenant de concassage des roches.
- **Les adjuvants** : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression f_{cj}** : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée **fc28**.

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 40MPA. (*RPA 99 article 8.1.1*)

- Pour des résistances : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; & \text{si } (j < 60 \text{ jours}) \text{BAEL91 (Article A. 2.1.11)} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}; & \text{si } (j > 60 \text{ jours}) \end{cases}$$

- Pour des résistances : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}; & \text{si } (j < 28 \text{ jours}) \text{BAEL91 (Article A. 2.1.11)} \\ f_{cj} = f_{c28}; & \text{si } (j > 28 \text{ jours}) \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Avec :

f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

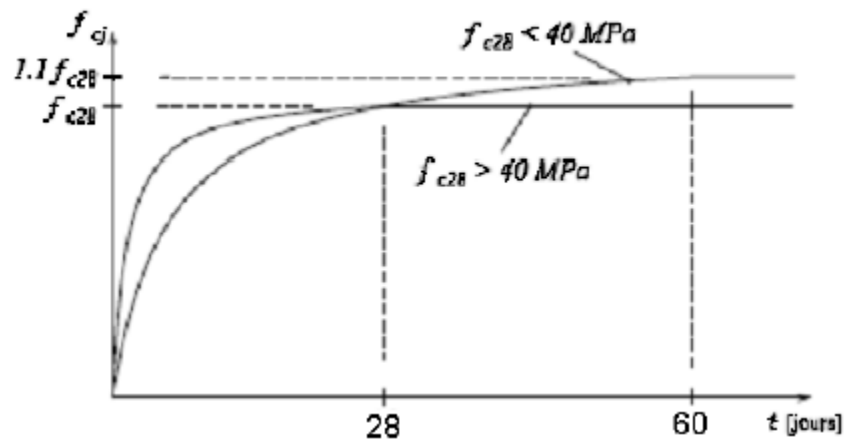


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- **Résistance à la traction f_{tj}** : La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est Conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} ftj = 0,6 + 0,06fcj ; & \text{si } fc28 \leq 60\text{MPa} \\ ftj = 0,275 fcj ; & \text{si } fc28 > 60\text{MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas $fc28 = 25\text{MPa}$ donc $ft28 = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1\text{MPa}$

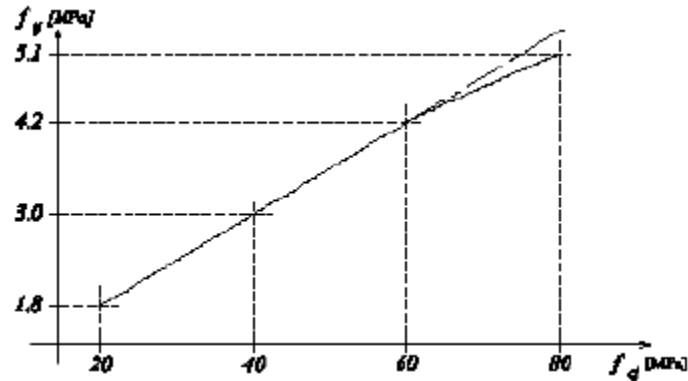


Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

- **Module de déformation longitudinale béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantanée :** Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $fc28 = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$.

- **Module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} ; \text{ CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $fc28 = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$.

- **Coefficient de Poisson:**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$\nu = 0$ à *ELU CBA93* (Article A.2.1.3)

$\nu = 0,2$ à *ELS*

- **Module déformation transversale béton :**

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)}$$

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

$G = 0,4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0,5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.5.1.3. Contraintes limite du Béton :

- **La Contraintes de compression à L'ELU :**

$$fbu = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4).}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1,15$ → Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,50$ → Situation courante

θ : Coefficient d'application de charge

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 ; & \text{si } t > 24h \\ \theta = 0,9 ; & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,8 ; & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

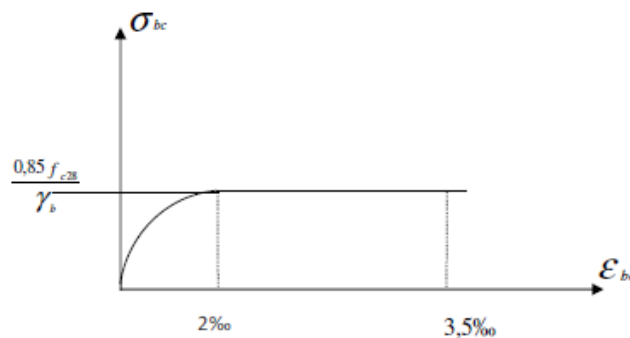


Figure I.3: Diagramme contrainte déformations « ELU »

- **La Contraintes de compression à L'ELS :**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$

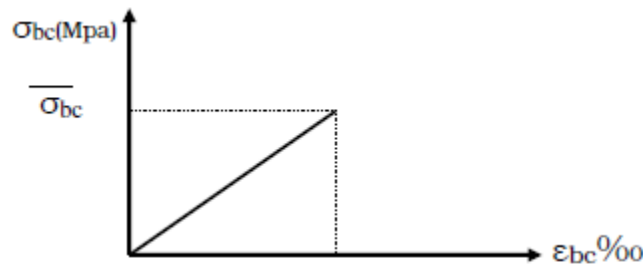


Figure I.4 : Diagramme Contraintes Déformations « E.L.S »

- **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

I.5.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E , Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s=210\,000\text{ MPA}$.

▪ **I.5.2.1. Différents types d'aciers :**

○ **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux.

Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

○ **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant un forme spéciale.

Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

○ **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

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

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

De haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.

L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.5.2.2. Enrobage [BAEL91 (Article C2 310-2)] :

a) valeurs minimales fixées :

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

b) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage « c » des armatures et au moins égale à :

- $e \geq 5\text{cm}$ → les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $e \geq 3\text{cm}$ → les éléments en contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- $e \geq 1\text{cm}$ → les parois situées dans les locaux condensés.

I.5.2.3. Contraintes limites :

- A l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ pour : $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$

tel que : $400 f_e = Mpa$ (f_e = la limite élastique de l'acier.)

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\text{et : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ En situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ En situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \text{ Pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

- A l'ELS : la valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] ; \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

- Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [(1/2) \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] ; \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

Avec : η coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA} \\ 1,3 & \dots \dots \text{pour les HA de } \phi < 6mm \end{cases}$$

- Coefficient de scellement Ψ :

- Ψ_s : Coefficient de scellement
- $\Psi_s = 1$ Pour les ronds lisses.
- $\Psi_s = 1,5$ Pour les hautes adhérences.

I.5.2.4 Diagramme contraintes déformations :

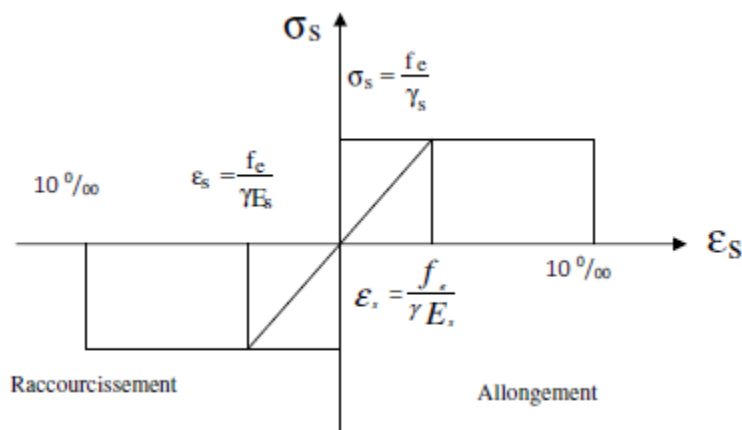


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites:

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.6.1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

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

Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli) après déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à : en flexion simple ou composée $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ et en compression simple : $\varepsilon_{bc} = 2\%$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 %.

I.6.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

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

Hypothèse de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- **1-Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **2-Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **3-Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.7.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU:**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.
- Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.7.3. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- Situation durable : ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
ELS : $G + Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$

$$G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$0,8 \times G \pm E$$

I.8. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 : Règles de conception est de calcul des structures en béton armé.
- Le RPA 99 / Version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- Le BAEL 91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document Technique réglementaire
- DTR C 2-4.7 : Règlement neige et vent « R.N.V.99 »

Chapitre 02 :

***PREDIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DE
CHARGE***

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement des dalles :

II.2.1. Plancher à corps creux : (BAEL B.6.8, 424)

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$h_t \geq L_{\max}/22,5 \text{ (BAEL91 Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

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

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaire

Donc : $L_{\max} = 530\text{cm}$

$$h_t \geq 530/22,5 = 23,56\text{cm}$$

on adopte un plancher d'une épaisseur de : **$h_t = 24 \text{ cm}$**

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{ épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ épaisseur de la dalle de compressions.} \end{cases}$$

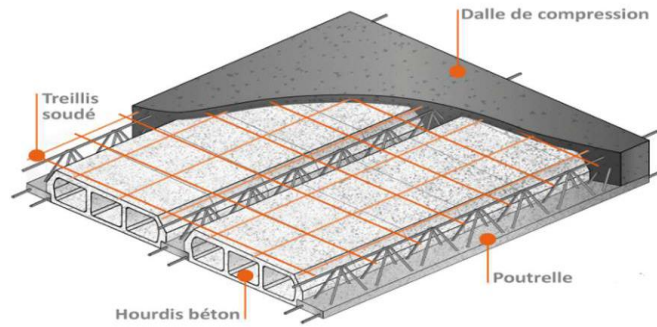


Figure II.1 : Planchers à corps creux

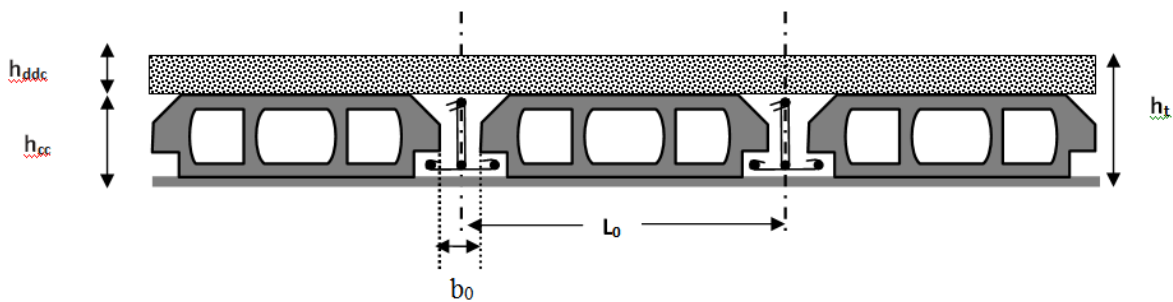


Figure II.2 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

II-2-1-2- Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$;

Avec : $b_1 = \min\left\{\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right\}$ $b_0 = 10\text{cm}$,

$$L_0 = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$b_1 = \min(27,5 ; 53) = 27,5\text{cm} ; \text{ Soit : } b = 65\text{ cm}$$

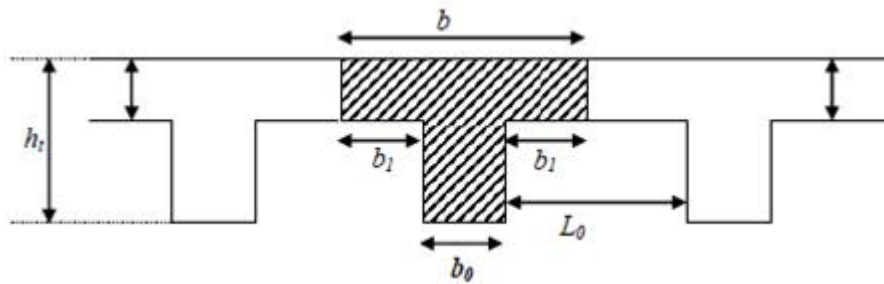


Figure II.3 : nervure

II.3. Evaluation des charges des dalles :

Charge permanent : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment.

Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

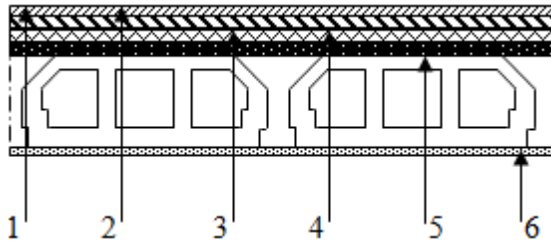
▪ a. Plancher :

○ Plancher terrasse inaccessible :

1-Gravillon de protection.....	$0,05 \times 20 = 1 \text{ KN/m}^2$
2- Etanchéité multicouche.....	$0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
3- Forme de pente (e=10 cm)	$0,10 \times 22 = 2,2 \text{ KN/m}^2$
4- Isolation thermique (liège) (e=4 cm)	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ KN/m}^2$
5- Plancher corps creux (20 + 4).....	$= 3,20 \text{ KN/m}^2$
6- Enduit de plâtre	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = 7 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

○ 2-Plancher étage courant (corps creux) :



1 Carrelage. 4 Dalle de compression.

2 Mortier de pose. 5 Corps creux.

3 Lit de sable 6 Enduit en plâtre.

1- Carrelage (e=2cm) (0,02) × (22) = 0,44 KN/m²

2- Mortier de Pose (e =2cm) (0,02) × (20) = 0,40 KN/m²

3- Lit de sable (e=3cm) (0,03) × (18) = 0,54 KN/m²

4- Plancher à corps creux (20+ 4) = 3,20 KN/m²

5- Enduit de plâtre (2cm) (0,02) × (10) = 0,20 KN/m²

6- Cloisons légères..... = 1KN/m²

$$G= 5,78\text{KN/m}^2; \quad Q =1,5\text{KN/m}^2$$

▪ b .Maçonnerie:

○ 1-les murs extérieurs :

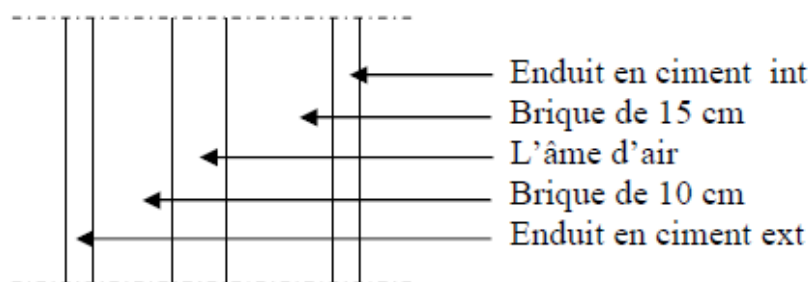


Figure II.4 : Schéma de mur

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30% d'ouvertures :

1-Enduit intérieur (e=1,5cm)(0,015) ×(1) = 0,015 KN/m²

2-Briques creuses (e=15cm) (0,15) × (13) =1,95 KN/m²

3- Briques creuses (e=10cm)(0,10) × (9) = 0,9 KN/m²

4- Enduit extérieur (e=2cm) (0,02) × (1,8)= 0,036 KN/m²

$$\Sigma = 2,901 \text{ KN/m}^2$$

Avec 30% d'ouvertures : $2,901 \times 0,7 = 20,307 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \mathbf{G=2,031 \text{ KN/m}^2}$

○ **2 -le mur intérieur :**

1- Enduit intérieur (e=1,5cm)(0,015) ×(1) = 0,015 KN/m²

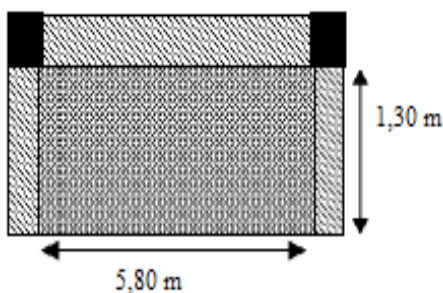
2- Briques creuses (e=10cm)(0,10) × (9) = 0,9 KN/m²

3- Enduit extérieur (e=2cm) (0,02) × (1,8)= 0,036 KN/m²

$$\mathbf{G=0,951 \text{ KN/m}^2}$$

II. 4.les Balcon:

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (art B.6.8, 424).



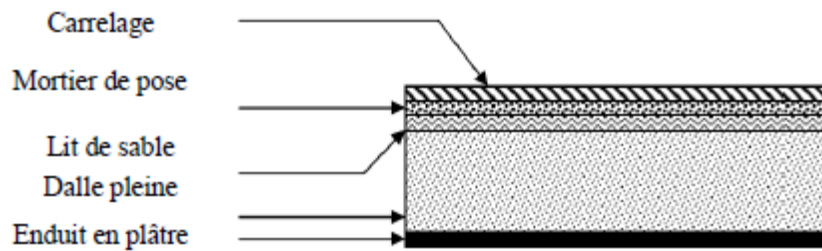
Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40} \Rightarrow 2,6 \leq e \leq 3,25$$

En prend **e=15cm** pour tout les dalles pleines sur trois appuis.

▪ **Evaluation des charges:**

○ 1-Balcons étage :



- 1-Carrelage($e=2\text{cm}$) $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- 2- Mortier de Pose ($e=2\text{cm}$) $(0,02) \times (20) = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 3- Lit de sable ($e=2\text{cm}$) $(0,02) \times (18) = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- 4- Dalle en BA (dalle pleine)..... $.0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- 5- Enduit en plâtre (2cm) $(0,02) \times (10) = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,15 \text{ KN/ m}^2; \quad Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2$$

○ 2- balcon terrasse :

- 1-Gravillon de protection..... $0,05 \times 20 = 1 \text{ KN/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouche..... $0,02 \times 12 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
- 3- Forme de pente ($e=10 \text{ cm}$) $0,10 \times 22 = 2,2 \text{ KN/m}^2$
- 4- Dalle en BA (dalle pleine)..... $.0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- 5- Enduit en plâtre (2cm) $(0,02) \times (10) = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 7,39 \text{ KN/ m}^2; \quad Q = 1 \text{ KN/ m}^2$$

II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule

de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$

- Le marche $24 \leq g \leq 32 \Rightarrow g = 28,75 \text{ cm}$
- Le contre marche $14 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq (g+2h) \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 28,75+2 \times 17=62,75 \leq 66$
condition confortable .

Le nombre de marche $n = \frac{H}{h}$

H : hauteur d'étage : 3,06m

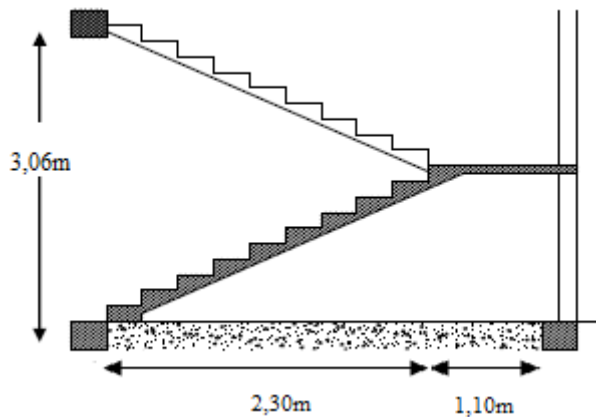


Figure II.5 : Schéma d'escaliers

$$n = \frac{3,06/2}{0,17} = 9 \text{ marche}$$

$$L = (n-1) \times g = 8 \times 28,75 = 230 \text{ cm}$$

$$L = 340 - 230 = 110 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{230} = 0,665 \Rightarrow \alpha = 33,63^\circ$$

$$\text{Longueur de la paillasse : } L = \frac{he}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 33,63} = 276,26 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,21 \leq e \leq 13,81$$

On prend comme épaisseur **e=15cm**

II.5.1. Evaluation des charges :

Charge permanent : (G)

- **Palier :**

Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Lite de sable.....	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Dalle en BA (15 cm)	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment (2 cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$

$$G=5,35 \text{ KN/m}^2 ; Q=2,50 \text{ KN/m}^2$$

▪ b) Volée :

Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
Poids des Marches (h = 17)	$0,17 \times \frac{22}{2} = 1,87 \text{ NK/m}^2$
Paillasse (15 cm)	$0,15 \times \frac{25}{\cos 33,63} = 4,50 \text{ KN/m}^2$
Enduit de plâtre (2 cm)	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/m}^2$
Garde corps	1 KN/m^2

$$G=8,41 \text{ KN/m}^2 ; Q= 2,50 \text{ KN/m}^2$$

II.6. Les Voiles :

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Selon RPA99 (article 7.7.1) p56

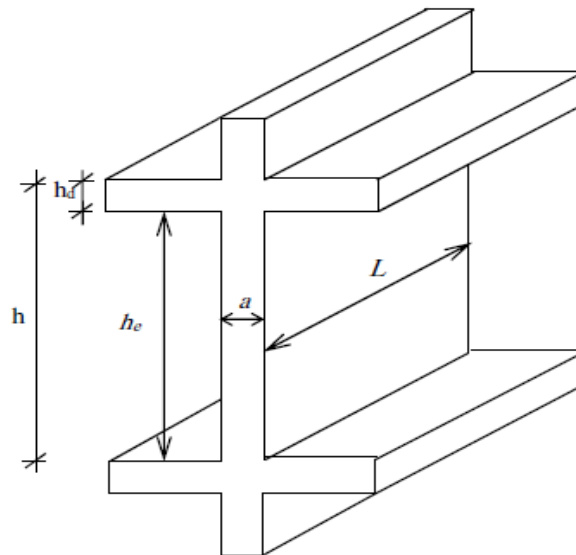


Figure II.6 : Coupe de voile

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec : a_{\min} : Epaisseur minimal du voile.



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

$$he = h - hd$$

Avec :

h : Hauteur d'étage : 306cm

hd : Hauteur de la dalle: 24cm

$$he = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{282}{20} = 14,1 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15, 14,1)$$

On choisi épaisseur des voiles de **e=16 cm**

II.7. Pré dimensionnement des L'acrotère :

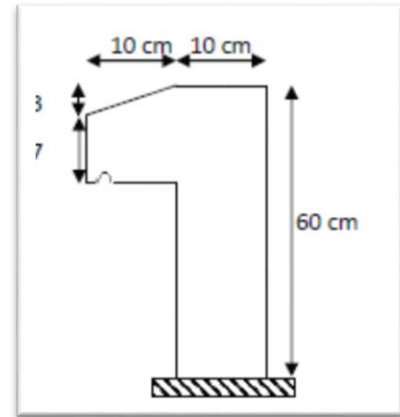


Figure II.7 : Schéma d'acrotère

$$S = (0,1 \times 0,6 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03 \times 0,5) = 0,0685 \text{m}^2$$

$$G1 = S \times \gamma_{BA} = 0,0685 \times 25 = \mathbf{1,7125 \text{KN}}$$

G2 : poids du mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 0,01 \times 0,6 \times 20 = \mathbf{0,12 \text{ KN}}$$

$$G = G1 + G2 = 1,7125 + 0,12 = \mathbf{1,8325 \text{ KN}}$$

II.8. Pré dimensionnement des poutres :

Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs

Horizontaux.

On a deux types de poutres :

- **1-Les poutres principales** : de sens parallèle à XX

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux

poteaux sur les Quels ces poutres reposent.

elles relient les poteaux.

elles Supportent la dalle.

D'après les règles de (**BAEL 91**) on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \text{condition de flèche}$$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3 h \leq b \leq 0,6 h$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$L_{max} = 630 \text{ cm} \Rightarrow 42 \leq h \leq 63$$

On prend : ht= 50 cm

$$15 \leq b \leq 30, \text{ on prend : } b=30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA 99 /2003(p 67), pour la zone II :

-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } 50 \geq 30$$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } 30 \geq 20$$

- le rapport hauteur largeur doit être : $h/ b \leq 4 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } 1,67 \leq 4$$

Poutre principale de (**50x 30**) cm²

- **2-Les poutres secondaires** : de sens parallèle à YY

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L_{\max} = 530\text{cm} \Rightarrow 35,33 \leq h \leq 53$$

On prend : $h = 45\text{cm}$

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

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{ cm}$

$$\text{Donc : } 45 \geq 30$$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{ cm}$

$$\text{Donc : } 30 \geq 20$$

- le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

$$\text{Donc : } 1,5 \leq 4$$

Poutre secondaire de **(45 x 30)** cm²

II.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le pré dimensionnement s'effectue selon Critère de résistance d'après le **B.A.E. L91** plus le calcul basé sur la descente de charge, qui s'applique la loi de dégression des charges d'exploitations. Et en fait la vérification par les conditions du **RPA99** ainsi que la condition de flambement.

D'après l'article B.8.4.1 p 156 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le RPA99/ver 2003 (7.4.p48) : on prend (50 x 50)

Pour la zone sismique IIa les dimensions du poteau requis doivent être vérifiées l'inégalité suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm zone II} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(50; 50) \geq 25 \text{ cm CV} \\ \text{Min}(50; 50) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \text{ CV} \end{array} \right.$$

Sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : selon RPA99(Art7.4.3.1.p50) :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3$$

II.10. Descente de charge : On applique la loi de dégression (DTR BC 2.2.6.3) p17 :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la toiture ou terrasse : Q_0

Pour le dernier étage : Q

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Etage 10 (N1) : $Q_{11} = Q_0$
 Etage 9 (N2) : $Q_{10} = Q_0 + Q$
 Etage 8 (N3) : $Q_9 = Q_{10} + 0,9 \times Q$
 Etage 7 (N4) : $Q_8 = Q_9 + 0,8 \times Q$
 Etage 6 (N5) : $Q_7 = Q_8 + 0,7 \times Q$
 Etage 5 (N6) : $Q_6 = Q_7 + 0,6 \times Q$
 Etage 4 (N7) : $Q_5 = Q_6 + 0,5 \times Q$
 Etage 3 (N8) : $Q_4 = Q_5 + 0,5 \times Q$
 Etage 2 (N9) : $Q_3 = Q_4 + 0,5 \times Q$
 Etage 1 (N10) : $Q_2 = Q_3 + 0,5 \times Q$
 RDC (N11) : $Q_1 = Q_2 + 0,5 \times Q$

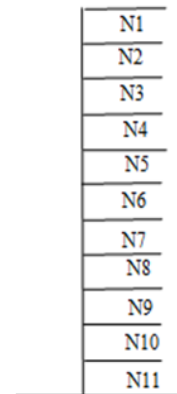


Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge.

1-Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est celui (1-B) :

Surface afférente :

$$S_G = \frac{3,85}{2} \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2} \right) = 9,0475 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = \left(\frac{3,85}{2} + 0,5 \right) \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2} + 0,5 \right) = 12,61 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = (12,61 - (0,5 \times 0,5)) = 12,36 \text{ m}^2$$

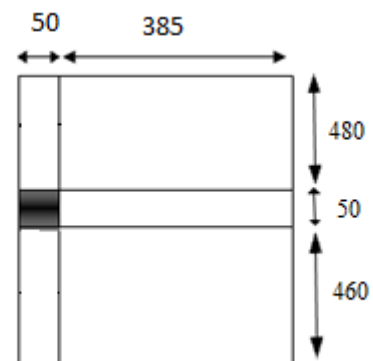


Tableau II.1 : la descente de charge du poteau de rive (1-B)

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	P plancher 9,0475 × 7	63,3325	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q ₀ = 1 × 12,61		12,61
Totale		88,2887	12,61
N ₂	Venant N ₁	88,2887	12,61
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		153,1627	12,61
N ₃	Venant N ₂	153,1627	12,61
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q _e = 1,50 × 12,36		18,54
Totale		230,41345	31,15
N ₄	Venant N ₃	230,41345	31,225
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		295,28745	31,15
N ₅	Venant N ₄	295,28745	31,15
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = 0,9 × 1,50 × 12,36		16,686
Totale		372,5382	47,836
N ₆	Venant N ₅	372,5382	47,836
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		437,4122	47,836

N ₇	Venant N ₆	437,4122	47,836
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = 0,8 × 1,50 × 12,36		14,832
Totale		514,66295	62,668
N ₈	Venant N ₇	514,66295	62,668
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		579,53695	62,668
N ₉	Venant N ₈	579,53695	62,668
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = 0,7 × 1,50 × 12,36		12,978
Totale		656,7877	75,646
N ₁₀	Venant N ₉	656,7877	75,646
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		721,6617	75,646
N ₁₁	Venant N ₁₀	721,6617	75,646
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = 0,6 × 1,50 × 12,36		11,124
Totale		798,91245	86,77
N ₁₂	Venant N ₁₁	798,91245	86,77
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
	Mur ext [9,4 × (3,06-0,5) × 2,031]	48,874	
Totale		863,78645	86,77
N ₁₃	Venant N ₁₂	863,78645	86,77
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire	15,8625	

	$0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$		
	$Q = 0,5 \times 1,50 \times 12,36$		9,27
Totale		941,0372	96,04
N ₁₄	Venant N ₁₃	941,0372	96,04
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
	Mur ext $[9,4 \times (3,06-0,5) \times 2,031]$	48,874	
Totale		1005,9112	96,04
N ₁₅	Venant N ₁₄	1005,9112	96,04
	P plancher $9,0475 \times 5,78$	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	$Q = 0,5 \times 1,50 \times 12,36$		9,27
Totale		1083,16195	105,31
N ₁₆	Venant N ₁₅	1083,16195	105,31
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
	Mur ext $[9,4 \times (3,06-0,5) \times 2,031]$	48,874	
Totale		1148,03595	105,31
N ₁₇	Venant N ₁₆	1148,03595	105,31
	P plancher $9,0475 \times 5,78$	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	$Q = 0,5 \times 1,50 \times 12,36$		9,27
Totale		1225,2867	114,58
N ₁₈	Venant N ₁₇	1225,2867	114,58
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
	Mur ext $[9,4 \times (3,06-0,5) \times 2,031]$	48,874	
Totale		1290,1607	114,58
N ₁₉	Venant N ₁₈	1290,1607	114,58
	P plancher $9,0475 \times 5,78$	52,29455	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + 0,5\right) \times 25$	9,0937	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	$Q = 0,5 \times 1,50 \times 12,36$		9,27

Totale		1367,41145	123,85
N ₂₀	Venant N ₁₉	1367,41145	123,85
	P poteau 0,5×0,5×(3,06-0,5)×25	16	
	Mur ext [9,4×(3,06-0,5)×2,031]	48,874	
Totale		1432,28545	123,85
N ₂₁	Venant N ₂₀	1432,28545	123,85
	P plancher 9,0475 × 5,78	52,29455	
	P poutre principale 0,3×0,5×($\frac{3,85}{2}+0,5$)×25	9,0937	
	P p secondaire 0,3 ×0,45 × ($\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}$)×25	15,8625	
	Q = 0,5 ×1,50× 12,36		9,27
Totale		1509,5362	133,12
N ₂₂	Venant N ₂₀	1509,5362	133,12
	P poteau 0,5 × 0,5 ×(3,0-0,5)× 25	16	
	Mur ext [9,4×(3,06-0,5)×2,031]	48,874	
Totale		1574,4102	133,12

2-Poteau intermédiaire : Le poteau le plus sollicité est celui (3-B) :

Surface afférente :

$$S_G = \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} \right) \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2} \right) = 22,6775 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{terrasse}) = \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5 \right) \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2} + 0,5 \right) = 27,956 \text{ m}^2$$

$$S_Q (\text{étage}) = (27,956 - (0,5 \times 0,5)) = 27,706 \text{ m}^2$$

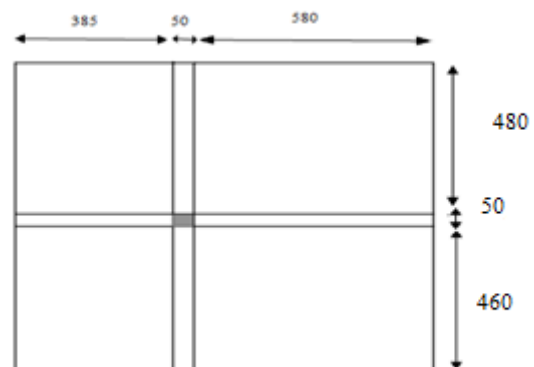


Tableau II.2 : la descente de charge du poteau intermédiaire (3-B)

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	P plancher 22,677 × 7	158,739	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q ₀ = 1 × 27,956		27,956
Totale		194,5715	27,956
N ₂	Venant N ₁	194,5715	27,956
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	27,69
Totale		210,5715	27,69
N ₃	Venant N ₂	210,5715	27,69
	P plancher 22,677 × 5,78	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q _e = 1,50 × 27,706		41,559
Totale		377,477	69,515
N ₄	Venant N ₃	377,477	69,515
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
Totale		393,477	69,515
N ₅	Venant N ₄	393,477	69,515
	P plancher 22,677 × 5,78	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q _e = 0,9 × 1,50 × 27,706		37,4031
Totale		560,3825	106,9181
N ₆	Venant N ₅	560,3825	106,9181
	P poteau 0,5 × 0,5 × (3,06-0,5) × 25	16	
Totale		576,3825	106,9181
N ₇	Venant N ₆	576,3825	106,9181
	P plancher 22,677 × 5,78	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire	15,8625	

	$0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$		
	$Q_e = 0,8 \times 1,50 \times 27,706$		33,2472
Totale		743,288	140,1653
N ₈	Venant N ₇	743,288	140,1653
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06 - 0,5) \times 25$	16	
Totale		759,288	140,1653
N ₉	Venant N ₈	759,288	140,1653
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale	19,97	
	$0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$		
	P p secondaire	15,8625	
	$0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$		
	$Q_e = 0,7 \times 1,50 \times 27,706$		29,0913
Totale		926,1935	169,2566
N ₁₀	Venant N ₉	926,1935	169,2566
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06 - 0,5) \times 25$	16	
Totale		942,1935	169,2566
N ₁₁	Venant N ₁₀	942,1935	169,2566
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale	19,97	
	$0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$		
	P p secondaire	15,8625	
	$0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$		
	$Q = 0,6 \times 1,50 \times 27,706$		24,677
Totale		1109,099	193,9336
N ₁₂	Venant N ₁₁	1109,099	193,9336
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06 - 0,5) \times 25$	16	
Totale		1125,099	193,9336
N ₁₃	Venant N ₁₂	1125,099	193,9336
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale	19,97	
	$0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$		
	P p secondaire	15,8625	
	$0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$		
	$Q = 0,5 \times 1,50 \times 27,706$		20,7795
Totale		1292,0045	214,7131
N ₁₄	Venant N ₁₃	1292,0045	214,7131
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06 - 0,5) \times 25$	16	
Totale		1308,0045	214,7131
N ₁₅	Venant N ₁₄	1308,0045	214,7131
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale	19,97	
	$0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$		

	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = $0,5 \times 1,50 \times 27,706$		20,7795
Totale		1474,91	235,4926
N ₁₆	Venant N ₁₅	1474,91	235,4926
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
Totale		1490,91	235,4926
N ₁₇	Venant N ₁₆	1490,91	235,4926
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = $0,5 \times 1,50 \times 27,706$		20,7795
Totale		1657,8155	256,2721
N ₁₈	Venant N ₁₇	1657,8155	256,2721
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
Totale		1673,8155	256,2721
N ₁₉	Venant N ₁₈	1673,8155	256,2721
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = $0,5 \times 1,50 \times 27,706$		20,7795
Totale		1840,721	277,0516
N ₂₀	Venant N ₁₉	1840,721	277,0516
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
Totale		1856,721	277,0516
N ₂₁	Venant N ₂₀	1856,721	277,0516
	P plancher $22,677 \times 5,78$	131,073	
	P poutre principale $0,3 \times 0,5 \times \left(\frac{3,85}{2} + \frac{5,8}{2} + 0,5\right) \times 25$	19,97	
	P p secondaire $0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{4,6}{2}\right) \times 25$	15,8625	
	Q = $0,5 \times 1,50 \times 27,706$		20,7795
Totale		2023,6265	297,8311
N ₂₂	Venant N ₂₀	2023,6265	297,8311
	P poteau $0,5 \times 0,5 \times (3,06-0,5) \times 25$	16	
Totale		2039,6265	297,8311

II.11. Vérification de la section de poteau le plus sollicité :

Le calcul montrent que le poteau intermédiaire (3-B) est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G = 2039,6265 \text{ KN}$$

$$Q = 297,8311 \text{ KN}$$

$$N = G + Q = 2039,6265 + 297,8311 = 2337,4576 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2039,6265 + 1,5 \times 297,8311 = 3200,242 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B .8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que :

$$N_u^* = 1,1 (1,35G + 1,5Q) = 1,1 \times 3200,242 = 3520,2662 \text{ KN}$$

- **Vérification des conditions de RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (50 ; 50) \geq 25 \text{ cm CV} \\ \text{Min} (50 ; 50) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \text{ CV} \end{array} \right.$$

- **1-Vérification au flambement :**

ELU de stabilité de forme selon BAEL 91 (l'article B.8.4.1): l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Asf_e}{\gamma_s} \right]$$

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \max (\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{I_2} \times \frac{L_f}{b} ; \lambda_y = \sqrt{I_2} \times \frac{L_f}{b}$$

Avec :

λ : Élanement du poteau ;

If : Longueur de flambement ; (If = 0,7×L0)

i: Rayon de gyration; ($i = [I / B]^{1/2}$)

I: Moment d'inertie; ($I = bh^3 / 12$)

L₀ : Longueur libre du poteau

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \lambda_x = 3,464 \times \frac{2,142}{0,5} = 14,84 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{14,84}{35}\right)^2} = 0,820$$

feE400

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

$$Br = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$Br = (50 - 2)(50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2 = 230400 \text{ mm}^2$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A_{BAEL} = 0,2bh/100 = 0,2 \times 500 \times 500 / 100 = 500 \text{ mm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,8\% B \text{ (zone IIa)} = 0,8\% \times 500 \times 500 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$A = A_{RPA} = 2000 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N} = 0,820 \left[\frac{230400 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{2000 \times 400}{1,15} \right] = 4069101,449 \text{ N} = \mathbf{4069,101449 \text{ KN}}$$

$$N_u = 3200,242 \text{ KN} \leq \bar{N} = 4069,101449 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

- 2-Vérification vis-à-vis du RPA 99 (Art7.4.3.1.p50) :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_c 28} \leq 0,3 = \frac{2337,4576 \times 10^{-3}}{(0,5 \times 0,5) \times 25} = 0,374 \leq 0,3 \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

- On change la section des poteaux (60×55) :

$$V = \frac{2337,4576 \times 10^{-3}}{(0,60 \times 0,55) \times 25} = 0,283 < 0,3 \quad \text{Condition Vérifiée}$$



Chapitre 03 :



Etude du plancher

III-plancher :**III-A-Plancher corps creux :****III-1-Etude des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continues.

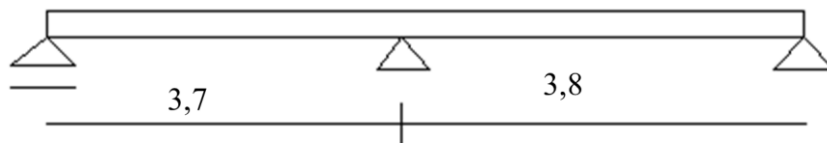
III-2-Vérification des conditions :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

III-3-Types de poutrelles :

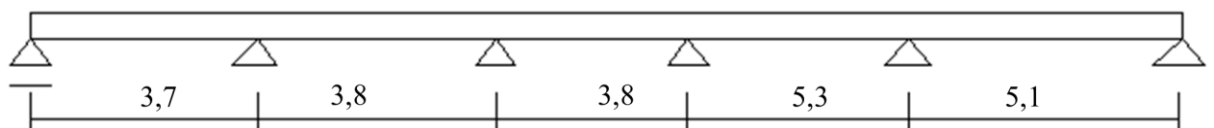
- **Type 1 :**



- **Type 2 :**



- **Type 3 :**



- Type 4 :

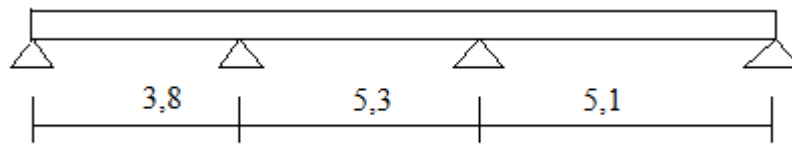


Figure III.1 : type des poutrelles

III-4-Les charges de poutrelles :

Tableau III.1 Charges supportées par les poutrelles.

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b[m]	ELU [KN/ml] (1,35G+1,5Q)* b	$M_{ou} = \frac{q_u l^2}{8}$ [KN.m]	ELS [KN/ml] (G+Q)* b	$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8}$ [KN.m]
Terrasse accessible	7	1	0,65	7,117	418,915	5,2	306,08
Étage	5,78	1,5	0,65	6,534	384,6	4,732	278,53

III-5-Détermination des efforts internes :

- ✓ Un exemple de calcul : Étage (type 1)



Figure III.2: Schéma statique de poutrelle type 1 (étage)

- III-5-1-Méthodes des trois moments : (type 1 et type 2) :

Moment en appuis :

L'équation des trois moments s'écrit:

$$L_i \times M_{i-1} + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + L_{i+1} \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

1-ELU :

$$L_1 \times M_0 + 2M_1 (L_1 + L_2) + L_2 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

Avec : $M_0=M_2=0$

$$2(3,7+3,8) M_1+6A_1=0$$

$$A_{1g} = (q_u \times l^2 / 24) = (6,534 \times 3,7^2)/24 = 3,73 \text{KN/m}^2$$

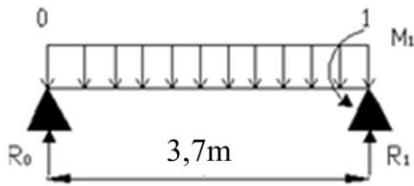
$$A_{2d} = (6,534 \times 3,8^2)/24 = 3,93 \text{KN/m}^2$$

$$2(3,7+3,8) M_1+6(3,73+3,93)$$

$$M_1 = -6A_1/15 = -3,064 \text{KN.m}$$

• 1-1-Calcul des moments et des efforts tranchants :

▪ Travée 0 – 1 :



$$\Sigma M/1=0 \Rightarrow R_0 \times 3,7 - 6,534 \times \frac{3,7^2}{2} - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = 11,26 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u \times x^2}{2} = 11,26x - 3,267x^2$$

$$M(x) = \begin{cases} x = 0 \\ x = l = 3,7 \Rightarrow M = -3,063 \text{KN.m} \end{cases}$$

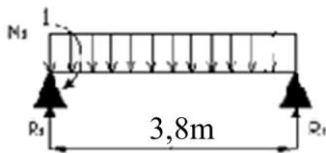
$$M'(x) = 0 \Rightarrow 11,26 - 6,534x = 0 \Rightarrow x = 1,723 \text{m}$$

$$M_{\max} = M(1,723) = 11,26 \times 1,723 - 3,267 \times 1,723^2 = 10,31 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x = 11,26 - 6,534x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 11,26 \text{KN} \\ x = l = 3,7 \Rightarrow T = -12,916 \text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée 1 – 2 :



$$\Sigma M/2=0 \Rightarrow R_1 \times 3,8 - 6,534 \times \frac{3,8^2}{2} - M_1 = 0 \Rightarrow R_1 = 13,22 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u \times x^2}{2} + M_1 = 13,22x - 3,267x^2 - 3,064$$

$$M(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow -3,064 \text{KN.m} \\ x = l = 3,8 \Rightarrow M = -0,00348 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x)=0 \Rightarrow 13,22-6,534x=0 \Rightarrow x=2,023\text{m}$$

$$M_{\max}=M(2,023)=10,31\text{KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x = 13,22 - 6,534x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 13,22\text{KN} \\ x = l = 3,8 \Rightarrow T = -11,609\text{KN} \end{cases}$$

2-ELS :

$$L_1 \times M_0 + 2M_1 (L_1 + L_2) + L_2 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Avec : } M_0 = M_2 = 0$$

$$2(3,7+3,8) M_1 + 6A_1 = 0$$

$$A_{1g} = (q_s \times l^2 / 24) = (4,732 \times 3,7^2) / 24 = 2,7\text{KN/m}^2$$

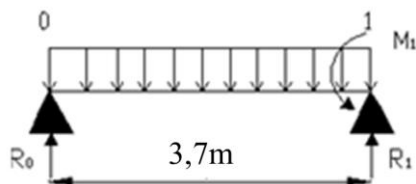
$$A_{2d} = (4,732 \times 3,8^2) / 24 = 2,85\text{KN/m}^2$$

$$2(3,7+3,8) M_1 + 6(2,7+2,85)$$

$$M_1 = -6A_1 / 15 = -2,22\text{KN.m}$$

• 1-2-Calcul des moments et des efforts tranchants :

▪ Travée 0 – 1 :



$$\sum M/1=0 \Rightarrow R_0 \times 3,7 - 4,732 \times \frac{3,7^2}{2} - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = 8,154\text{KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_s \times x^2}{2} = 8,154x - 2,366x^2$$

$$M(x) = \begin{cases} x = 0 \\ x = l = 3,7 \Rightarrow M = -2,22\text{KN.m} \end{cases}$$

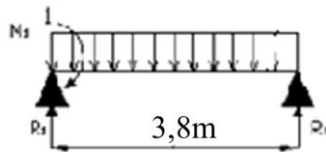
$$M'(x)=0 \Rightarrow 8,154 - 4,732x=0 \Rightarrow x=1,723\text{m}$$

$$M_{\max}=M(1,723)=7,025\text{KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x = 8,154 - 4,732x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 8,154\text{KN} \\ x = l = 3,7 \Rightarrow T = -9,354\text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée 1 – 2 :



$$\Sigma M/2=0 \Rightarrow R_1 \times 3,8 - 4,732 \times \frac{3,8^2}{2} - M_1 = 0 \Rightarrow R_1 = 9,575 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0x - \frac{q_s \times x^2}{2} = 9,575x - 2,366x^2 - 2,22$$

$$M(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow -2,22 \text{ KN.m} \\ x = l = 3,8 \Rightarrow M = -0,00004 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 0 \Rightarrow 9,575 - 4,732x = 0 \Rightarrow x = 2,0235 \text{ m}$$

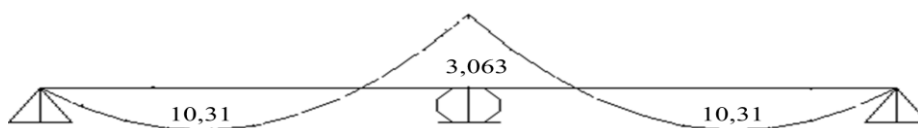
$$M_{\max} = M(2,0235) = 9,575x - 2,366x^2 - 2,22 = 7,467 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x = 9,575 - 4,732x$$

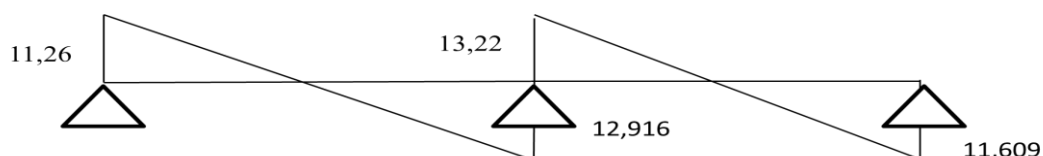
$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 9,575 \text{ KN} \\ x = l = 3,8 \Rightarrow T = -8,4066 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ ELU :

▪ moment :

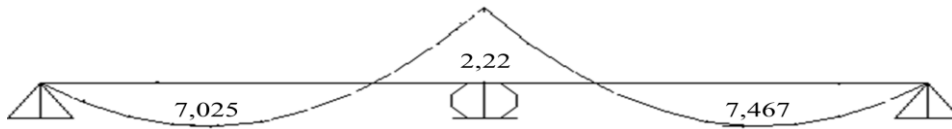


▪ effort tranchant :



✓ ELS :

▪ moment :



▪ effort tranchant :

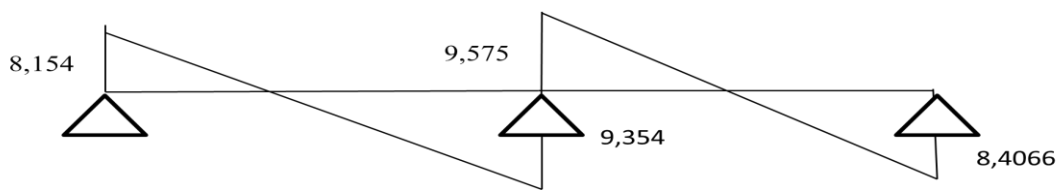


Figure III.3 : diagramme de moment et effort tranchant

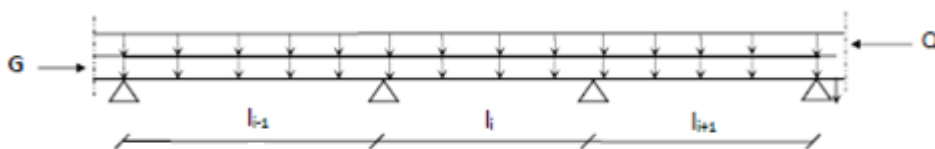
▪ III-5-2 Méthode de CAQUOT : (Type 3 et Type 4) :

a-Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la Méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ b-Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.



- **Moment aux appuis :**

$$M_i = - \frac{q_w L_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(L'_w + l'_e)}$$

Tel que :

$$\begin{cases} l'_w \text{ et } l'_e : \text{Longueurs fictives} \\ q_w \text{ et } q_e : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Exemple de calcul : Type 4 :**

- **1-ELU : étage :**

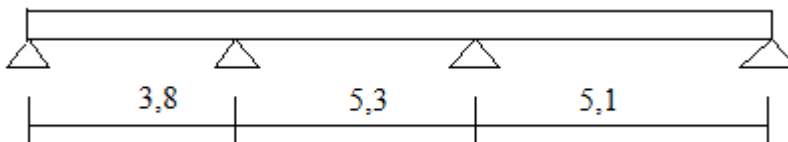


Figure III.4 : Schéma statique de poutrelle type 4 (étage)

- **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = \frac{6,534 \times 3,8^3 + 6,534 \times (5,3 \times 0,8)^3}{8,5(3,8 + 5,3 \times 0,8)} = -12,53 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{6,534 \times (5,3 \times 0,8)^3 + 6,534 \times (5,1 \times 0,8)^3}{8,5(5,3 \times 0,8 + 5,1 \times 0,8)} = -13,32 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

- Travée AB :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{3,8}{2} - \frac{0 - (-12,53)}{6,534 \times 3,8} = 1,39 \text{ m}$$

$$M_{tm} = \frac{p X_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{6,534 \times 1,39^2}{2} + 0 = 6,31 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5,3}{2} - \frac{(-12,53 - (-13,32))}{6,534 \times 5,3} = 2,63\text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{pX_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{6,534 \times 2,63^2}{2} + (-12,53) = 10,07\text{KN.m}$$

- Travée CD :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5,1}{2} - \frac{(-13,32 - 0)}{6,534 \times 5,1} = 2,95\text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{pX_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{6,534 \times 2,95^2}{2} + (-13,32) = 15,11\text{KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V = \pm \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

- Travée AB :

$$V_A = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{6,534 \times 3,8}{2} + \frac{(-12,53 - 0)}{3,8} = 9,12\text{KN}$$

$$V_{B1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{6,534 \times 3,8}{2} + \frac{(-12,53 - 0)}{3,8} = -15,71\text{KN}$$

- Travée BC :

$$V_{B2} = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{6,534 \times 5,3}{2} + \frac{(-13,32 - (-12,53))}{5,3} = 17,17\text{KN}$$

$$V_{C1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{6,534 \times 5,3}{2} + \frac{(-13,32 - (-12,53))}{5,3} = -17,46\text{KN}$$

- Travée CD :

$$V_{C2} = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{6,534 \times 5,1}{2} + \frac{(0 - (-13,32))}{5,1} = 19,27\text{KN}$$

$$V_{D1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{6,534 \times 5,1}{2} + \frac{(0 - (-13,32))}{5,1} = -14,05\text{KN}$$

➤ **2-ELS:**

- **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = \frac{4,732 \times (3,8)^3 + 4,732 \times (3,8 \times 0,8)^3}{8,5(3,8 + 3,8 \times 0,8)} = -10,025 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{4,732 \times (5,3 \times 0,8)^3 + 4,732 \times (5,1 \times 0,8)^3}{8,5(5,3 \times 0,8 + 5,1 \times 0,8)} = -9,645 \text{KN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

- Travée AB :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{3,8}{2} - \frac{0 - (-10,025)}{4,732 \times 3,8} = 1,34 \text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{pX_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{4,732 \times 1,34^2}{2} + 0 = 4,25 \text{KN.m}$$

- Travée BC :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5,3}{2} - \frac{(-10,025 - (-9,645))}{4,732 \times 5,3} = 2,66 \text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{pX_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{4,732 \times 2,66^2}{2} + (-10,025) = 6,72 \text{KN.m}$$

- Travée CD :

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} = \frac{5,1}{2} - \frac{(-9,645 - 0)}{4,732 \times 5,1} = 2,95 \text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{pX_{tm}^2}{2} + M_w = \frac{4,732 \times 2,95^2}{2} + (-9,645) = 10,94 \text{KN.m}$$

▪ **L'effort tranchant :**

$$V = \pm \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

- Travée AB :

$$V_{A} = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{4,732 \times 3,8}{2} + \frac{(-10,025 - 0)}{3,8} = 6,35 \text{KN}$$

$$V_{B1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{4,732 \times 3,8}{2} + \frac{(-10,025 - 0)}{3,8} = -11,63 \text{KN}$$

- Travée BC :

$$V_{B2} = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{4,732 \times 5,3}{2} + \frac{(-9,645 - (-10,025))}{5,3} = 12,61 \text{KN}$$

$$V_{C1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{4,732 \times 5,3}{2} + \frac{(-9,645 - (-10,025))}{5,3} = -12,47 \text{KN}$$

- Travée DE :

$$V_{E2} = + \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = \frac{4,732 \times 5,1}{2} + \frac{(0 - (-9,645))}{5,1} = 13,96 \text{KN}$$

$$V_{F1} = - \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} = - \frac{4,732 \times 5,1}{2} + \frac{(0 - (-9,645))}{5,1} = -10,17 \text{KN}$$

❖ Les résultats obtenus pour les différents types de poutrelles sont sur les tableaux suivants :

➤ 1-ELU : étage :

- type 01 :

Tableau III.2 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELU étage

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	3,7	6,534	0	-3,063	10,31	11,26	-12,916
B-C	3,8	6,534	-3,064	-0,00348	10,31	13,22	-11,609

- type 02 :

Tableau III.3 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELU étage

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	5,3	6,534	0	-4,267	20,86	16,51	-18,12
B-C	5,1	6,534	-4,248	0,00183	19,174	17,495	-15,828

- type 03 :

Tableau III.4 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELU étage

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,7	6,534	0	-8,981	7,137	9,661	-14,51
B-C	3,8	6,534	-8,981	-7,104	3,83	12,91	-11,92
C-D	3,8	6,534	-7,104	-11,01	2,79	11,39	-13,44
D-E	5,3	6,534	-11,01	-13,32	10,74	16,88	-17,75
E-F	5,1	6,534	-13,32	0	15,11	19,27	-14,05

- type 04 :

Tableau III.5 : Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELU étage

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,8	6,534	0	-12,53	6,31	9,12	-15,71
B-C	5,3	6,534	-12,53	-13,32	10,07	17,17	-17,42
C-D	5,1	6,534	-13,32	0	15,11	19,27	-14,05

➤ 2-ELS : étage :

- type 01 :

Tableau III.6 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELS étage

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	3,7	4,732	0	-2,22	7,025	8,154	-9,354
B-C	3,8	4,732	-2,22	-0,00004	7,467	9,575	-8,4066

- type 02 :

Tableau III.7 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELS étage

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	5,3	4,732	0	-3,126	15,11	11,96	-13,12
B-C	5,1	4,732	-3,077	0,00034	13,88	12,67	-11,46

- type 03 :

Tableau III.8: Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELS étage

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,7	4,732	0	-6,504	5,182	6,996	-10,51
B-C	3,8	4,732	-6,504	-5,145	2,68	9,35	-8,63
C-D	3,8	4,732	-5,145	-7,97	2,02	8,247	-9,73
D-E	5,3	4,732	-7,97	-9,645	7,78	12,22	-12,86
E-F	5,1	4,732	-9,645	0	10,94	13,96	-10,17

- type 04 :

Tableau III.9: Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELS étage

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,8	4,732	0	10,025	4,25	6,35	-11,63
B-C	5,3	4,732	10,025	-9,645	6,72	12,61	-12,47
C-D	5,1	4,732	-9,645	0	10,94	13,96	-10,17

➤ 1-ELU : terrasse :

- type 01 :

Tableau III.10 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELU terrasse

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	3,7	7,117	0	-3,347	10,56	12,26	-14,073
B-C	3,8	7,117	-3,336	0,00648	11,23	14,40	-12,64

- type 02 :

Tableau III.11 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELU terrasse

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	5,3	7,117	0	-4,809	22,64	17,95	-19,77
B-C	5,1	7,117	-4,812	0,00342	20,79	19,09	-17,207

- type 03 :

Tableau III.12 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELU terrasse

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,7	7,117	0	-9,783	7,79	10,52	-15,81
B-C	3,8	7,117	-9,783	-7,74	4,027	14,06	-12,98
C-D	3,8	7,117	-7,74	-11,99	3,03	12,40	-14,64
D-E	5,3	7,117	-11,99	-14,51	11,69	18,38	-19,33
E-F	5,1	7,117	-14,51	0	16,46	20,99	-15,30

- type 04 :

Tableau III.13 : Les résultats du moment et effort tranchant type 4 à ELU terrasse

Travée	L	Qu	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,8	7,117	0	-13,65	6,87	9,93	-17,11
B-C	5,3	7,117	-13,65	-14,51	10,96	18,7	-19,02
C-D	5,1	7,117	-14,51	0	16,46	20,89	-15,41

➤ 2-ELS : terrasse :

- type 01 :

Tableau III.14 : Les résultats du moment et effort tranchant type 1 à ELS terrasse

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	3,7	5,2	0	-2,442	7,72	8,96	-10,28
B-C	3,8	5,2	0	-0,008	8,201	10,52	-9,24

- type 02 :

Tableau III.15 : Les résultats du moment et effort tranchant type 2 à ELS terrasse

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mmax	Vg	Vd
A-B	5,3	5,2	0	-2,809	16,88	13,25	-14,31
B-C	5,1	5,2	0	-2,805	16,605	13,81	-12,71

- type 03 :

Tableau III.16 : Les résultats du moment et effort tranchant type 3 à ELS terrasse

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,7	5,2	0	-7,15	9,29	7,69	-11,69
B-C	3,8	5,2	-7,15	-5,65	3,04	10,27	-9,48
C-D	3,8	5,2	-5,65	-8,77	2,22	9,06	-10,70
D-E	5,3	5,2	-8,77	-10,6	8,54	13,43	-14,12
E-F	5,1	5,2	-10,6	0	12,03	15,34	-11,18

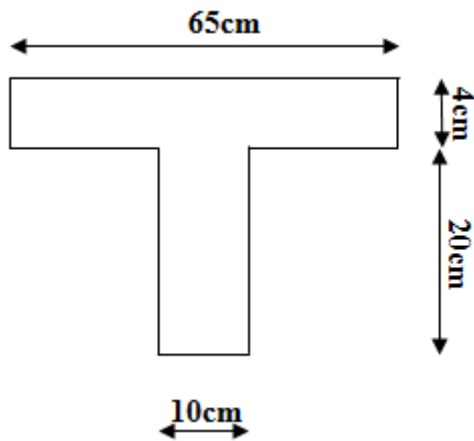
- type 04 :

Tableau III.17 : Les résultats du moment et effort tranchant type 4à ELS terrasse

Travée	L	Qs	Mw	Me	Mt	Vg	Vd
A-B	3,8	5,2	0	-9,97	5,02	8	-11,76
B-C	5,3	5,2	-9,97	-10,6	8,01	13,72	-13 ,83
C-D	5,1	5,2	-10,6	0	12,03	15,34	-11,18

III-6-Ferrailage des poutrelles :

- 1- Vérification des poutrelles à l'ELU :



- L'enrobage :

$$\Phi = h/10 = 24/10 = 2,4 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$e = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$c \geq e + \frac{h}{2} = 1 + \frac{2,4}{2} = 2,2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 24 - 2,2 = 21,8 \text{ cm}$$

- a -Calcul a l'ELU : $M^{\max}_{\text{travée (terrasse)}} = 22,64 \text{ KN.m}$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b h_0 F_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14200 \left(0,218 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 72,102 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{\text{trav}}$ la position de l'axe neutre de la table de compression, par suite on va faire un calcul d'une section rectangulaire $b_0 = b$

- **b - Calcul des armatures :**

A. Longitudinales :

- **En travée :** $M_{trav}^{max} = 22,64 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,64 \times 10^3}{65 \times 21,8^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,067$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha_u) = 21,8(1 - 0,4 \times 0,067) = 21,22 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \alpha_u = 0,067 \\ \alpha_{AB} = 0,259 \end{cases} \Rightarrow \alpha_u < \alpha_{AB} \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc: } 0 < \alpha_u < \alpha_{AB} \Rightarrow \sigma_{st} = f_{bu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{22,64 \times 10^3}{21,22 \times 348} = 3,06 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

- **En appuis :** $M_{app}^{max} = 14,51 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{app}^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,51 \times 10^3}{65 \times 21,8^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha_u) = 21,8(1 - 0,4 \times 0,042) = 21,43 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{app}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14,51 \times 10^3}{21,43 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

✓ condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 21,8 \times 2,1}{400} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

On choisit : **2HA12 = 2,26 m²**

B. Transversales :

- **Cisaillement:** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$V^{\max} = 20,99 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20,99 \times 10^3}{100 \times 218} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{Mpa}$$

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

Condition Vérifiée

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \text{Min} \left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 12 \right) = 0,57 \text{cm}$$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit un étrier } \Phi 8$$

- **L'espace :**

- $S_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{cm}) = 19,62 \text{cm}^2$

- $S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 10} = 101 \text{cm}^2$

$$S_{t \max} \leq \min [\min (0,9d ; 40 \text{cm}) ; \frac{A_t f_e}{0,4 b_0}] = \min [19,62 ; 101] = 19,44 \text{cm}^2$$

$K=1$; cas Flexion simple, Pas de reprise de bétonnage (90° armatures droites.)

- $S_{t3} \leq \frac{0,9 f_e A_t}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} = \frac{0,9 \times 400 \times 1,01 \times 10^{-4}}{0,1 \times 1,15 (0,97 - 0,3 \times 2,1)} = 92,99 \text{cm}^2$

$$S_t = 92,99 \text{ cm}^2 > S_{t \max} = 19,62 \text{cm}^2 \Rightarrow S_t = 19,62 \text{cm}^2$$

$$\text{On choisi } \Rightarrow S_t = 20 \text{cm}^2$$

- **Vérfications Diverse :**

a- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a.1- Vérification de la bielle

$$a \leq 0,9d = 0,9 \times 0,218 = 0,1962 \text{m} \text{ soit : } a = 0,20 \text{m}$$

$$V_{u \max} \leq 0,267 a b_0 f_{c28} = 0,267 \times 0,20 \times 0,10 \times 25 = 133,33 \text{KN}$$

$$V_{u \max} = 20,99 \text{KN} < V_u = 133,33 \text{KN}$$

Condition Vérifiée

a. 2- Vérification des armatures longitudinales (A_l) :▪ **en Appui :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{20,99 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,603 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1,95 \text{ cm}^2 > 0,603 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b. Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 V_u}{0,9 d h_0} = \frac{0,275 \times 20,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,218 \times 0,04} = 0,73 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

c- Vérification de la condition d'adhérence :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s^2 f_{t28}$$

$\psi_s = 1$ pour les R.L

$\psi_s = 1,5$ pour les H.A

$$\sum u_i = 3,14 \times (2 \times 8) = 50,24 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{20,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 218 \times 50,24} = 2,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = 2,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 2,83 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Vérification des poutrelles à l'ELS :****1- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2- Etat limite de compression du béton : D'après le B.A.E.L 91

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

- Contrainte : $\alpha \leq \bar{\alpha} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

Tableau III.18 : Vérification des poutrelles à l'ELS

Désignation	α	M_{ut}	M_{st}	γ	$\bar{\alpha}$	f_{c28}	Condition
En travée	0,067	22,64	18,605	1,23	0,365	25	CV
En appui	0,042	14,51	10,60	1,37	0,435	25	CV

3-Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les Contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.8)**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche et nécessaire :

- **vérification de l'état limite de déformation : BAEL91 (B.6.8.424)**

- $\frac{h}{l} > \frac{L}{22,5} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{24}{570} = 0,042 > \frac{24}{22,5} = 1,067$ **Condition non Vérifiée**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,042 \geq \frac{Mt}{15M0} = \frac{22,64}{15 \times 418,915} = 0,0036$ **Condition Vérifiée**
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{65 \times 21,8} = 0,0024 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$ **Condition Vérifiée**

❖ Les conditions sont ne pas satisfaites donc on vérifier la flèche.

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de: $f_{adm} = (\frac{L}{1000} + 0,5)$

$$f_{adm} = (\frac{530}{1000} + 0,5) = 1,03 \text{cm}$$

F_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées

Respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des Cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{j ser} = 0,65 G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{g ser} = 0,65 G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{p ser} = 0,65 (G+Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{j\ ser} = 0,75 \frac{q_{j\ ser} \times l^2}{8}; M_{g\ ser} = 0,75 \frac{q_{g\ ser} \times l^2}{8}; M_{p\ ser} = 0,75 \frac{q_{p\ ser} \times l^2}{8}$$

▪ **Contraintes :**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{s_j} = 15 \frac{M_{j\ ser} (d-y)}{I}; \sigma_{s_g} = 15 \frac{M_{g\ ser} (d-y)}{I}; \sigma_{s_p} = 15 \frac{M_{p\ ser} (d-y)}{I}$$

▪ **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tp} + f_{t28}}$$

Si : $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

▪ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{j\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}}; f_{gi} = \frac{M_{g\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}}; f_{pi} = \frac{M_{p\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}}; f_{gv} = \frac{M_{j\ ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

▪ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 5,75\text{cm}$

$$I = 2170,1 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \left(\frac{0,20}{2} - 0,218 \right)^2 = 527738,1 \text{ cm}^4$$

$$p = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4,52}{10 \times 21,8} = 0,021\text{m}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 2,031$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,8125$$

▪ **Contrainte :**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{j \text{ ser}} (d-y)}{I} = 78,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{g \text{ ser}} (d-y)}{I} = 108,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{p \text{ ser}} (d-y)}{I} = 136,46 \text{ Mpa}$$

▪ **Inerties fictives (If') :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tj} + f_{t28}} = 0,58$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tg} + f_{t28}} = 0,67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times p \times \sigma_{tp} + f_{t28}} = 0,73$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 2,65 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2,44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2,32 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 3,74 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ **Evaluation des flèches :**

○ $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa.}$

○ $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}} = 2,366 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} = 3,54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{tp}}} = 4,69 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{j\ ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,65 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_i = 8,65 \times 10^{-3} - 2,366 \times 10^{-3} + 4,69 \times 10^{-3} - 3,54 \times 10^{-3} = 7,434 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_i = 7,434 \text{ mm} < f_{adm} = 10,3 \text{ mm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Tableau III.19 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

	Armatures longitudinales	Junction table-nervure	Effort tranchant	
	appui		Béton	Cisaillement
Plancher	$A_l \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_c} \text{ cm}^2$	$\tau_u = \frac{b_1 V_u}{0,9 d h_0} \text{ Mpa}$	$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 a$ KN	$\tau_u = \frac{V_u}{b d_0} \text{ Mpa}$
Terrasse	$A_l = 1,95 \text{ cm}^2 >$ $A_l = 0,603 \text{ cm}^2$ CV	$\tau_u = 0,73 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$ $= 2,5 \text{ Mpa}$ CV	$V_u = 133,33 \text{ KN}$ $V_u = 20,99 < 133,33$ CV	$\tau_u = 0,96 \text{ Mpa} <$ $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ CV
Etage	$A_l = 2,84 \text{ cm}^2 >$ $A_l = 0,554 \text{ cm}^2$ CV	$\tau_u = 0,67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$ $= 2,5 \text{ Mpa}$ CV	$V_u = 19,27 < 133,33$ CV	$\tau_u = 0,89 \text{ Mpa} <$ $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ CV

III-7-Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :

$A_{\perp} = 5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

$A_{//} = 5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

On prend un treillis soudé $\phi 6$ (200× 200)

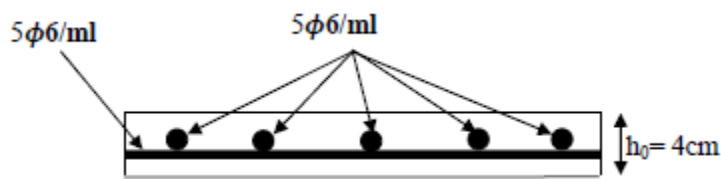


Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

- Schéma de ferrailage des poutrelles :

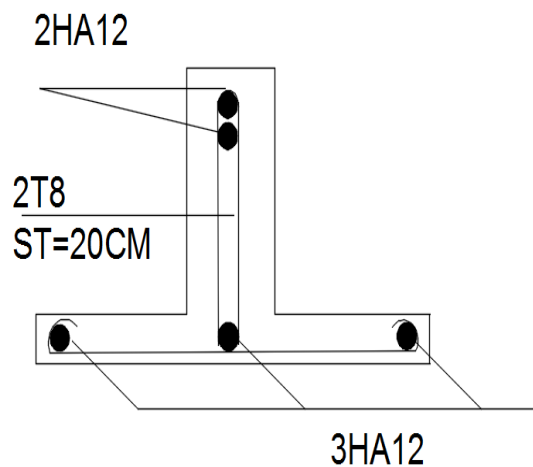


Figure III.6: Ferrailage des nervures



Chapitre 04 :



***LES ELEMENTS
SECONDAIRES***

IV.1L'acrotère :

IV.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante.

Elle sera donc calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée a la condition du **RPA99 V2003**.

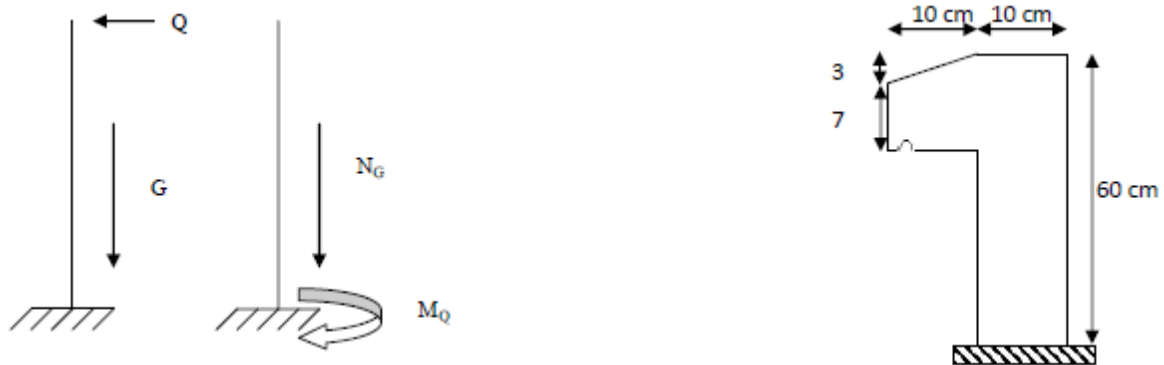


Figure IV.1 : Schéma statique d'acrotère

✓ IV.2 Vérification du ferrailage vis à vis du séisme (Surcharge):d'après le DTR.B.C.2.2

Plancher terrasse inaccessible ou $Q=1\text{KN}$

D'après RPA99.a. VI.6.2.3.p43 : $F_p = 4AC_pW_p$

A : coefficient d'accélération, dépend à la classe de la zone et le groupe d'usage.

C_p : facteur de force horizontale applicable aux éléments secondaires.

W_p : poids d'éléments considéré

A : 0,15(zone Iia, groupe d'usage2)

C_p : 0,8 Tab 6.1.p43

W_p : 1,8325KN/m²

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8325 = 0,8796 \text{ KN}$$

$$F = \max (F_p; Q) = (0,8796 ; 1) = 1 \text{ KN}$$

IV.3. Sollicitations :

ELU: $N_u = 1 \times G = 1,8325 \text{ KN.m}$; on le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m (à la base)}$$

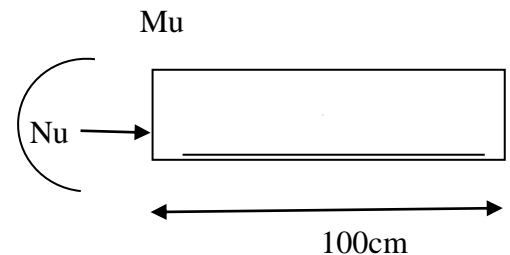
$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 1,8325 \text{ KN.m}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

IV.4. Calcul de ferrailage :

Diamètre des barres :



La diamètre en ployées sont $\phi_l \leq h/10$ (A.7.2.1)

$$\phi_l \leq 10 \text{ mm}$$

En prend $\phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend $\phi_t \leq \phi_l$ (A.7.2.2) soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$

✓ Protection des armatures :

L'acrotère est éléments exposé aux intempéries alors l'enrobage des armatures soit

$C = 3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature.

Ferrailage de la section à ELU :

$$\text{L'excentricité du centre de pression : } e = M_u / N_u = 0,9 / 1,8325 = 0,49 > h/2 = 0,05 \text{ m}$$

L'effort normal est effort de compression ainsi que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc la section est **partiellement comprimée**.

$$M_A = M_u + N_u (h/2 - c) = 0,9 + 1,8325(0,05 - 0,03) = 0,93665 \text{ KN.m}$$

M_A : moment de flexion par rapport ou centre de gravité des armatures tendues.

✓ **Moment réduit :**

$$\mu = M_A / (\bar{\sigma}_b \times b \times d^2) = (0,93665 \times 10^6) / [(14,2 \times 1000 \times 70^2)] = 0,0135 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0135}) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,017 = 0,993$$

$$A_f = M_A / (\sigma_s \times \beta \times d) = 936,65 / (348 \times 0,993 \times 7) = 0,387 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,387 - [(1832,5) / (100 \times 348)] = 0,334 \text{ cm}^2$$

IV.5. Vérification :**Vérification à L'ELU:**

$$A_m \geq \frac{bh^2 f_{tj} \left(e_G + d \times \frac{h}{2} - Z \right)}{(6e_G - h)Z \times f_e}$$

Par mesure de simplification on peut admettre $d = 0,9h$; $Z = 0,9h$; $F_{tj} = F_{t28}$

$$D'on : A_m \geq \frac{0,23bdF_{t28}}{f_e} \times \frac{e_G - 0,455d}{e_G - 0,185d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$e_G = M_{(ser)} / N_{(ser)} = 0,6 / 1,8325 = 0,3274 \text{ m}$$

$F_e = 400 \text{ Mpa}$; $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$$A_m \geq \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{32,74 - 0,455 \times 7}{32,74 - 0,185 \times 7} = 0,7944 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale d'armature longitudinale :**

$$A_{RPA} \geq 0,0025bh = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A ; A_m ; A_{RPA}) = \max(0,334 ; 0,7944 ; 2,5) \Rightarrow A = A_{RPA} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : **A5φ8 = 2,51 cm²**

✓ **Armature de réparation : (A.8.2.4.1)**

$$A_r = A/4 = 2,51/4 = 0,63 \text{ soit } A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{cm}^2$$

✓ **Espacement :**

1. Armatures principale : $St \leq 100/2 = 20 \text{cm} \Rightarrow$ on adopte $St = 20 \text{cm}$.

2. Armatures de répartitions : $St \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte $St = 20 \text{ cm}$.

Ferraillage de la section à ELS :

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

• **La contrainte de traction des armatures :**

$$\text{fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

ou : η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres (HA)

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min (266,67 ; 201,63) = \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{Mpa.}$$

• **La contrainte de compression des armatures :**

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

Détermination de centre de pression (N : effort de compression)

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,6/1,8325 = 0,3274 \text{m}$$

La section est partiellement comprimée.

• **Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832,5(0,05 - 0,03) = 636,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{636,65}{14,2 \times 100 \times (7)^2} = 0,00914 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,0115$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,9954$$

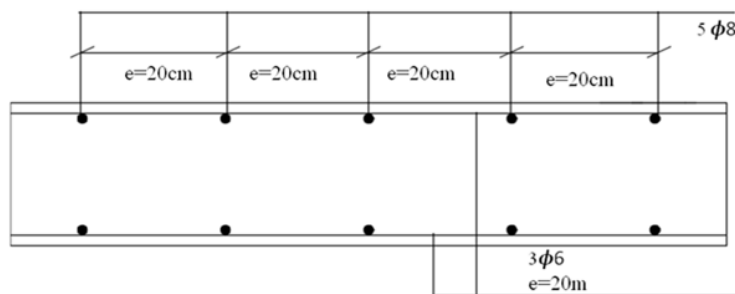
$$A_1'' = \frac{636,65}{201,63 \times 0,9954 \times 7} = 0,453 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$



Coupe de l'acrotère

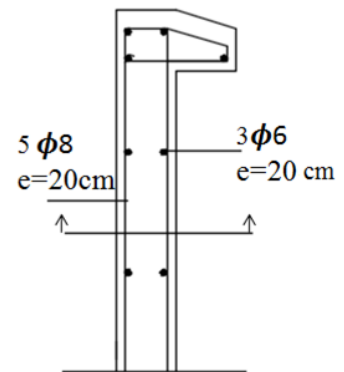


Figure IV.2 : ferrailage de l'acrotère

IV-2-l'escalier :

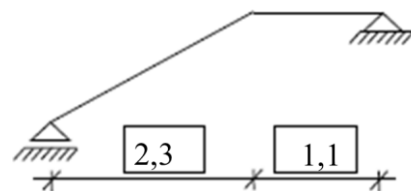


Figure IV.3 : schéma statique d'escalier

$$h=17 ; g =28,75 ; n=9$$

$$L_v = (n-1) g = 8 \times 28,75 = 2,3 \text{ m}$$

$$L_p = 340 - 230 = 110 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \alpha = 33,63^\circ$$

$$L = \frac{n \times h}{\sin \alpha} = 76,26 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paille :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,21 \leq e \leq 13,81$$

➤ On prend comme épaisseur **e=15cm**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{palier}} = 5,35 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{volée}} = 8,41 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV.1 : Combinaison d'action

		Palier (KN/m ²)	Paillasse (volée)(KN/m ²)
ELU	1,35G+1,5Q	10,9725	15,1035
ELS	G+Q	7,85	10,91

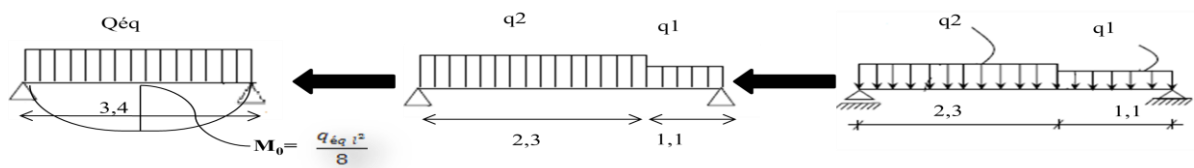
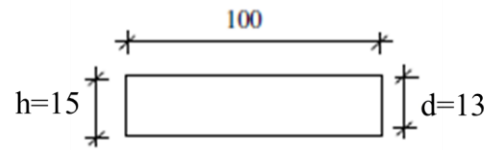


Figure IV.4: schéma des charges équivalent

Tableau IV.2 : les résultants du charge M et T

Sollicitations	ELU	ELS
$Q_{éq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$	22,2868 KN/m	16,0153 KN/m
$M_0 = \frac{q_{éq} \times L^2}{8}$	32,20443 KN.m	23,1421 KN.m
Mt (KN.m) = 0,85M0	27,373766 KN.m	19,67078 KN.m
Ma (KN.m) = 0,3M0	9,66133 KN.m	6,94263 KN.m
T (KN) = $q_{éq} \frac{L}{2}$	37,88756 KN	27,22601 KN

- Calcul du ferrailage :



- Etat limite ultime : (E L U)

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_b} = \frac{27,373766 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,13^2} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,152$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,2112 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = f_{bu} = \frac{fe}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st}^u = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 6,44 \text{ cm}^2$$

- ✓ Condition de non fragilité : $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,44 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_u = 6,44 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{6HA12 : 6,79 \text{ cm}^2}$$

- ✓ Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 / art A.8.2, 42]

- Espacement longitudinales :

$$St \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- ✓ Choix des armatures :

$$\mathbf{6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

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

- En appuis :

$$\mu = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_b} = \frac{9,66133 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,13^2} = 0,0402 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0513$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,7335 \text{ cm}$$

$$A_{st}^u = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 2,18 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : $A_{st} \geq A_{min}$**

$$A_{min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{min}) = \max$$

$$(2,18 ; 1,57) = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2}$$

✓ **Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]**

- Espacement longitudinales :

$$St \leq \min (4h_0 ; 25\text{cm}) = St = 25\text{cm}$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

- **Etat limite de service : (E L S) :** La fissuration étant peu nuisible

$$\text{Vérification : } \alpha \leq \bar{\alpha} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}}$$

Tableau IV.3 : Vérification des poutrelles à l'ELS

Désignation	α	M_{ut}	M_{st}	γ	$\bar{\alpha}$	f_{c28}	Condition
En travée	0,152	27,373766	19,67078	1,39	0,445	25	Vérifiée
En appui	0,00366	9,66133	6,94263	1,39	0,445	25	Vérifiée

- **Vérification au cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37,88756 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

Condition Vérifiée

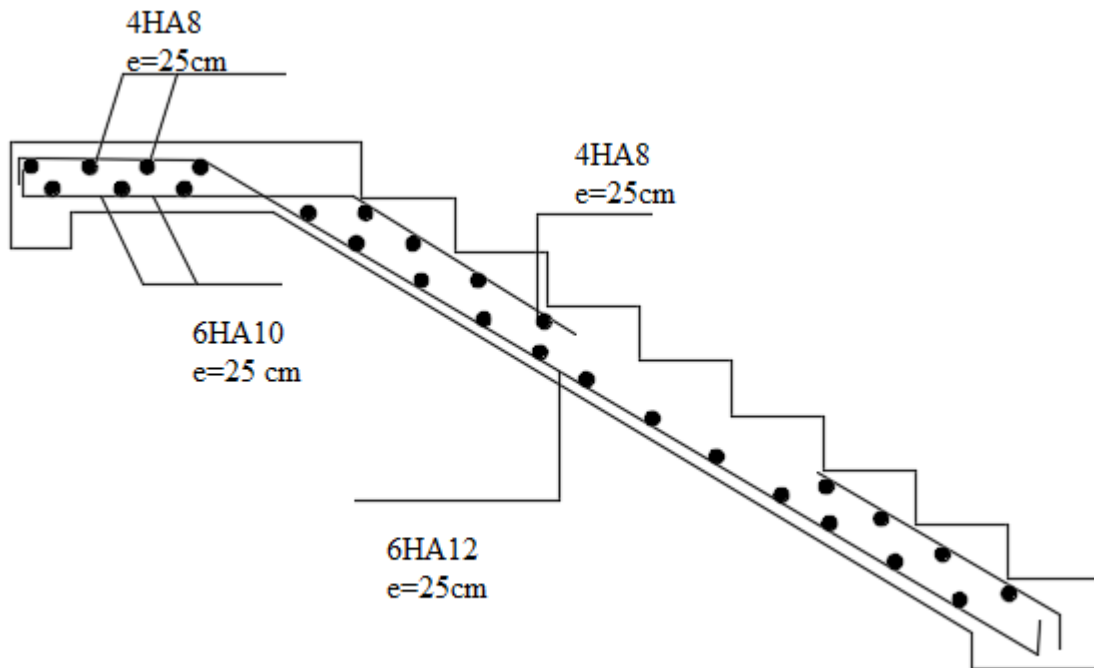


Figure IV.5 : Schéma de ferrailage d'escalier

• vérification de l'état limite de déformation : BAEI91(B.6.5.2)

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{230} = 0,065 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition Vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,044 \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{9,66133}{10 \times 32,20443} = 0,030$ Condition Vérifiée
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{A}{bd} = \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,0052 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition Vérifiée

• 2- calcul de poutre palier :

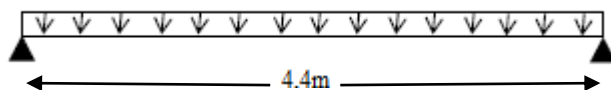


Figure IV.6: Schéma statique de la poutre palière.

✓ Dimensionnement : $\frac{l}{16} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 27,5 \leq h \leq 44$

On opte pour h=30 cm, b= 30 cm

✓ Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20\text{cm}$ vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ vérifiée.

$$Q_{\text{palier}} = 1,35G + 1,5Q = 10,9725\text{KN.m}^2$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = 26,55345\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_0 = 19,915087\text{KN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 13,276725\text{KN.m}$$

$$T = q \frac{L}{2} = 24,1395\text{KN}$$

- Le ferrailage :

Tableau IV.4: Ferrailage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ_{bc}	A	Z	$A_{cal}^{flexion}$ (cm ²)	Amin (cm ²)
En travée	19,915087	0,064	0,082	26,1144	2,19	1,09
En appui	13,276725	0,042	0,053	26,4276	1,44	1,09

- Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) = \min(0,85 ; 3 ; 1,4) = \phi_t = 0,85\text{cm}$$

On prend cadre $\phi_t = 8\text{mm}$; On prend : **4HA8=2,01cm²**

- ✓ **Espacement des armatures transversales : [CBA93 /art A.5.1.2.2]**

$$1\text{-} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 27 ; 40\text{cm}) = 24,3\text{cm}$$

$$2\text{-} St \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 33,67\text{cm}$$

Selon article 7.5.2 de RPA99/Ver2003

- Zone courante $St \leq h/2 \Rightarrow \frac{30}{2} = 15\text{cm}$ on prend $St = 15\text{cm}$
- Zone nodale $St \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = \min(7,5 ; 96) = 7,5\text{cm}$ on prend $St = 8\text{cm}$

Condition non Fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,09\text{cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 1,44\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,09\text{cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,76793 \times 10^3}{30 \times 27 \times 10^2} = 0,281 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,281 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

2- Vérification ELS :

- **Vérification de la contrainte du béton :**

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$Q_{\text{palier}} = G + Q = 7,85 \text{ KN.m}^2$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = 18,997 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 14,24775 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 9,4985 \text{ KN.m}$$

$$T = q \frac{L}{2} = 17,27 \text{ KN}$$

Tableau IV.5: Vérification des poutrelles à l'ELS

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α	Condition
En travée	19,915087	14,24775	1,4	0,45	0,082	Vérifiée
En appui	13,276725	9,4985	1,4	0,45	0,053	Vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'acier :**

Pour l'acier : aucune vérification n'est nécessaire σ_s lorsque les fissurations peu préjudiciables

- **Condition de flèche est : $f \leq \bar{f}$**

$$I = 16877,267 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 7,85 \times 4,4^4 \times 10^7}{384 \times 16877,267 \times 32164,2} = 0,706 \text{ cm}$$

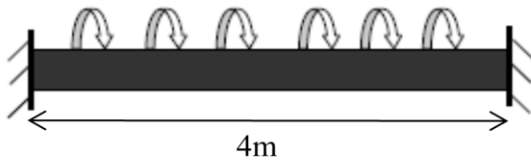
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f = 0,706 < \bar{f} = 0,88 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **Calcul de la poutre à la torsion :**

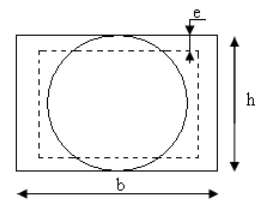
la torsion de la poutre est prouvé que par la flexion de l'escalier: $M^u = 9,66133 \text{ KN.m}$

$$M_{tu} = \frac{M_a^u \times L}{2} = \frac{9,66133 \times 4}{2} = 19,32266 \text{ KN.m}$$



• **1-Contrainte de cisaillement due à la torsion :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente Dont l'épaisseur de la paroi (e) est égale 1/6 du diamètre du la plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section. **(BAEL 91 article 3.2).**



$$\tau_t = \frac{Mt}{2\Omega e}$$

Ω : air du contour tracé a mi hauteur.

e : épaisseur de la paroi : $e = h/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] : \Omega = 25 \times 25 = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$\tau_t = \frac{19,32266 \times 10^3}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 3,09 \text{ Mpa}$$

✓ **2-résistance en torsion et flexion : $\tau \leq \tau_{adm}^2$**

$$\tau = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_u^2} = \sqrt{3,09^2 + 0,253^2} = 3,1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm}^2 = 2,5^2 = 6,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 3,1 \text{ Mpa} < \tau_{adm}^2 = 6,25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Armatures longitudinale en torsion :** La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] : 2 \times [25+25] = U = 1\text{m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{U M_t \gamma_s}{2 \Omega f_e} = \frac{1 \times 1,15 \times 19,32 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 400} = 4,44 \text{cm}^2$$

- **Armature de transversale :**

St : C'est l'espace entre les armatures transversales.

Soit l'espace St = 15cm

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0,15 \times 1,15 \times 19,32 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,666 \text{cm}^2$$

A la flexion simple : Soit un espace St = 15 cm

St = 15cm < min (0,9 × d ; 40 cm) = min (24,3 ; 40) cm = 24,3 cm..... Vérifiée.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{cm}^2$$

- **Conclusion pour le ferrailage de la poutre palière :**

- **Armatures transversales :**

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0,666 + 0,45 = 1,116 \text{cm}^2$$

On prend **4HA8=2,01cm²** ; L'espace St = 15cm.

- **Armatures longitudinales :**

✓ **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :** $A_{\text{min}} = 0,5\% b \cdot h \Rightarrow A_{\text{min}} = 4,5 \text{cm}^2$

Sections des armatures finales :

- En travée : $A_{\text{Totale}} = A_{\text{tor}} / 2 + A_{\text{flexion}} \Rightarrow 4,44/2 + 2,19 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 4,41 \text{cm}^2) < A_{\text{min}}$

On choisie **5HA12 = 5,65 cm²**

- En appuis : $A_{\text{Totale}} = A_{\text{tor}} / 2 + A_{\text{flexion}} \Rightarrow 4,44/2 + 1,44 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 3,66 \text{cm}^2) < A_{\text{min}}$

On choisie **5HA12=5,65 cm²**

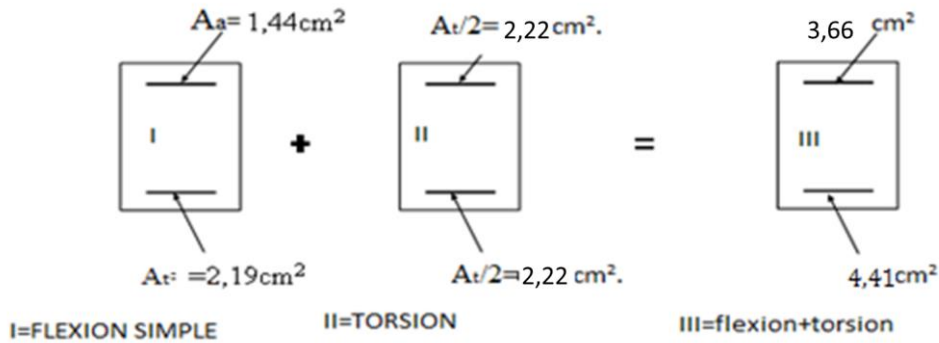


Figure IV.7: Armatures longitudinal

- vérification de l'état limite de déformation : BAEL91 (B6.5.2)

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,075 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{9,66133}{10 \times 32,20443} = 0,030$ Condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{bd} = \frac{6,79}{30 \times 27} = 0,0084 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

- Schémas de ferrailage de la poutre palière :

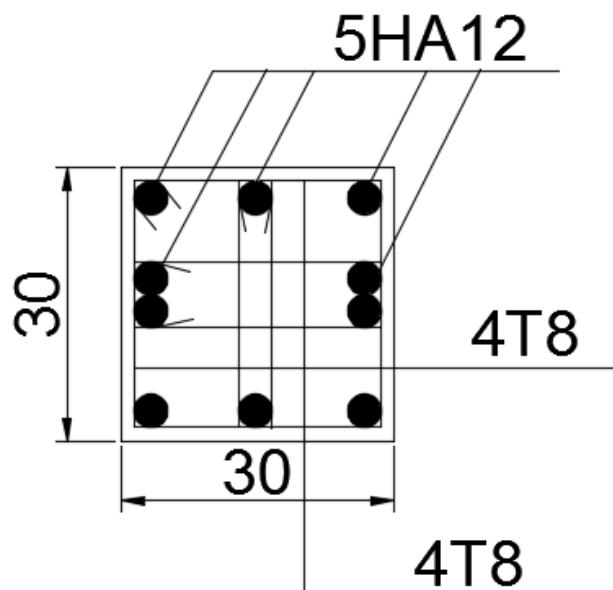


Figure IV.8 : Ferrailage de la poutre palière.

IV-3- balcons : Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : charge permanentes
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge de murs extérieurs et l'acrotère.

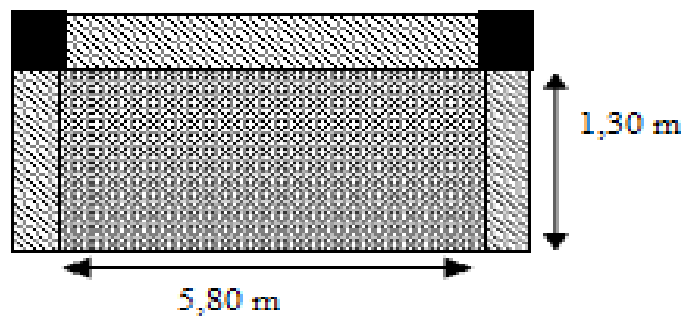


Figure IV.9 : Schéma statique de balcon.

IV.3.1.Évaluation des charges :

IV.3.1.1 Terrasse :

$$g = G \times 1\text{m} = 7 \text{ KN/ml (charge permanente).}$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1\text{KN/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 1,8325 \times 1\text{m} = 1,83\text{KN/ml (Poids de l'acrotère).}$$

IV.3.1.2 Étages courant :

$$G = G \times 1\text{m} = 5,15 \text{ KN/ml (charge permanente).}$$

$$Q = Q \times 1\text{m} = 3,5 \text{ KN/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 0,9 \times 1 \text{ m} = 0,9 \text{ KN/ml (poids du mur extérieure 10 cm).}$$

IV.3.2 Combinaison des charges :

➤ Terrasse :

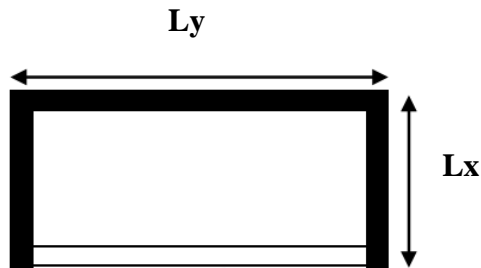
- **E.L.U** : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (7 + 1,83) + 1,5(1) = 13,4205 \text{ KN/ml}$

- **E.L.S** : $P_{ser} = G + Q = 8,83 + 1 = 9,83 \text{ KN/ml.}$

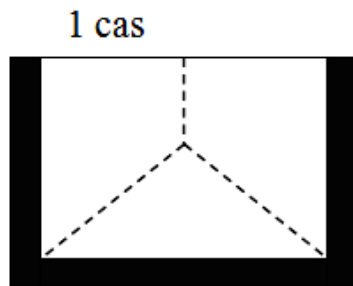
➤ Étage courant :

- **E.L.U** : $P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (5,15 + 0,9) + 1,5 (3,5) = 13,4175 \text{ KN/ml}$.
- **E.L.S** : $P_{ser} = G + Q = 6,05 + 3,5 = 9,55 \text{ KN/ml}$.

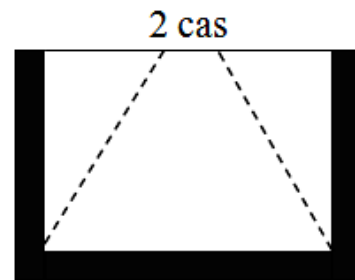
IV.3.3 Méthode de calcul : dalle pleines sur 3 appuis (balcon)



On utilise pour ce cas le théorème des lignes de rupture



$$L_x \geq L_y/2$$



$$L_x < L_y/2$$

On a: $L_y = 5,8\text{m}$

$L_x = 1,30\text{m}$

- **1^{ère} cas** : Si : $l_x > l_y/2$

$$M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + P \times \frac{l_y^3}{48}$$

- **2^{ème} cas** : Si : $l_x < l_y/2$

$$M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \quad ; \quad M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P \times l_x^3}{3}$$

Donc : $l_x = 1,3 < 5,8/2 = 2,9 \longrightarrow$ (Alors le 2^{ème} cas)

IV.3.3.1 Calcul des sollicitations:

➤ Terrasse :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x; M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

$$M_a^x = 0,3 \times M_x; M_a^y = M_a^x$$

• E.L.U :

$$M_x = \frac{P_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_u \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{13,4205 \times 1,3^2 \times 5,8}{2} - \frac{2 \times 13,4205 \times 1,3^3}{3} = 46,12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{P_u \times l_x^3}{6} = \frac{13,4205 \times 1,3^3}{6} = 4,91 \text{ KN.m}$$

• E.L.S :

$$M_x = \frac{P_{ser} \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_{ser} \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{9,83 \times 1,3^2 \times 5,8}{2} - \frac{2 \times 9,83 \times 1,3^3}{3} = 33,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{P_{ser} \times l_x^3}{6} = \frac{9,83 \times 1,3^3}{6} = 3,59 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.2 Evaluation des moments en travées et sur appuis:

IV.3.3.3 Les moments en travées:

• E.L.U :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 46,12 = 39,202 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,91 = 4,17 \text{ KN.m}$$

• E.L.S :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 33,78 = 28,713 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 3,59 = 3,05 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.4 Les moments sur appuis :

- E.L.U :

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 46,12 = 13,836 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 13,836 \text{ KN.m}$$

- E.L.S :

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 33,78 = 10,134 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 10,134 \text{ KN.m}$$

- Étage courant :

Tableau IV.6 : Résultant de moment en les étages

		ELU	ELS
Entravées	M_{tx}	39,193	27,897
	M_{ty}	4,17	2,966
sur appui	M_a^x	13,833	9,846
	M_a^y	13,833	9,846

IV.3.4.Calcul du Ferrailage :

- Terrasse :

- En travée :

$$\phi \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm} \text{ On adopte } \phi = 10 \text{ mm} \rightarrow \phi_{x,y} = \phi 10$$

On utilise des barres Fe E400, nous prendrons : $c = 4 \text{ cm}$

$$d_x = h - c = 15 - 4 = 11 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 11 - 1 = 10 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad , \bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad , \text{ avec } \mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$M_{tx} = 39,202 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{39,202}{17 \times 100 \times 11^2} = 0,191 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu=0,191 \longrightarrow \alpha=0,024 \longrightarrow \beta=0,9904$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d_x} = \frac{39,202 \times 10^3}{348 \times 0,9904 \times 11} = 10,34 \text{ cm}^2$$

$$M_{ty} = 4,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{4,17}{17 \times 100 \times 10^2} = 0,024 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu=0,024 \longrightarrow \alpha=0,030 \longrightarrow \beta=0,988$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d_y} = \frac{4,17 \times 10^3}{348 \times 0,988 \times 10} = 1,21 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$M_a^x = 13,836 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{13,836 \times 10^3}{17 \times 100 \times 11^2} = 0,067 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu=0,067 \longrightarrow \alpha = 0,167 \longrightarrow \beta=0,933$$

$$A = \frac{M_a^x}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d_x} = \frac{13,836 \times 10^3}{348 \times 0,933 \times 11} = 3,87 \text{ cm}^2$$

$$M_a^y = M_a^x = 13,836 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^y}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{13,836 \times 10^3}{17 \times 100 \times 10^2} = 0,081 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu=0,081 \longrightarrow \alpha=0,202 \longrightarrow \beta=0,919$$

$$A = \frac{M_a^y}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d_y} = \frac{13,836 \times 10^3}{348 \times 0,919 \times 10} = 4,32 \text{ cm}^2$$

➤ Étage courant :

Tableau IV.7 : calcul de Ferrailage en étage

	moment	M(KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	σ_s	$A_{cal}(cm^2)$
En travée	M_{tx}	39,193	100	11	0,191	0,024	0,9904	348	10,34
	M_{ty}	4,17	100	10	0,024	0,030	0,988	348	1,21
En appui	M_{ax}	13,833	100	11	0,067	0,167	0,933	348	3,87
	M_{ay}	13,833	100	10	0,081	0,202	0,919	348	4,32

➤ Terrasse :

Tableau IV.8 : Résultant de Ferrailage en terrasse

		$A_{cal} cm^2$	$A_{min} cm^2$	$A'_{min} cm^2$	$A_{max} cm^2$	$A_{adp} cm^2$
En travée	Sens X	10,34	1,33	1,5	10,34	6HA16=12,06cm²
	Sens Y	1,21	1,21	1,5	1,21	5HA10=3,93 cm²
Sur appui	Sens X	3,87	1,33	1,5	3,87	4HA12=4,52 cm²
	Sens Y	4,32	1,21	1,5	4,32	4HA12=4,52 cm²

➤ Étage courant :

Tableau IV.9 : Résultant de Ferrailage en étage

		$A_{cal} cm^2$	$A_{min} cm^2$	$A'_{min} cm^2$	$A_{max} cm^2$	$A_{adp} cm^2$
En travée	Sens X	11,46	1,33	1,5	11,46	6HA16=12,06cm²
	Sens Y	1,21	1,21	1,5	1,21	5HA10=3,93 cm²
Sur appui	Sens X	3,74	1,33	1,5	3,74	4HA12=4,52 cm²
	Sens Y	4,15	1,21	1,5	4,15	4HA12=4,52 cm²

➤ **Espacement entre les armatures [BAEL91 (article A.8.2, 42)] :**

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare \text{ Cas(1) Travée:} \\ \text{Appuis:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \blacksquare \text{ Cas(2) : Travée:} \\ \text{Appuis:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui).} \\ S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

IV.3.5. Vérification à l'état limite de servies :

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable (éléments exposés aux intempéries (pluie, vent...) ou bien en contact avec l'eau) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

- f_e : limite élastique.
- η : coefficient de fissuration

avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour H.A (diamètres } \geq 6 \text{ mm)}$$

f_{tj} : la contrainte du béton à la traction à j jours.

➤ **Les contraintes limites :**

La contrainte de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

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

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

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

❖ la contrainte dans le béton :

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

On a : $A_{st} = 12,06\text{cm}^2$.

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

$$\frac{by^2}{2} - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 12,06y - 15 \times 12,06 \times 11 = 0$$

Donc : $y = 4,75\text{ cm}$

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 4,75^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (11 - 4,75)^2$$

$$I = 7102,13\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,846 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}}{7102,13 \times 10^4 \text{mm}^4} \times 47,5\text{mm} = 6,58\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,58\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens y :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition Vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,115 \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{4,17}{10 \times 46,12} = 0,009$ Condition Vérifiée
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{A}{bd} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition Vérifiée

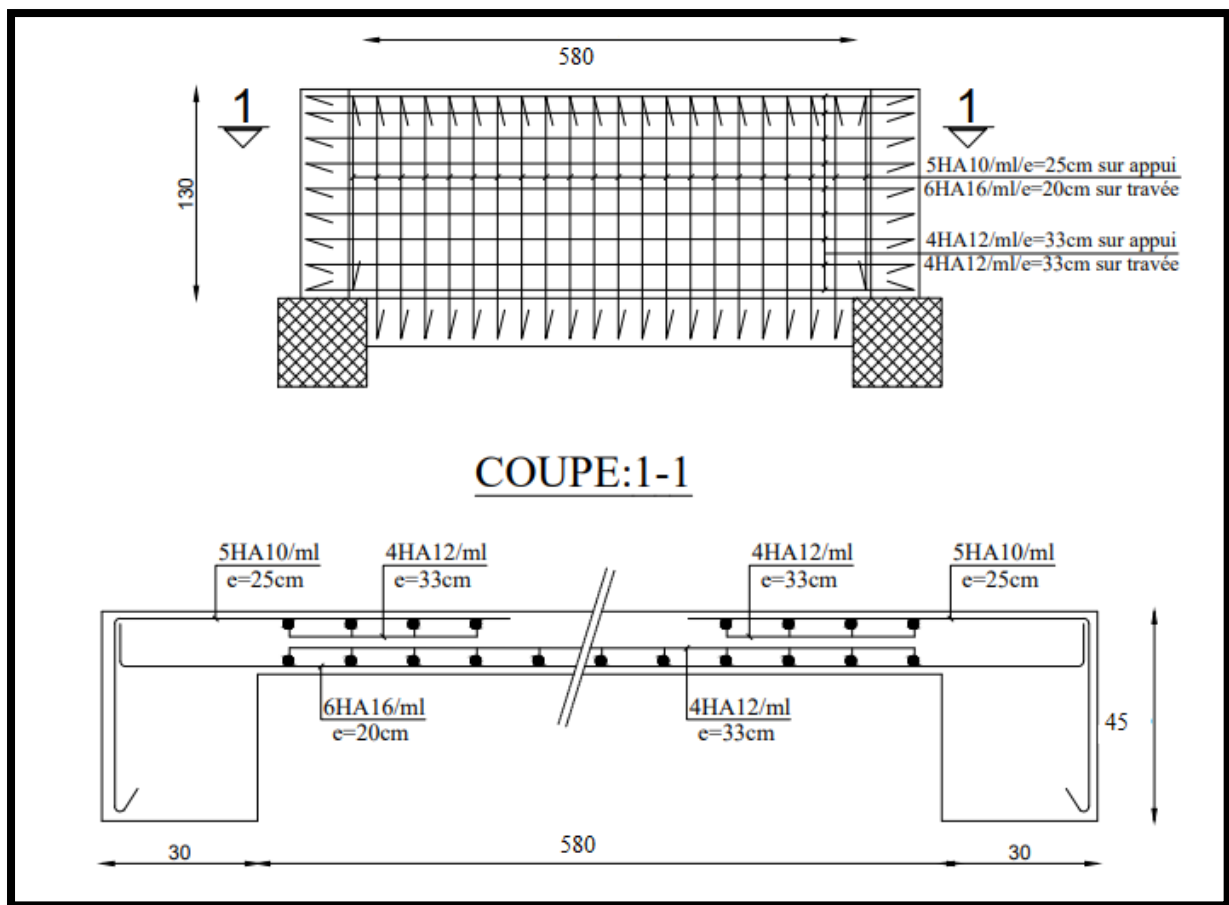


Figure IV.10: Schéma de ferrailage de balcon.

Chapitre 05 :

ETUDE
DYNAMIQUE

V.I. Etude Sismique :

V.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des Chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines.

Le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît donc Insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'une sollicitation dynamique.

V.2.MODELISATION :

Pour modéliser la structure en utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT 2018. Le modèle adopté comporte 11 niveaux avec un encastrement à la base.

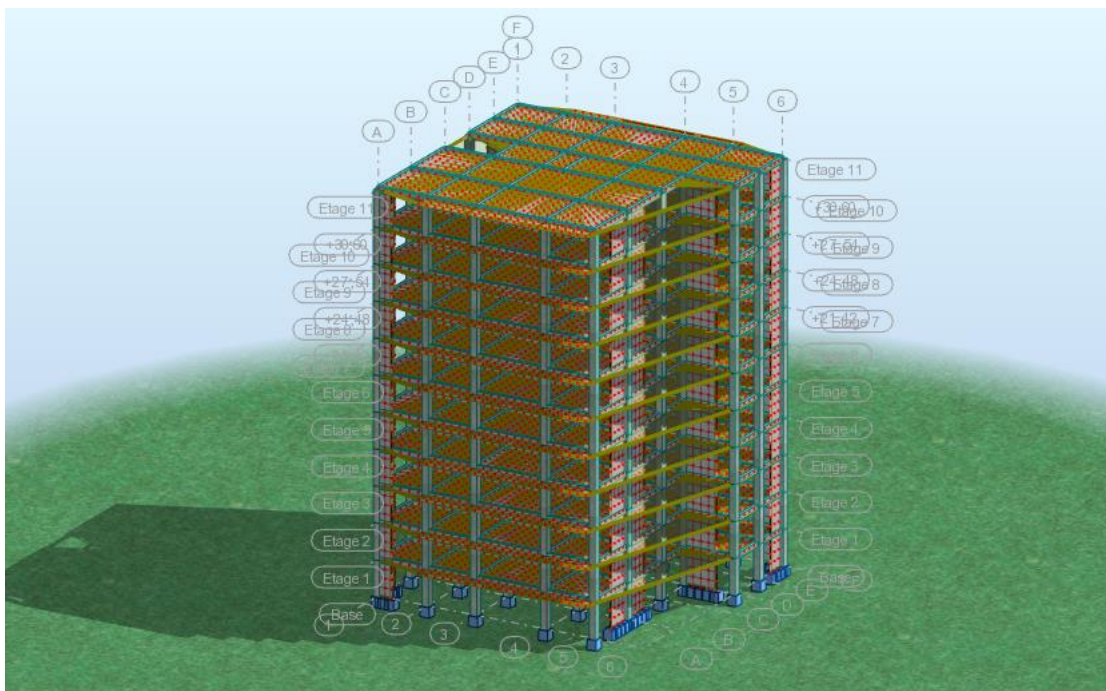


Figure V.1 : Modèle en 3D

2.1. La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales;

- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques; proportionnellement a leurs rigidités relatives;
- les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage;
- l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion ne doit dépasser 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment;
- les contraintes de cisaillement dans les voiles et les poteaux ne doivent pas dépasser les contrainte limite propres a chaque élément;
- un pourcentage d'armature longitudinal qui ne dépasse pas le pourcentage maximal
- les périodes propres qui ne varient pas entre deux modes successifs.

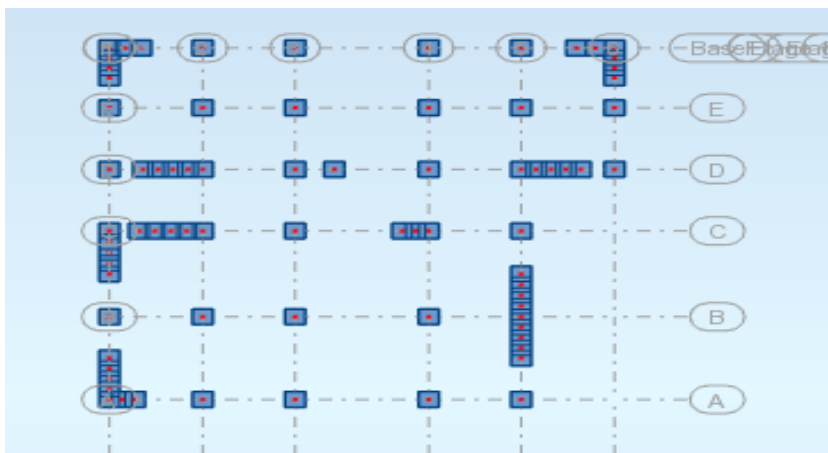
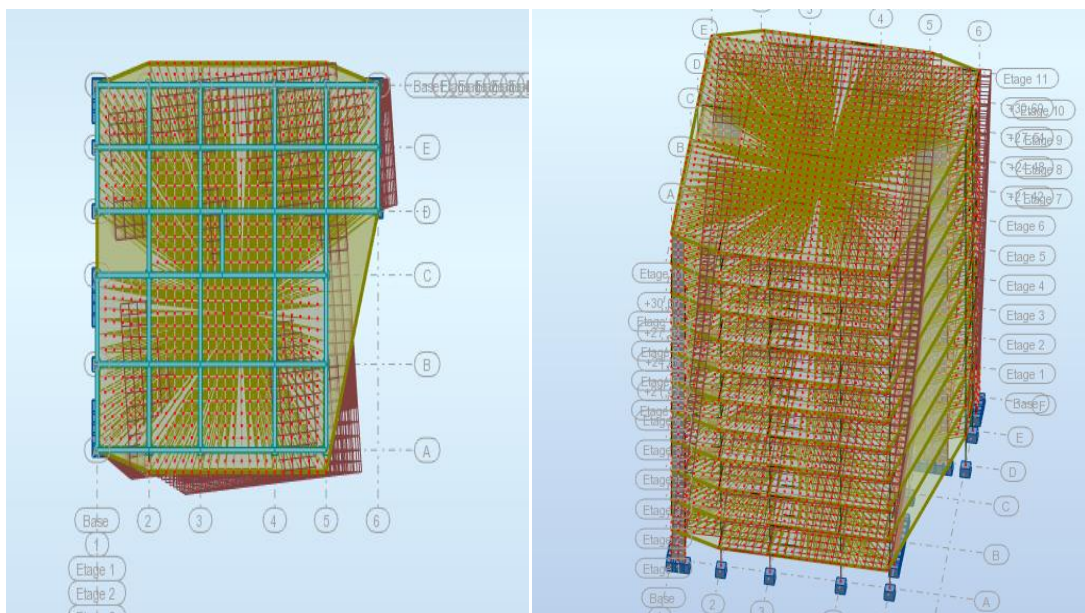


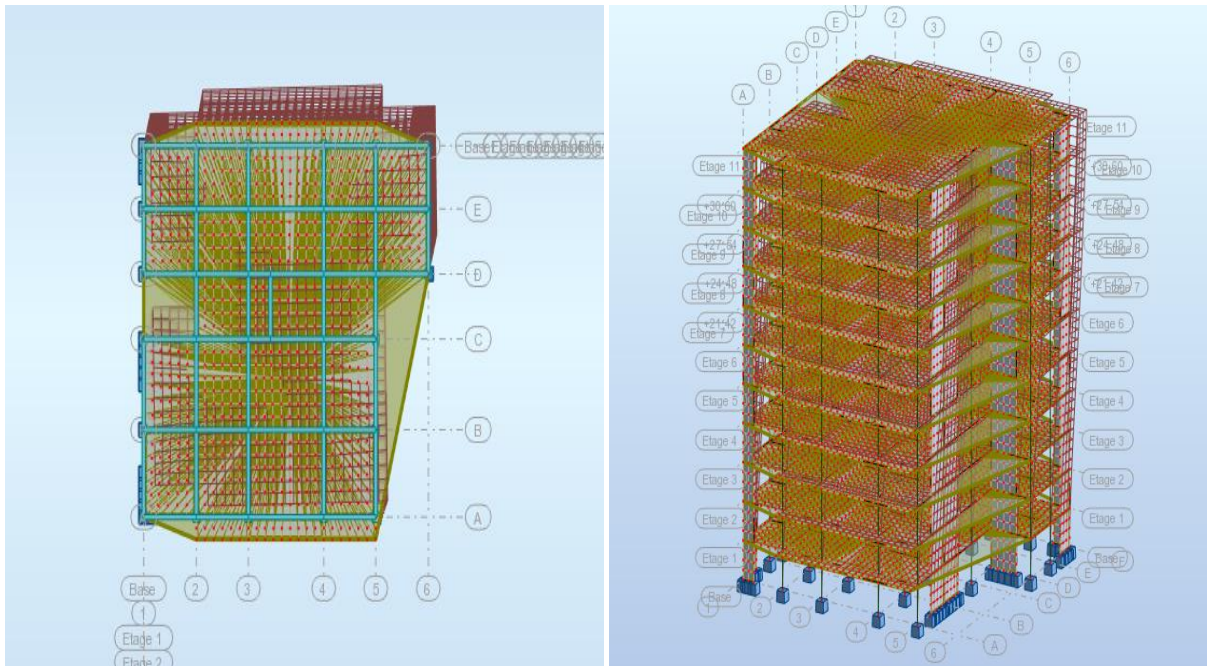
Figure V.2:Disposition des voiles(1)

2-2-Les modes propres :

- Model



- Mode 2 :



- Mode 3 :

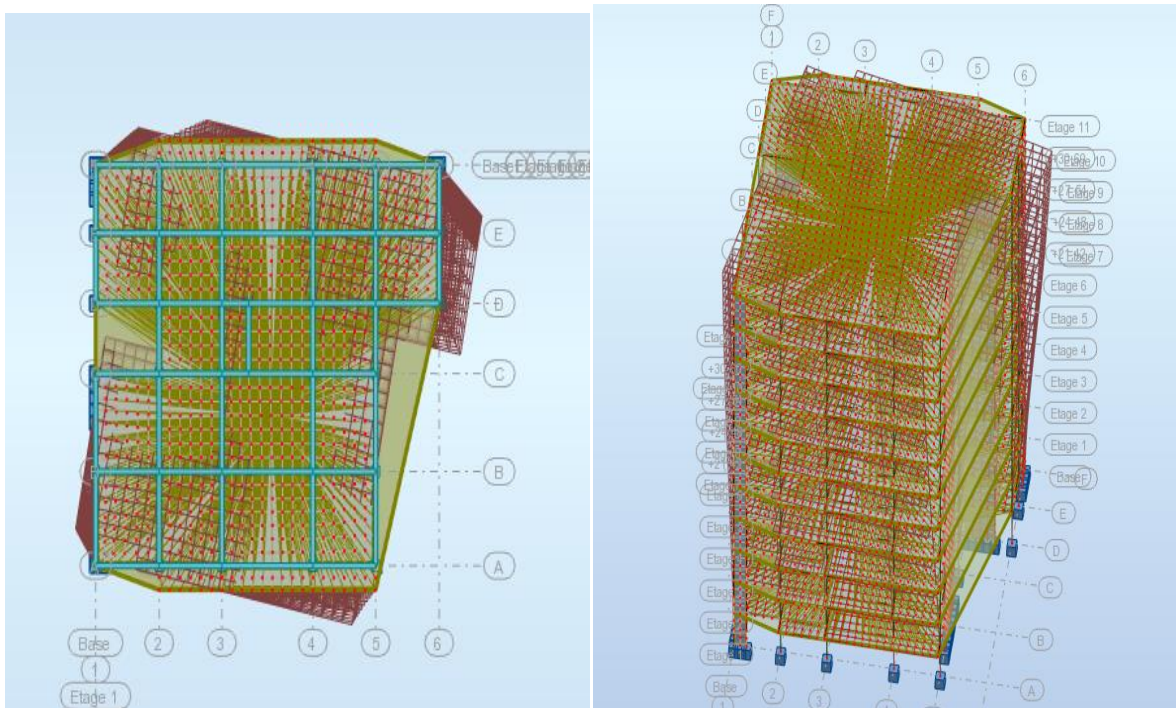


Tableau V.1 : Les Résultat dynamique (1)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,14	0,88	53,06	8,84	0,0	53,06	8,84	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 2	1,21	0,83	61,87	74,00	0,0	8,81	65,16	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 3	1,37	0,73	74,51	74,33	0,0	12,64	0,33	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 4	3,86	0,26	84,44	75,10	0,0	9,93	0,77	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 5	4,13	0,24	85,29	87,07	0,0	0,85	11,97	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 6	4,75	0,21	87,74	87,20	0,0	2,45	0,13	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 7	7,66	0,13	91,74	87,29	0,0	4,00	0,09	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 8	8,31	0,12	91,85	92,41	0,0	0,11	5,12	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 9	9,66	0,10	92,71	92,47	0,0	0,86	0,06	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0
4/ 10	12,28	0,08	95,02	92,47	0,0	2,31	0,01	0,0	5407793,65	5407793,65	0,0

❖ Il ya en torsion pour le mode 1 alors en changer de la disposition des voiles et épaisseur.

Epaisseur de voiles = 20cm

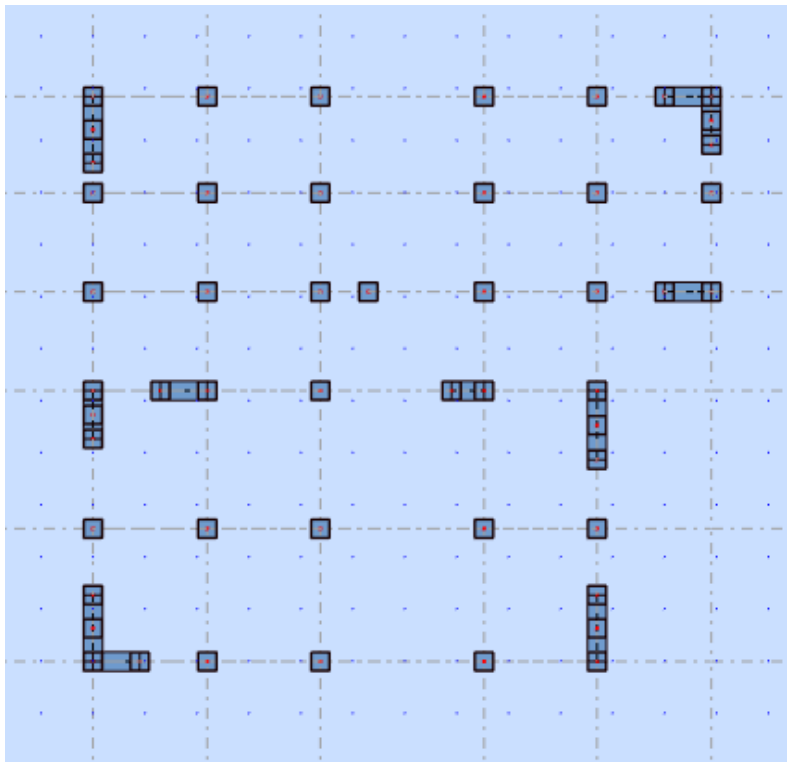


Figure V.3 : Disposition des voiles(2)

Tableau V.2: Les Résultant dynamique (2)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 1	1,04	0,96	75,80	0,19	0,0	75,80	0,19	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 2	1,20	0,83	75,92	73,83	0,0	0,11	73,64	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 3	1,35	0,74	76,68	74,04	0,0	0,76	0,21	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 4	3,39	0,30	87,86	74,09	0,0	11,18	0,06	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 5	4,15	0,24	87,97	86,91	0,0	0,12	12,81	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 6	4,72	0,21	88,02	87,06	0,0	0,04	0,15	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 7	6,45	0,16	92,52	87,10	0,0	4,50	0,04	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 8	8,44	0,12	92,58	92,14	0,0	0,06	5,04	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 9	9,77	0,10	92,60	92,32	0,0	0,02	0,19	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0
6/ 10	10,23	0,10	95,17	92,35	0,0	2,58	0,02	0,0	5393414,54	5393414,54	0,0

On constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 75,80 % de participation de masse modale
- le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 73,64 % de participation de masse modale.
- le 3eme mode est mode torsion pure.

On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

2-5- Centre de Gravité et centre de Rigidité:

Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

- **Le centre de masse :**

$$X_{cm} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

- **Le centre de Torsion (rigidité) :**

$$X_{ct} = \frac{\sum R_i X_i}{\sum R_i} ; Y_{ct} = \frac{\sum R_i Y_i}{\sum R_i}$$

- **L'excentricité théorique :** selon RPA 99/Version 2003(art 4.2.7) p33

$$e_{x0} = | X_{cm} - X_{ct} |$$

$$e_{y0} = | Y_{cm} - Y_{ct} |$$

l'excentricité accidentelle : $e_1 = 5\% L = 0,05$

Tableau V.3: Valeurs Centre de Gravité et centre de Rigidité

N	Masse [kg]	G (x, y,z) [m]	R(x,y ,z) [m]	Ix [kg.m ²]	Iy [kg.m ²]	Iz [kg.m ²]	e _{x0} [m]	e _{y0} [m]	e _{x1} [m]	e _{y1} [m]
1	492191,3 1	10,89 11,52 1,53	10,35 11,70 2,45	25976346, 85	25423464, 41	51399811, 26	0,54	0,1 7	1,19	1,22
2	492191,3 1	10,89 11,52 4,59	10,35 11,70 5,51	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 25	0,54	0,1 7	1,19	1,22
3	492191,3 1	10,89 11,52 7,65	10,35 11,70 8,57	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
4	492191,3 1	10,89 11,52 10,71	10,35 11,70 11,63	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
5	492191,3 1	10,89 11,52 13,77	10,35 11,70 14,69	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
6	492191,3 1	10,89 11,52 16,83	10,35 11,70 17,75	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
7	492191,3 1	10,89 11,52 19,89	10,35 11,70 20,81	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
8	492191,3 1	10,89 11,52 22,95	10,35 11,70 23,87	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
9	492191,3 1	10,89 11,52 26,01	10,35 11,70 26,93	25976346, 84	25423464, 40	51399811, 24	0,54	0,1 7	1,19	1,22
10	492191,3 1	10,89 11,52 29,07	10,35 11,70 29,99	25976267, 13	25427893, 35	51404160, 49	0,54	0,1 7	1,19	1,22
11	515114,6 4	10,92 11,49 32,13	10,35 11,71 33,07	26885319, 81	24910789, 43	51796109, 23	0,57	0,2 3	1,19	1,22

V.3Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces

Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

1- Vérification des conditions :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa.
- La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée : Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m, or cette condition n'est pas vérifiée pour notre structure.
- Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale. Avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

➤ 2- forces sismique totale : selon RPA99 (Article 4.2.3) :

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{ADQ}{R} W \dots \dots \dots \text{RPA99 art .4.2.3 P25}$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone (Tab 4.1, p26, il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$

- R : coefficient de comportement global de la structure (tab 4-3, p28) RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte voile/portique avec interaction $R = 5$).

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

RPA (Formule 4-4)

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99)

Tableau V.4 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q		
	Observé	N/ Observé	Sens $x ; y$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0
2- Redondance en plan	0	0,05	0
3- Régularité en plan	0	0,05	0,05
4- Régularité en élévation	0	0,05	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	0,1	0,1

Donc : $Q_x=Q_y= 1,20$

- **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du RPA 99p30

$\beta=0,2$ Usage d'habitation

$$W = 49448,3643\text{KN}$$

- **D** : le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction D'amortissement (η). Selon RPA99 par la formule 4.2p26

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99(Tableau 4.7)**

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S3) :

$$\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 (formule 4.3)}$$

Où $\xi\%$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé Maçonnerie
Léger	6	4	1
Dense	7	5	0

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\eta = 7\%$

Donc : $\eta = 0,882 > 0,7 \dots C V$

➤ **3-Estimation de la période fondamentale (T) :** (Art 4.2.4 RPA99)

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

$$T = C_T h_n^{3/4} \dots \dots \dots (1) \text{ RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

H= 33,66m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par les tab 4.6 p31 : $C_T = 0,05$

$$T = 0,05 \times (33,66)^{3/4} = 0,7s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots \dots \dots (2) \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 24,1m$; $L_y = 24,60m$

$$T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,617 \\ T_y = 0,611 \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x ; T) = \min (0,617 ; 0,7) = 0,617s$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = \min (0,611 ; 0,7) = 0,611s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \quad \begin{matrix} T_2 = 0,5 \leq T = 0,617 \leq 3,0s \\ T_2 = 0,5 \leq T = 0,611 \leq 3,0s \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,90 \\ D_y = 1,93 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{ADQ}{R}W$

	A	D	Q	R	W	V
Sens x	0,15	1,90	1,20	5	49448,3643	3328,268KN
Sens y	0,15	1,93	1,20	5	49448,3643	3435,672KN

4-Vérification de la Période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empirique appropriées de plus de 30 % L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la **période fondamentale** : $T_{dyn} = 0,96s$

- Une période empirique :

$$T_x=0,617s$$

$$T_y=0,611s$$

- Nous avons:
$$\begin{cases} T_{dyn} < T_{stat} \rightarrow T = T_{stat} \\ T_{stat} < T_{dyn} < 1,3 \times T_{stat} \rightarrow T = T_{dyn} \\ 1,3 \times T_{stat} < T_{dyn} \rightarrow T = 1,3 \times T_{stat} \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est : **RPA99 .Art (4.2.3)**

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,617 = 0,8021 s < T_{dyn} = 0,96 sec \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,611 = 0,794s < T_{dyn} = 0,96 sec \end{cases} \quad \text{On prend : } T = 1,3 \times T_{stat}$$

- **5- Effort tranchant de la base : par ROBOT : $V_{dym} \geq 0,8V_{stat}$**

	$V_{dym} (t)$	$V_{stat} (t)$	$0,8V_{stat}$	Condition
Sens x	267,619	332,8268	266,26144	Vérifiée
Sens y	286,755	343,5672	274,85376	Vérifiée

- **6-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur** : la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99) p32

$$V = Ft + \sum Fi$$

Ft : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante

$$\begin{cases} F_t = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces Fi sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) W_i h_i / \sum (W_j h_j)]$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi ; Wj : poids revenant au plancher i; j

$$F_t = V_{stat} \times \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i h_i}$$

7-Distribution horizontale de l'effort sismique:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule: $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

Tableau V.5 : résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant

N	Wi (t)	hi(m)	Wi× hi	Vstat (t)		Ft(t)		Vk	
				Vx	Vy	Fx	Fy	Vx	Vy
11	515,11464	33,66	17338,757	332,8268	343,5672	54,889 02	56,6603	54,88902	56,6603
10	492,19131	30,6	15061,0541	332,8268	343,5672	47,678	49,21713	102,5670 2	105,87743
9	492,19131	27,54	13554,949	332,8268	343,5672	42,907 8	44,29542	145,4748 2	150,17285
8	492,19131	24,48	12048,843	332,8268	343,5672	38,142 8	39,3737	183,6176 2	189,54655
7	492,19131	21,42	10542,738	332,8268	343,5672	33,374 97	34,45199	216,9925 9	223,99854
6	492,19131	18,36	9036,632	332,8268	343,5672	28,607 1	29,53027	245,5996 9	253,52881
5	492,19131	15,3	7530,527	332,8268	343,5672	23,839 26	24,60856	269,4389 5	278,13737
4	492,19131	12,24	6024,422	332,8268	343,5672	19,071 4	19,68685	288,5103 5	297,82422
3	492,19131	9,18	4518,316	332,8268	343,5672	14,303 56	14,76514	302,8139 1	312,58936
2	492,19131	6,12	7973,5	332,8268	343,5672	25,241 57	26,05613	328,0554 8	338,6459
1	492,19131	3,06	1506,105	332,8268	343,5672	4,7678 2	4,92171	332,8268	343,5672
			$\sum W_i h_i =$ 105135,843						

▪ Sens x :

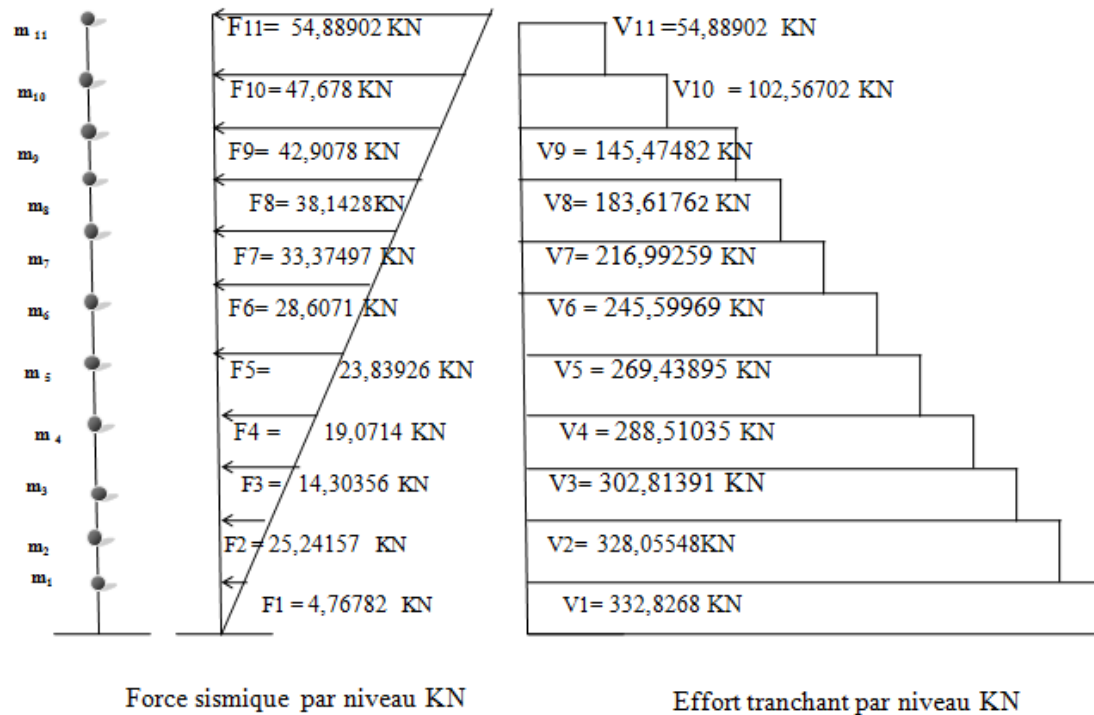


Figure V.4 : Distribution horizontale des forces en sens X

▪ Sens y :

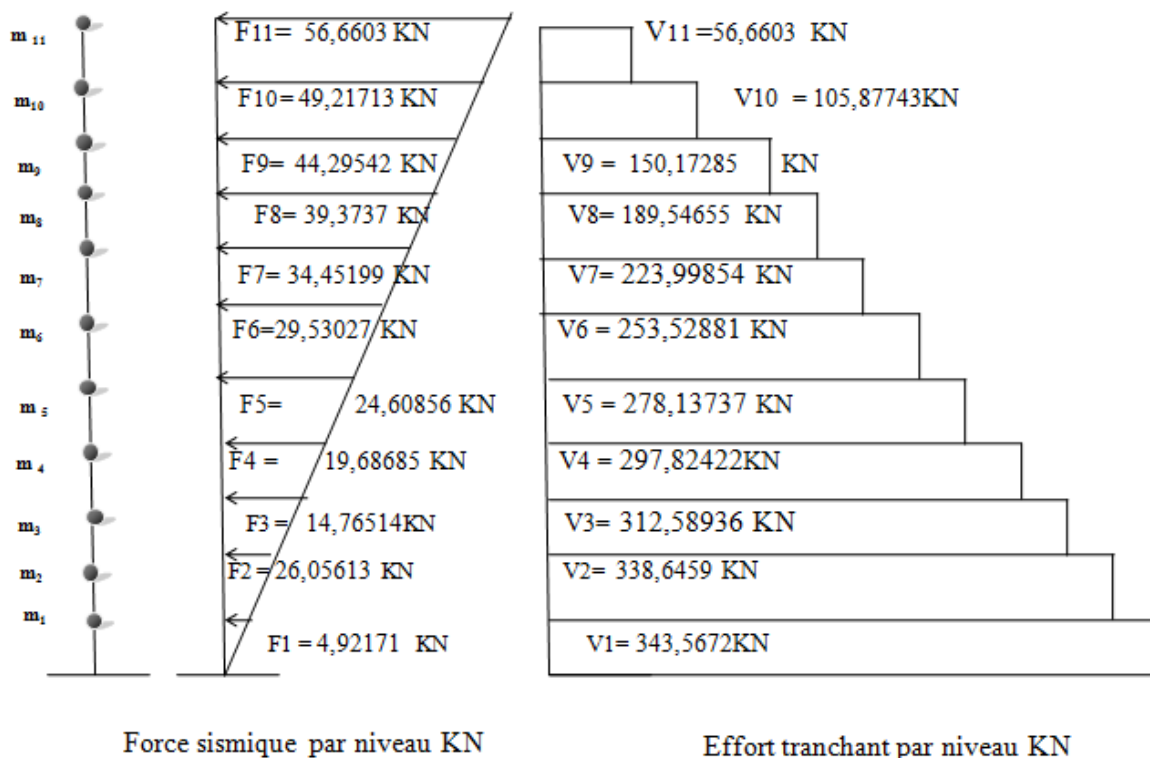


Figure V.5 : Distribution horizontale des forces en sens Y

V.3.2 Méthode dynamique 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.

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 du calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{3/4} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{3/2} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

1-Spectre de réponse :

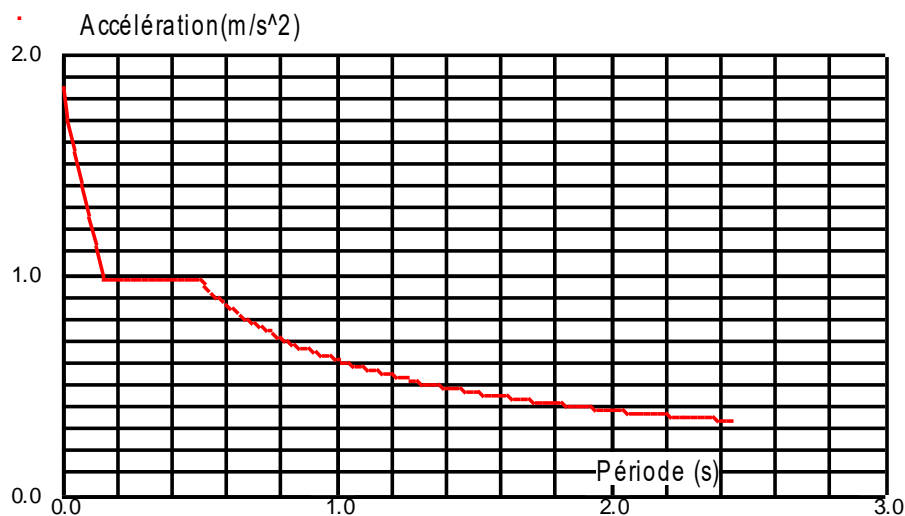


Figure V.6 : schéma de spectre de réponse

2-Distribution horizontale de l'effort sismique:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule: $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal(E_x) :

Tableau V.6 : résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant (E_x)

Niveau	F_x [kN]	F_X sur les poteaux [kN]	F_X sur les voiles [kN]
1	2676,19	1409,83	1266,36
2	2639,20	1542,72	1096,48
3	2549,06	1737,96	811,10
4	2418,94	1759,79	659,15
5	2250,55	1691,84	558,71
6	2047,53	1568,04	479,49
7	1817,87	1408,08	409,79
8	1553,30	1217,52	335,78
9	1246,04	1004,16	241,89
10	898,15	755,44	142,70
11	487,23	638,13	-150,91

- Sens transversal (E_y):

Tableau V.7 : résultante des forces sismiques horizontales et l'effort tranchant (E_y)

Niveau	F_Y [kN]	F_Y sur les poteaux [kN]	F_Y sur les voiles [kN]
1	2867,55	1083,48	1784,07
2	2834,85	1118,99	1715,86
3	2746,90	1325,08	1421,82
4	2612,21	1391,20	1221,01
5	2442,26	1380,57	1061,70
6	2235,71	1313,55	922,17
7	1987,40	1206,07	781,32
8	1700,28	1068,60	631,68
9	1376,60	918,03	458,57
10	1000,34	723,27	277,07
11	540,31	745,78	-205,47

▪ Charges verticales (G+Q) :

Tableau V.8 : résultante des forces sismiques verticales et l'effort tranchant (G+Q)

Niveau	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
1	-60103,15	-49280,74	-10822,41
2	-54211,77	-44661,97	-9549,79
3	-48744,71	-40095,75	-8648,95
4	-43277,65	-35565,08	-7712,57
5	-37810,59	-31062,48	-6748,11
6	-32343,53	-26583,55	-5759,98
7	-26876,47	-22124,27	-4752,20
8	-21409,41	-17681,18	-3728,23
9	-15942,35	-13251,36	-2690,99
10	-10475,29	-8832,15	-1643,15
11	-5002,28	-4455,98	-546,30

3-Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues

aux charges verticales $\frac{F_z \text{ voiles}}{F_z \text{ totale}} \leq 20\%$

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 60103,15KN
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 10822,41KN

$(10822,41) / 60103,15 = 0,18$ Donc : **18%** < 20% condition vérifiée

- Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

(Les valeurs de logiciel Robot) $\frac{F_{x,y \text{ poteau}}}{F_{x,y \text{ totale}}} \geq 25\%$

❖ Suivant X :

- L'effort tranchant total à la base 2676,19 KN
- L'effort tranchant à la base repris par les portiques 1409,83 KN

$(1409,83) / (2676,19) = 0,53$ Donc : **53%** > 25% condition vérifiée

❖ Suivant Y :

- L'effort tranchant total à la base 2867,55KN
- L'effort tranchant à la base repris par les portiques 1083,48 KN

$$(1083,48)/(2867,55) = 0,38 \text{ Donc : } 38 \% > 25\% \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions de l'interaction portiques – voiles sont vérifiées

4-Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\Delta} = 1\% h_e = \bar{\Delta} = 1\% h_e = 1\%(306) = 3,06\text{cm}$$

▪ Sens longitudinal :

Tableau V.9 : résultante des déplacements Sens longitudinal

Niveau	Max UX [cm]	Min UX [cm]	$\Delta_i = dr \text{ UX}$ [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]
1	0,5	0,0	0,5	3,06
2	1,6	0,5	1,0	3,06
3	2,9	1,4	1,2	3,06
4	4,2	2,4	1,2	3,06
5	5,6	3,5	1,2	3,06
6	6,8	4,6	1,1	3,06
7	7,9	5,6	1,0	3,06
8	8,9	6,4	0,9	3,06
9	9,8	7,2	0,7	3,06
10	10,4	7,9	0,6	3,06
11	11,1	8,4	0,5	3,06

- Sens transversal :

Tableau V.10 : résultante des déplacements Sens transversal

Niveau	Max UY [cm]	Min UY [cm]	$\Delta_i = dr$ UY [cm]	$\bar{\Delta}$ [cm]
1	0,3	0,0	0,3	3,06
2	1,0	0,3	0,7	3,06
3	1,9	1,0	0,9	3,06
4	2,9	1,8	1,0	3,06
5	3,9	2,7	1,0	3,06
6	4,9	3,6	0,9	3,06
7	5,9	4,5	0,9	3,06
8	6,8	5,3	0,8	3,06
9	7,6	6,0	0,7	3,06
10	8,3	6,7	0,6	3,06
11	8,9	7,2	0,5	3,06

5-Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40**

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k .
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- h_k : hauteur de l'étage k.

- Sens longitudinal :

Tableau V.11: résultante de l'effet P- Δ Sens longitudinal

Niveau	$P_k(t)$	Δ_k (m)	$V_x(t)$	h_k (m)	Θ	$\leq 0,1$
1	492,19131	0,005	267,619	3,06	0,003	CV
2	492,19131	0,01	263,920	6,12	0,00305	CV
3	492,19131	0,012	254,906	9,18	0,0025	CV
4	492,19131	0,012	241,894	12,24	0,002	CV
5	492,19131	0,012	225,055	15,3	0,0017	CV
6	492,19131	0,011	204,753	18,36	0,0014	CV
7	492,19131	0,01	181,787	21,42	0,0013	CV
8	492,19131	0,009	155,330	24,48	0,0012	CV
9	492,19131	0,007	124,604	27,54	0,0010	CV
10	492,19131	0,006	89,815	30,6	0,0011	CV
11	515,11464	0,005	48,723	33,66	0,0016	CV

- Sens transversal :

Tableau V.12: résultante de l'effet P- Δ Sens transversal

Niveau	$P_k(t)$	Δ_k (m)	$V_y(t)$	h_k (m)	Θ	$\leq 0,1$
1	492,19131	0,003	286,755	3,06	0,0017	CV
2	492,19131	0,007	283,485	6,12	0,0019	CV
3	492,19131	0,009	274,690	9,18	0,0018	CV
4	492,19131	0,01	261,221	12,24	0,0015	CV
5	492,19131	0,01	244,226	15,3	0,0013	CV
6	492,19131	0,009	223,571	18,36	0,0011	CV
7	492,19131	0,009	198,740	21,42	0,0010	CV
8	492,19131	0,008	170,028	24,48	0,00095	CV
9	492,19131	0,007	137,660	27,54	0,00091	CV
10	492,19131	0,006	100,034	30,6	0,00096	CV
11	515,11464	0,005	54,031	33,66	0,0014	CV

6-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble : La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante : $\frac{M_s}{M_R} > 1,5$

- M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_R = \sum F_i \times h_i$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_S = W \frac{Lx}{2}$$

- W : le poids total de la structure

▪ **Sens longitudinal :**

$$M_s = 49448,3643 \times \frac{24,1}{2} = 595852,789815 \text{ KN.m}$$

Tableau V.13: résultante moment de renversement Sens longitudinal

Niveau	Fi(KN)	hi(m)	Fi×hi (KN.m)
1	2676,19	3,06	8189,0496
2	2639,20	6,12	16151,904
3	2549,06	9,18	23400,3708
4	2418,94	12,24	29607,8256
5	2250,55	15,3	34433,415
6	2047,53	18,36	37592,6508
7	1817,87	21,42	38938,7754
8	1553,30	24,48	38024,784
9	1246,04	27,54	34288,4016
10	898,15	30,6	27483,39
11	487,23	3,66	16400,1618
			$\Sigma = 304510,7286$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{595852,789815}{304510,7286} = 1,96 > 1,5 \text{ Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$M_s = 49448,3643 \times \frac{24,6}{2} = 608214,88089 \text{ KN.m}$$

Tableau V.14: résultante moment de renversement Sens transversal

Niveau	Fi(KN)	hi(m)	Fi×hi (KN.m)
1	2867,55	3,06	8774,703
2	2834,85	6,12	17349,282
3	2746,90	9,18	25216,542
4	2612,21	12,24	31973,4504
5	2442,26	15,3	37045,278
6	2235,71	18,36	41047,6356
7	1987,40	21,42	42570,108
8	1700,28	24,48	41622,8544
9	1376,60	27,54	37911,564
10	1000,34	30,6	30610,404
11	540,31	33,66	18186,8346
			$\Sigma = 332308,656$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{608214,88089}{332308,656} = 1,83 > 1,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.II. Etude de vent :

1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

2. Application des R N V 99 :

la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

- Données relatives au site:

Le site est plat (Tableau 2.5. RNV99) $\longrightarrow C_T=1$

Le projet implanté dans la willaya Bedjaia \longrightarrow Zone I (ANNEXE.1 : RNV99)

La pression dynamique de référence : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.3 : RNV99)

Terrain de catégorie (IV) (tableau 2.4 : RNV99)

$$\left\{ \begin{array}{l} K_T = 0,24 \\ Z_0 = 1 \text{ m} \\ Z_{\text{min}} = 16 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,46 \end{array} \right.$$

- **Valeur C_d** : notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51 pour:

- **Sen x-x**

$h = 33,66$ m et $b = 24,1$ m donne (après interpolation)

$$C_d = 0,92$$

- **Sen y-y**

$h = 33,66$ m et $b = 24,6$ m donne (après interpolation)

$$C_d = 0,92$$

Cd : les deux directions est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

2.2 Détermination de la pression dynamique q dyn:

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap. 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times Q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (Q_{dyn}) : (chap. 02 - § 3.2 : RNV99).

$$Q_{dym} = q_{ref} \times C_e(Z_{eq})$$

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure. (chap. 02 - § 3.3 : RNV99)

Dans notre cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_t(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

- $C_t(Z)$: est le coefficient de topographié = 1
- C_r est le coefficient de rugosité il est définit par la loi logarithmique (logarithme Népérien), ce coefficient traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent. (chap. 02 - § 4.2 : RNV99)

$$\square C_r(Z_{eq}) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$\square C_r(Z_{eq}) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

K_T : facteur de terrain

- Z_0 : paramètre de rugosité
- Z_{min} : la hauteur minimale
- Z_j : la distance verticale à partir du sol au centre de l'élément

Tableau V.15 : résultant de la pression dynamique q_{dym}

Zi	Cr	Ce	Q _{dym}
1,53	0,665	1,559	584,625
4,59	0,665	1,559	584,625
7,65	0,665	1,559	584,625
10,71	0,665	1,559	584,625
13,77	0,665	1,559	584,625
16,83	0,677	1,595	598,125
19,89	0,718	1,722	645,75
22,95	0,752	1,829	685,875
26,01	0,782	1,925	721,875
29,01	0,808	2,010	753,75
32,13	0,832	2,089	783,375
33,66	0,844	2,129	798,375

2.3 Détermination des coefficients de pression C_p : (chap. 05 - § 1 : RNV99).

➤ 2.3.1- Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression dynamique dépend au la surface chargée de la paroi considérée

$$\begin{array}{ll}
 C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si la surface } S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.1} + C_{pe.10}) \times \text{Log}_{10}(S) & \text{si la surface: } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe.1} = C_{pe.10} & \text{si la surface } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{array}$$

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 2.2. Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (5.1) P 65.

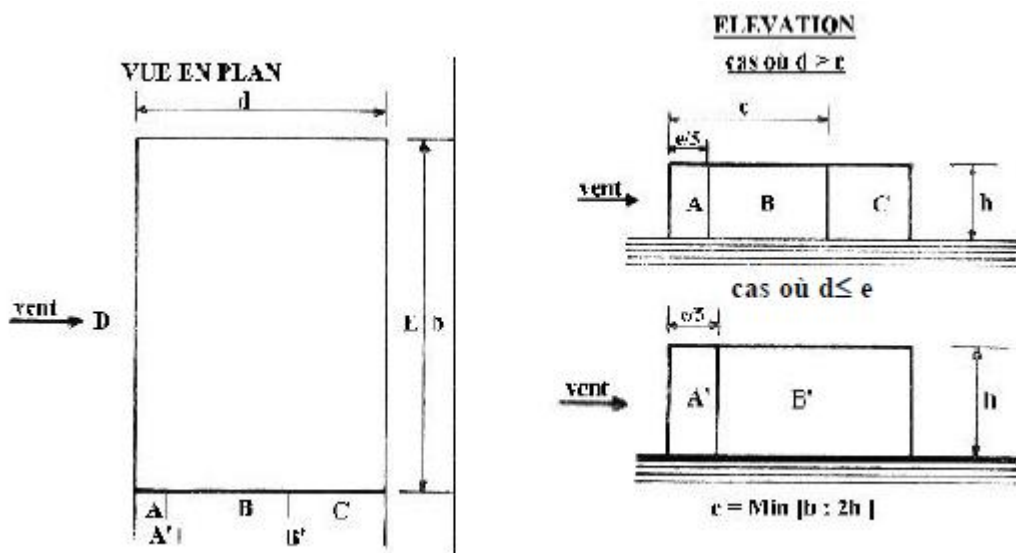


Figure V.7: répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

a) les parois verticales :

a – 1) sens x-x

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si la surface } S \geq 10 \text{ m}^2$$

$$h = 33,66 \text{ m} \quad b = 24,1 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = 24,1 \text{ m}$$

$$d = 24,6 > e \quad \text{donc on adopte le 2}^{\text{ème}} \text{ cas}$$

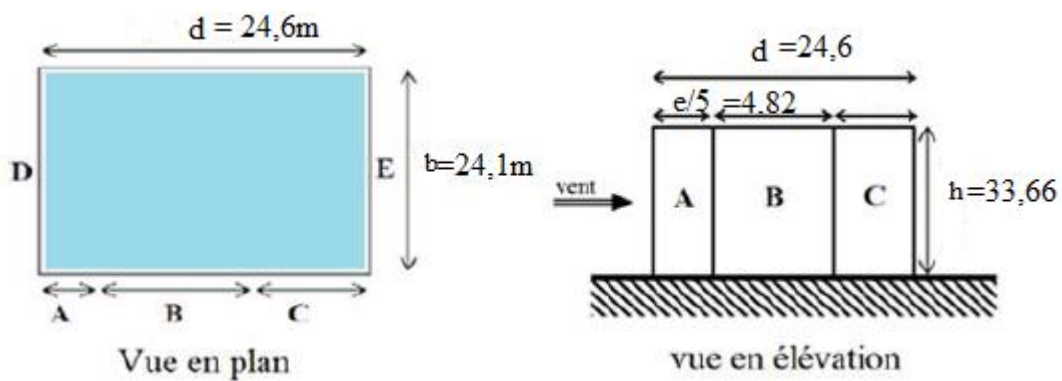


Figure V.8: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (sens x)

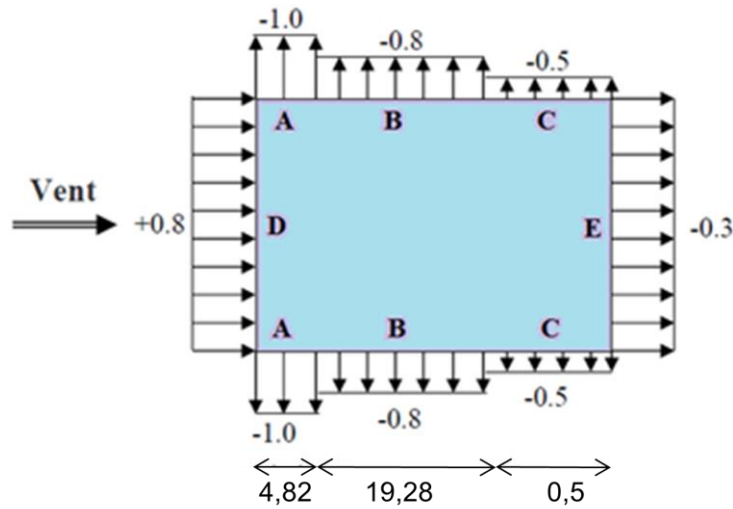


Figure V.9: Valeurs de C_{pe10} sur les zones de la paroi verticale (sene x)

Tableau IV.16 : résultants des les parois verticales sens x

A	B	C	D	E
C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

a – 2) sens y-y

$h=33,66\text{ m}$ $b=24,6\text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = 24,6\text{ m}$

$d= 24,1 < e=24,6$ donc on adopte le 1^{ère} cas

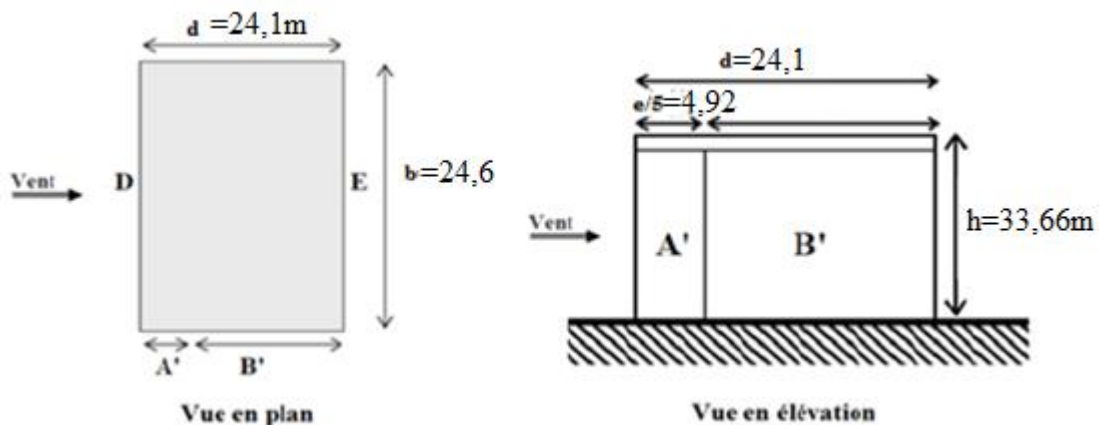


Figure V.10 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (sens y)

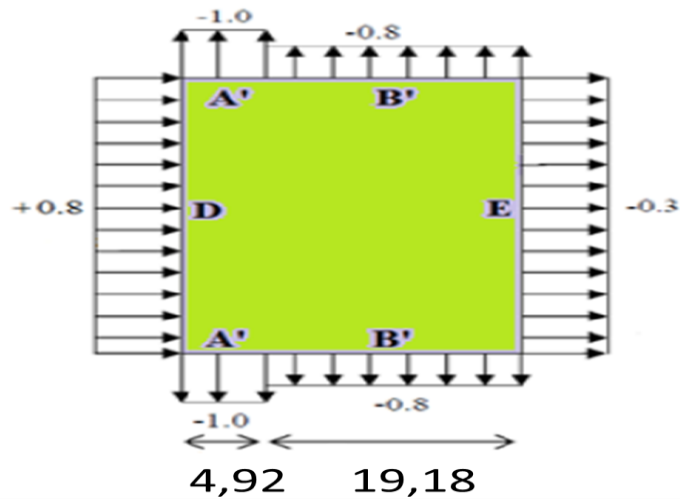


Figure V.11: Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la paroi verticale (sens y)

Tableau IV.17 : résultants des les parois verticales sens y

A'	B'	D	E
C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à $\alpha = 0,4^\circ$. Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la figure .2. Le coefficient C_{p10} est donné par l'interpolation dans le tableau (5.2) P 66.

$h_p/h = 0,6/33,66 = 0,018$

Tableau V.18 : résultants de toiture

		F	G	H	I
		C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Avec acrotère	$h_p/h=0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

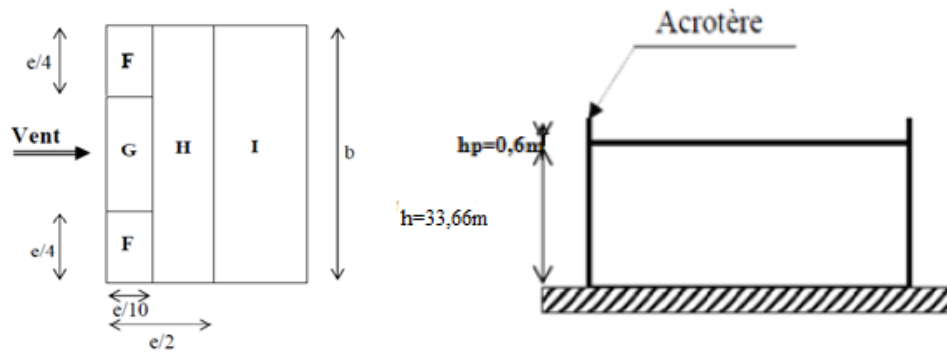


Figure V.12 : répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

➤2.3.2- Coefficient de pression intérieur C_{pi} : (art 2.2 des RNV99. P78)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0,8$ et $-0,5$

Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Tableau V.19 : résultant du coefficient de pression de vent C_p

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A, A'	-1	-0,5	0,8	-0,5	-1,8
B, B'	-0,8	-0,5	0,8	-0,3	-1,6
D	0,8	-0,5	0,8	1,3	0
C	-0,5	-0,5	0,8	0	-1,3
E	-0,3	-0,5	0,8	0,2	-1,1
F	-1,6	-0,5	0,8	-1,1	-2,4
G	-1,1	-0,5	0,8	-0,6	-1,9
H	-0,7	-0,5	0,8	-0,2	-1,5
I	0,2	-0,5	0,8	0,7	0,6
	-0,2	-0,5	0,8	0,3	-1

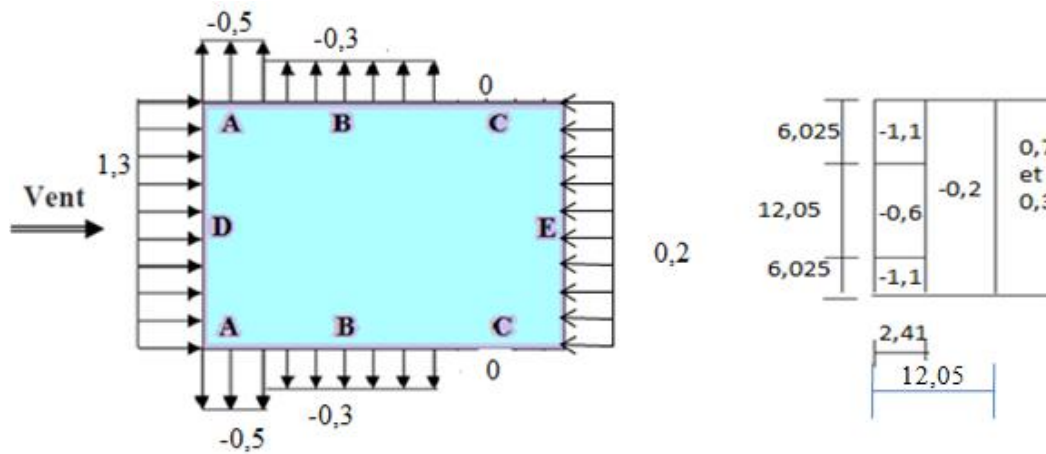


Figure V.13 : Cp₁ répartition des coefficients de pression

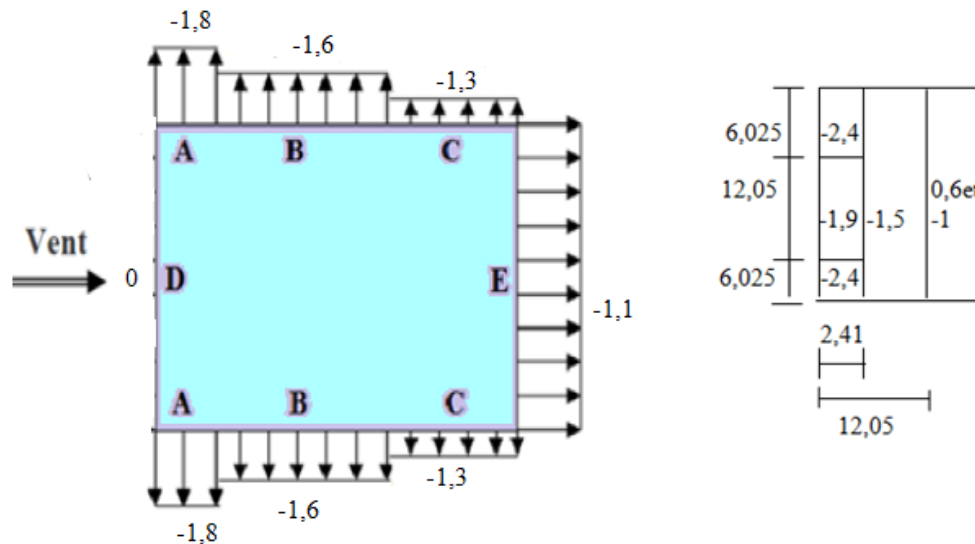


Figure V.14 : Cp₂ répartition des coefficients de pression

3. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule 2.1 du RNV99 :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j . $W(z_j)$ et donnée par de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{D'ou} \quad q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

3-1 Calcul des forces de frottement :

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour les quelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour la quelle soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (Q_{dyn} (Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

Pour les parois verticales : $S_{fr} = d \times h_j$ (Tableau 2.2 RNV99)

Pour la toiture : $S_{fr} = d \times b$ (Tableau 2.2 RNV99)

- **Sens x:** $b = 24,1$ m; $d = 24,6$ m; $h = 33,66$ m.

$d/b = 24,6/24,1 = 1,02 < 3$condition non vérifié.

$d/h = 24,6/33,66=0,73 < 3$condition non vérifié

- **Sens y:** $d = 24,1$ m; $b = 24,6$ m; $h = 33,66$ m.

$d/b = 24,1/24,6 = 0,98 < 3$condition non vérifié.

$d/h = 24,1/33,66=0,72 < 3$condition non vérifié.

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

3-2-Détermination de la Force résultante:

La force résultante R se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales

Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;

Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j)$$

$C_d = 0,92$ pour la direction (x-x)

$C_d = 0,92$ pour la direction (y-y)

Tableau V.20 : Valeurs des forces résultantes $C_{pi} = 0,8$

H(m)	C _p	S(x-x)	S(y-y)	Q _{dyn}	q _{ji(x-x)}	Q _{j(y-y)}	R(x-x)	R(y-y)
1,53	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	-44536,330	-43631,12031
4,59	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	-44536,330	-43631,12031
7,65	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	-44536,330	-43631,12031
10,71	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	-44536,330	-43631,12031
13,77	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	-44536,330	-43631,12031
16,83	-1,1	75,276	73,746	598,125	-605,3025	- 605,3025	- 45564,7509	-44638,63816
19,89	-1,1	75,276	73,746	645,75	-653,499	-653,499	- 49192,7907	-48192,93725
22,95	-1,1	75,276	73,746	685,875	-694,1055	- 694,1055	- 52249,1092	-51187,50420
26,01	-1,1	75,276	73,746	721,875	-730,5375	- 730,5375	- 54991,9408	-53874,21847
29,01	-1,1	75,276	73,746	753,75	-762,795	-762,795	- 57420,1564	-56253,08007
32,13	-1,1	75,276	73,746	783,375	-792,775	-792,775	- 59676,9309	-58463,98515
33,66	-2,4	75,276	73,746	584,625	-1290,852	- 1290,852	- 97170,1751	-95195,17159
	-1,9	75,276	73,746	584,625	-1021,924	- 1021,924	- 76926,3510	-75362,80730
	-1,5	75,276	73,746	584,625	-806,7963	- 806,7963	- 60732,3983	-59497,99994

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = - 865,6789133 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -760,82194368 \text{ KN}$$

Tableau V.21: Valeurs des forces résultantes Cpi = -0,5

H(m)	Cp	S(x-x)	S (y-y)	Q _{dyn}	q _{j(x-x)}	q _{j (y-y)}	R(x-x)	R (y-y)
1,53	0,2	75,276	73,746	584,625	107,571	107,571	8097,51459	7932,930966
4,59	0,2	75,276	73,746	584,625	107,571	107,571	8097,51459	7932,930966
7,65	0,2	75,276	73,746	584,625	107,571	107,571	8097,51459 6	7932,930966
10,71	0,2	75,276	73,746	584,625	107,571	107,571	8097,51459 6	7932,930966
13,77	0,2	75,276	73,746	584,625	107,571	107,571	8097,51459 6	7932,930966
16,83	0,2	75,276	73,746	598,125	110,055	110,055	8284,50018	8116,11603
19,89	0,2	75,276	73,746	645,75	118,818	118,818	8944,14376	8762,352228
22,95	0,2	75,276	73,746	685,875	126,201	126,201	9499,90647	9306,818946
26,01	0,2	75,276	73,746	721,875	132,825	132,825	9998,5347	9795,31245
29,01	0,2	75,276	73,746	753,75	138,69	138,69	10440,0284	10227,83274
32,13	0,2	75,276	73,746	783,375	144,141	144,141	10850,3579	10629,82218
33,66	-1,1	75,276	73,746	584,625	-591,6405	- 591,6405	- 44536,3303	-43631,12031
	-0,6	75,276	73,746	584,625	-322,713	-322,713	- 24292,5438	-23798,79289
	-0,2	75,276	73,746	584,625	-107,571	-107,571	- 8097,51459	-7932,930966

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = 43,15731134 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = 21,140065238 \text{ KN}$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

Chapitre 06 :

***FERRALLIAGE
DES ELEMENTS
PORTEURS***

VI.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions Sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

VI.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du logiciel AUTODESK ROBOT 2018 :

1) $1,35G+1,5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q\pm E$

4) $0,8G \pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

VI.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) p 48:

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 3\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40ϕ en zone IIa.

- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

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).

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$l' = 2h$$

h_e = est la hauteur de l'étage

$b_1; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

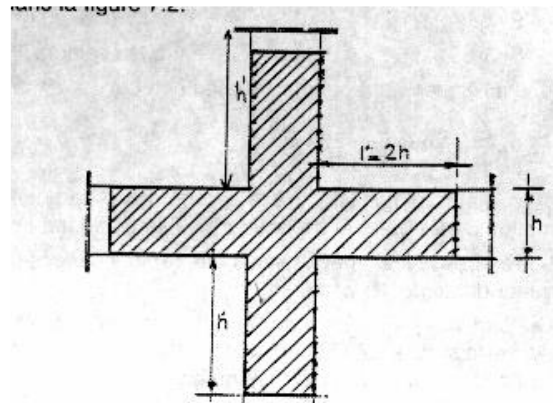


Figure VI.1 la zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 Sont apportées dans le tableau suivant

Tableau VI.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux:

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm^2)	A_{\max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 10étage	60x55	26,4	99	198

b) Armatures transversales : selon RPA99/2003 (art 7.4.2.2. p49) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots (A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : 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 fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élançement géométrique).} \\ 3,75 & \text{si } < 5. \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t: est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_{L\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_{L\text{min}}$ (en zones IIa).

ϕ_L : est le diamètre minimal longitudinal du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale** $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\% \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de t $10 \phi_t$ minimum;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2 : Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$ (ELS)		$N_{max} \rightarrow M_{corr}$ (ELU)		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$ (0,8G+E)		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$ (G+Q+E)	
		N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)
RDC et 10 étage	60×55	2417,92	10,25	3327,62	14,17	131,86	14,27	181,52	1104,90

$F_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,2 \text{ Mpa}$; $L = 3,06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

VI.2.3 Ferrailage des poteaux :

a) Les armatures longitudinales :

- **1^{er} cas : la combinaison (1,35 G+1,5 Q)**

$$N_{max} = 3327,62 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corr} = 14,17 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,17}{3329,10} = 0,004\text{m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left(2 ; \frac{306}{250} = 1,224 \right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,004 + 2 = 2,004\text{cm}$$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Si $L_f / h < \max (15 ; 20 \times e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$3,57 < \max (15 ; 0,13) = 3,57 < 15 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,6} (2 + 0,83 \times 2) = 0,0084 \text{ m}$$

$$e = 0,02004 + 0,0084 = 0,02844 \text{ m}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{tim}} \times e = 3327620 \times 0,02844 = 94,6375128 \text{ KN.m}$$

seront :

$$N_{\text{MAX}} = 3327620 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 94637,5128 \text{ N.m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \times b \times h \times \sigma_b = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,04) \times 0,55 \times 0,6 \times 14,2$$

$$A = 795682,8 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 14170 + 3327620 \times (0,56 - 0,6/2) = 879351,2 \text{ N.m}$$

$$B = 3327620 \times (0,56 - 0,04) - 879351,2 = 851011,2 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation durable}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{879351,2}{55 \times 56^2 \times 14,2} = 0,359 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,586$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 42,874 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_a}{Z \times \bar{\sigma}_b} = \frac{879351,2}{42,874 \times 348} = 58,94 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 58,94 - \frac{3327620}{100 \times 348} = -36,68 \text{ cm}^2$$

- 2^{eme} cas : la combinaison (G+Q+E)

$$M_{\max} = 181,52 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 1104,90 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{181,52}{1104,9} = 0,164 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 16,4 + 2 = 18,4 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$L_f / h < \max (15 ; 20 \times e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$3,57 < \max (15 ; 1,2) = 3,57 < 15$$

Condition Vérifiée

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,6} (2 + 0,83 \times 2) = 0,0084 \text{ m}$$

$$e = 18,4 + 0,84 = 19,24 \text{ m}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{tim}} \times e = 1104,9 \times 0,1924 = 212,58276 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{MAX}} = 1104900 \text{ N} ; M \text{ corrigé} = 212,58276 \text{ N.m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \times b \times h \times \bar{\sigma}_b = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,04) \times 0,55 \times 0,6 \times 18,5 =$$

$$A = 1036629 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 181520 + 1104900 \times (0,56 - 0,6/2) = 468794 \text{ N.m}$$

$$B = 1104900 \times (0,56 - 0,04) - 468794 = \mathbf{105754 \text{ N.m}}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation accidentelle}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{468794}{55 \times 56^2 \times 18,5} = 0,147 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 51,52 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_a}{Z \times \bar{\sigma}_b} = \frac{468794}{51,52 \times 400} = 22,74 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 22,75 - \frac{1104900}{100 \times 400} = - \mathbf{4,87 \text{ cm}^2}$$

▪ **3^{eme} cas : la combinaison (0,8G+E)**

$$N_{\min} = \mathbf{131,86 \text{ KN}} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = \mathbf{14,27 \text{ KN.m}}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,27}{131,86} = 0,1082 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = 2$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 10,82 + 2 = 12,82 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$L_f / h < \max (15 ; 20 \times e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$3,57 < \max (15 ; 0,84) = 3,57 < 15 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} = 12,35$$

$$\lambda \leq 50 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,6} (2 + 0,83 \times 2) = 0,0084 \text{ m}$$

$$e = 0,1282 + 0,0084 = 0,1366 \text{ m}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{tim}} \times e = 131,86 \times 0,1366 = 18,012076 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{MAX}} = 131860 \text{ N} ; M \text{ corrigé} = 18012,076 \text{ N.m}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \times b \times h \times \bar{\sigma}_b = (0,337 \times 0,60 - 0,81 \times 0,04) \times 0,55 \times 0,6 \times 18,5 =$$

$$\mathbf{A = 1036629 \text{ N.m}}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 18012,076 + 131860 \times (0,56 - 0,6/2) = 52295,676 \text{ N.m}$$

$$B = 131860 \times (0,56 - 0,04) - 52295,676 = \mathbf{16271,524 \text{ N.m}}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation accidentel}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{52295,676}{55 \times 56^2 \times 18,5} = 0,0164 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 55,53 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_a}{Z \times \bar{\sigma}_b} = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 2,35 - \frac{131860}{100 \times 400} = - \mathbf{0,95 \text{ cm}^2}$$

a. Vérification des sections :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{\text{RPA}} = 0,8\% (b \times h)$ (zone IIa).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs : $A_{\text{RPA}} = 26,4 \text{ cm}^2$

Choix des armatures: $\mathbf{4HA20+8HA16=28,65 \text{ cm}^2}$

b. Vérification de la condition de non fragilité : $A_{BAEL} \geq A_{min}$

$$A^{BAEL} = 0,2bh/100 = 0,2 \times 60 \times 55 / 100 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 56 \times \frac{2,1}{400} = 3,72 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} = 6,6 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3,72 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A = \max (A^{min} ; A^{BAEL} ; A^{RPA}) = \max (3,72 ; 6,6 ; 26,4) = 26,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA20+8HA16=28,65cm²

c. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} ; M_{ser}) la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2417920 \text{ N} ; M_{ser} = 10250 \text{ N.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10250}{2417920} = 0,004 < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 55 \times 60 + 15 \times 28,65 = 3729,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

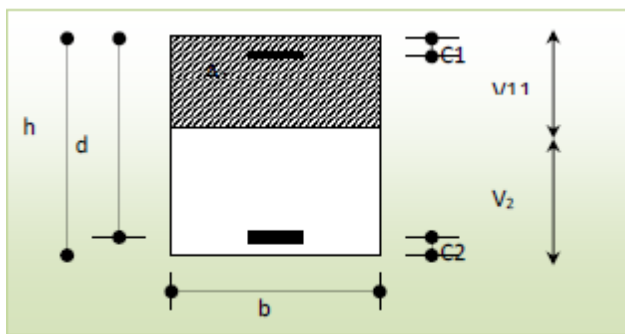


Figure VI.2 : section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times (A_1(V_1 - c_1)^2 + A_2(V_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (30^3 + 30^3) + 15 \times [14,325(30 - 4)^2 + 14,325(30 - 4)^2] = 1280511 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 10,25 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{10250}{1280511} = 0,0008 \text{ cm} = 0,00008 \text{ m}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{2417920}{100 \times 3729,75} = 6,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times V_l = 6,48 + 0,00008 \times 30 = 6,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 6,48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

b) Les armatures transversales : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(V_1 - c')] = 15[6,48 + 0,00008(30 - 4)] = 97,23 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - V_l)] = 15[6,48 + 0,00008(56 - 30)] = 97,23 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux La combinaison (G + Q ± Ex) donner l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 101,25 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{101250}{550 \times 560} = 0,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

d) Calcul d'armature transversal:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de

la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur de la section.

f_e : contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$V_u = 101,25 \text{ KN}$$

$$h_1 = 0,6 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

λ_g : l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{2,142}{0,55} = 3,89 \text{ ou } \frac{2,142}{0,6} = 3,57 \right) \Rightarrow \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$ zone I et IIa en prend **$S_t = 10 \text{ cm}$**
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$ en zone I et IIa en prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} S_t = \frac{3,75 \times 101250 \times 0,15}{0,6 \times 400} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,37 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

e) Vérification des cadres des armatures minimales : d'après RPA99 (7.4.2.2) p50 :

Soit la quantité d'armature minimale. $\frac{A_t}{S_t b} \%$

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\% \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone IIa et I **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Alors la condition est vérifiée.

$$\frac{A_t}{S_t b} \% \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courant : $S_t = 15 \text{ cm}$

Alors la condition est vérifiée.

$$\frac{A_t}{S_t b} \% \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

- BAEL91 : (art A.8.1.3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ cm}$$

Le diamètre des armatures transversales: $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ CV

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) \Rightarrow \min(37,5; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

Tableau VI.3 : Valeur de Ferrailage des poteaux

S poteau	Acal (cm ²)	N ^{mbr} de barre	A _{adopt} (cm ²)
60×55	26,4	4HA20+8HA16	28,65

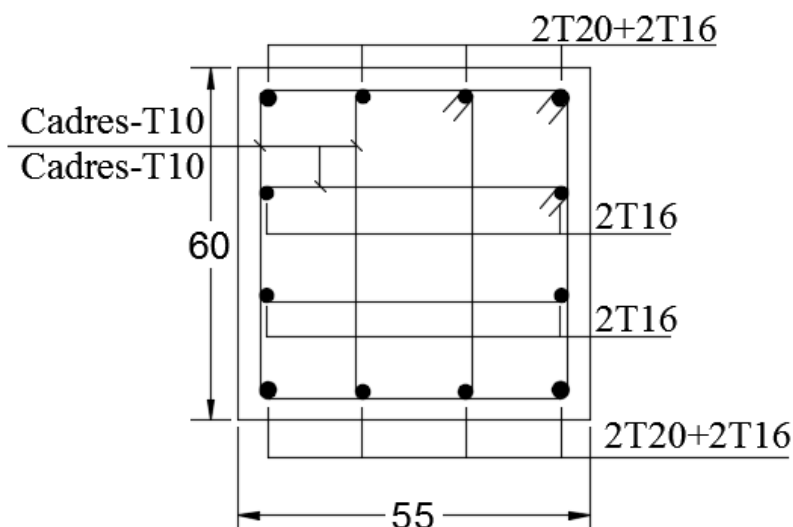


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poteaux

VI.3 .Etude des poutres :

VI.3.1 .Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

VI.3.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) p52

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Avec : ϕ max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°.

Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du noeud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) p53 :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\phi_l)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

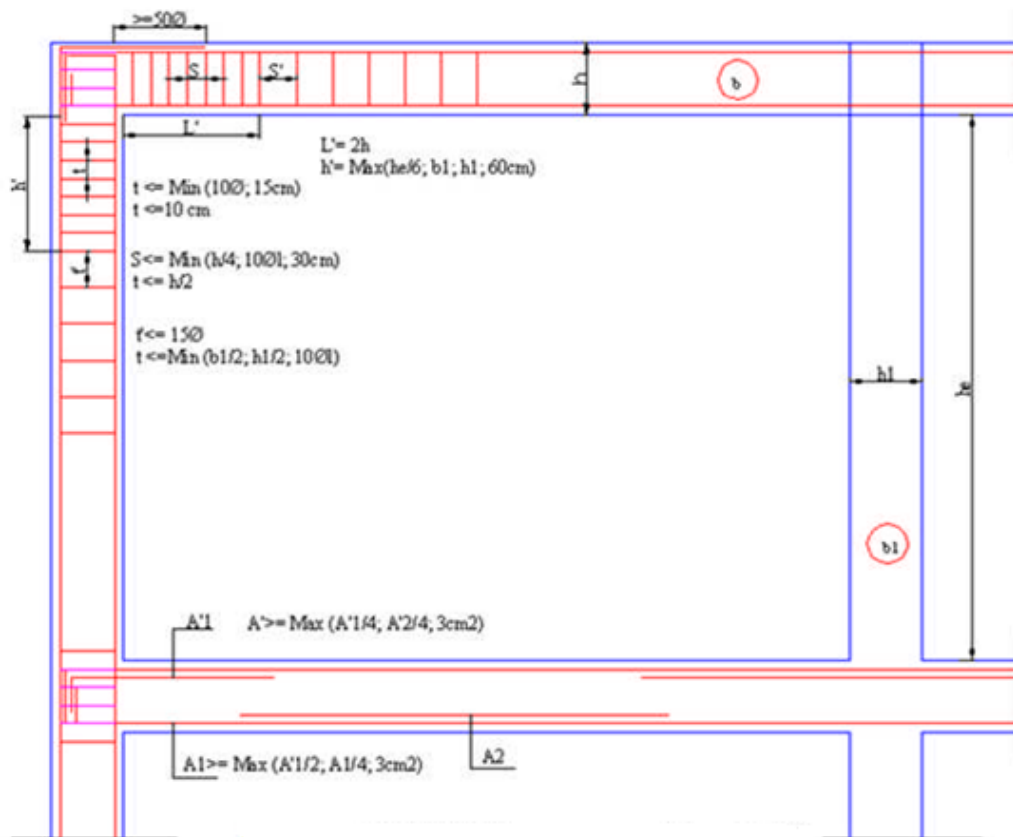


Figure VI.4 : disposition constructives des portiques

VI.3.3.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{ BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

VI.3.4. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel Robot 2018.

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14,2 \text{ Mpa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1,5) \\ 18,5 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1,15) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Si } \mu_{bu} \leq \mu_l = 0,392 \text{ alors : } A'_s = 0 ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour les situations courantes} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\Rightarrow \text{Si } \mu_{bu} > \mu_l = 0,392 \text{ alors : } A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \text{ et } A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×50) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 88,78 \text{ KN.m (ELU)} \\ M_a = 203,79 \text{ KN.m (G + Q + Ex)} \end{cases}$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88780}{30 \times 46^2 \times 14,2} = 0,098$$

$$\mu_{bu} = 0,098 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,129$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 43,63 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{88780}{43,63 \times 348} = 5,85 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{203790}{30 \times 46^2 \times 18,5} = 0,17$$

$$\mu_{bu} = 0,17 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,234$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 41,69 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{203790}{41,69 \times 400} = 12,22 \text{ cm}^2$$

❖ Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section	Localisé	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{mbr} de Barres
Tout les niveau	Poutre Principale	30×50	Travée	88,78	165,60	5,85	7,5	6,16	4HA14
			Appuis	203,79		12,22	7,5	14,2	4HA14+ 4HA16
	Poutre Secondaire	30×45	Travée	50,67	219,65	3,69	6,75	4,52	4HA12
			Appuis (G+Q+E y)	144,47		9,63	6,75	10,68	4HA12+ 4HA14

VI.3.5 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

• **Pourcentage minimum des armatures longitudinales :**

- PP : $A_{min}^{BAEL} = 0,1\% b h = 0,001 \times 30 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$
- PS : $A_{min}^{BAEL} = 0,1\% b h = 0,001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section : $A_{min} > 0,5\% b h$

- PP : $A_{min}^{RPA} = 0,5\% b h = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$
- PS : $A_{min}^{RPA} = 0,5\% b h = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **En zone courante :**

- Poutre Principale : $A_{max} = 4\% b h = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$
 - Poutre Secondaire : $A_{max} = 4\% b h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **En zone de recouvrement :**

- Poutre Principale : $A_{max} = 6\% b h = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$
 - Poutre Secondaire : $A_{max} = 6\% b h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$l_r > 40\phi$ Zone II a

$\phi_l = 16 \text{ mm} \Rightarrow 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 64 \text{ cm}$ on adopte : $l_r = 70 \text{ cm}$

$\phi_l = 14 \text{ mm} \Rightarrow 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm}$ on adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

$\phi_l = 12 \text{ mm} \Rightarrow 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}$ on adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

VI.3.6. Les armatures transversales :

a). Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min \left(16 ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min (16 ; 1,43 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres Secondaires :**

$$\phi \leq \min \left(14 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min (14 ; 1,29 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

- Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :

- **Poutres principales :** $S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 30} = 104,67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(41,4 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8f_e A_t}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 3,14}{30(1,19 - 0,3 \times 2,1)} = 59,81\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = \min(104,67 ; 40 ; 59,81) = 40\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

- **Poutres Secondaires :** $S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 30} = 104,67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(37,57 ; 40\text{cm}) = 37,57\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8f_e A_t}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 3,14}{30(1,69 - 0,3 \times 2,1)} = 31,6\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = \min(104,67 ; 37,57 ; 31,6) = 31,6\text{cm} \Rightarrow S_t \leq 31,6\text{cm}$$

- Selon le **RPA 99 :**

- **Poutre Principale :**

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) = \min(12,5 ; 14,4)$ soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25$ soit $S_t = 20\text{cm}$

- **Poutres Secondaires :**

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) = \min(11,25 ; 14,4)$ soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5$ soit $S_t = 20\text{cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.3.7. Vérification à l'ELU :

a).Condition de non fragilité BAEL91 (Art F.IV.2)

- **Poutre Principale :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,67\text{cm}^2$$

• Poutres Secondaires :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{cm}^2$$

b).Contrainte tangentielle maximale

▪ Vérification de l'effort tranchant

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right) = 2,5 \text{Mpa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
principales	165,60	1,2	2,5	CV
Secondaires	219,65	1,78	2,5	CV

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) \text{BAEL91 (Art A.5.1.312)}$
- Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots\dots(2) \text{BAEL (art A.5.1.321)}$

$\gamma_s = 1,15 \text{Mpa} ; f_e = 400 \text{Mpa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma(KN.m)	A_l^{riv} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
principales	14,2	165,60	203,79	4,76	4,62	CV
Secondaires	10,68	219,65	144,37	6,31	6,20	CV

VI.3.8. Vérification à l'ELS :

a).Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

b). Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}}$$

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutre	Localisation	Mu (KN.m)	M ser (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	A	Condition
Pp	Travées	88,78	64,71	1,37	0,435	0,129	Vérifiée
	Appuis	203,79	111,04	1,83	0,665	0,234	Vérifiée
Ps	Travées	50,67	36,75	1,38	0,44	0,092	Vérifiée
	Appuis	144,37	41,9	3,44	1,47	0,212	Vérifiée

c). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau VI.8 : Vérification de la flèche pour les poutres

	ht cm	b cm	L cm	As cm ²	$\frac{h}{l}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Pp	50	30	630	14,2	0,079	0,0436	0,0103	0,0105	CV	CV	CV
Ps	45	30	530	10,68	0,085	0,035	0,0087	0,0105	CV	CV	CV

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

• VI.3.9. Schéma de ferrailage des Poutres :

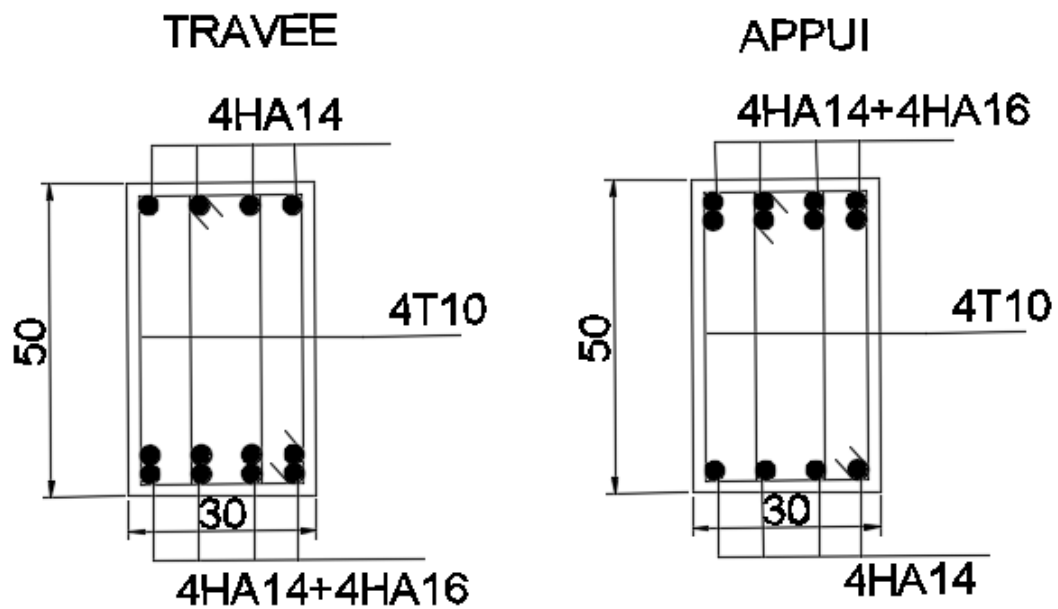
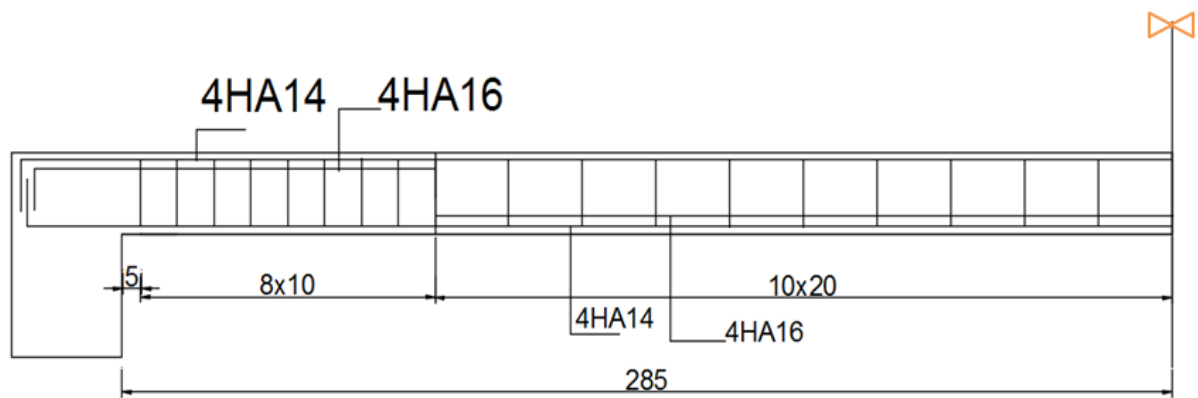
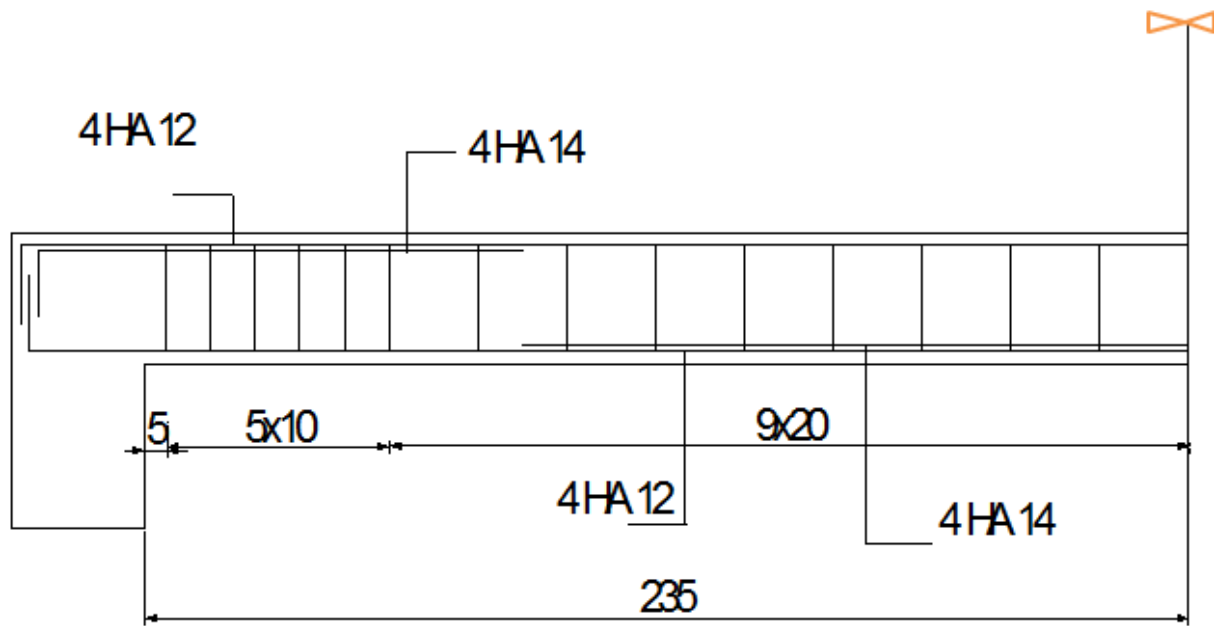


Figure VI .5: schéma de ferrailage de la poutre principale



TRAVEE

APPUI

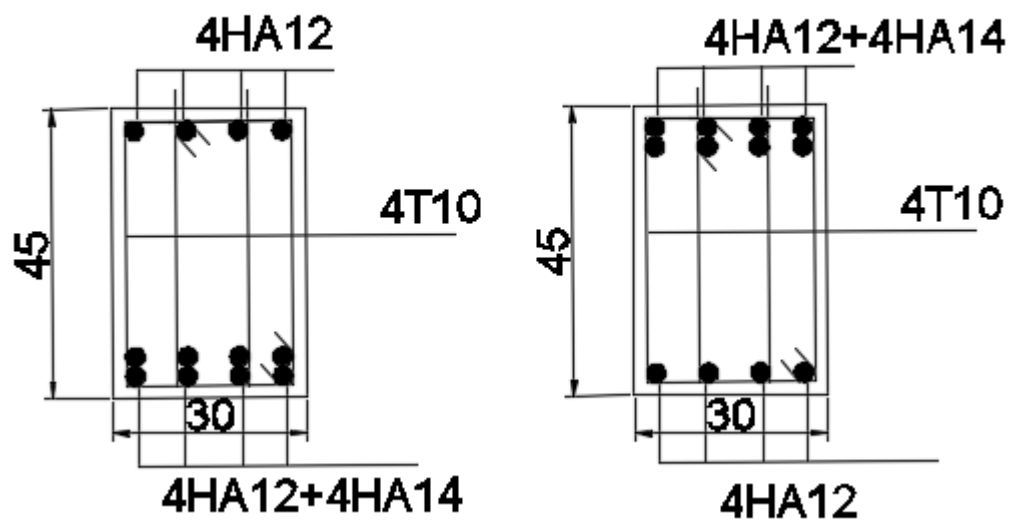


Figure VI.6 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire

VI.4. Étude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les Sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $G+Q$
- 2) $1,35G+1,5Q$
- 3) $G+Q\pm E$
- 4) $0,8G\pm E$

- **VI.4.1 Recommandations du RPA99** : Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est : $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont L'espacement $S_t < e$.
- Les barres 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 longueur du voile.

b). Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10ϕ .

c). Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **0,15%**.
- En zone courante (non tendue) **0,10%**.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1,5e, 30\text{cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **VI.4.2 Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel AUTODESK ROBOT 2018, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: les résultats des combinaisons

Niveau	ELU		G+Q+E _y		0,8G+E _x		Vd(KN)
	<i>N_{max} → M_{corr}</i>		<i>M_{max} → N_{corr}</i>		<i>N_{min} → M_{corr}</i>		
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	812,18
RDC	135,08	86,23	1165,92	714,69	526,01	663,13	

G+Q+E_y : *M_{max} → N_{corr}*

M(KN.m) = 1165,92KN.m

N(KN)= 714,69 KN

VI.4.3 Calcul du ferrailage : Calcul sous M_{\max} et N_{corr} :

▪ a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$l = 2,35\text{m} ; e = 0,2 \text{ m} ; d = 2,31\text{m}$$

$N_{\max} = 714,69 \text{ KN}$ (compression), $M_{\text{corr}} = 1165,92 \text{ KN.m}$ (Combinaison G+Q+Ey)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1165,92}{714,69} = 1,63 > \frac{l}{2} = 1,17 \Rightarrow \text{Le centre de compression se trouve à l'extérieur}$$

du segment limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée (le centre de pression est à l'extérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

▪ a.1. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15 ; \frac{20 \times e}{h} \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 2,35}{2,35} = 0,7$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1,63}{2,35} = 13,87$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,7 \leq \max(15 ; 13,87) = 0,7 < 15 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

▪ a.2. Calcul des armatures à la flexion composée:

$M_l = N(e+d - \frac{h}{2}) = 714690 \times (1,63 + 2,31 - 1,175) = 1976,11785 \text{ KN.m}$ (moment par rapport aux armatures tendues)

$$\mu = \frac{M_l}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{1976,11785 \times 10^3}{20 \times 231^2 \times 18,5} = 0,1 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 218,8032 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_l}{Z \times \bar{\sigma}_b} = \frac{1976,11785 \times 10^3}{218,8032 \times 400} = 22,578 \text{ cm}^2$$

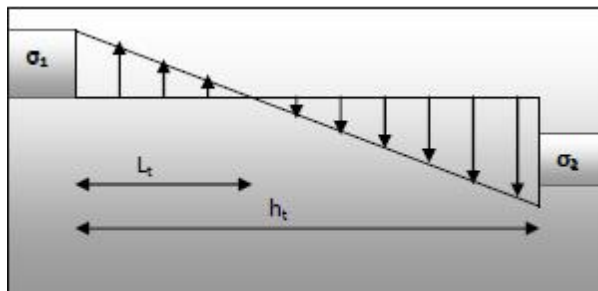
$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 22,578 - \frac{714,690 \times 10^3}{100 \times 400} = 4,71 \text{ cm}^2$$

▪ a.3 .Les pourcentages minimaux : RPA99

1/ Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité pour les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue est de 0,2 %

$$A_{min}^l \geq 0,002 b l_t$$

l_t : la longueur de la zone tendue.



$$\sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6 \times M}{ah^2} = \frac{714690}{200 \times 2350} + \frac{6 \times 1165920 \times 1000}{200 \times 2350^2} = 7,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{ah} - \frac{6 \times M}{ah^2} = \frac{714690}{200 \times 2350} - \frac{6 \times 1165920 \times 1000}{200 \times 2350^2} = -4,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 < 0 ; \sigma_1 > 0 \Rightarrow l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 89,28 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{min}^l = 0,002 \times 20 \times 89,28 = 3,57 \text{ cm}^2$$

Niveau	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min}^l (\text{cm}^2)$
RDC	4,71	3,57

2/ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0,0015 b h = 0,0015 \times 20 \times 235 = 7,05 \text{ cm}^2$$

- zone tendue :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; (A_{\text{min}}^1) = \max (4,71 ; 3,57) = 4,71 \text{ cm}^2$$

- en zone courante : 0,10 % : $h' = h - 2 \times l_t = 56,44 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{min}}^c = 0,001bh' = 0,001 \times 20 \times (235 - 2 \times 89,28) = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A^c = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$

- zone courante : $A = A_{\text{min}}^c = 1,13 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c = 2 \times 4,71 + 1,13 = 10,55 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 7,05 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

- L'espace des barres :

$$S_t \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S_t}{2} = \frac{30}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{20} \right\} = D = 10 \text{ cm}$$

- **Choix d'armature :**

Et on aura pour chaque nappe :

- zone tendue : $A = 10,55 \text{ cm}^2$ Alors on adopte : $4\text{HA}14 + 6\text{HA}10 = 10,87 \text{ cm}^2$
- zone courante : $A = 10,55 \text{ cm}^2$ Alors on adopte : $4\text{HA}14 + 6\text{HA}10 = 10,87 \text{ cm}^2$

- **a.4. Vérification des voiles a l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve a la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{cal}}}{b_0 \times d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

- **a.5. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} > \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K)}{0,8 \times f_e}$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$A_t \geq 0,15 \% b_s \text{ si } : \tau_b \leq 0,025 \times f_c 28$$

$$A_t \geq 0,25 \% b_s \text{ si } : \tau_b > 0,025 \times f_c 28.$$

$$S = h/4$$

- **Exemple d'application :**

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{cal}}{b_0 \times d} = 1,4 \times \frac{812,18 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,31} = 2,46 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(1,5 b_0; 30 \text{ cm}) = S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} > \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} = A_t > \frac{(0,2 \times 0,15 \times 2,46)}{(0,8 \times 400)} = 2,306 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 7,68 \text{ cm}^2$$

- **b .Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- en zone courante : 0,10 %

$$A_{min}^c = 0,001bh = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **8 ϕ 8 : 4,02cm²**

- **b.1.Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que : $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

o **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6M}{ah^2}$$

- **Exemple de calcul :**

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+Ey

$$M(\text{KN.m}) = 1165,92 \text{ KN.m} ; N(\text{KN}) = 714,69 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6 \times M}{ah^2} = \frac{714690}{200 \times 2350} + \frac{6 \times 1165920 \times 1000}{200 \times 2350^2} = 7,85 \text{ N/mm}^2$$

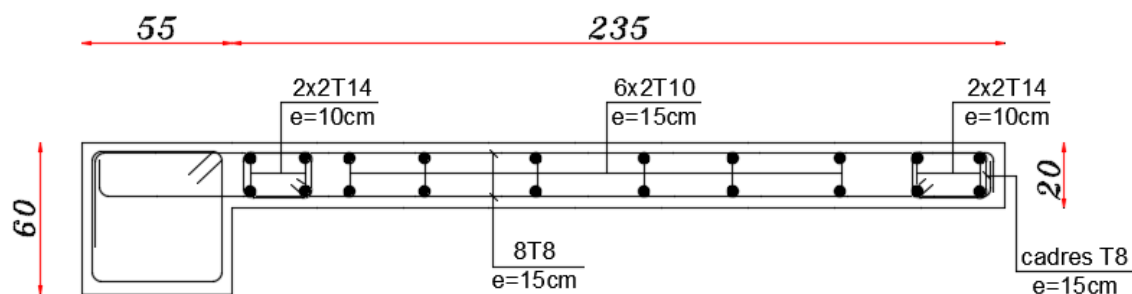


Figure VI.7 : schéma de Ferrailage de voile.

Chapitre 07 :

***ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE***

VII. 1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, 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.

- Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,75 bar à une profondeur de 2 m.

VII.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1,35G + 1,5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0,8G ± E) pour la vérification.

VII.4 Etude des fondations

a. Calcul des surfaces revenant aux semelles :

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par les formules suivantes

a.1. Semelle isolé : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

N : La somme des efforts normaux apportés par chaque poteaux et voile à la base à l'ELS.

S : surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

On doit vérifier : $\frac{S_{sem}}{S_{bat}} \leq 50 \%$

$N_{ser} = 2417,92 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow \frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

$$\text{On remplace } A \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,6}{0,55} \times \frac{2,41792}{0,175}} = 3,88 \text{ m}^2$$

$$S_s = B^2 \times \text{Nbr de poteaux}$$

$$S = 3,88^2 \times 34 = 511,85 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = L_x \times L_y = 24,1 \times 24,6 = 592,86 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{511,85}{592,86} = 86\% > 50 \%$$

- Nous avons un chevauchement d'où le choix d'un radier général.

• VII.5. Etude du radier :

1. Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

- Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10} \dots \dots \dots *; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

L : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{max} = 630 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (*) on obtient : $h_t \geq 63 \text{ cm}$

- Pour la dalle :

$$h_r \geq \frac{l_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 31,5 \text{ cm}$$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots \dots \dots (1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}; l_e : \text{est la longueur élastique} \dots \dots \dots (2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm} & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm} & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm} & \text{Très bon sol} \end{cases}; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$E = 3,216 \times 10^4 \text{ MPa}.$$

b : largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1 ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}; \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{De (1) ;(2) ;(3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}; \text{ donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6,3^4 \times 40}{3,14^4 \times 3,216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t > 0,988 \text{ m}$$

$$h_t = \max(98,8 ; 63 ; 31,5) = h_t = 100 \text{ cm}$$

On choisi le radier nervuré parce que $h_t \geq 70 \text{ cm}$ les dalle nervuré c'est la dalle transposée.

2-La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

3-Calcul du Poids :

$N_{ser} = 2417,92 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{2417,92}{175} = 13,82 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 592,86 \text{ m}^2 > S_{rad} = 13,82 \text{ m}^2$$

\Rightarrow La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx: longueur en plan (24,1m)

Ly: largeur en plan (24,6 m)

4-Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

Où: $hr = 100\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (50; 30 \text{ cm}).$

On prend $D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 592,86 + 0,5 \times 2(24,1 + 24,6) = 641,56 \text{ m}^2.$$

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radie}} = 50 \text{ cm} ; h_{\text{Nervure}} = 100 \text{ cm}$$

5- Les vérifications nécessaires

- 5-1-Vérification au poinçonnement :

a-vérification pour les poteaux :

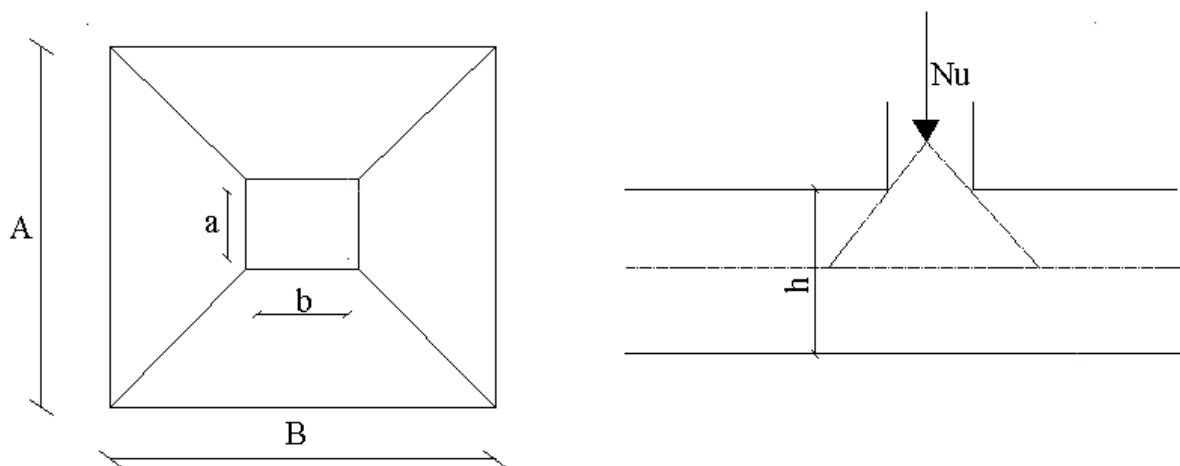


Figure VII.1: Zone de contact poteau

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$\text{Il faut vérifier que : } Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{CBA93 article A.5.2.4.2})$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (a + b + 2h_r)$

$$U_c = 2 \times (0,6 + 0,55 + 2 \times 1) = 6,3 \text{ m}$$

$$Nu = 3,32762 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,3 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 10,63125 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b- vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que : $Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$U_c = 2 \times (2,35 + 0,2 + 2 \times 1) = 9,1 \text{ m}$$

$$Nu = 0,13508 \text{ MN} \leq 0,045 \times 9,1 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 6,825 \text{ MN/m}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

5-2-Vérification de la stabilité du radier:

A-Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

$$\text{Donc : } N_G = 2417,92 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 641,56 \times 0,5 \times 25 = 8019,5 \text{ KN}$$

$$N_{T \text{ ELU}} = N_G + 1,35 N_{radier} = 14153,945 \text{ KN}$$

$$N_{T \text{ SER}} = N_G + N_{radier} = 2417,92 + 8019,5 = 10437,42 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{10437,42}{641,56} = 16,26 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 175 \text{ KN/m}^2$$

B -Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S$$

Avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 641,56 \text{ m}^2$).

$$W = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radier}} = 49448,3643 + 641,56 = 50089,9243 \text{ KN}$$

$$W = 50089,9243 \text{ KN} \geq 1,5 \times 10 \times 2 \times 641,56 = 19246,8 \text{ KN/m}^2$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

- **6- Caractéristiques géométriques du radier:** Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

Centre de gravité des masses du radier

(infrastructure)

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10,89 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11,52 \text{ m}$$

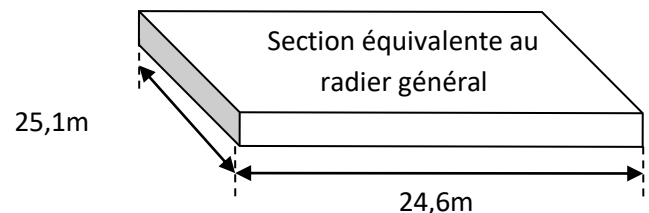
Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 32417,16455 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 31138,5078 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 617,46 \text{ cm}^2$$

$$a = 24,6 \text{ cm} ; b = 25,1 \text{ cm}$$



7- Vérification de stabilité :

7-1- Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismique) il y'a naissance d'un moment de renversement

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes : $(0,8G \pm E)$

- **Vérification de la stabilité du radier sous (0,8G± E) :**

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{569,76}{58296,76} = 0,0097 \leq \frac{24,1}{4} = 6,025$$

Condition Vérifiée

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{4265,63}{58296,76} = 0,073 \leq \frac{24,6}{4} = 6,15$$

Condition Vérifiée

7-2-Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ avec : } \sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} Y_{x;y}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M x,y: Moment sismique à la base

$$S_{\text{rad}} = 641,56 \text{ m}^2$$

Tableau VII.1: résultat les contraintes des sols

Sens	N (KN)	M(KN)	I (m ⁴)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _{max} (KN/m ²)	σ _{sol} (KN/m ²)	Condition
xx	58296,67	569,76	32417,16455	91,058	90,675	90,96	175	Vérifiée
Yy	58296,67	4265,63	31138,5078	92,445	89,289	91,656	175	Vérifiée

8-Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges,

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol pour cela on utilise la

méthode de BAEI91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ On fait le calcul pour une bande de 1 m.

1-Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$S_{rad} = 641,56 \text{ m}^2$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{14153,945}{641,56} = 22,061 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{10437,42}{641,56} = 16,13 \text{ KN/m}^2$$

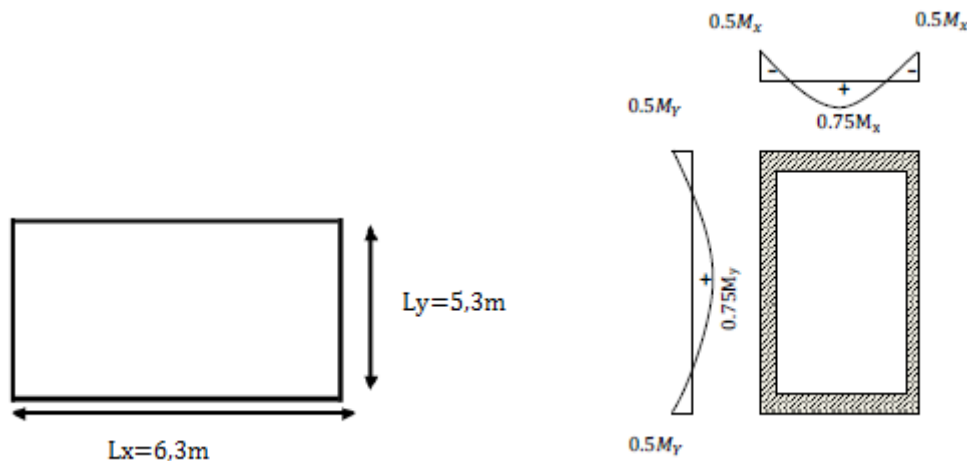


Figure VII.2: Dalle sur quatre appuis.

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,3}{5,3} = 1,18 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$v=0 ; v=0,20$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4 \times \rho^3)} = 0,025$$

$$\mu_y = \rho^3 [1,1 - 0,9 \rho] = 0,624$$

- **2-Calcul de M_{0x} et M_{0y} : ELU : $v=0$**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,025 \times 22,061 \times 6,3^2 = 21,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,624 \times 21,89 = 13,659 \text{ KN.m}$$

	M_x	M_y
En travée	$0,75M_{0x} = 16,417$	$0,75M_{0y} = 10,244$
En appuis	$0,5M_{0x} = 10,945$	$0,5M_{0y} = 6,829$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 50 - 3 - (5/2) = 44,5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 39,5$$

Condition de non fragilité : $A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

Tableau VII. 2 : Résumé des résultats du ferrailage à L'ELU

		μ_{bu}	α	Z (cm ²)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{\min}	Choix des barres	(cm ² /ml) adopté
Sens x	En travée	0,0058	0,0073	44,37	1,06	5,37	4HA14	6,16
	En appuis	0,0039	0,0049	44,41	0,71	5,37	4HA14	6,16
Sens y	En travée	0,0046	0,0058	39,41	0,75	4,76	4HA14	6,16
	En appuis	0,0031	0,0039	39,44	0,497	4,76	4HA14	6,16

- **3-Calcul de M0x et M0y : ELS : $\nu = 0,20$**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,025 \times 16,13 \times 6,3^2 = 16,005 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,624 \times 16,005 = 9,987 \text{ KN.m}$$

	M_x	M_y
En travée	$0,75M_{0x} = 12,004$	$0,75M_{0y} = 7,4902$
En appuis	$0,5M_{0x} = 8,0025$	$0,5M_{0y} = 4,9935$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,5) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3 : Résumé des résultats du ferrailage à ELS

		μ_{bu}	α	Z (cm ²)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min}	Choix des barres	A (cm ² /ml) adopté
Sens x	En travée	0,061	0,079	43,094	0,800	5,37	4HA14	6,16
	En appuis	0,040	0,051	43,592	0,527	5,37	4HA14	6,16
Sens y	En travée	0,048	0,061	38,536	0,558	4,76	4HA14	6,16
	En appuis	0,032	0,041	38,852	0,369	4,76	4HA14	6,16

4-Espacement des armatures :

Armatures // Lx: $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // Ly : $St = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Soit : $St = 20 \text{ cm}$ dans le sens xx.

$St = 20 \text{ cm}$ dans le sens yy.

5-Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5; 4\text{Mpa})$$

$$T_x = q \frac{l_x \times l_y}{(2l_x + l_y)} = 22,061 \times \frac{6,3 \times 5,3}{(2 \times 6,3 + 5,3)} = 41,152 \text{KN}$$

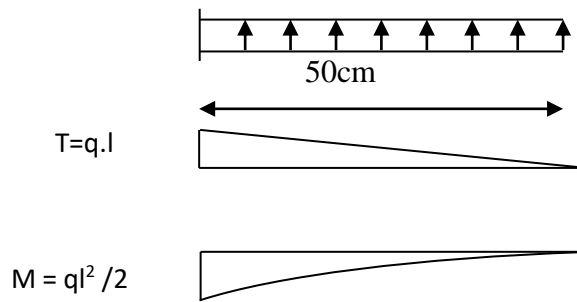
$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{41,152 \times 10^{-3}}{1 \times 0,445} = 0,092 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

D'onc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

9- 1-Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	50	44,5	50	22,061	16,13



$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad , \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$$

▪ l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 27,576 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.4 : Ferrailage du débord du radier à L'ELU.

Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min}	A (cm ² /ml) adopté
27,576	0,0098	0,012	44,286	1,79	5,37	4HA14=6,16

▪ l'ELS :

$$M_s = q_s \times l^2 / 2 = 20,162 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.5 : Ferrailage du débord du radier à l'ELS

Ms (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min}	A (cm ² /ml) adopté
20,162	0,0072	0,00903	44,339	1,31	5,37	4HA14=6,16

Donc $A_s = \max (A_u ; A_s ; A_{min}) = A_{min} = 5,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit armatures longitudinales: **4 HA14 ml= 6,16 cm²** ; avec un espacement 20cm.

- **Armatures transversales : 6,16/4= 1,54 cm²**

Donc on choisit **4HA8 =2,01cm²** avec un espacement 20cm

- **Vérification au cisaillement : $\tau \leq \bar{\tau} = 0,05f_{c28}$**

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{22061 \times 50}{2} = 551525 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{551,525}{1000 \times 445} = 1,24 \text{ Mpa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ Mpa}$ Condition Vérifiée

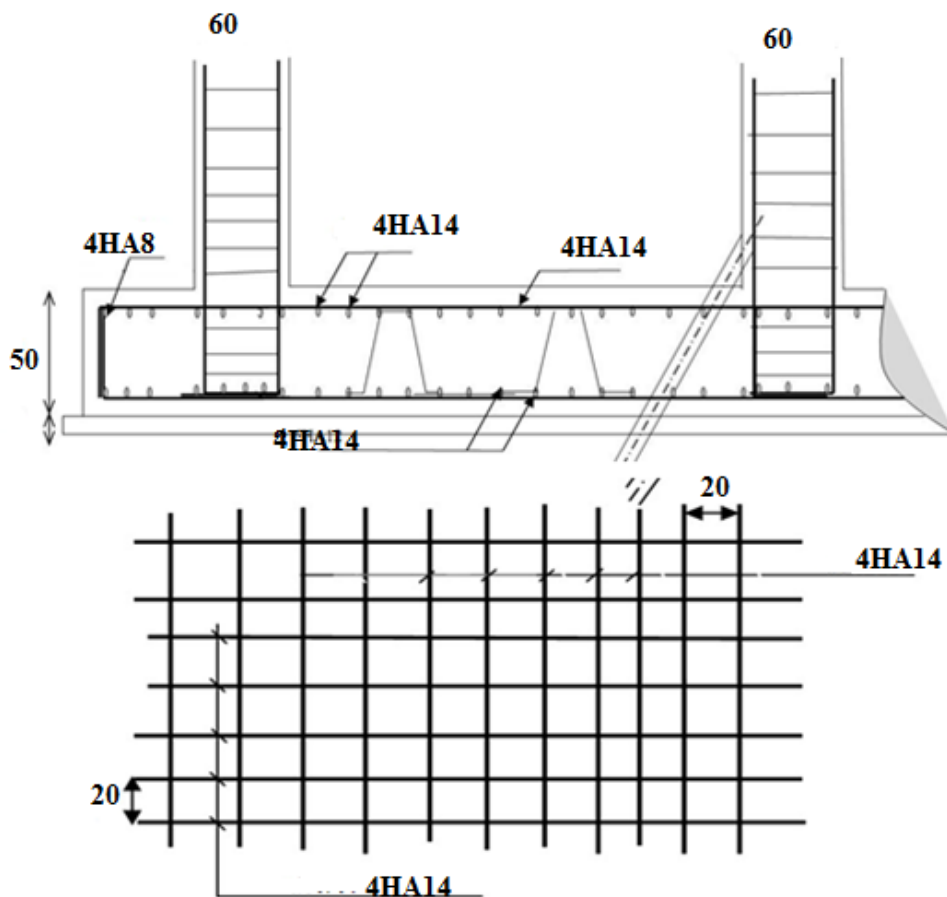


Figure VII.3: le ferrailage de la dalle radier

9-2- Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$h = 100\text{cm}$; $d = 94\text{ cm}$; $b = 60\text{ cm}$; $c = 6\text{ cm}$

9-2-1-Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont des poutres ; elles sont calculées à la flexion simple.

- **Les sollicitations sur les nervures :**

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- On à $\rho = 1,18 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

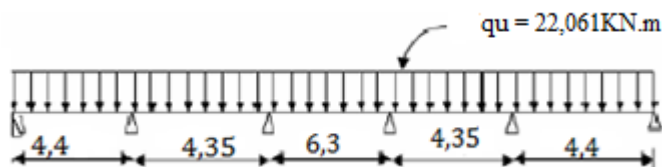
$P_{tri} = \frac{q_u \times l_x}{4}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

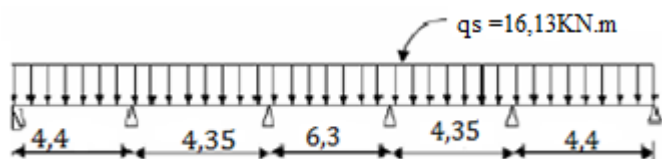
$P_{trap} = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

-Sens X-X:

ELU:

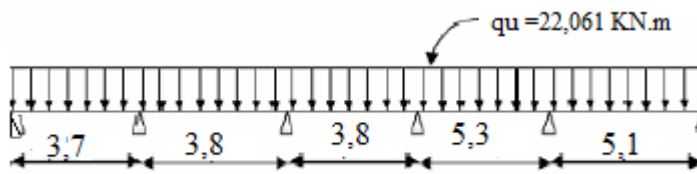


ELS :

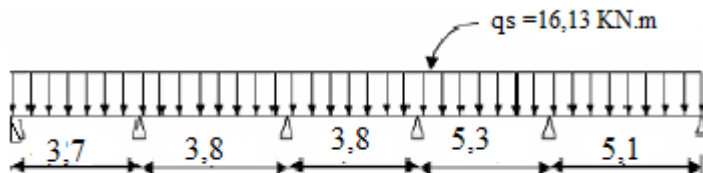


Sens Y-Y:

ELU:



ELS :



- **Moment aux appuis :**

$$M_a = - \frac{q_g L_g^3 + q_d l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L: \text{Travée intermédiaire} \\ L: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$M_t = \frac{p X_{tm}^2}{2} + M_g ; X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{pl}$$

- **Moment en travée:**

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Avec :

q : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_v C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

- **l'effort tranchant :** $V = \pm \frac{PL}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$

- ELU :
- Sens xx :

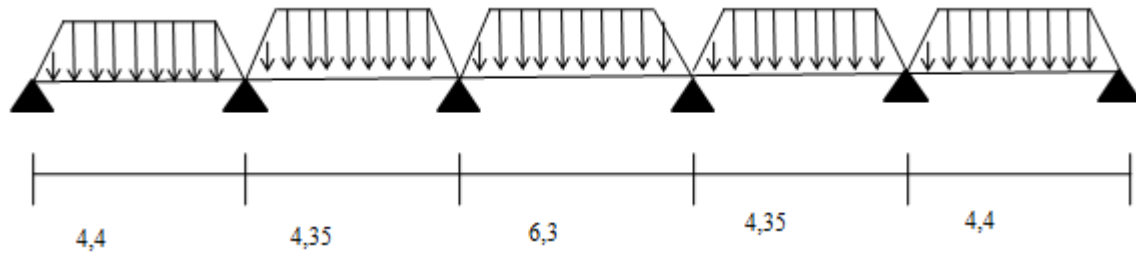


Tableau VII. 6 : Sollicitations de la nervure sens x.

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P (KN.m)	Ma		X(m)	Mt	V(KN)	
				Mg	Md			Vg	Vd
A-B	4,4	4,4	19,899	-45,323	-37,686	2,287	6,716	45,513	-42,042
B-C	4,35	3,48	19,673	-37,686	-61,817	1,89	-2,549	37,241	-48,336
C-D	6,3	5,04	28,492	-61,817	-61,817	3,15	79,538	89,749	-89,749
D-E	4,35	3,48	19,673	-61,817	-37,686	2,086	-19,014	48,336	-37,241
E-F	4,4	4,4	19,899	-37,686	-45,323	2,113	6,736	42,042	-45,513

- Sens yy

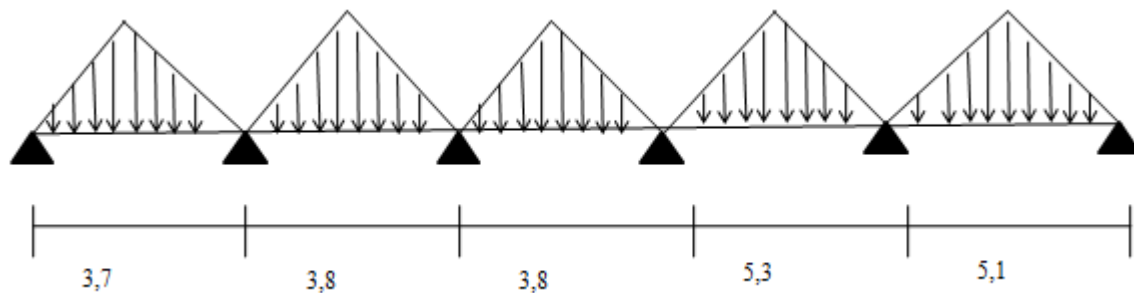


Tableau VII.7: Sollicitations de la nervure sens y

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P (KN.m)	Ma		X(m)	Mt	V(KN)	
				Mg	Md			Vg	Vd
A-B	3,7	3,7	20,406	-32,866	-28,319	1,910	4,356	38,980	-36,522
B-C	3,8	3,04	20,958	-28,319	-22,786	1,969	12,308	41,276	-38,364
C-D	3,8	3,04	20,958	-22,786	-45,522	1,614	-18,224	33,837	-45,803
D-E	5,3	4,24	29,231	-45,522	-75,062	2,459	42,853	71,888	-83,035
E-F	5,1	5,1	28,127	-75,062	-61,588	2,644	23,252	74,366	-69,081

- Le Ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{100}{10} = 5$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{5}{2} = 6$$

$$d = h - c = 100 - 6 = 94 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \times Z}, \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}), \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

Tableau VII.8 : Résumé des résultats du ferrailage à L'ELU

Sens	Localisation	Mu (KN.m)	μ	α	Z	A _{cal} (cm ²)
x-x	Travée	79,538	0,011	0,0138	93,481	2,44
	Appuis	61,817	0,0082	0,0103	93,613	1,89
y-y	Travée	42,853	0,00569	0,0071	93,73	1,31
	Appuis	75,062	0,00997	0,0125	93,53	2,31

- Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 60 \times 94 \times \frac{2,1}{400} = 6,81 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0,001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0,001 \times 60 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

- Section minimale de RPA : $A_{RPA} 0,5\% b h = 30 \text{ cm}^2$; $A = \max (A_{RPA} ; A'_m ; A_{min} ; A_u)$

Tableau VII.9 : Valeur de Ferrailage de la nervure

Sens	Élément	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _m (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté
x-x	Travée	2,44	6,81	6	30	10HA20=31,42
	Appuis	1,89	6,81	6	30	10HA20=31,42
y-y	Travée	1,31	6,81	6	30	10HA20=31,42
	Appuis	2,31	6,81	6	30	10HA20=31,42

- ELS :
- Sens xx :

Tableau VII.10 : Sollicitations de la nervure sens x

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P (KN.m)	Ma		X(m)	Mt
				Mg	Md		
A-B	4,4	4,4	17,743	-40,412	-17,293	2,496	14,857
B-C	4,35	3,48	17,541	-17,293	-55,119	1,679	7,431
C-D	6,3	5,04	25,405	-55,119	-55,119	3,15	70,922
D-E	4,35	3,48	17,541	-55,119	-17,293	2,67	7,405
E-F	4,4	4,4	17,743	-17,293	-40,412	1,904	14,868

- Sens yy :

Tableau VII.11 : Sollicitations de la nervure sens y

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P (KN.m)	Ma		X(m)	Mt
				Mg	Md		
A-B	3,7	3,7	14,92	-24,03	-20,704	1,91	3,184
B-C	3,8	3,04	15,32	-20,704	-16,66	1,96	8,723
C-D	3,8	3,04	15,32	-16,66	-33,279	1,61	3,195
D-E	5,3	4,24	21,37	-33,279	-40,258	2,59	38,397
E-F	5,1	5,1	20,56	-40,258	-62,914	2,33	15,551

❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau VII.12 : Vérification les contrainte à L'ELS

Sens	Elément	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Xx	Travée	0,0138	79,538	70,922	1,12	25	0,19	Vérifié
	Appuis	0,0103	61,817	55,119	1,12	25	0,19	Vérifié
Yy	Travée	0,0071	42,853	38,397	1,16	25	0,33	Vérifié
	Appuis	0,0125	75,062	62,914	1,19	25	0,345	Vérifié

- **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{100}{630} = 0,158 > \frac{1}{16} = 0,0625$ condition vérifié
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{100}{630} = 0,158 \geq \frac{0,75 \times M_t}{10 \times M_0} = 0,074$ condition vérifié
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{bd} = \frac{31,42}{60 \times 94} = 0,00557 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ condition vérifié

- **Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa})$$

Tableau VII. 13 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	V(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condition
Xx	89,749	1,59	2,5	Vérifié
Yy	83,035	1,47	2,5	Vérifié

- **Armatures transversales minimales :**

- $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) = \text{Min}(28,57; 60; 14) \Rightarrow$ on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

- **Espacement des armatures transversales RPA99 :**

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_L; 30\text{cm}\right) \Rightarrow \min(25; 16,4; 30) \Rightarrow S_t \leq 10\text{cm}$$

- **En zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$l' = 2h = 200\text{cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

$S'_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

- **Armatures transversales minimales : RPA99/2003(art7.5.2.p53)**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

- **la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).**

$$A_t \geq 0,4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 60 \times \frac{15}{400} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_{x_t} \geq \frac{60 \times 15 \times (1,59 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400} = 2,7 \text{ cm}^2$$

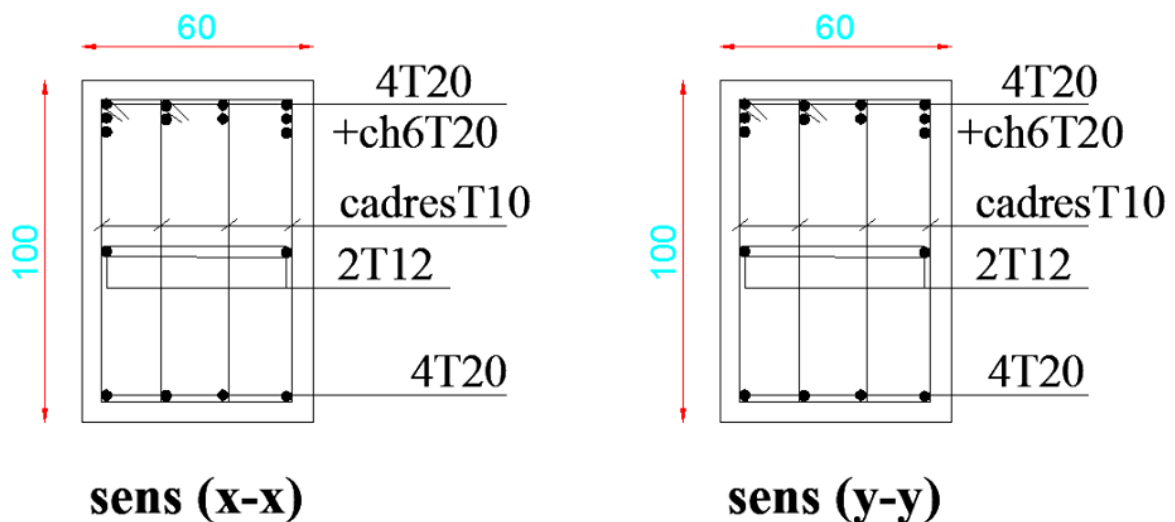
$$\Rightarrow A_{y_t} \geq \frac{60 \times 15 \times (1,47 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{x_t}^{BAEL}; A_{y_t}^{BAEL}; A_t^{RPA}) = \max (2,7; 2,36; 2,7) = 2,7 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Selon les travées :**

COUPE SUR TRAVEE



- Selon les appuis :

COUPE SUR APPUIS

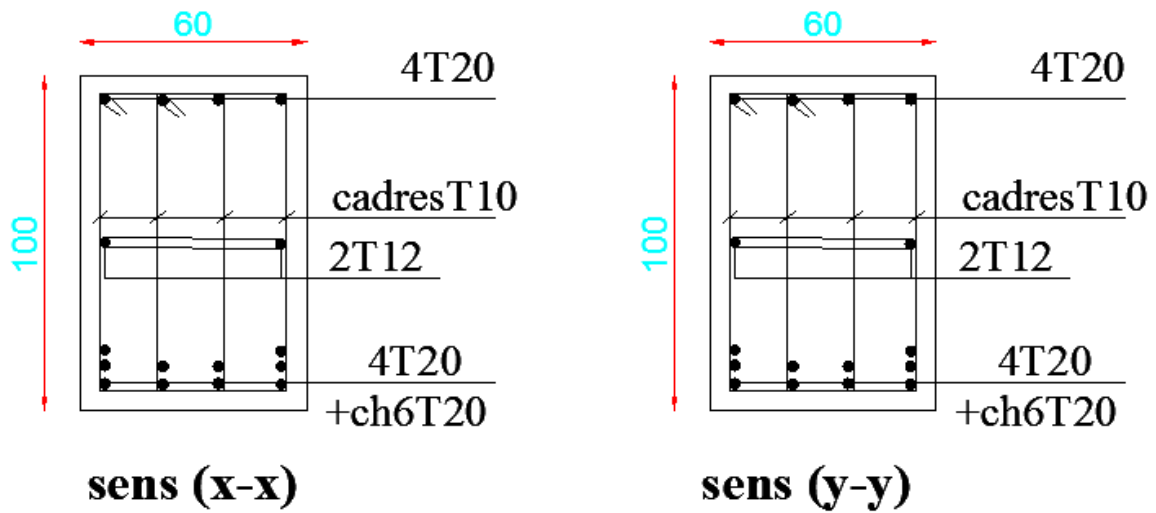


Figure VII.4 : Ferrailage de la nervure

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

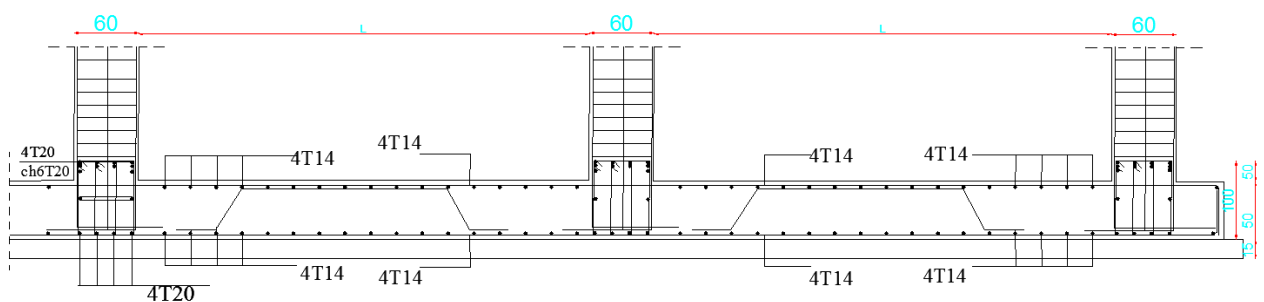


Figure VII.5: Schéma de ferrailage de radier.

CONCLUSION GENERALE

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel ROBOT2009 version 2018 , en conclusion suivante :

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".*
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé. résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.*

Bibliographie

❖ *Règlements :*

- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *DTR C 2-4.7 : Règlement neige et vent « R.N.V.1999 »*

❖ *Livre :*

- *M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996*

❖ *Logiciels et programmes:*

- *AUTO CAD 2016.....Dessin.*
- *ROBOT 2018.....Analyse des structures.*



Annexe

Annexe 1:

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Tableau des Armatures
(en cm²)

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	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2:

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}, f_s, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_c}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

NON

OUI

OUI

NON

$$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{(M_U - M_1)}{(d - d') * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_c}$$