



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : de Génie Civil et d'Hydraulique

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Spécialité : Génie Civil

Filière : structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC + 5 ETAGES) contreventé par portiques auto stables en zone sismique (II-a)

Présenté par :

- ❖ Ghezail Mohamed Elhadi
- ❖ Ben Gasmia Mohamed

Soumis au jury composé de :

TALMATKADI Fatiha	MAA	Présidente	U K M O
BOUZOUAID Samia	MCB	Examinatrice	U K M O
MAUCHE Hania	MCB	Encadreur	U K M O

Année Universitaire: 2021/ 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

**En premier lieux, nous tenons à remercier, notre Dieu tout puissant de nous
Avoir donné la foi, la force et le courage pour terminer ce modeste travail.**

**Nous tenons vivement à remercier notre encadreur de ce travail
Mme : H.MAUCHE pour honneur qu'il nous a fait en acceptant de
diriger notre travail.**

**Nous remercions tous nos enseignants et professeurs de département de
sciences et technologie du centre universitaire de Ouargla surtout Mr S.
DJIREB Comme nous tenons à remercier particulièrement nos familles et
nos amis pour leur grand soutien.**

**Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux messieurs
Le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et
d'évaluer notre travail**

DEDICACE

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé le succès dans cet humble travail.

et je remercie tous les membres de ma famille, ma mère et mes frères Hamza et Samira, l'Arabe, Mariam, Bassam, Lahcen, Nawal, Ahlam

et tous mes amis (Naimi. Oussama, Yaqoub, Ahmed, Salim, Ali, Siddik, Salem,

Al-Hajj, Youssef Suhaib, Mahmoud, Hakim, kamal ,khames ,Hamza)

Honorables professeurs du Département de génie civil.
Sans vous, je n'en serais pas arrivé là.

Merci beaucoup

ملخص:

يتمثل مشروعنا في تطوير دراسة حسابية تفصيلية للهندسة المدنية لمبنى سكني مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 5 طوابق في ولاية ميلا المصنفة في المنطقة الزلزالية "IIa" وفقاً لقوانين هندسة المقاومة للزلازل.

في مشروعنا ، اخترنا هيكلًا به جسور متحركة ذاتية الاستقرار تمتص الأحمال الرأسية والقوى الزلزالية. واعتمدنا على قواعد الحساب والتحقق الجديدة للخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B A.E.L91 modifié 99).

للحساب ، استخدمنا برنامج "ROBOT 2017".

الكلمات المفتاحية: مبنى سكني ، خرسانة مسلحة ، هياكل بوابات ذاتية الاستقرار ، منطقة زلزالية

Résumé :

Notre projet consiste à élaborer une étude détaillée calcul génie civil d'un bâtiment résidentiel composé d'un rez- de- chaussée plus 5 étages dans la wilaya de Mila classée dans la zone sismique « IIa » conformément aux lois de l'ingénierie de résistance aux tremblements de terre.

Dans notre projet, nous avons opté pour une structure à portiques auto stables qui va reprendre aussi bien les charges verticales que les efforts sismiques. et nous nous sommes basés sur les nouvelles règles de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99) pour dimensionner et armer les éléments structuraux, notamment les fondations, les poteaux et les poutres.

Pour le calcul, nous avons utilisé le logiciel « ROBOT 2017 »

Mots-clés : Bâtiment résidentiel, béton armé, portiques auto-stable, zone sismique

Abstract

Our project consists in developing a detailed civil engineering calculation study of a residential building consisting of a ground floor plus 5 floors in the wilaya of Mila classified in the seismic zone "IIa" in accordance with the laws of resistance engineering. to earthquakes.

In our project, we opted for a structure with self-stabilizing gantries which will absorb both vertical loads and seismic forces. and we relied on the new calculation and verification rules for reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified 99) to dimension and reinforce the structural elements, in particular the foundations, the posts and the beams.

For the calculation, we used the "ROBOT 2017" software.

Keywords: Residential building, reinforced concrete, self-stabilizing portal frames, seismic zone

Ferrailage des èlements Structuraux

Les poutres	3T12
Les poutres	3T12
Les poteau	8T14
Les fondation	15T14

Sommaire

Remerciement	II
Dédicace	III
Résumé	IV
Liste des figures	XI
Liste des tableaux	IX
Symboles Notions Abréviations	XIII
Introduction générale	A

CHAPITRE I : Généralités

I. Partie 1 : Présentation du projet .	01
I.1.1. Introduction	01
I.1.2. Caractéristique de la structure	01
I.1.2.1. Caractéristiques géométrique	01
I.1.2.2. Données du site	01
I.1.2.3. Choix du contreventement	01
I.1.3. Règlements et normes utilisé	01
I.1.4. Description technique de l'ouvrage	01
I.1.4.1. Structure principale	01
I.1.4.2. Structure secondaire	02
I.Partie 2 : Caractéristiques des matériaux :	06
I.2.1. Introduction	06
I.2.2. Définition des états limites	07
I.2.2.1. Les états limites ultimes « ELU»	07
I.2.2.2. Les états limites de service « ELS»	07
I.2.3. Les Actions et sollicitations	08
I.2.3.1. les actions	09
I.2.3.2. Les sollicitations	09
I.2.4. Caractéristique des matériaux	09
I.2.4.1. Le béton	09
I.2.4.2. Acier	15
I.2.5. Hypothèses de calcul	18
I.2.6. Conclusion	20
I.Partie 3 : Définitions des éléments :	21
I.3.1- .Les planchers	21
I.3.2- L'acrotère	21
I.3.3-: Plancher à corps creux	21
I.3.4-: Escalier	21

I .3.5- balcon	21
I .3.6- Les poutres	22
I .3.7- Les poteaux	22
I .3.8- fondation	22

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	23
II.2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires:	23
II.2.1. Les planchers	23
II.2.2. Les Balcons	25
II.2.3. Les escaliers	25
II.2.4. L'acrotère	27
II.2.5. Mur extérieur	28
II.3. Pré dimensionnement des Eléments principales	28
II.3.1. Les poutres	28
II.3.1.1 Pré dimensionnement	30
a. les poutres principales	29
b- les poutres secondaires	29
II.3.2. Les poteaux	30
II.4. Conclusion	30

CHAPITRE III : Descente des charges

III.1. Introduction	31
III.2. Descente des charges des éléments	31
III.2.1 Plancher terrasse (inaccessible).	31
III.2.2. Plancher étage courant	32
III.2.3. Balcon	33
III.2.4. Escaliers	33
III.2.5. Acrotère	34
III.2.6. Mur extérieur	34
III.2.7. Mur intérieurs	35
III.2.9. Poteau	35

CHAPITRE IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.1. Introduction	49
IV.2. L'acrotère	49
IV.2.1. Hypothèses de calcul	49
IV.2.2. Les charges appliquent sur l'acrotère	50
IV.3 : Plancher à corps creux	54
IV.3.1. Caractéristiques des nervures	54

IV.3.2.Evaluation des charges et surcharges	54
a)Plancher terrasse	54
b)Plancher étage courant	54
IV.3.3 : Choix de la méthode de calcul	55
IV.3.3.1.Méthode de forfaitaire	55
C) Application de la méthode	56
IV.4 : Escalier	70
IV.4.1.Hypothèses de calcul	70
IV.4.3-1-palier	70
IV.4.3-2-Determination les charges	71
IV.4.4-détermination des sollicitations(rdm6)	71
IV.4.5. Calcul Le Ferrailage	73
IV.4.6-La poutre palière	75
IV.4.6-1- dimensionnement	75
IV.4.6-2- détermination des sollicitation	76
IV.4.6-3-Ferrailage de la poutre palier	76
IV. 5.balcon	78
IV.2.IV.5.1. Calcul Le Ferrailage	79
IV.5.2.Vérification de la flèche	81

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction	82
V.2. Présentation du logiciel ROBOT(2017)	82
V.3. Choix de la méthode de calcul	83
V.3.1. méthode statique équivalente	83
V.3.2. méthode dynamique modale spectrale	85
V.3.3. méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	85
V.4. Calcul de la force sismique	89
V.5. Calcul de centre de masse et centre de torsion	98
V.6. Vérification de période (T)	98
V.7. Vérification des Déplacements Latéraux	99
V.8. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	100
V.8.1. Vérification au renversement	100
V.9. Justification Vis A Vis De l'effet	102
V.10. Conclusion...	103

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

IV.1.Etude des portiques	104
IV.2. Introduction	105
VI.3. Les poutres	105
VI.3.1. Armature longitudinale	105
VI.3.2. Armature transversal	106
VI.3.3. Calcule de ferrailage	106
VI.3.4.1. Poutre Principale	112
VI.3.4.2. Poutre secondaire	112

VI.4. Les Poteaux	112
VI.4.1. Combinaison de calcul	112
VI.4.2-Vérification du ferrailage	114
VI.4.3-calcul des armatures transversales	115
VI.5. Les Fondation	117
VI-5- 1- type de fondation	117
VI-5- 2- Semelle isolée	117
VI-5- 2.1.semelle d'angle	117
VI.5.2.1.1. Pré dimensionnement	118
VI-5-2.2.2. Hauteur utile	118
VI-5-2.2 .3.Vérification des contraintes	118
VI.5.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement	119
VI.5.2.1.3. Ferrailage à L'ELU	119
VI.5. 2-2.semelle central	120
VI.5.2.2.1. Pré dimensionnement	121
VI-5-2.2.2. Hauteur utile	121
VI-5-2.2 .3.Vérification des contraintes	121
VI.5.2.2.4. Vérification de la stabilité au renversement	122
VI-5-2.5. Ferrailage à L'ELU	122
VI.6. Longrine	123
VI-6-1-Dimensionnement de la longrine	123
VI-6- 2-Ferrailage de la longrine	123
Conclusion générale	125
Référence bibliographique	126
Annexe	127

Numéro de tableau	Titre de tableau	page
Tableau.I.1	f_e en fonction du type d'acier	16
Tableau.I.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	20
Tableau.II.1	Récapitulatifs des caractéristiques géométriques des poutrelles	25
Tableau.III.1	Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	31
Tableau.III.2	Charges exploitations du plancher terrasse inaccessible	32
Tableau.III.3.	Charges permanentes du plancher étages courant	32
Tableau.III.4	Charges exploitations du plancher étages courant	32
Tableau.III.5	Charges permanentes du balcon	33
Tableau III.6	Charges exploitations du balcon	33
Tableau III.7	Charges permanentes du palier	34
Tableau III.8	Charges permanentes du paillasson	34
Tableau III.9	Charges exploitations du escalier	34
Tableau III.10	Charges permanentes de l'acrotère	34
Tableau III.11	Charges exploitations de l'acrotère	34
Tableau III.12	Charges permanentes de mur extérieur.	35
Tableau.III.13	Charges permanentes de mur intérieur	35
Tableau III.14	Calcul de la descente de charge des poteaux intermédiaires.	38
Tableau III.15	récapitulatif des résultats	40
Tableau III.16	récapitulatif des résultats	40
Tableau III.17	Calcul de la descente de charge des poteaux de rive	42
Tableau III.18	récapitulatif des résultats	44
Tableaux III.19	récapitulatif des résultats	44
Tableau III.20	Calcul de la descente de charge des poteaux d'angles)	46
Tableau III.21	des résultats ($B.C.N_U$).	47
Tableau III.22	récapitulatif des résultats	48
Tableau IV.1	récapitulatif des résultats	51
Tableau IV.2	récapitulatif des résultats	52
Tableau IV.3	récapitulatif des résultats)	53
Tableau IV.4	Evaluation des charges et surcharges (plancher).	54
Tableau IV. 5	Lessollicitations à l'ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)	56
Tableau IV. 6	Lessollicitations à l'ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse)	57
Tableau .IV.7.	récapitulatif des résultats	59
Tableau IV.8	récapitulatif des résultats	60
Tableau IV.9	récapitulatif des résultats	60
Tableau IV.10	Lessollicitations à l'ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)	64
Tableau IV.11	Lessollicitations à l'ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse)	65
Tableau IV.12	récapitulatif des résultats	66
Tableau IV.13	récapitulatif des résultats	67

Tableau IV.14	récapitulatif des résultats	68
Tableau. IV.15	récapitulatif des résultats	79
Tableau. V.1	Tableau V.1. les périodes et les factures de participation massique modale (Selon ROBOT2017)	87
Tableau V.2	Coefficient d'accélération de zone	89
Tableau. V.3	Valeur de coefficient C_T	90
Tableau. V4	Valeur de T_1 et T_2	91
Tableau. V5	Valeur de $\xi(\%)$	92
Tableau. V6	Valeur de coefficient de comportement R	93
Tableau. V7	Valeurs des pénalités P_q	94
Tableau. V8	Résultat des Forces Dynamique (Selon ROBOT2017).(x-x,y-y)	96
Tableau. V9	D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT2017»	97
Tableau. V10	L'excentricité théorique et accidentelle à chaque niveau	98
Tableau. V11	Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x (ROBOT 2017)	99
Tableau. V12	Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y(ROBOT 2017)	100
Tableau. V13	Les renversements à sens Y-Y	101
Tableau. V14	Les renversements à sens X-X	101
Tableau. V15	Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens x-x	102
Tableau. V.16	Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens y-y	103
Tableau. VI1	Poutre Principale	106
Tableau. VI2	Poutre secondaire	109
Tableau. VI3	Les sollicitations internes pour les poteaux	114
Tableau. VI4	calcul du ferrailage des poteaux	114

Numéro de figure	Titre de figure	page
Figure.I.1	Plancher à corps creux	2
Figure.I.2	Brique creuse	3
Figure.I.3	Vue en façade	4
Figure.I.4.	Coupe en façade	5
Figure.I.5	Vue en plan RDC	6
Figure.I.6	Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	10
Figure.I.7	Diagramme des contraintes déformation du béton à l'ELU	11
Figure.I.8	Diagramme des contraintes limite du béton	13
Figure.I.9	Diagramme contrainte déformation de l'acier	16
Figure.I.10	Règle de trois pivots	18
Figure.II.1	Coupe transversale sur un plancher à corps creux	23
Figure.II.2	Caractéristiques géométriques des poutrelles	24
Figure.II.3	Schéma statique d'escalier	25
Figure.II.4.	Schéma statique d'escalier	26
Figure.II.5.	Coupe de poutre palier	27
Figure.II.6	Coupe d'acrotère	28
Figure.II.7	Remplissage en double	28
Figure.II.8	Coupe.Les poteaux	30
Figure.III.1	Détail des constituants du plancher étage courant	31
Figure.III.2	Détail des constituants du plancher étage courant.	32
Figure.III.3	Remplissage extérieur.	34
Figure.III.4	Schéma de la descente des charges d'un poteau	37
Figure.III.5	Section du poteau intermédiaire	37
Figure.III.6	Section du poteau de rive	41
Figure.III.7	Section du poteau d'angle	45
Figure.IV.1	Schéma de l'acrotère.	49
Figure.IV.2	Section de 1 m pour calculer l'armement	51
Figure.IV.3.	Schéma de ferrailage de l'acrotère.	53
Figure.IV.4.	Schéma statique d'étage courant.	55
Figure.IV.5.	Schéma statique d'effort tranchant	57
Figure.IV.6.	Schéma de Section T	58
Figure.IV.7	ferrailage des poutrelles.	70
Figure.IV.8	chéma statique d'escalier	71
Figure.IV.9	l'effort tranchant –ELU-RDM6	72
Figure.IV.10	Diagramme de moment ELU-RDM6b/ELS	72
Figure.IV.11	l'effort tranchant –ELS-RDM6	72
Figure.IV.12.	Diagramme de moment ELS-RDM6	73
Figure.IV.13	Ferrailage d'escalier	75
Figure.IV.14	Schéma La poutre palière	76
Figure.IV.15.	Digramme de moment et l'effort tranchant	76
Figure.IV.16	Schéma statique du balcon	77

Figure.IV.17	Schéma statique du balcon	77
Figure.IV.18	Schéma de ferrailage de balcon	81
Figure.V.1	modele en3D(ROBOT2017)	83
Figure.V.2	Translation selon y-y	87
Figure.V.3	translation selon x-x	88
Figure.V.4	Rotation selon Z-Z	88
Figure.VI.1	Portée à prendre en compte dans les calculs	104
Figure.VI.2	Schéma de ferrailage des poutres principale	112
Figure.VI.3	Schéma de ferrailage des poutres secondaire	112
Figure.VI.4	ferrailage de poteau	116
Figure.VI.5	Semelle isolée	118
Figure.VI.6	Diagramme des contraintes de sol	119
Figure.VI.7	Schéma de ferrailage	120
Figure.VI.8	Diagramme des contraintes de sol	122
Figure.VI.9	Schéma de ferrailage	123
Figure.VI.10	Ferrailage de longrine	123

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone,
Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures

Tableau. VI.2. calcul du ferrailage des poteaux C : Cohésion.

\bar{q} Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanent.

σ_c : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}$ Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte du sol.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f: Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

Lr : Longueur de recouvrement. Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 I : Moment d'inertie.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge. f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène. η : facteur de correction d'amortissement.
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
 R : coefficient de comportement global de la structure.
 P_q : Valeurs des pénalités.
 W_G : Poids dû aux charges permanentes.
 W_Q : Poids dû aux charges exploitation.
 V_d : la force dynamique.
 V_S : la force statique.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 Δ : Déplacement relatif au niveau.
 F_k : La somme des forces sismique à chaque étage.
 h_k : La hauteur d'étage.
 b_i : Le centre de gravité de la structure.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale .

L'homme à toujours cherché de nouveaux lieux et terrains en vue de l'établissement de nouvelles agglomérations, avec l'ensemble des équipements nécessaires à l'intérêt public (urbanisation, infrastructures routières, les réseaux de transport d'énergie, etc.). Ceci exige une planification bien adaptée à la nature et aux particularités des espaces conquis, avec ces conditions et le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, qui oblige l'homme à opter pour ce genre de construction.

En Algérie, au moins 90% des installations socio-économique et politique du pays sont concentrées au nord du pays, les études géologique et sismologique dans cette partie du territoire montrent que 70% est soumis à l'activité sismique.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique. Donc l'étude se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99 V 2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques.

Donc l'ingénieur en génie civil va réaliser (étude, calcul, et conception) une structure doit être bien conçue et calculée de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation après avoir subi un séisme ou autre catastrophe et ne doit pas être endommagée au seuil de ruine pour assurer la protection des vies humaines, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 5 étages, à usage d'habitation. Notre travail se subdivisera en 6 chapitres :

Chapitre 1. Généralités et présentation de l'ouvrage, consiste en la présentation du bâtiment, et le choix des matériaux à utiliser.

Chapitre 2. Pré dimensionnement des éléments.

Chapitre 3. Descente des charges des éléments.

Chapitre 4. Ferrailage des éléments secondaires.

Chapitre 5. Comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment.

Chapitre 6. Ferrailage des éléments principaux. En termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I Partie 1 : Présentation du projet .

I.1.1. Introduction :

Dans le cas de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, Implanté dans la ville de Mila, cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

Le projet comporte :

- ✓ Un rez-de-chaussée : Habitation.
- ✓ Du 1er à 5ème étage : Habitation.
- ✓ Une terrasse inaccessible.
- ✓ Une cage d'escalier.

I.1.2. Caractéristiques de la structure :

I.1.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✚ Largeur en plan -----8.45m
- ✚ Longueur en plan -----20.40m
- ✚ Hauteur du RDC -----3.06m
- ✚ Hauteur étage courant -----3.06m
- ✚ Hauteur totale -----18.36m

I.1.2.2. Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté à la ville de wilaya de Mila, une zone classée par le RPA. 99/version2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme S3 (site meuble).
- ✓ Contrainte admissible du sol 2.5 bar.

I.1.2.3. Choix du contreventement :

Le système de contreventement (portique).

I.1.3. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2

I.1.4. Description technique de l'ouvrage :

I.1.4.1. Structure principale : contreventement de la structure est assuré par des portiques tout en justifiant l'interaction portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.1.4.2. Structure secondaire :**I.1.4.2.1. Planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I.1.1. Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.1.4.2.2. Maçonnerie :**a. Murs extérieurs :**

Cloison de séparation en double parois de briques de 10 cm à l'intérieur et de 15cm à l'extérieur et avec une lame d'air de 5cm

b .Murs intérieurs :

En simple cloison de brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

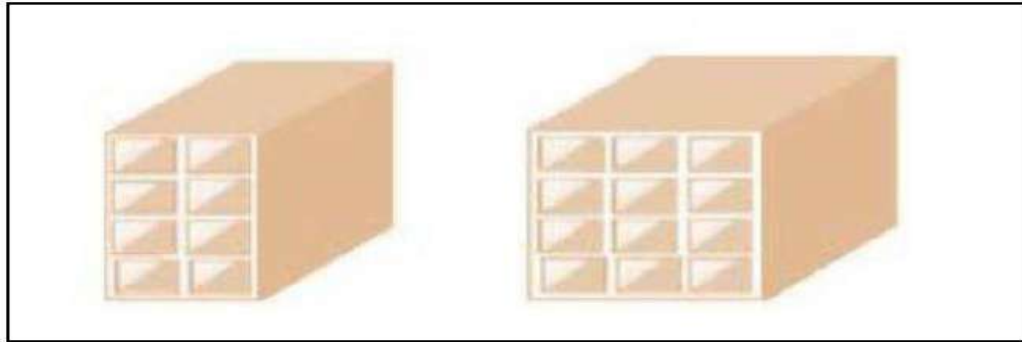


Figure I.1.2 .Brique creuse[5]

I.1.4.2.3. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.1.4.2.4. Escalier :

Des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.1.4.2.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.1.4.2.6. Fondation :

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charge et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

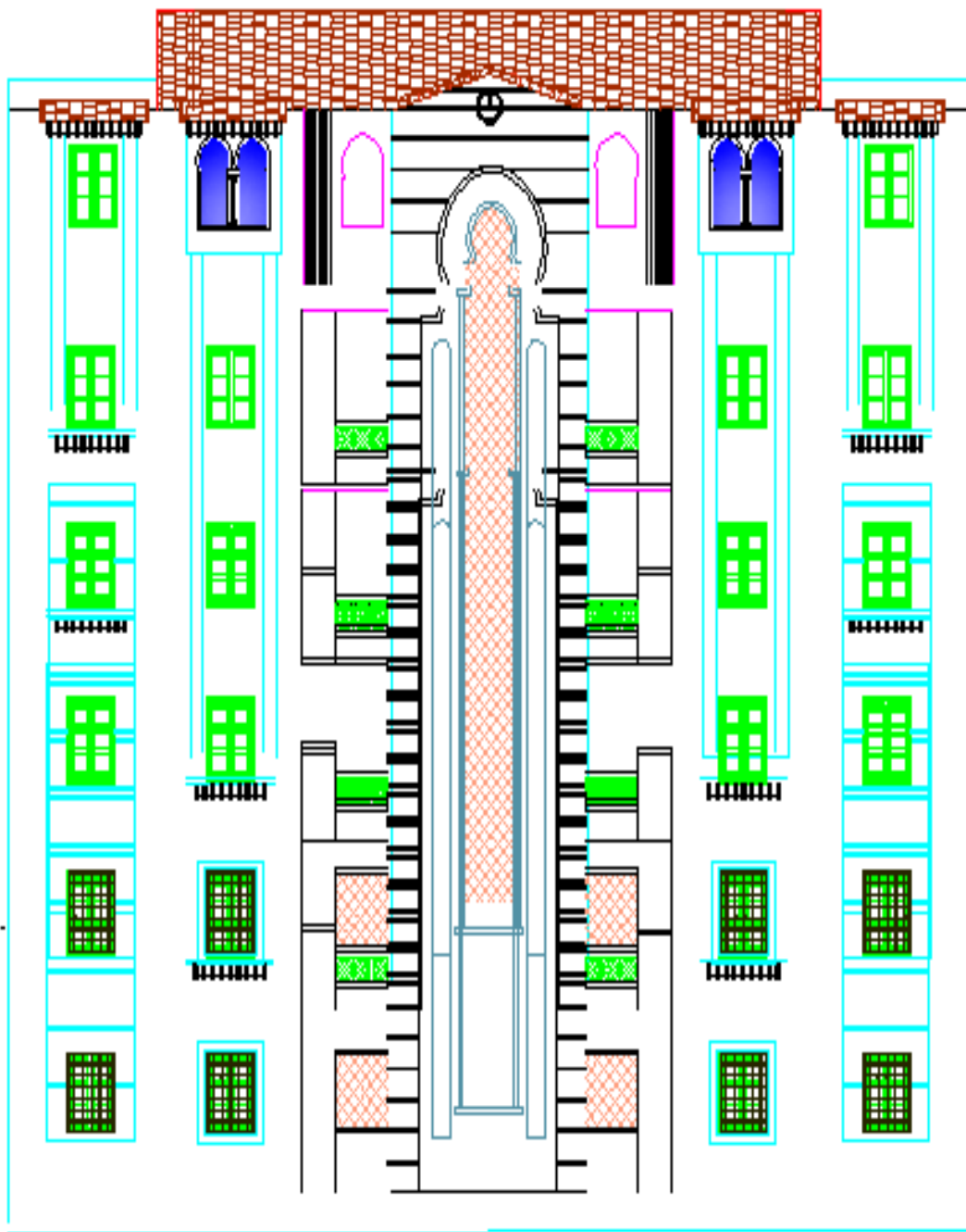


Figure.I.1.3. Vue en façade (Echelle : 1/100)

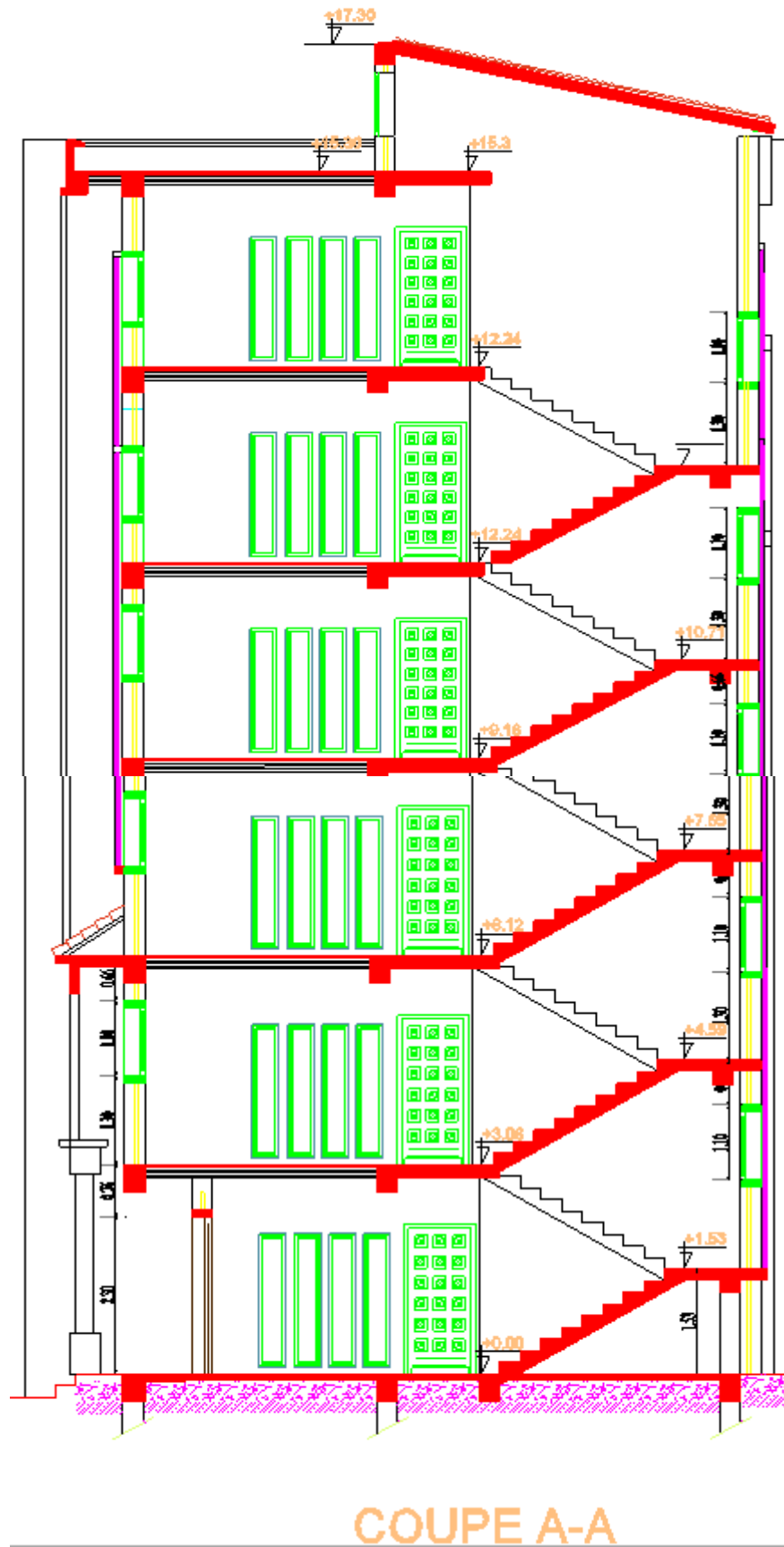
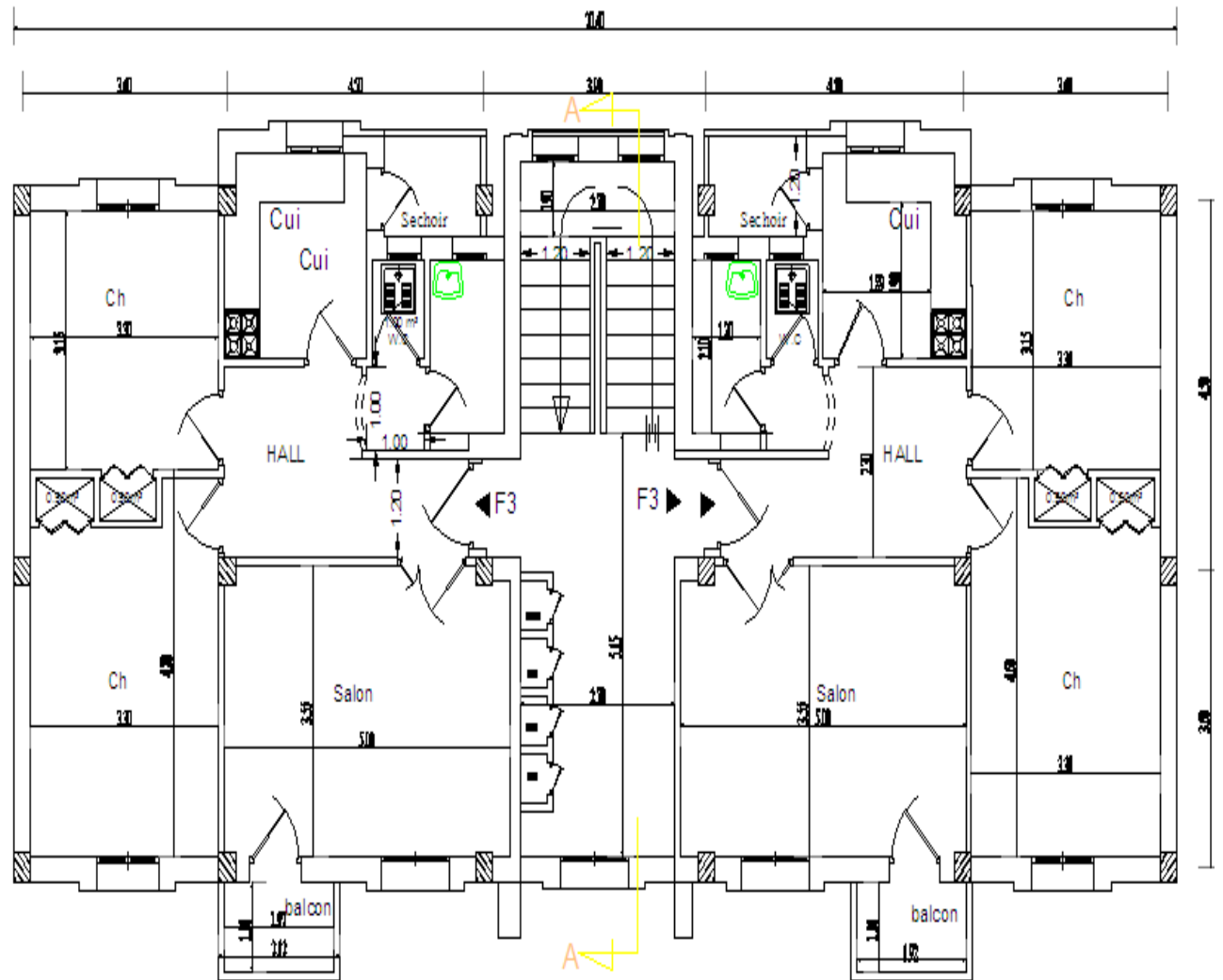


Figure.I.1.4.Coupe :A-A(Echelle : 1/100)



PLAN DE 1ER ETAGE

Figure.I.1.5. Vue en plan RDC (Echelle : 1/100)

I.Partie 2 : Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Introduction :

Plus de quatre milliards de mètres cubes de béton sont coulés chaque année dans le monde. Ce matériau permet de construire des ouvrages de toute nature et, notamment, des bâtiments, des immeubles d'habitation, des ponts, des routes, des tunnels, des barrages ainsi que des centrales thermiques et nucléaires.

Ces caractéristiques ont néanmoins limité son utilisation : il est fragile et résiste mal à la traction et sujet à la fissuration dans le cas des éléments minces. Pour cela on ajoute des fibres telle que les fibres d'acier, qui peuvent apporter une meilleure

réponse au problème de la fragilité du béton et minimiser le risque de fissuration ce qui permettait d'améliorer sa durabilité et sa résistance.

Le développement de l'emploi d'un matériau de construction repose sur des critères techniques et économiques. La résistance mécanique et la durabilité du matériau fondent les principaux critères de choix techniques. La disponibilité et le faible coût des matières premières, la facilité d'emploi et le prix de revient du matériau valident les conditions économiques.

I.2.2. Définition des états limites :

D'après Pratique de BAEL art 2.3. Un état –limite est celui lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses élément) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

I.2.2.1. Les états limites ultimes « ELU » :

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses élément avant dépassement par :

- ❖ L'équilibre statique.
- ❖ La stabilité de la forme.
- ❖ La résistance de l'un des matériaux (rupture), ceci conduit à la ruine de l'ouvrage

Critères de calcul :

- ❖ Déformation relatives (ou courbures) limites.
- ❖ Calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

I.2.2.2. Les états limites de service « ELS » :

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils

- ❖ correspondent aux phénomènes suivant :
- ❖ Ouverture excessives des fissures.
- ❖ Compression excessive du béton.
- ❖ Déformation excessive des éléments porteurs.
- ❖ Vibration excessives et/ou inconfortables.
- ❖ Perte d'étanchéité, etc.

Critères de calcul :

- ❖ Contraintes (ou déformation) limites.
- ❖ Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,...)

I.2. 3.Les Actions et sollicitations[6] :**I.2.3.1 les actions :****I.2.3.1.1 Définitions :**

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

I.2.3.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :✓ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.

- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

✓ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

✓ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.2.3.1.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\bullet \text{ Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } \quad G + Q \end{array} \right.$$

$$\bullet \text{ Situations accidentelles : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

I.2.3.2. Les sollicitations :

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

I.2.4. Caractéristique des matériaux[5] :**I.2.4.1. Le béton :****I.2.4.1.1. Définition :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

* Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts

de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

* Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages

aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

* Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

* Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions effets Des incendies.

* Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation

des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage

sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.2.4.1.2. Composition du béton :

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 L / Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 L / de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons}(5 < D_g < 15\text{mm}) \\ \text{Gravier}(15 < D_g < 25\text{mm}) \end{array} \right.$

175 L / d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³

et 2500Kg/m³

I.2.4.1.3. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm* 32cm cylindrique.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton.

Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

• Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases}$$

• Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases}$$

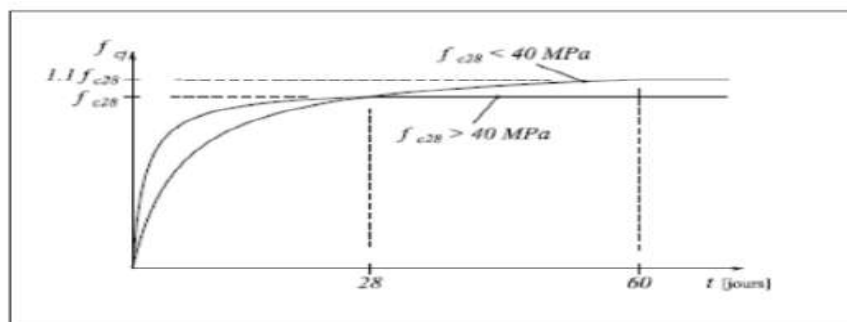


Figure.6. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} .

Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

Résistance à la traction des bétons courants est à 8 à 12 fois plus faible que sa résistance à la compression elle est caractérisée à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} exprimée en MPa est définie conventionnellement par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jour et $f_{c28}=25$ Mpa $f_{t28}=2,1$ Mpa.

c. Contrainte limite :

c.1. Etat limite ultime :

* Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$F_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

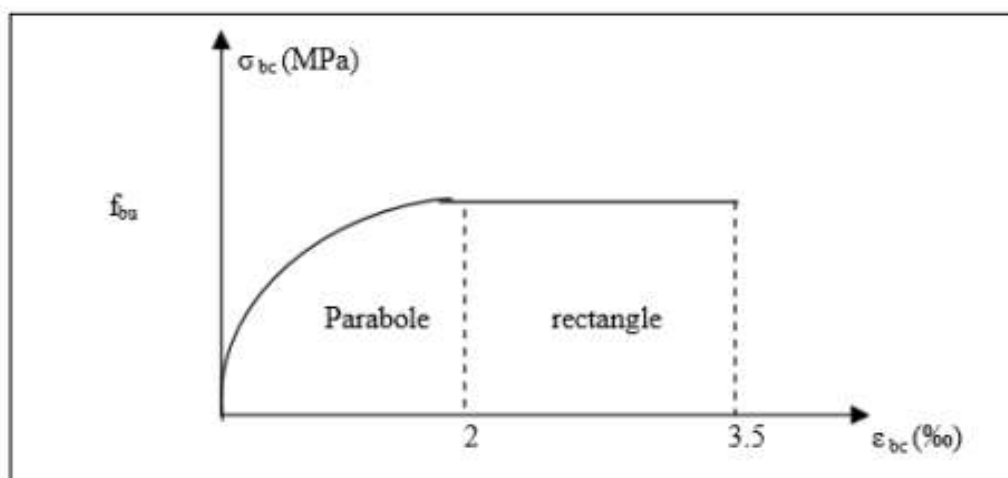


Figure I.7. Diagramme des contraintes déformation du béton à l'ELU

ε_{bc} : Déformation du béton.

δ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à (j) jours.

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des combinaisons d'action

$$\begin{cases} \theta = 0.1 & \text{durée} > 24h \\ \theta = 0.9 & 1h < \text{durée} < 24h \\ \theta = 0.85 & \text{durée} < 1h \end{cases}$$

$f_{ou} = 14,17$ MPa pour: $\gamma_b = 6-1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour: $\gamma_b = 1,15$

contrainte ultime de cisaillement:

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\mathcal{T} < \mathcal{T}_{adm}$

$$\mathcal{T}_{adm} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\mathcal{T}_{adm} = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \quad \text{pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

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

$$\mathcal{T}_{adm} = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\mathcal{T}_{adm} = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

c .2. Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle

reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

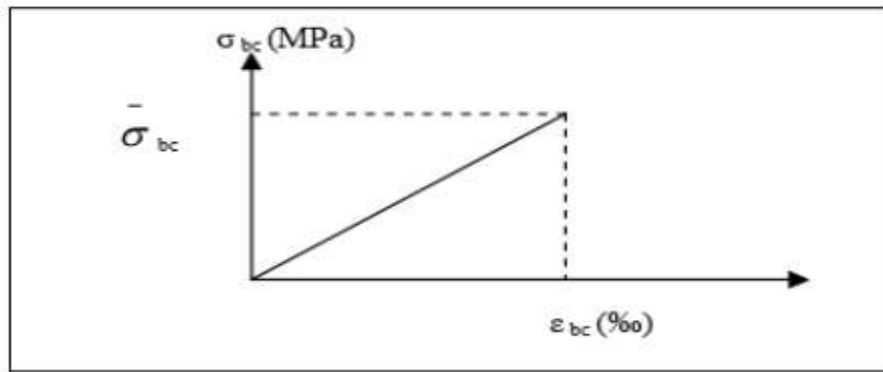


Figure I.8. Diagramme des contraintes limite du béton.

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

d. déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ;

Le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

▪ Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge «j» jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3},$$

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}.$$

▪ Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de

déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

▪ Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(v+1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec :

E: module de Young

v: Coefficient de poisson

$$GEM-18493, 45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson v par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$V = \frac{A_d/d_o}{A_1/10} = E_t / E_l$$

Avec :

E_t : déformation limite transversale.

E_l : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à FELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.2 .4.2. Acier :

I.2.4.2.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ;

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s=200000$ MPa.

I.2.4.2.2. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

* Coefficient de poisson de l'acier :

Le Coefficient de poisson ν est pris égal à : $\nu = 0.3$

Principales armatures utilisés :

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier

	désignation	F_e (MPa)
Acier ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Acier à hautes adhérences	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudé à fils lisses	TLE500	500
Treillis soudé à haute adhérences	FeTE500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type.

●Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

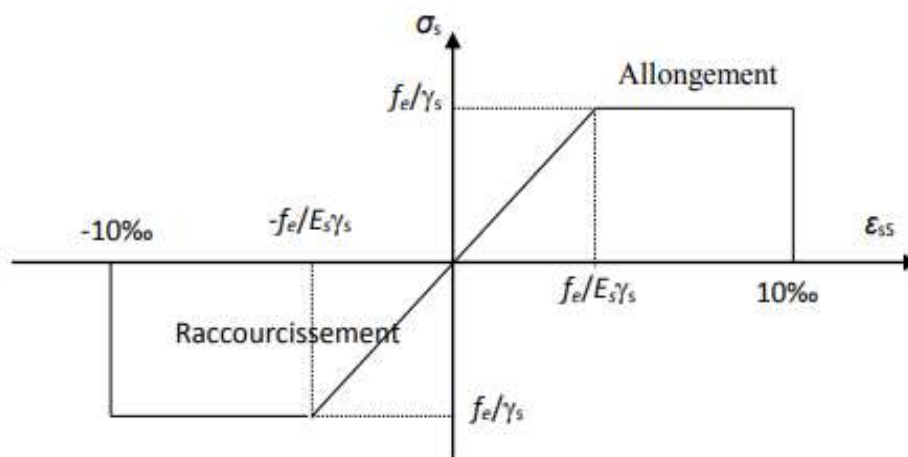


Figure I.9. Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

$$\varepsilon = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de

$$\text{sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Cas de situations durable.} \end{cases}$$

● **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

▪ Fissuration peu préjudiciable (F_{PP}):

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

▪ Fissuration préjudiciable (F_P) : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e; 110(\eta f_{ij})^{1/2}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés en intempéries comprises à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

▪ Fissuration très préjudiciable (F_{TP}) : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e; 90(\eta f_{ij})^{1/2}$

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif et dans ce cas une étanchéité est obligatoire.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.2.5. Hypothèses de calcul :**I.2.5.1. Calcul aux états limites de services :**

* Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

* La résistance de traction de béton est négligée.

* Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux

Linéairement élastiques.

Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = E_s/E_b$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.2.5.2. Hypothèses supplémentaires pour les E.L.S :

* Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.

* Le comportement des matériaux est linéaire élastique (loi de Hooke).

* On définit le coefficient d'équivalence par la relation

$$n = E_s/E_b = 15.$$

I.2.5. 3. Hypothèses supplémentaires pour les E.L.U :

* Le raccourcissement relatif du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \text{ en flexion simple et } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \text{ en compression simple.}$$

* L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}.$$

* Le diagramme de déformation de la section doit obligatoirement

passé par l'un des

Trois pivots « A, B, ou C »

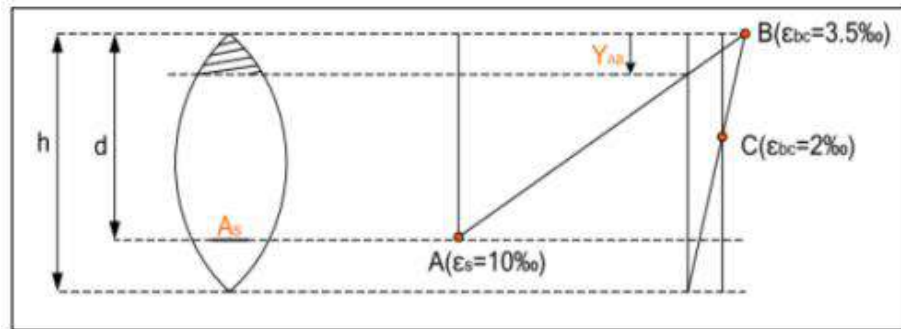


Figure I.10. Règle de trois pivots.

- **pivot A** : Déformation des armatures tendues égal à 10‰ : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **pivot B** : Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5‰ : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **pivot C** : Déformation des fibres de béton comprimées à 2‰ la section est soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- $E_{ij} = 32164,20$ MPa.
- $f_e = 400$ MPa.

I.2.6. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériau	Caractéristique Mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (F_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU:	
	◦ situation durable	14.2
	◦ situation accidentelle	18.45
	Contrainte limite à l'ELS (δ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.19
Module de déformation Longitudinale différée E_{vj}	10721.39	
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contraintes de calcul l'ELU :	
	◦ situation accidentelle	400
	◦ situation courante	348
	Contraintes à l'ELS :	/
	FPN	240
FN	176	
FTN		

I.Partie 3 : Définitions des éléments :**I.31- .Les planchers :****Définition :**

Les planchers sont des plaques minces qui travaillent essentiellement en flexion simple, l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur deux, trois ou quatre appuis, ils déterminent les niveaux ou étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

I.3.2- L'acrotère :**Définition :**

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilée à une console encastree au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « M_Q » au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire.

I .3.3-: Plancher à corps creux :**Définition :**

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

Porte les charges et les surcharges des bâtiments.

Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux

I .3.4-: Escalier :**Définition :**

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux

d'une construction en toute sécurité.

I .3.5- balcon :**Définition :**

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastree dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire à la flexion simple

I .3.6- Les poutres :**Définition :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

I .3.7- Les poteaux**Définition :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

I .3.8- fondation :**définitions :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol

Chapitre II

Pré dimensionnement

Des éléments

II. 1.Introduction :

Le pré-dimensionnement des différents éléments (principaux / secondaires) d'une structure est une étape très importante dans une étude de Génie civil. ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99 / Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA 93. Afin de résister et de reprendre les sollicitations.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul pour cela le RPA 99 (Version 2003) C.B.A 93 a mis au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II .2.Pré dimensionnement des Elémentssecondaires:

II.2.1.Les planchers :

Dalle à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$).

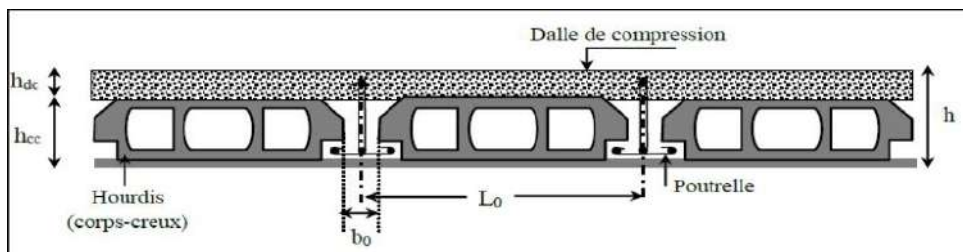


Figure.II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux[5]

Avec:

- h_{cc} : hauteur de corps creux.

- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

- b_0 : largeur de l'ancre de 8 à 12 cm.

Condition de flèche : (BAEL 91 B.6.8 , 4 .2.4):

$L=450$ cm

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

On prend donc Soit $h_t = 20$ cm = (16+4)

16 cm: épaisseur de corp creux

4 cm: dalle de compression

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

-Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

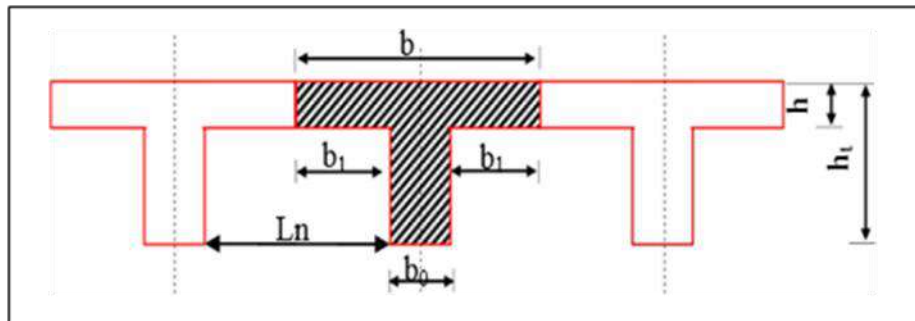


Figure.II.2.caractéristiques géométriques des poutrelles

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.5 h_t \rightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 10$ cm

$$b_{1min} = \left\{ \begin{array}{l} l_n = \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \\ \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \end{array} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures

Donc on prend $\Rightarrow b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

Tableaux II.1. : Caractéristiques géométriques des poutrelles :

h_t (cm)	h (cm)	b (cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
20	4	65	27.5	10

II.2.2 Les Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

Type 1 :

$L_0 = 1.2$ m : portée libre de la porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 120 / 10 \rightarrow e \geq 12 \text{ cm.}$$

On adapte une épaisseur de **$e=12$ cm.**

II.4. Les escaliers :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied à un autre.

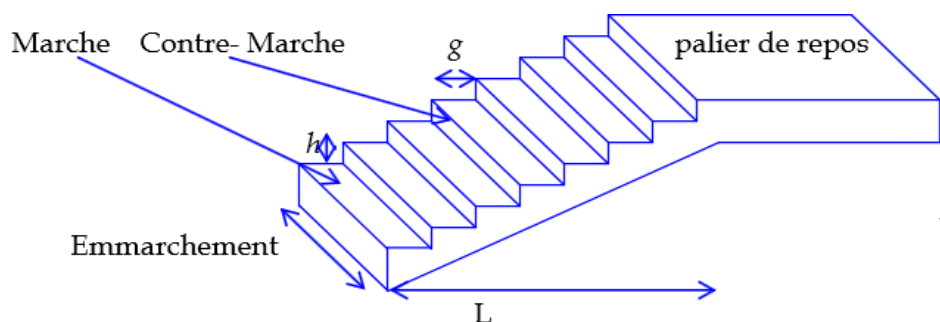


Figure II.3 : schéma statique d'escalier

H : La montée ou la hauteur d'escalier (H).

h : La hauteur d'une marche (h).

g : Le giron (la largeur de marche).

E : L'embranchement (la largeur de la volée).

L : Le linge de foulée (longueur de volée)

La contre marche : la partie verticale d'une marche.

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

Pour déterminer la largeur des marches et la hauteur contre marche, on utilise la formule de BLONDEL $59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$.

Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend :

«h» entre 14 et 20cm $\rightarrow 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

«g» entre le 22cm et 33cm $\rightarrow 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$.

On prend : **$h=17\text{cm}$** **$g=30\text{cm}$**

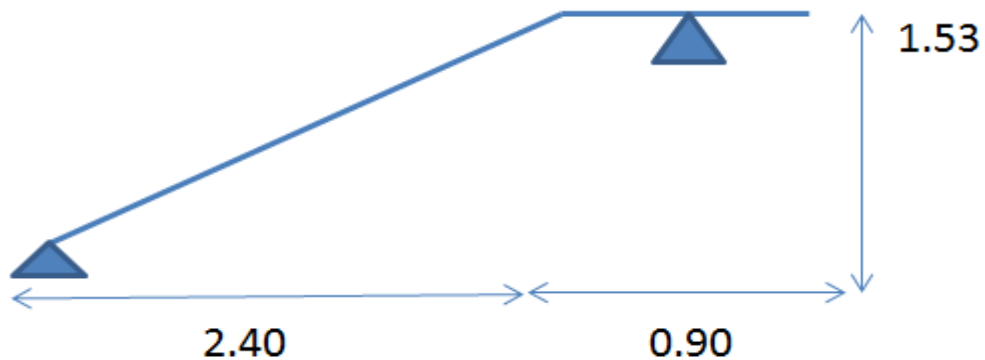


Figure II.4 : schéma statique d'escalier

Nombre des contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow n = 9$$

Nombres des marches :

$$n - 1 = 8$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$l = 1.53 / \sin \alpha \rightarrow l = 2.83 \text{ m}$$

La paillasse est une dalle reposant sur deux côtés :

$$L = l_v + l_p = 283 + 90 = 373 \text{ cm}$$

$$373/30 < e < 418/20 \rightarrow 12.43 < e < 20.9$$

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

II .2.3.Pré dimensionnement de la poutre palier :

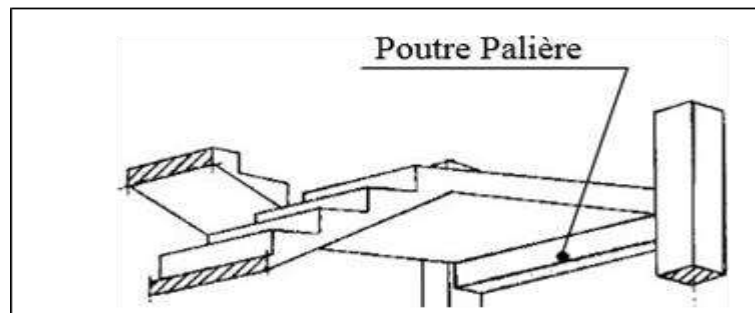


Figure II.5. Coupe de poutre palier

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l'RAP 99/V2003.

Selon le B.A.E.L

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

$$h=35\text{cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

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

Vérification selon RPA99 :

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$1 < h/b = 1.16 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Tousls Vérifications de RPA99 (version2003) sont vérifier,onadapte:

b =30 cm et h= 35cm

II.2.4.L'acrotère :

La surface de l'acrotère :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{0.22 \times 0.3}{2}$$

$$s = 0.069\text{m}^2$$

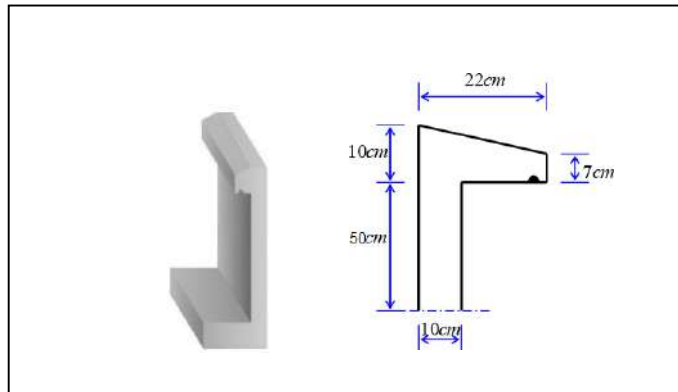


Figure II.6. Coupe d'acrotère

Le périmètre de l'acrotère :

$$P=0.6+0.5+0.07+0.22 \Rightarrow P = 1.39\text{m}$$

II.2.5. Mur extérieur :

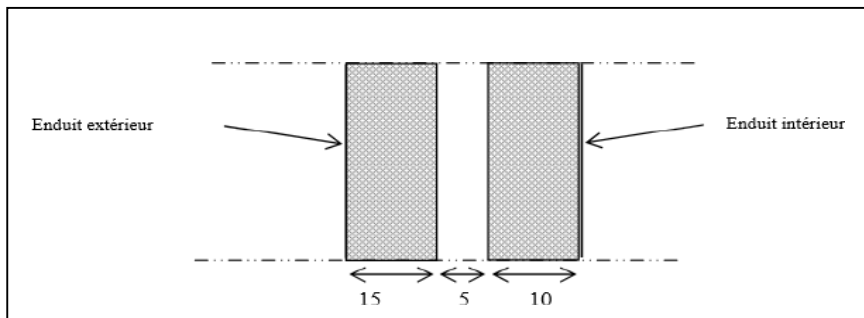


Figure II.7. Remplissage en double

II.3. Pré dimensionnement des Eléments principaux :

II.3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé Elles sont dimensionnées selon B.A.E.L91 modifier 99 et vérifiées par le RPA99 version 2003.

II.3.1.1 Pré dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91 les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

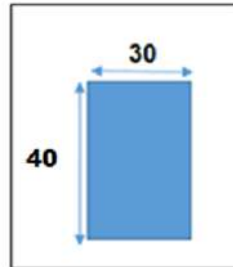
a- les poutres principales :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

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

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

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



Vérification selon RPA99 :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$1 < h/b = 1.33 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Tous les Vérifications de RPA99 (version 2003) sont vérifiées, on adapte :

b = 30 cm et h = 40 cm.

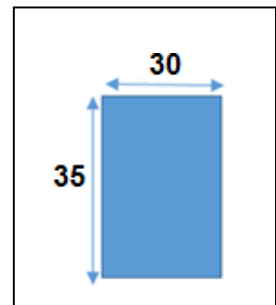
b- les poutres secondaires :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 32$$

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



Vérification selon RPA99 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$1 < h/b = 1.33 \text{ cm} < 4 \rightarrow \text{CV}$$

Tous les Vérifications de RPA99 (version 2003) sont vérifiées, on adapte :

b = 30 cm et h = 35 cm.

II.3.2. Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données selon R.P.A 99 version 2003.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Min}(a.b) \geq 25\text{cm} \quad (\text{en zone IIa})$$

$$\text{Min}(a.b) \geq h_e/20 \quad h_e: \text{hauteur de l'étage}$$

$$1/4 < b/a < 4$$

Dans notre projet le nombre d'étages (R+5)

alors on prend une section de poteaux :

$$35 \times 30\text{cm}^2.$$

Vérification (condition minimales) :

$$\text{Min}(35.30) \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Min}(35.30) \geq 306/20 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$1/4 < 1.16 < 4 \quad \rightarrow \text{CV}$$

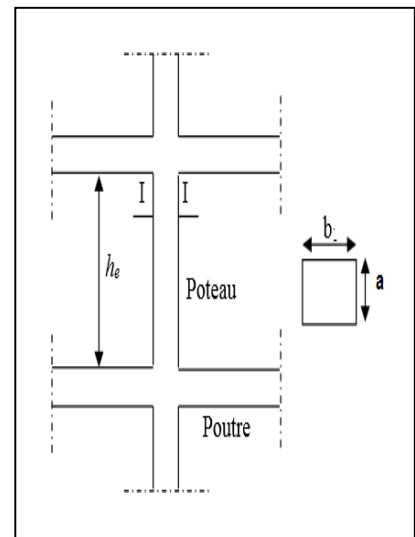


Figure II.8. Coupe. Les poteaux

II.4. Conclusion :

Après avoir fait ces calculs on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

-Plancher à corps creux : (16+4) cm.

-Poutres principales : (40×30) cm².

-Poutres secondaires : (35 × 30) cm².

-Poteaux : (35 × 30) cm².

-Balcon : épaisseur de 12 cm.

-Escalier : épaisseur de 15cm

Chapitre III

Descente des charges

III.1. Introduction :

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer, pour tous éléments porteurs des constructions, les charges supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

(Selon l'annexe de B.A.E.L 91)

G : charge permanente. Q : charge d'exploitation.

III.2. Descente des charges des éléments :

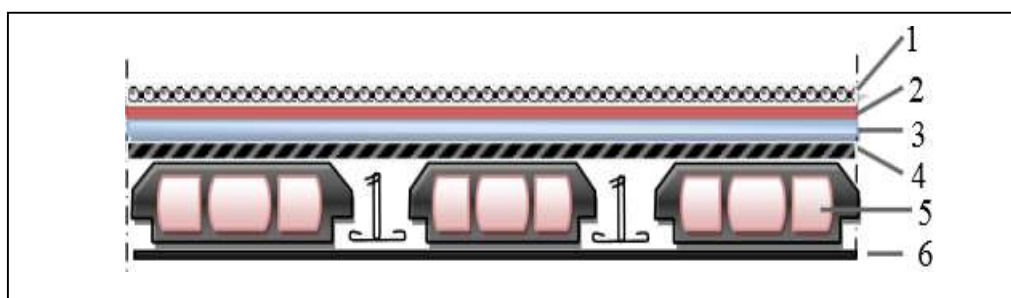


Figure III.1 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

III .2.1. Plancher terrasse (inaccessible)

1. Charges permanentes :

Tableau III.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
1	Gravillon de protection	5	1700	85
2	Etanchéité multicouches	3	400	12
3	Forme de pente en béton	10	2200	220
4	Isolation thermique	2	1000	20
5	Plancher à corps creux	(16+4)	1375	275
6	Enduit en plâtre	2	1000	20
			G=632 kg/m²	

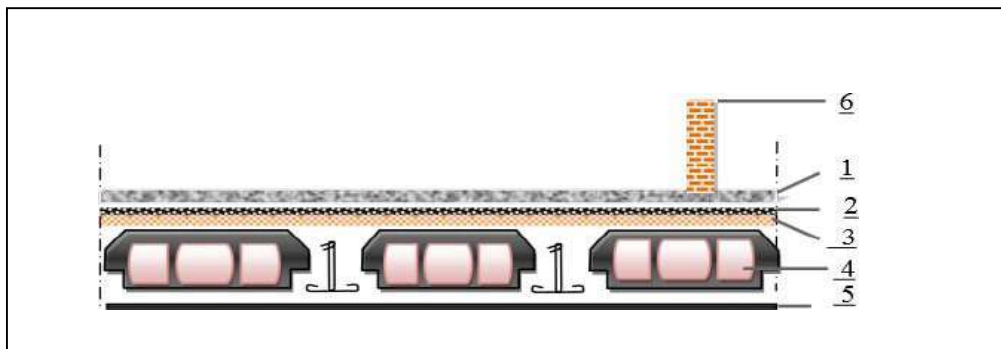
2. Charges d'exploitations :

Tableau III.2 : Charges exploitations du plancher terrasse inaccessible.

Elément	Surcharge (kg/m ²)
Terrasse inaccessible	Q=100

III .2.2. Plancher étage courant :

Figure III.2 : Détail des constituants du plancher étage courant[5].



1. Charges permanentes :

Tableau III.3 : Charges permanentes du plancher étages courant.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Lit de sable	3	1800	54
4	Plancher à corps creux	20	1375	275
5	Enduit en plâtre	2	1000	20
6	Cloisons			100
				G=533kg/m²

2.Charges d'exploitation:

Tableau III.4 : Charges exploitations du plancher étages courant.

Elément	Surcharge (kg/m ²)
Ouvrage habitation	Q=150

III.2.3. Balcon[1] :**1. Charges permanentes :**

Tableau III.5 : Charges permanentes du balcon.

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Ponds (kg/m ²)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier dépose	3	2000	60
3	Litdesable	2	2800	36
4	Dalle pleine en béton Armé	12	2500	300
5	Enduite plâtre	2	2000	40
				G=480kg/m²

2. Charges d 'exploitation :

Tableau III.6 :Charges exploitations du balcon.

Elément	Surcharge (kg/m ²)
Balcon	Q=350kg/m ²

III.2.4. Escaliers :**1. Charges permanentes :**• **Palier**

Tableau III.7 : Charges permanentes du palier.

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m3)	Poids (kg/m3)
1	Carrelage grés céramique	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Lit de sable	2	1800	36
4	Dalen en béton armé	16	2500	400
5	Enduit en ciment	2	2000	40
				G=560kg/m2

Paillasse :

Tableau III.8 : Charges permanentes du paillasse[1].

	Désignation Des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
1	Carrelage	2	2200	44
2	Mortier de pose	2	2000	40
3	Poids de Marches	17/2	2200	187
4	Paillasse	16	2500	400
5	Enduit en ciment	2	2000	40
				G=711kg/m²

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.9 : Charges exploitations du escalier.

Elément	Surcharge (kg/m ²)
Ouvrage habitation	Q=250

III .2.5.Acrotère:**1. Charges permanentes :**

Tableau III.10 : Charges permanentes de l'acrotère

1	Poids propre	172.5kg/m ²
2	Revêtements	50.4kg/m ²
		G=222.54kg/m²

2. Charges d'exploitation :

Tableau III.11 : Charges exploitations de l'acrotère.

Elément	Surcharge (kg/m ²)
Due à la main courante	Q=100kg/m ²

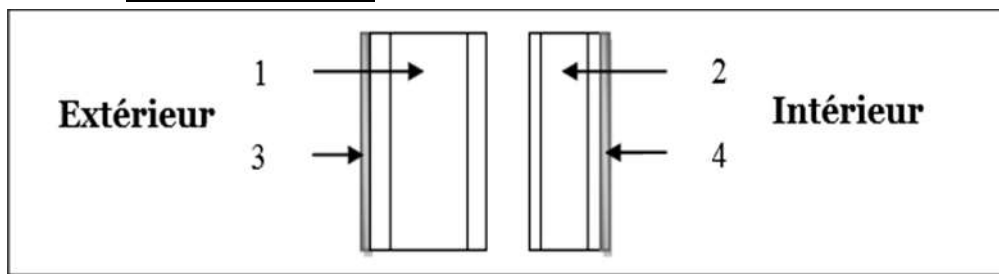
III .2.6.Mur extérieur :

Figure III.3.Remplissage extérieur

1-Charges permanentes :

Tableau III.12 : Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
Brique creuse	25	900	225
Enduit extérieur en ciment	3	1800	54
Enduit intérieur en plâtre	2	1000	20
			G=299 kg/m ²

III .2.7.Mur intérieurs :**1. Charges permanentes :**

Tableau III.13 : Charges permanentes de mur intérieur

Designation Des elements	Épaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ³)
Brique creuse	1	900	90
Enduit extérieur en ciment	2	1800	36
Enduit intérieur en plâtre	2	1000	20
			G=146 kg/m ²

Remarquer :

$$1\text{KN/m}^2=100\text{ Kg/m}^2$$

III.2.9.Poteau :

On va choisir trois types des poteaux :

- Poteau intermédiaire (central).
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

- **Application de la dégression :**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable, Eton obtient les valeurs suivantes .

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\sum_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

***-Charges identiques:**

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$\sum_5 = Q_0 + 4.5Q$$

$$Q_t = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

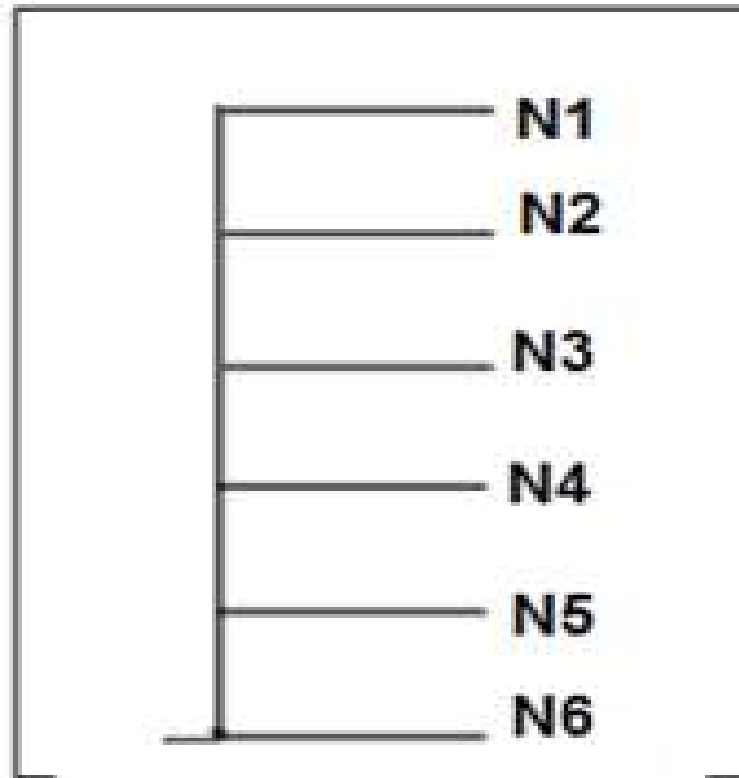


Figure III.4. Schéma de la descente des charges d'un poteau

a-poteau intermédiaire :

$$S = (2.075 + 1.625) \cdot 1.8 + (2.075 + 1.625) \cdot 2.1$$

$$S = 13.84 \text{ m}^2$$

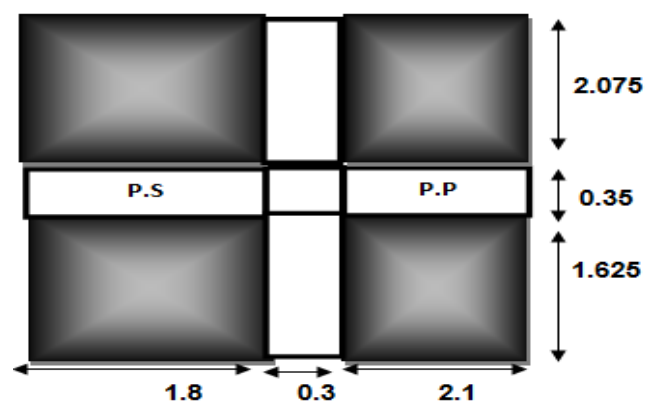


Figure III.5. Section du poteau intermédiaire

- **Les charges et surcharges :**

Plancher terrasse :

$$G = 13.84 \times 6.32 = 87.47 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 13.84 = 13.84 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$G = 13.84 \times 5.33 = 73.76 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 13.84 = 20.76 \text{ KN}$$

Les poutres :

$$G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.7 = 11.10 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.9 = 10.23 \text{ KN}$$

Les poteaux :

$$G_p = S.he.25 = 0.35 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

Les murs :

$$G_{mur} = 1.46 \times (3.06 - 0.4) \times (3.95 + 4.6) = 30.20 \text{ KN}$$

- **Descentes des charges :**

Tableau III.14 : Calcul de la descente de charge des poteaux intermédiaires.

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N1	N1	Plancher terrasse	87.47	13.84
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	
		109.2		
	N'1	Mur	30.20	
		Poteau	8.03	
		Total	147.3	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N2	N'2	Venant N1	147.3	34.60
		Plancher étage courant	73.76	
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	
		242.40		
	N'2	Mur	30.20	
		Poteau	8.03	
		Total	280.5	
N3	N3	Venant N2	280.5	53.28
		Plancher étage courant	73.76	
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	

			375.6	
	N°3	Mur Poteau	30.20 8.03	
		Totale	413.70	
N4	N4	Venant N3	413.70	69.89
		Plancher étage courant	73.76	
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	
			508.8	
	N°4	Mur Poteau	30.20 8.03	
		Totale	546.9	
N5	N5	Venant N°4	546.9	84.42
		Plancher étage courant	73.76	
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	
			642	
	N°5	Mur Poteau	30.20 8.03	
		Totale	680.10	
N6	N°6	Venant N5	680.10	96.88
		Plancher étage courant	73.76	
		Poutre principale	11.10	
		Poutre secondaire	10.23	
			775.2	
	N6	Mur Poteau	30.20 8.03	
		Totale	813.3	96.88

Vérification de la section des poteaux :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 (813.3) + 1.5 (96.88) \quad \rightarrow N_u = 1242.87 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.15 (1521.76) = \mathbf{1429.30 \text{ KN.}}$

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$B_C \geq \frac{Nu}{0.6f_{c28}} \rightarrow \frac{Nu}{B_C} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 15 :récapitulatif des résultats

Nu (KN)	B= a*b (m ²)	B _C (m ²)
1429.30	0.35*0.30 = 0.105	0.095

$$B_C = 0.095 \text{ m}^2 \leq B = 0.105 \text{ m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisit sont vérifier à la compression simple.

• **Vérification du flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{yb} \right] + \left[\frac{AFe}{ys} \right]$$

Br : Section réduite de béton Br= (a-0.02) (b-0.02) cm²

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35} \right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\gamma} \right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : l'élancement du poteau λ = Lf/i

i : rayon de giration, nous avant : ix=iy= √(I / bh)

I : le moment d'inertie de poteau : I=bh³ / 12

L_f: Longueur de flambement Lf=0.7 L₀

L₀ : longueur réelle

Tableau 16 : récapitulatif des résultats

Niveaux	L ₀ (m)	L _f (m)	I(m ⁴)	i (m)	λ(m)	α	B _r (m ²)
RDC, Etage courant	3.06	2.14	0.00306	0.1707	12.59	0.82	0.092

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br_{calcul} \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\left[\frac{f_{c28}}{0.9yb} \right] + \left[\frac{Fe}{100ys} \right] \right)}$$

$$Br_{\text{calcul}} \geq \frac{1429.30 \times 10^{-3}}{0.82 \left(\left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] + \left[\frac{400}{100 \times 1.15} \right] \right)}$$

$$Br_{\text{calcul}} = 0.079 \text{ m}^2 \leq Br = 0.092 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le Poteau ne risqué pas de flamber

Donc :

$$\text{Min}(35.30) \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Min}(35.30) \geq 306/20 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$1/4 < 1.16 < 4 \quad \rightarrow \text{CV}$$

b-poteau de rive:

$$S_1 = (1.65 + 2.1) 1.625$$

$$S_1 = 6.09 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.55 \text{ m}^2$$

$$S_t = 8.64 \text{ m}^2$$

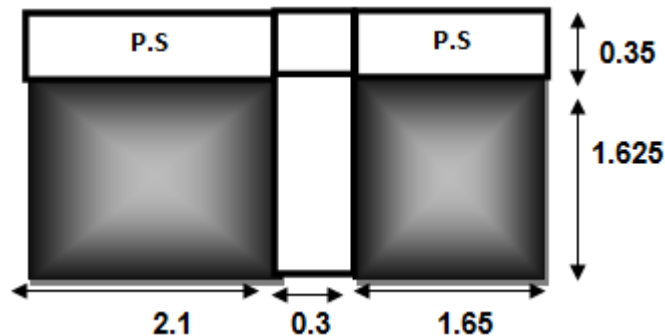


Figure III.6. Section du poteau de rive.

- **Les charges et surcharges :**

Plancher terrasse :

$$G = 6.09 \times 6.32 = 38.51 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 6.09 = 6.09 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$G = 6.09 \times 5.33 = 32.46 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 6.09 = 9.14 \text{ KN}$$

Balcon :

$$G = 2.55 \times 4.8 = 12.24 \text{ KN}$$

$$Q = 2.55 \times 3.5 = 8.92 \text{ KN}$$

Les poutres:

$$G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 1.65 = 4.875 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.75 = 9.84 \text{ KN}$$

Les poteaux :

$$G_p = S_{\text{he}} \cdot 25 = 0.35 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

Les murs :

$$G_{\text{mur}} = 2.99 \times (3.06 - 0.4) \times (3.75) = 29.83 \text{ KN}$$

Acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 0.069 \times 25 \times (1.65 + 0.30 + 2.1) = 6.99 \text{ KN}$$

• **Descentes des charges :**

Tableau III.17 : Calcul de la descente de charge des poteaux de rive

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N1	N1	Acrotère	6.99	6.09
		Plancher terrasse	38.51	
		Poutre principale	4.875	
		Poutre secondaire	9.84	
			60.21	
	N'1	Mur	29.83	
		Poteau	8.03	
		Totale	98.07	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N2	N'2	Venant N1	98.07	24.14
		Plancher étage courant	32.46	
		Balcon	12.24	
		Poutre principale	4.875	
		Poutre secondaire	9.84	
			157.48	
	N'2	Mur	29.83	
		Poteau	8.03	
		Totale	195.34	
N3	N3	Venant N2	195.34	41.28
		Plancher étage courant	32.46	
		Balcon	12.24	
		Poutre principale	4.875	
		Poutre secondaire	9.84	
			254.76	
	N'3	Mur	29.83	
		Poteau	8.03	
		Totale	292.62	

N4	N4	Venant N3	292.62	57.51
		Plancher étage courant	32.46	
		Balcon	12.24	
		Poutre principale	4.875	
	Poutre secondaire	9.84		
			352.03	
	N'4	MurPoteau	29.83 8.03	
		Totale	389.89	
N5	N5	Venant N'4	389.89	72.28
		Plancher étage courant	32.46	
		Balcon	12.24	
		Poutre principale	4.875	
	Poutre secondaire	9.84		
			449.30	
	N'5	Mur Poteau	29.83 8.03	
		Totale	487.16	
N6	N'6	Venant N5	487.16	87.23
		Plancher étage courant	32.46	
		Balcon	12.24	
		Poutre principale	4.875	
	Poutre secondaire	9.84		
			546.57	
	N6	Mur Poteau	29.83 8.03	
		Totale	584.43 KN	87.23 KN

Vérification de la section des poteaux :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 (584.43) + 1.5 (87.23) \rightarrow N_u = 919.82 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.15 (942.96) = \mathbf{1057.80 \text{ KN.}}$

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad B_c \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

Tableau18 : récapitulatif des résultats

Nu (KN)	B= a*b (m ²)	B _C (m ²)
1057.80	0.35*0.30 = 0.105	0.0705

$$B_C = 0.0705\text{m}^2 \leq B = 0.105\text{m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisit sont vérifier à la compression simple.

• **Vérification du flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{y_b} \right] + \left[\frac{AFe}{y_s} \right]$$

B_r : Section réduite de béton B_r = (a-0.02) (b-0.02) cm²

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35} \right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\gamma} \right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : l'élancement du poteau λ = L_f/i

i : rayon de giration, nous avant : i_x=i_y= √(I / bh)

I : le moment d'inertie de poteau : I=bh³ / 12

L_f : Longueur de flambement L_f=0.7 L₀

L₀ : longueur réelle

D'après le BAEL91 on doit vérifier

Tableau 19: récapitulatif des résultats

Niveau x	L ₀ (m)	L _f (m)	I(m ⁴)	i (m)	λ(m)	α	Br(m ²)
RDC, Etagec ourant	3.06	2.14	0.00306	0.1707	12.5 9	0.82	0.092

$$Br_{\text{calcul}} \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\left[\frac{f_{c28}}{0.9y_b} \right] + \left[\frac{Fe}{100y_s} \right] \right)}$$

$$B_{r_{\text{calcul}}} \geq \frac{1057.80 \times 10^{-3}}{0.82 \left(\left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] + \left[\frac{400}{100 \times 1.15} \right] \right)}$$

$$B_{r_{\text{calcul}}} = 0.058 \text{ m}^2 \leq B_r = 0.092 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le poteau ne risqué pas de flamber.

C-poteaud'angle:

$$S = 2.075 \times 1.65$$

$$S = 3.42 \text{ m}^2$$

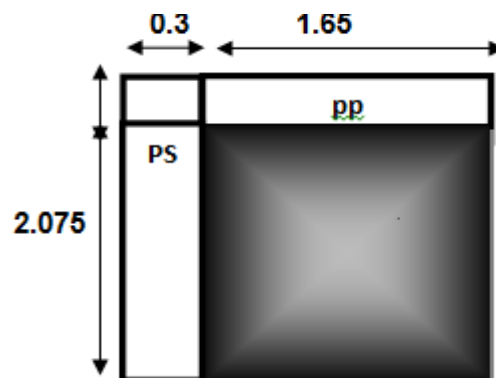


Figure III.7. Section du poteau d'angle.

- **Les charges et surcharges :**

Plancher terrasse :

$$G = 3.42 \times 6.32 = 21.64 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 3.42 = 3.42 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$G = 3.42 \times 5.33 = 18.23 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 3.42 = 5.13 \text{ KN}$$

Les poutres:

$$G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.075 = 6.22 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 1.65 = 4.33 \text{ KN}$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot h_e \cdot 25 = 0.35 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 8.03 \text{ KN}$$

Les murs :

$$G_{\text{mur}} = 2.99 \times (3.06 - 0.4) \times (2.075 + 1.65) = 29.63 \text{ KN}$$

Acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 0.069 \times 25 \times (2.075 + 0.35 + 1.65) = 7.03 \text{ KN}$$

- **Descentes des charges :**

Tableau III.20 : Calcul de la descente de charge des poteaux d'angles

Section		Elément	G (KN)	Q (KN)
PLANCHER TERRASSE				
N1	N1	Acrotère	7.03	3.42
		Plancher terrasse	21.64	
Poutre principale		6.22		
Poutre secondaire		4.33		
			39.22	
	N'1	Mur	29.63	
		Poteau	8.03	
		Totale	76.88	
PLANCHER ETAGE COURANT				
N2	N'2	Venant N1	76.88	8.55
		Plancher étage courant	21.05	
Poutre principale		6.22		
Poutre secondaire		4.33		
			108.48	
	N'2	Mur	29.63	
		Poteau	8.03	
		Totale	146.14	
N3	N3	Venant N2	146.14	13.16
		Plancher étage courant	21.05	
Poutre principale		6.22		
Poutre secondaire		4.33		
			177.74	
	N'3	Mur	29.63	
		Poteau	8.03	
		Totale	215.40	
N4	N4	Venant N3	215.40	17.27
		Plancher étage courant	21.05	
Poutre principale		6.22		
Poutre secondaire		4.33		
			247.00	
	N'4	Mur Poteau	29.63 8.03	
		Totale	284.66	

	N ₅	Venant N ₄	284.66	20.86
		Plancher étage courant	21.05	
		Poutre principale	6.22	
		Poutre secondaire	4.33	
		316.06		
	N ₅	Mur	29.63	
		Poteau	8.03	
		Totale	353.72	
N ₆	N ₆	Venant N ₅	353.72	23.94
		Plancher étage courant	21.05	
		Poutre principale	6.22	
		Poutre secondaire	4.33	
		385.32		
	N ₆	Mur	29.63	
		Poteau	8.03	
		Totale	422.98 KN	23.94 KN

Vérification de la section des poteaux :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 (422.98) + 1.5 (23.94) \rightarrow N_u = 606.93 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$

Donc : $N_u = 1.15 (606.93) = \mathbf{697.97 \text{ KN.}}$

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_C} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow B_C \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

Tableau 21 : des résultats (B, B_C, N_U).

Nu (KN)	B= a*b (m ²)	B _C (m ²)
697.97	0.35*0.30 = 0.105	0.046

$$B_C = 0.046 \text{ m}^2 \leq B = 0.105 \text{ m}^2$$

Donc : les sections des poteaux choisit sont vérifier à la compression simple.

- **Vérification du flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br f c 28}{y b} \right] + \left[\frac{A Fe}{y s} \right]$$

Br : Section réduite de béton Br= (a-0.02) (b-0.02) cm²

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : l'élanement du poteau λ = Lf/i

i : rayon de giration, nous avons : ix=iy= √(I / bh)

I : le moment d'inertie de poteau : I=bh³ / 12

Lf : Longueur de flambement Lf=0.7 L₀

L₀ : longueur réelle

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

Tableau 22 :récapitulatif des résultats

Niveaux	L ₀ (m)	Lf(m)	I(m ⁴)	i (m)	λ(m)	α	Br(m ²)
RDC, Etage courant	3.06	2.14	0.00306	0.1707	12.59	0.82	0.092

$$Br_{calcul} \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\left[\frac{f c 28}{0.9 y b} \right] + \left[\frac{F e}{100 y s} \right] \right)}$$

$$Br_{calcul} \geq \frac{697.97 \times 10^{-3}}{0.82 \left(\left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] + \left[\frac{400}{100 \times 1.15} \right] \right)}$$

$$Br_{calcul} = 0.038 \text{ m}^2 \leq Br = 0.092 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le Poteau ne risqué pas de flamber.

Chapitre IV

Ferraillage des Éléments secondaires

IV.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux qui n'ont pas une fonction porteuse donc ou de contreventement, ils sont soumis uniquement à leur poids propre.

Dans ce chapitre, nous effectuerons le calcul pour :

- L'acrotère.
- Les dalles
- Les escaliers.
- Les balcons.

IV.2.L'acrotère :

IV.2.1.Hypothèses de calcul :

L'acrotères sollicitée flexion composée.

La fissurations conso dé rée comme préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

RPA99 version 2003 considère l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3) et elle devra être calculée sous l'action des forces horizontales comme suit

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A ⇒ Coefficient d'accélération en fonction de la groupe d'usage et la zone.

C_p ⇒ facteur de la force horizontale (C_p=0.8).

W_p ⇒ Poids de l'acrotère . S ⇒ Section de l'acrotère.

Dimensionnement :

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.22) + \frac{0.22 \times 0.3}{2} = 0.069 m^2$$

$$P = 0.6 + 0.5 + 0.07 + 0.22 = 1.39 m$$

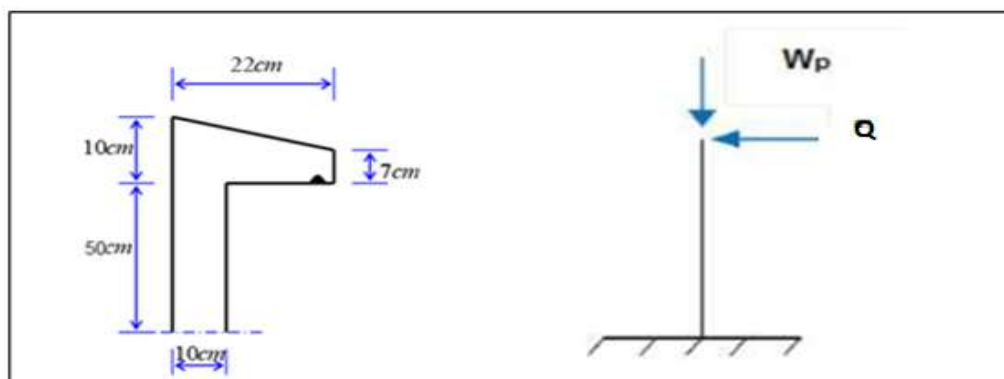


Figure IV.1 : Schéma de l'acrotère[5].

IV.2.2. Les charges appliquées sur l'acrotère :**IV.2.2.1 Charge permanente G :**

$$G = g_1 + g_2$$

$$g_1 = (0.069) (2500) = 172.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$g_2 = (1.39) (0.02) (1800) = 50.04 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 172.5 + 50.04 = 222.54 \text{ Kg/m} \Rightarrow G = 2.23 \text{ KN/ml}^2$$

I.2.2.2. Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

RPA99 version 2003 considère l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3) et elle doivent être calculés sous action des forces horizontales comme suit :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad A = 0.15 \text{ (groupe 2 ; zone IIa)} \quad C_p = 0.8$$

$$W_p = G = 2.23 \text{ KN.}$$

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 2.23 = 1.07 \text{ KN.}$$

$$F_p = 1.07 > Q = 1$$

$$F = \max(Q, F_p) = 1.07 \text{ KN.}$$

I.2.2.3. Les sollicitations :

$$N_u = W_p = 2.23 \text{ KN.}$$

$$M_u = Q \cdot h = 1.07(0.6) = 0.64 \text{ KN.m.}$$

$$T = Q = 1.07 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2.4. Combinaison d'action :

ELU :

$$N_U = 1.35 N_G = 3.01 \text{ KN.}$$

$$M_U = 1.5(Q \cdot h) = 0.96 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$N_S = N_G = 2.23 \text{ KN}$$

$$M_S = (Q \cdot h) = 0.64 \text{ KN.m.}$$

Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangle de $b = 100 \text{ cm}$ et $h = 10 \text{ cm}$, l'enrobage des armatures est 2 cm .

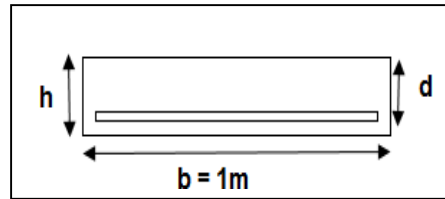


Figure IV.2:Section de 1 m pour calculer l'armement

Armatures longitudinales : ELU :

Selon article de CBA93 en adopte une excentricité total de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

$$e_a = \max(2\text{cm}, 1/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0.02\text{m.}$$

$$\text{Donc : } e = 0.3 + 0.015 + 0.02 \Rightarrow e = 0.34\text{m}$$

Sollicitation majoration :

$$N_u^* = N_U \cdot \gamma_F \quad M_u^* = N_u^* \cdot e$$

Calcul du coefficient de majorité :

$$\gamma_f = \min\left(1 + 0.5\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2 h/e_1; 1.4\right)$$

$$\Rightarrow \gamma_f = 1.07$$

$$\text{Donc : } N_u^* = 3.22\text{KN.}$$

$$M_u^* = 1.09\text{KN. m}$$

Evaluation des moments au niveau des armatures tendue :

$$M_u^* = M^* + N_u^*(d-h/2) \Rightarrow M_u^* = 1.19\text{KN. m}$$

1er tape fictive :

Tableau 1 : récapitulatif des résultats

M_{bc}	A	Z(cm)	$A_{u1}(\text{cm}^2/\text{ml})$
0.013	0.016	7.949	0.43

2ème étape : Retour à la section réelle :

$$Au = A_{U1} = \frac{Nu}{\sigma_s} \rightarrow Au = 0.4310^2 - \frac{3.22 \times 10^3}{348}$$

$$Au = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS :

$$N_{Ser} = N_G = 2.22 \text{ KN/ml}$$

$$M_{Ser} = Q \cdot h = 0.6 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

Calcul de « e » :

$$e_1 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{0.6}{2.22} = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Si: } e_1 > h/6 \Rightarrow 0.27 > 0.1/6 = 0.017 \dots \text{ CV.}$$

Donc : la section partiellement comprimée fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{Ser}/A = M_{Ser} + N_{Ser}(d-h/2) = 0.6 + 2.22(0.08-0.1/2)$$

$$M_{Ser}/A = 0.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul du moment limité de service:

$$M_1 = \mu_r b d^2 \delta_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \delta_{bc}}{15 \delta_{bc} + \delta_s}$$

δ_s = la contrainte d'acier (fissuration est préjudiciable).

$$\delta_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 150n\right) \quad ; n=1.6$$

δ_{bc} : la contrainte du béton est donnée à ELS par :

$$\delta_{bc} = 0.6 F_{C28}$$

Tableau 2 : récapitulatif des résultats

δ_{bc}	δ_s	α_r	μ_r	M_1
15MPa	240MPa	0.48	0.201	$1.93 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Si : $M_{Ser} < M_1$

El n ya pas des armatures comprimée ($A' = 0$).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) \Rightarrow Z = 67.2 \text{mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \delta_s} \Rightarrow A_s = 0.42 \text{cm}^2.$$

$$A_{Ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\delta_s} \Rightarrow A_{Ser} = 0.33 \text{cm}^2$$

Vérification de contraint de non fragilité :

$$A_s = \max(A_{Ser}, A_{min}, A_s)$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{ft28}{Fe} \Rightarrow A_{min} = 0.96 \text{cm}^2$$

Tableau 3 : récapitulatif des résultats

$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
0.33	0.96	0.34	0.96	4T8 = 2.01

Les armatures de repartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.51 \text{cm}^2$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15F_{c28}/\delta_b; 4\text{MPa}) = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_d} = \frac{1.5}{1 \times 1.08} \Rightarrow \tau_u = 0.02\text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \geq \tau_u = 0.02\text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

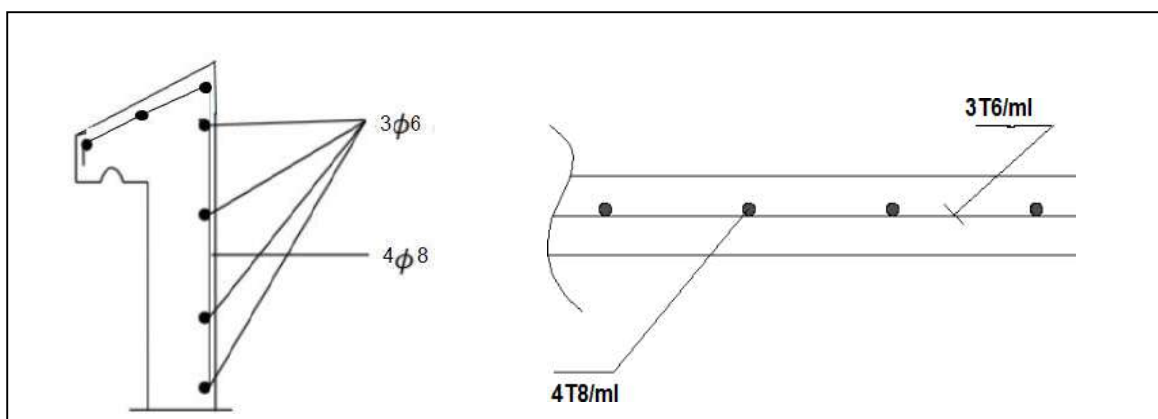


Figure IV.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère[5].

IV.3 : Plancher à corps creux :**IV.3.1. Caractéristiques des nervures :**

-épaisseur du corps creux : $e=16\text{cm}$.

-épaisseur de la dalle de compression : $h_0=4\text{cm}$.

-Largeur de la nervure : $b=b_0+2b_1=10+2(27.5)=65\text{cm}$.

-Longueur du corps creux : $L_0=55\text{cm}$.

IV.3.2. Evaluation des charges et surcharges :**a) Plancher terrasse :**

$G=0.65(632)=410.80\text{Kg/ml}$. $Q=0.65(100)=65\text{Kg/ml}$.

Combinaison à l'ELU :

$q_u=1.35G+1.5Q=652.08\text{Kg/ml}$.

Combinaison à l'ELS :

$q_s=G+Q=476\text{Kg/ml}$.

b) Plancher étage courant :

$G=0.65(533)=346.45\text{Kg/ml}$. $Q=0.65(150)=97.5\text{Kg/ml}$.

Combinaison à l'ELU :

$q_u=1.35G+1.5Q=614\text{Kg/ml}$.

Combinaison à l'ELS :

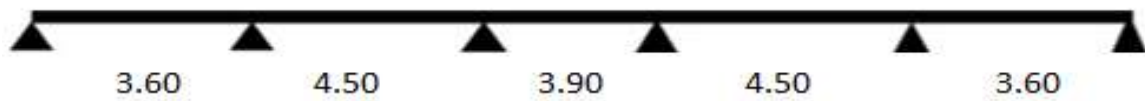
$q_s=G+Q=444\text{Kg/ml}$.

Tableaux IV.4 : Evaluation des charges et surcharges (plancher).

Type des planchers	G (kg /ml)	Q (kg /ml)	q_u (kg /ml)	q_s (kg /ml)
Plancher terrasse	410.80	65	652	476
Plancher étage Courant	346.45	97.5	614	444

étage courant et Plancher terrasse :

Type01 :



Type02 :



Figure.IV.4. Schéma statique d'étage courant.

IV.3.3 : Choix de la méthode de calcul :

Nous avons choisi l'utilisation de la méthode de forfaitaire pour tous les types.

IV.3.3.1.Méthode de forfaitaire :

a .Domaine de validité (BAEL 91 Art .B.6.2.2) :

La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$

Terrasse :

$$Q_t = 1.00\text{KN/m}^2 \leq \max (2(6.32) ; 5\text{KN/m}^2) = 12.64\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Etage courant :

$$Q_t = 1.50\text{KN/m}^2 \leq \max (2(5.33) ; 5\text{KN/m}^2) = 10.66\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

Le rapport entre les travées successives est compris entre 0.8 et 1.25

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.6}{4.5} = 0.8 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.5}{3.9} = 1.15 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.9}{4.5} = 0.86 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.5}{3.6} = 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

La fissuration est non préjudiciable.

b. Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{G + Q}{Q}$$

$$M_t = \frac{M_g + M_d}{2} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 \end{array} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Si le travée est de rive

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si le travée est intermédiaire}$$

$M_a \geq 0.6 M_0$ Poutre à deux travées

$M_a \geq 0.5 M_0$ Appuis voisin des appuis de rive

$M_a \geq 0.4 M_0$ Appui intermédiaire

$M_a \geq 0.15 M_0$ Appui de rive

Avec :

- M_t : moment en travée
- M_g : moment sur l'appui gauche
- M_d : moment sur l'appui droit
- M_a : moment sur appui
- M_0 : moment isostatique $P L^2/8$

Effort tranchant :

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_d + M_g}{L} \quad T_d = -\frac{ql}{2} + \frac{M_d + M_g}{L}$$

C) Application de la méthode :

1. Plancher Terrasse :

Type 01 :

➤ **ELU :**

Tableau IV.5. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	3.60	6.52	10.65	1.58	8.25	6.27	13.59	-9.88
travée 2	4.50	6.52	16.50	8.25	6.60	9.90	14.30	-15.06
travée 3	3.90	6.52	12.39	6.60	6.60	6.41	12.71	-12.71
travée 4	4.50	6.52	16.50	6.60	8.25	9.90	15.06	-14.30
travée 5	3.60	6.52	10.65	8.25	1.58	6.27	9.88	-13.59

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

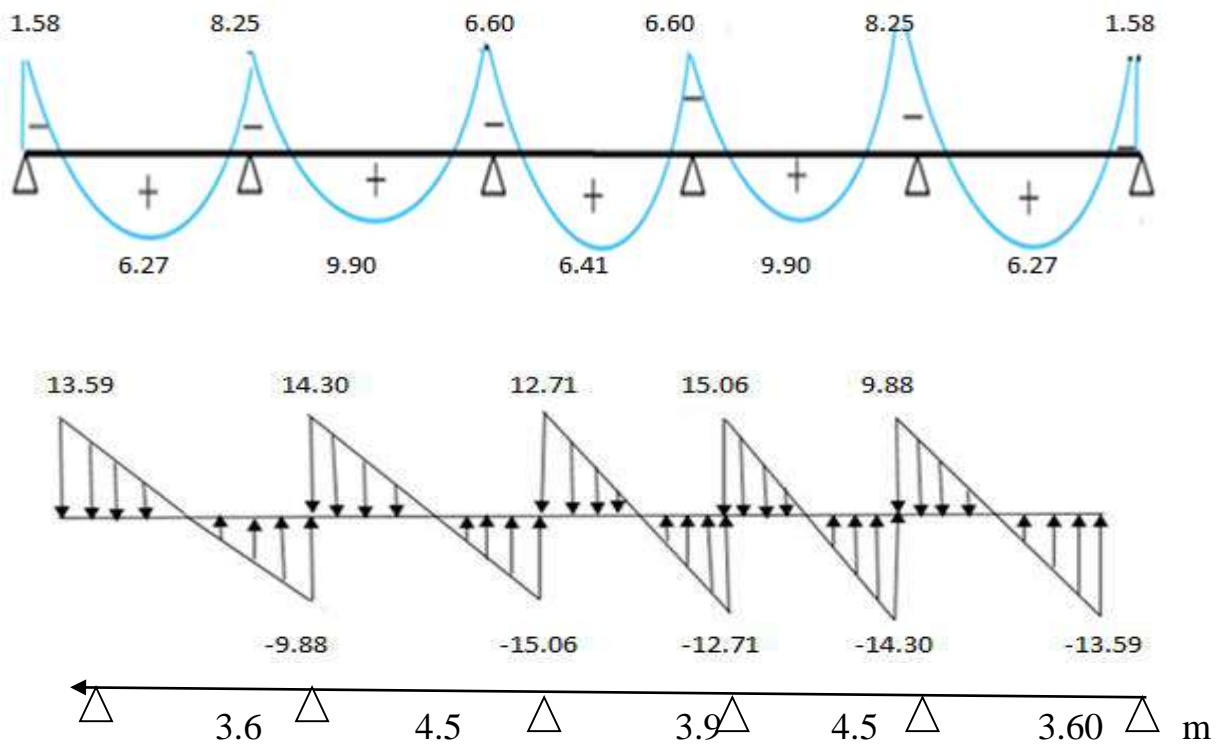


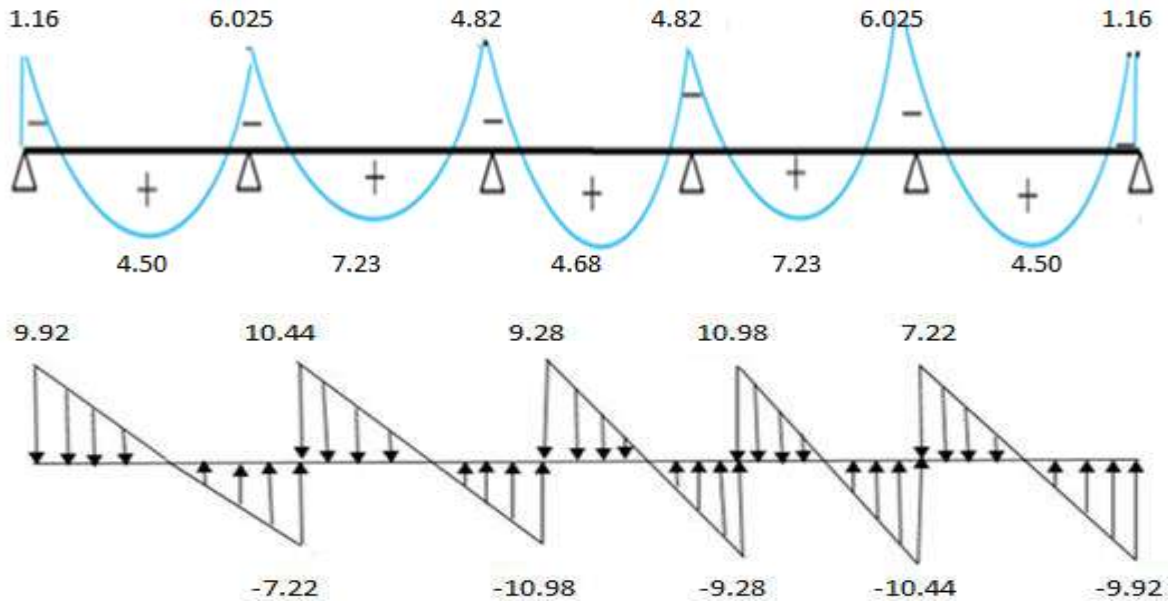
Figure.IV.5. Schéma statique d'effort tranchant

ELS :

TableauIV.6.Lessollicitationsà l'ELS,poutrelle type1(plancher terrasse)

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	3.60	4.76	7.71	1.16	6.025	4.50	9.92	-7.22
travée 2	4.50	4.76	12.05	6.025	4.82	7.23	10.44	-10.98
travée 3	3.90	4.76	9.05	4.82	4.82	4.68	9.28	- 9.28
travée 4	4.50	4.76	12.05	4.82	6.025	7.23	10.98	-10.44
travée 5	3.60	4.76	7.71	6.025	1.16	4.50	7.22	-9.92

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



Calcul des armatures :

E.L.U :

•Armature longitudinale :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

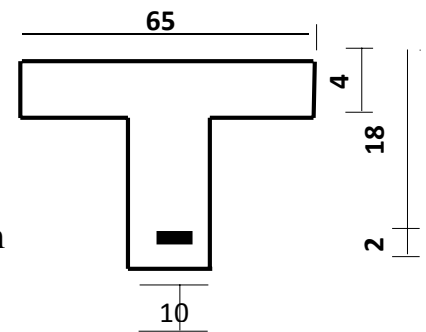


Figure.IV.6 Schéma de Section T

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression

Si : $M_{tab} < M_{t_{max}}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_{t_{max}}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension (b .h).

En travée :

$M_{t_{max}} = 9.90 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$M_0 = b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) f_{bu} \Rightarrow M_0 = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) 14.2 \times 10^3$

$$M_{t_{\max}}=9.90\text{KN.m} < M_0=59.072\text{KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \mu = \frac{9.90 \times 10^3}{14.17 \times 65 \times 18^2} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.033 \rightarrow \begin{pmatrix} \alpha = 0.042 \\ Z = 17.64 \end{pmatrix}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{9.90 \times 10^3}{347.82 \times 17.87} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 1.61 \text{ cm}^2$

➤ En appui :

Le moment sur appui est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur

$b_0 = 10\text{cm}$.

Tableau 7 : récapitulatif des résultats

Ma(N.m)	μ	μ_1	α	Z	A(cm ²)
8.25	0.028	0.392	0.035	17.75	1.33

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal:

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée:

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_{\text{pm}})$$

Tableau IV. 8.récapitulatif des résultats :

Designation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{pm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.16	1.41	1.3	1.41	3HA10 = 2.36
Appui	1.33	0.22	0.20	1.33	1HA12+1HA10 = 1.92

E.L.S :

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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau 9: récapitulatif des résultats

Désignation	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	α_1	Condition
En travée	0.024	9.90	7.23	1.37	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.136	6.52	4.76	1.37	25	0.44	Vérifiée

Vérification et calcul élémentaire :

a)Vérification de l' effort tranchant : (BAEL91 A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{15.06 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.84$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3.33 \text{ Mpa} , 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59$$

On adapt : $3\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.85 \text{ cm}^2$.

c) L' espacement S_t : (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad S_{t1} &\leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm}) \\ \Rightarrow S_{t1} &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

d) Influence de l' effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 A.5.1, 31)

$$\frac{2T_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } T_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } T_u \leq 0.267 \times 10 \times 16.2 \times 25 = 108.135 \text{ KN}$$

La valeur maximale de $T_u = 15.06 \text{ KN}$

$$T_u = 15.06 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{Tu}{f_e}$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 = 236 \text{ mm}^2$$

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{15.06}{400} = 43.30 \text{ mm}^2$$

Donc $A = 236 \text{ mm}^2 \geq 43.30 \text{ mm}^2$(c. v)

La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423) Pour le ferraillage de la dalle de compression, on respecte les conditions suivant :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

La distance entre les fils des panneaux de treillis soudée ne doit pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Si l'entre axe(L) le nervure est au plus égale à 50cm :

$$A \perp = \frac{200}{f_e}$$

✓ Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$:

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n = 55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n = 55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\text{Ø}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures parallèle aux nervures :

$$A \parallel = \frac{A_1}{2} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\text{Ø}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\text{Ø} 6 (200/200) \text{ mm}^2$

f) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424)

$$\left. \begin{array}{l} \left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \right) \\ \left(\frac{h}{L} \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} \right) \\ \left(\frac{A_0}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \right) \end{array} \right\} \left(\begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} = \frac{4.76}{10} = 0.047 \\ \frac{A_0}{b_0 d} = \frac{2.36}{10.18} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{array} \right) \dots \text{condition vérifier}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h: La hauteur totale de la section droit.

d: La hauteur utile de la section droite.

b₀: La largeur de nervure.

A : La section des armatures tendue.

1. étage courant :

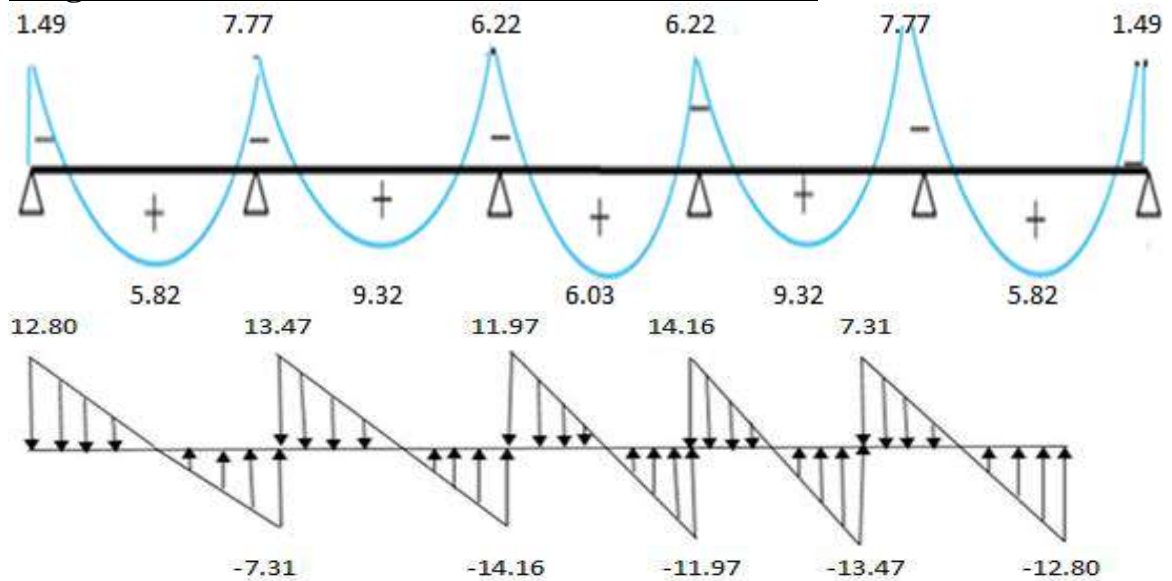
Type 01 :

➤ **ELU :**

Tableau IV.10. Les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
travée 1	3.60	6.14	9.95	1.49	7.77	5.82	12.80	-9.13
travée 2	4.50	6.14	15.54	7.77	6.22	9.32	13.47	-14.16
travée 3	3.90	6.14	11.67	6.22	6.22	6.03	11.97	-11.97
travée 4	4.50	6.14	15.54	6.22	7.77	9.32	14.16	-13.47
travée 5	3.60	6.14	9.95	7.77	1.49	5.82	9.31	-12.80

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

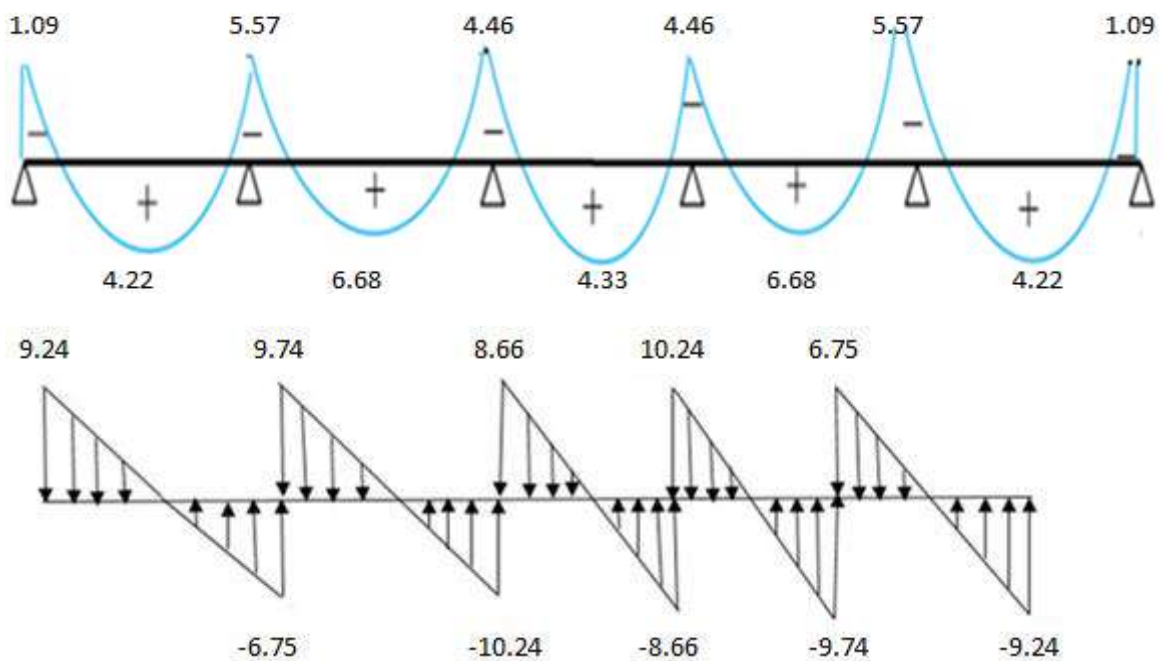


ELS :

Tableau IV.11. Les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
travée 1	3.60	4.44	7.19	1.09	5.57	4.22	9.24	-6.75
travée 2	4.50	4.44	11.14	5.57	4.46	6.68	9.74	-10.24
travée 3	3.90	4.44	8.37	4.46	4.46	4.33	8.66	-8.66
travée 4	4.50	4.44	11.14	4.46	5.57	6.68	10.24	-9.74
travée 5	3.60	4.44	7.19	5.57	1.09	4.22	6.75	-9.24

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



Calcul des armatures :**E.L.U :****• Armature longitudinale :****En travée :**

$$M_{t_{\max}} = 9.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \Rightarrow M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 14.2 \times 10^3$$

$$M_{t_{\max}} = 9.32 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_0 = 59.072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur

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

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \mu = \frac{9.32 \times 10^3}{14.17 \times 65 \times 18^2} = 0.031$$

$$\mu = 0.031 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.026 \rightarrow \begin{pmatrix} \alpha = 0.02 \\ Z = 17.86 \end{pmatrix}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{9.32 \times 10^3}{347.82 \times 17.86} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc: **$A_u = 1.50 \text{ cm}^2$**

➤ En appui :

Le moment sur appui est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

Tableau 12: récapitulatif des résultats

Ma(N.m)	μ	μ_1	α	Z	A(cm ²)
7.77	0.026	0.392	0.016	17.88	1.25

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal:

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée:

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_{\text{pm}})$

Tableau 13 :récapitulatif des résultats:

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{pm} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.50	1.41	1.3	1.50	3HA10= 2.36
Appui	1.25	0.22	0.20	1.25	1HA12+1HA10 = 1.92

E.L.S :

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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau 14: récapitulatif des résultats

Désignation	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	α_1	Condition
En travée	0.024	9.23	6.68	1.37	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.136	6.52	4.76	1.37	25	0.44	Vérifiée

Verification et calcul élémentaire:**a) Vérification de l' effort tranchant : (BAEL91 A.5.1) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{14.16 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.78$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{y_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3.33 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Diamètre des armatures transversales : (BAEL91 A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{200}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59$$

On adapt : $3\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.85 \text{ cm}^2$.

c) L' espacement St: (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\blacksquare S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 18, 40 \text{ cm}) = (16.20, 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 15 \text{ cm}$$

d) Influence de l' effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL91 A.5.1, 31)

$$\frac{2T_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{y_b}$$

$$\text{On a : } T_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

La valeur de **a** est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à 0,9 d

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } T_u \leq 0.267 \times 10 \times 16.2 \times 25 = 108.135 \text{ KN}$$

La valeur maximale de $T_u = 15.06 \text{ KN}$

$$T_u = 15.06 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à BAEL91 (A.5.1, 312) :

$$A \geq \gamma_s \times \frac{Tu}{f_e}$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 = 236 \text{ mm}^2$$

$$A = 236 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{15.06}{400} = 43.30 \text{ mm}^2$$

Donc $A = 236 \text{ mm}^2 \geq 43.30 \text{ mm}^2$ (c. v)

La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423) *

Si l'entre axe(L) le nervure est au plus égale à 50Cm :

$$A \perp = \frac{200}{f_e}$$

✓ Si $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$:

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$$

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre cas le coupe creux (16+4) : $L_n = 55\text{cm}$.

Donc : $50\text{cm} < L_n = 55\text{cm} < 80\text{cm}$

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Armatures par a llèle aux nervures :

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} = 0.57\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6 (200/200) \text{ mm}^2$

f) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424)

D'après **B.A.E.L 91** il est nécessaire de vérifier la flèche

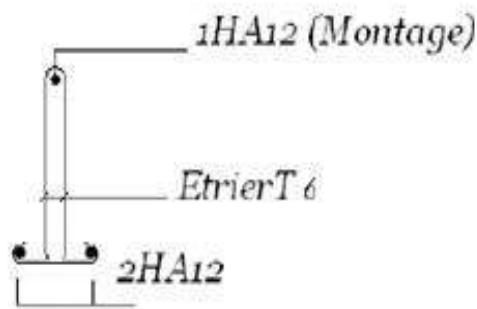
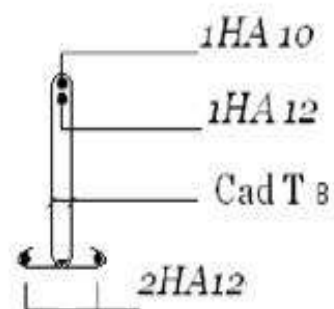
Coupe en travée**Coupe sur appuis**

Figure IV.7: ferraillage des poutrelles.

IV.4 : Escalier :**IV.4.1. Hypothèses de calcul :**

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferraillage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

IV.4.2. Combinaison d' action :

Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant

sur deux appuis, assimilés à une poutre isostatique soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre descente de charge.

IV.4.3-1-palier

On adopte la même dimension que la paillasse $e_p = 15 \text{ cm}$

IV.4.3-2-Determination les charges :

combinaison fondamentale : étudié par bond de 1m

1-paillasse :**a- ELU :**

$$q_u \text{ Paillasse} = (1.35 G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

$$= (1.35 \cdot 711 + 1.5 \cdot 250) \cdot 1\text{m} = 1413.405 \text{ Kg/ml}$$

b- ELS :

$$q_{ser} \text{ Paillasse} = (G + Q) \times 1\text{m}$$

$$= (711 + 250) \cdot 1\text{m} = 961 \text{ Kg/ml}$$

2- palier :

a- ELU :

$$q_u \text{ palier} = (1.35 G + 1.5Q) \times 1$$

$$= (1.35 \cdot 560 + 1.5 \cdot 250) \cdot 1 \text{ m} = 1206 \text{ Kg/ml}$$

b- ELS :

$$q_{ser} \text{ Palier} = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$= (560 + 250) \times 1 \text{ m} = 810 \text{ Kg/ml}$$

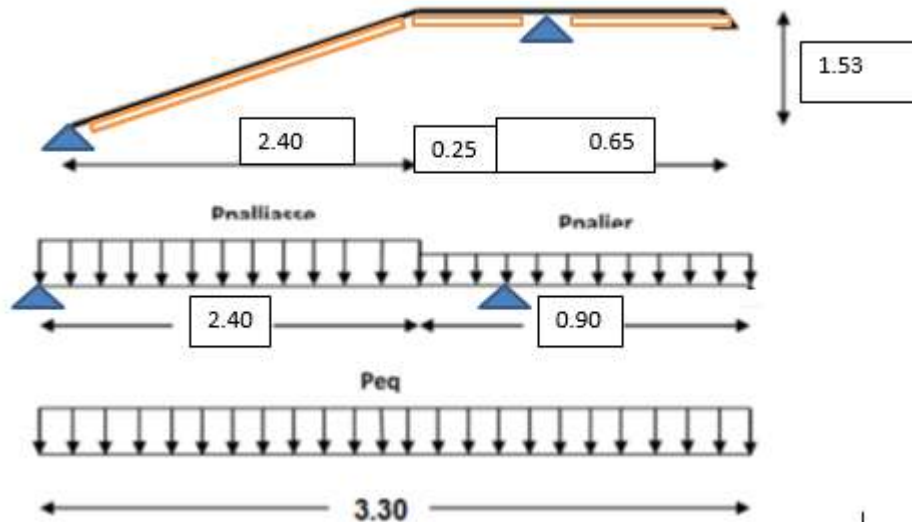


Figure.IV.8 chéma statique d’escalier

IV.4.4-détermination des sollicitations(rdm6) :

a/ ELU :

De l'application rdm6 nous obtenons :

$$M_t = 10.51 \text{ kn.m}$$

$$M_{app} = -2.620 \text{ kn.m}$$

$$T_{min} = -16.89 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 19.05 \text{ kn}$$

Diagramme de moment et l’effort tranchant :

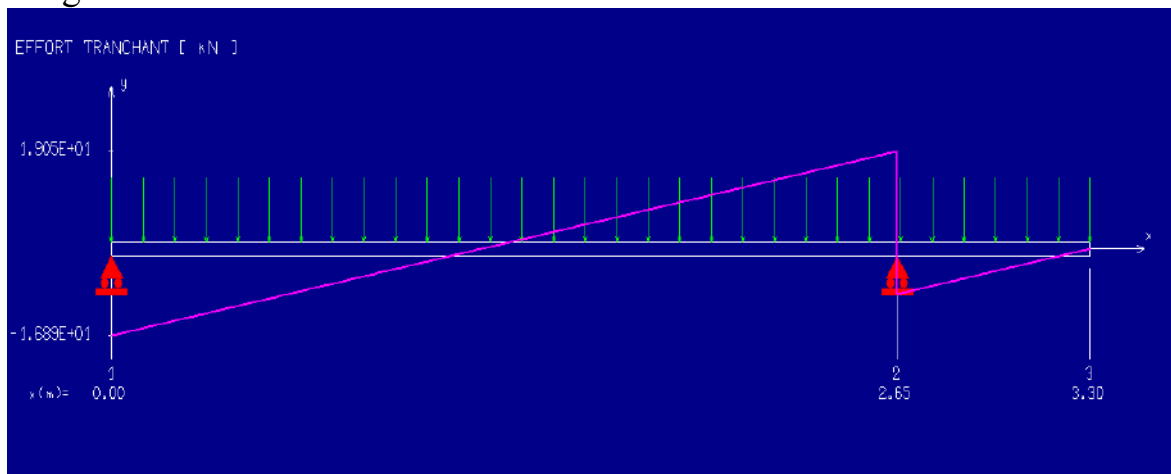


Figure.IV.9. l’effort tranchant –ELU-RDM6

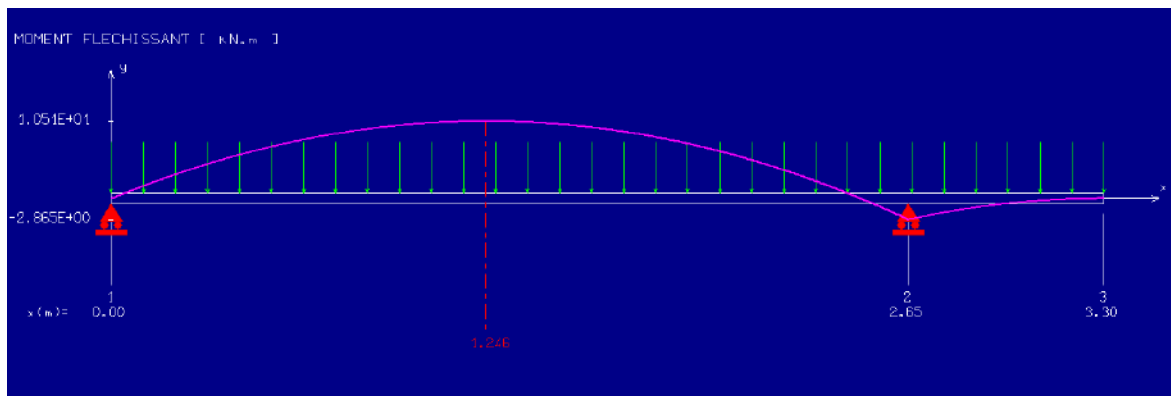


Figure.IV.10. Diagramme de moment ELU-RDM6b/ELS

De l'application rdm6 nous obtenons :

$$M_t = 7.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{app} = -1.94 \text{ kN.m}$$

$$T_{min} = -11.45 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 12.91 \text{ kN}$$

Diagramme de moment et l'effort tranchant

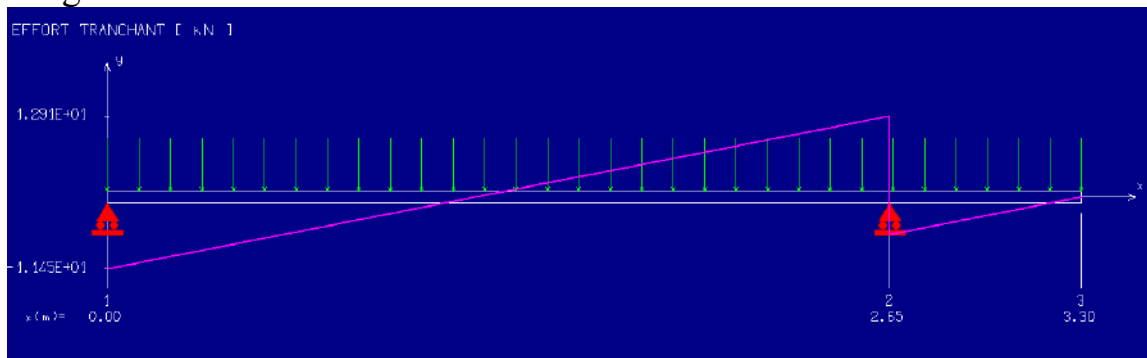


Figure.IV.11. l'effort tranchant –ELS-RDM6

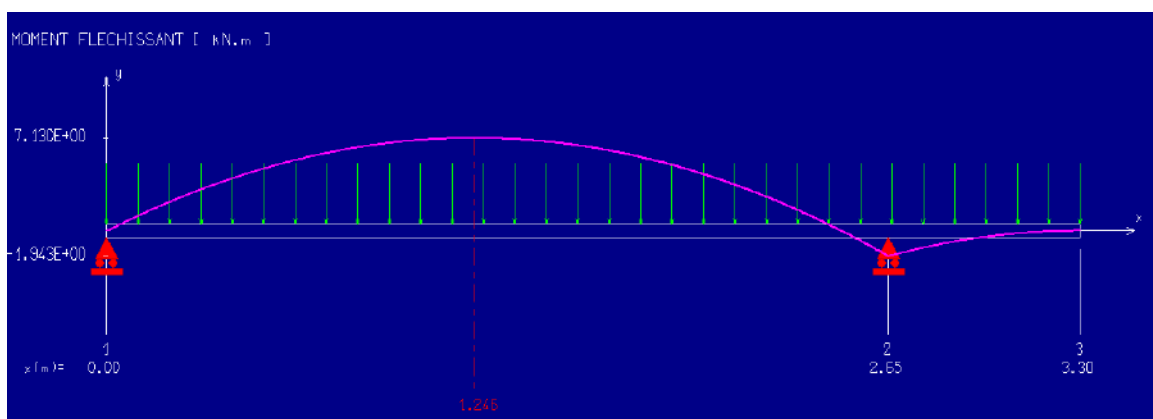
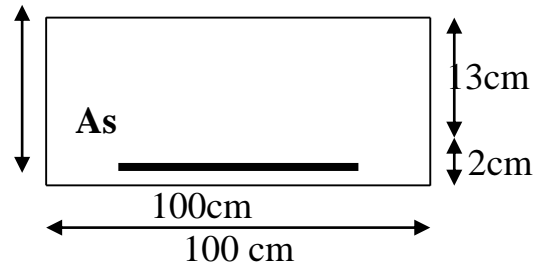


Figure.IV.12. Diagramme de moment ELS-RDM6

IV.4.5-Calcul de ferraillage :**IV.4.5-1- en travée :**

$$M_u = 22.83 \text{Kn.ml}$$

15cm

la section de calcul est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13 \times 14.167} = 0.0439 \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.115$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.1 (1 - 0.4 \times 0.115) = 0.0702 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s} = 4.304 \text{cm}^2/\text{ml}$$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max (1.569, 4.304) \Rightarrow \mathbf{A_s = 4.304 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

Le choix : **4HA12 = 4.52cm²/ml**

Avec espacement égale à 14cm

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : **4HA6 = 1.13cm²/ml****IV.4.5-2- en appuis:**La section de calcul est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.620 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \div 14.167} = 0.0109 \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.0137$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.0137) = 0.129 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s} = \frac{2.620 \times 10^{-3}}{0.129 \times 400 / 1.15} = 0.583 \text{cm}^2/\text{ml}$$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 0.12 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max (0.12, 0.583) \rightarrow \mathbf{A_s = 0.583 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

Le choix : on prend **4HA8 (2.05cm²/ml)** espacé de 16cm**-Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.57}{4} = 0.28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : on prend **3HA6 cm²/ml=0.85cm²/ml**

-Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (d-y) - n A_s (d-y) = 0$$

$$A_s' = 0; A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15$$

$$y = 3.574 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = 6039.211 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes de l'acier:

$$\sigma_{bc} = \frac{15 M_{ser} (d-y)}{I} = 166.927 \text{ MPA} < 348 \text{ Mpa} \dots \text{ condition vérifiée}$$

-Vérification de la flèche

$$M_{ser} = 7.13 \text{ kn.ml}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E I_f}$$

$$\lambda = \frac{0.05 f_{c28}}{5 \Phi}$$

$$\Phi = \frac{A_s}{b d} = 0.00347$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.012} = 1.75$$

$$\mu = 1 - \left(1.75 \frac{f_{t28}}{4 \Phi \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.927$$

$$l_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda} = 0.0253 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$f = 3.50 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.350 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$f = 0.350 < \bar{f}$: donc est vérifiée.

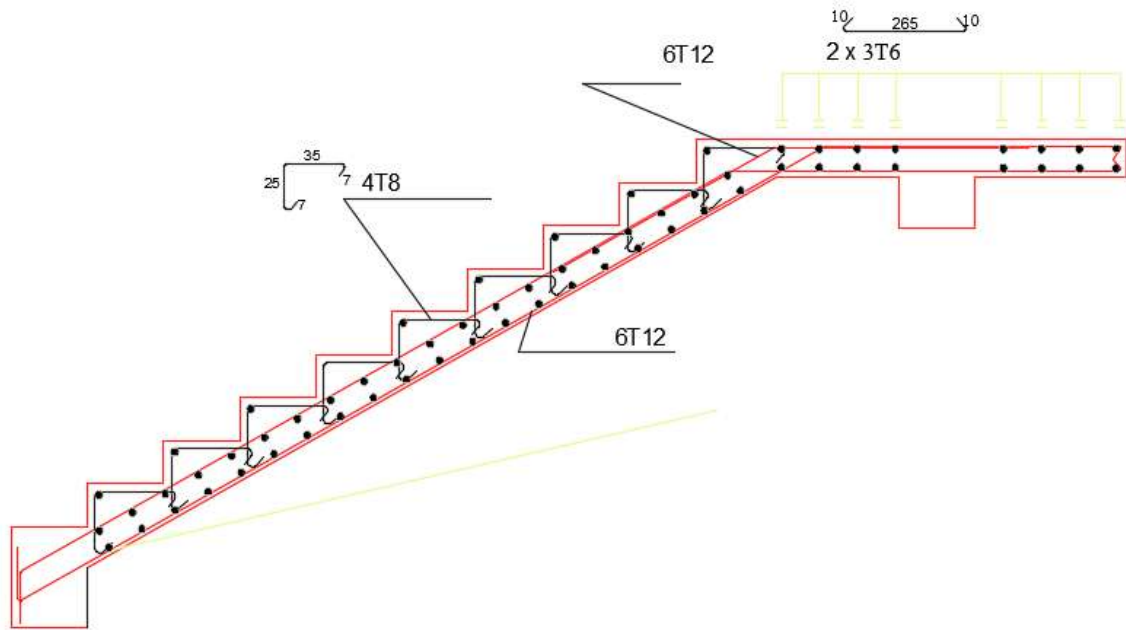


Figure.IV.13. Ferrailage d'escalier

IV.4.6-La poutre palière

IV.4.6-1- dimensionnement :

- Charge sur la poutre palier :

$$\text{Réaction du palier} = \frac{12.9}{1.2} = 10.75 \text{ kn/ml}$$

$$P_u = 10.75 \text{ KN/ml}$$

La hauteur de la poutre est donnée par :

$$h = L/m \text{ avec } m = (10 \text{ à } 13) \text{ et } L = 3.9 \text{ m}$$

$$\frac{390}{13} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 39$$

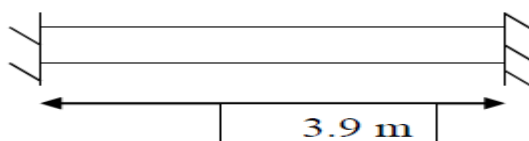


Figure.IV.14 : Schéma La poutre palière

On prend $h = 35 \text{ cm}$

-La largeur est donnée par :

$b = (0.3h \text{ à } 0.7h) = (10.5 \text{ à } 24.5\text{cm})$ on prend section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

IV.4.6-2- détermination des sollicitation :

On considère que la poutre palière est encadrée dans les poteaux

$P_u = 10.75 + 1.35 \times (0.35 \times 0.3 \times 25) = 14.293 \text{ KN/ml}$

Moment en travée $M_t = p_u l^2 / 24 = 9.058 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Moment en appuis $M_a = p_u l^2 / 12 = 18.116 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Effort tranchant $T_u = p_u l / 2 = 27.871 \text{ KN}$

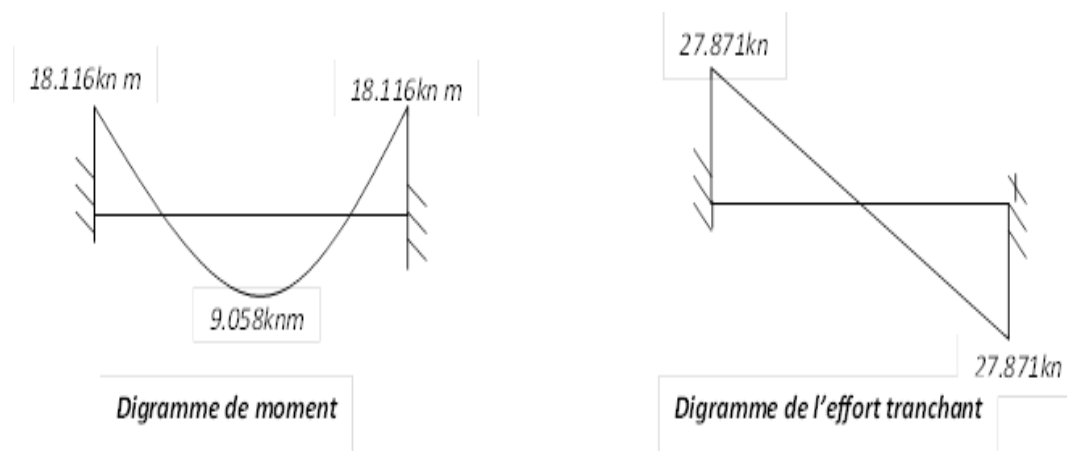


Figure.IV.15. Digramme de moment et l'effort tranchant

IV.4.6-3-Ferrailage de la poutre palier:

a – en travée :

$b = 30 \text{ cm}$, $d = 0.33\text{m}$

Acier feE400, fissuration prejudicial

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.058 \times 10^{-3}}{0.33^2 \times 1 \times 14.167} = 0.00587 \leq 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.00736$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.33(1 - 0.4 \times 0.015) = 0.329\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.058 \times 10^{-3}}{0.329 \times 347.83} = 0.791\text{cm}^2/\text{ml}$$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max(1.569, 0.791) = 1.648\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix de l'acier : **3HA12** = 3.39cm²/ml

-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix de l'acier : on prend **5HA6 (1.41cm²/ml)** espacé de 20cm

c- en appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.116 \times 10^{-3}}{0.33 \times 1 \times 14.167} = 0.0117 \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0147$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.33 (1 - 0.4 \times 0.0308) = 0.328 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s} = \frac{18.116 \times 10^{-3}}{0.328 \times 347.83} = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max (1.569, 1.58) = \mathbf{3.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Le choix de l'acier : **3HA12 (3.39cm²/ml)**

-Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3.39 / 4 = 0.847 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix de l'acier : : on prend **5HA6 (1.41cm²/ml)** espacé de 20cm

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

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

$$\tau_u = \frac{Tu_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu = 27.871 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{27.871}{0.33 \times 0.3} = 0.028 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \Rightarrow \text{vérifier}$$

IV.5. balcon :

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encadrée dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire à la flexion simple.

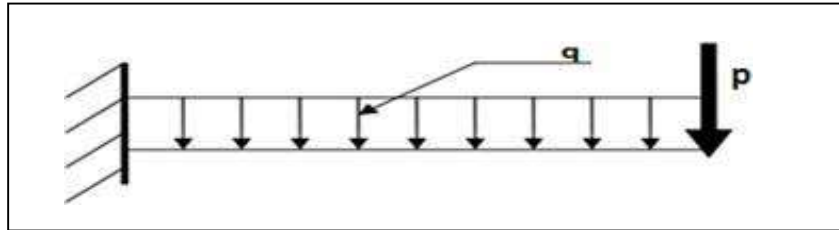


Figure.IV.16. Schéma statique du balcon

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

Son poids propre $G=4.80\text{KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q=3.5\text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P=1.46\text{KN}$.

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

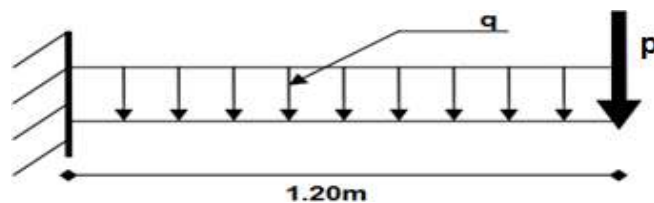
$$= 1.35(4.80) + 1.5(3.50) \Rightarrow q_u = 11.73\text{KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P$$

$$= 1.35(1.46) \Rightarrow P_u = 1.97\text{KN}.$$

ELS :

IV.5.1. Calcul Le Ferrailage



➤ Figure.IV.17. Schéma statique du balcon

IV.5.1. 1. Les moments et l'effort tranchant :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.30\text{KN/ml. } p_s = p = 1.46\text{KN/ml.}$$

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l \Rightarrow M_u = 10.81\text{KN.m}$$

$$T_u = q_u l + P_u \Rightarrow T_u = 16.05\text{KN. m}$$

➤ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l \Rightarrow M_s = 7.73 \text{KN.m}$$

$$T_s = q_s l + P_s \Rightarrow T_s = 11.42 \text{KN.m}$$

IV.5.1. 3. -Calcul des armatures longitudinal :

$$M_u = 10.81 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \\ Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \\ A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{bc}} \end{array} \right.$$

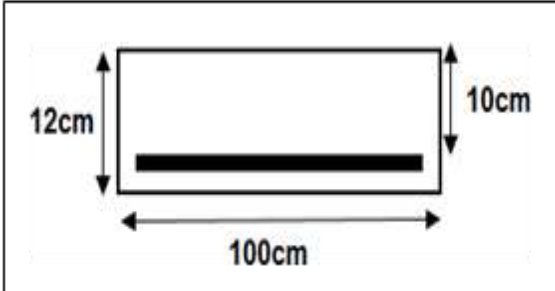


Tableau 15 : récapitulatif des résultats

μ_u	μ_l	A	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
0.076	0.392	0.099	964	3.24

Condition non fragilité[8] :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23(100)(1000)2.1/400 \Rightarrow A_{\min} = 1.21 \text{cm}^2$$

• Pourcentage minimal :

$$A'_{\min} = 0.001 b h \Rightarrow A'_{\min} = 1.2 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_s, A_{\min}, A'_s)$$

$$A_s = \max(3.24; 1.21; 1.20) \Rightarrow A_s = 3.24 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T12** $\Rightarrow A_{\text{adp}} = 4.52 \text{cm}^2$

IV.5.1. 4. -Calcul les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{cm}^2$$

On adopte : **4T8** $\Rightarrow A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$

-L' espacement des armatures :

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

$$St \leq \min(36; 33\text{cm}) \quad \Rightarrow St = 25\text{cm}$$

-Contrainte de cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$= \frac{16.05 \cdot 10^3}{1000 \times 100} \quad \Rightarrow \tau_u = 0.161\text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \geq \tau_u = 0.161\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification à l' ELS :

Vérification des contraintes de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$= 0.6(25) \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

Détermination de la position de l' axe neutre :

$$yb^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$$

Donc la solution est :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 10}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right] \quad \Rightarrow y = 3.066\text{cm.}$$

Détermination du moment d' inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I=4220.56\text{cm}^4.$$

Détermination de contraint dans le béton comprimé :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I}$$

$$= \frac{7.73 \times 10^6}{4220.45 \times 10^4} 30.66 \Rightarrow \delta_{bc} = 5.62\text{MPa}.$$

Donc : $\delta_{bc} = 5.62\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

IV.5.2.Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.0 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow 0.0045 < 0.01 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

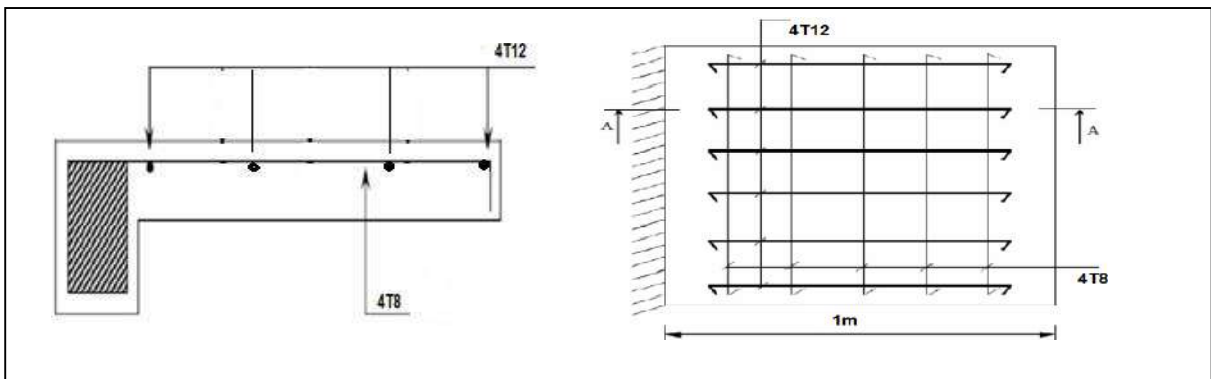


Figure IV.18: Schéma de ferraillage de balcon[5]

Chapitre V

Etude sismique

V.1.Introduction[10] :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude de comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le ROBOT.

V.2. Présentation du logiciel ROBOT(2017) :

Le logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. - Saisie graphique 2D et 3D -Calcul de structure (RDM)-Neige et vent, combinaisons automatique -Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium...

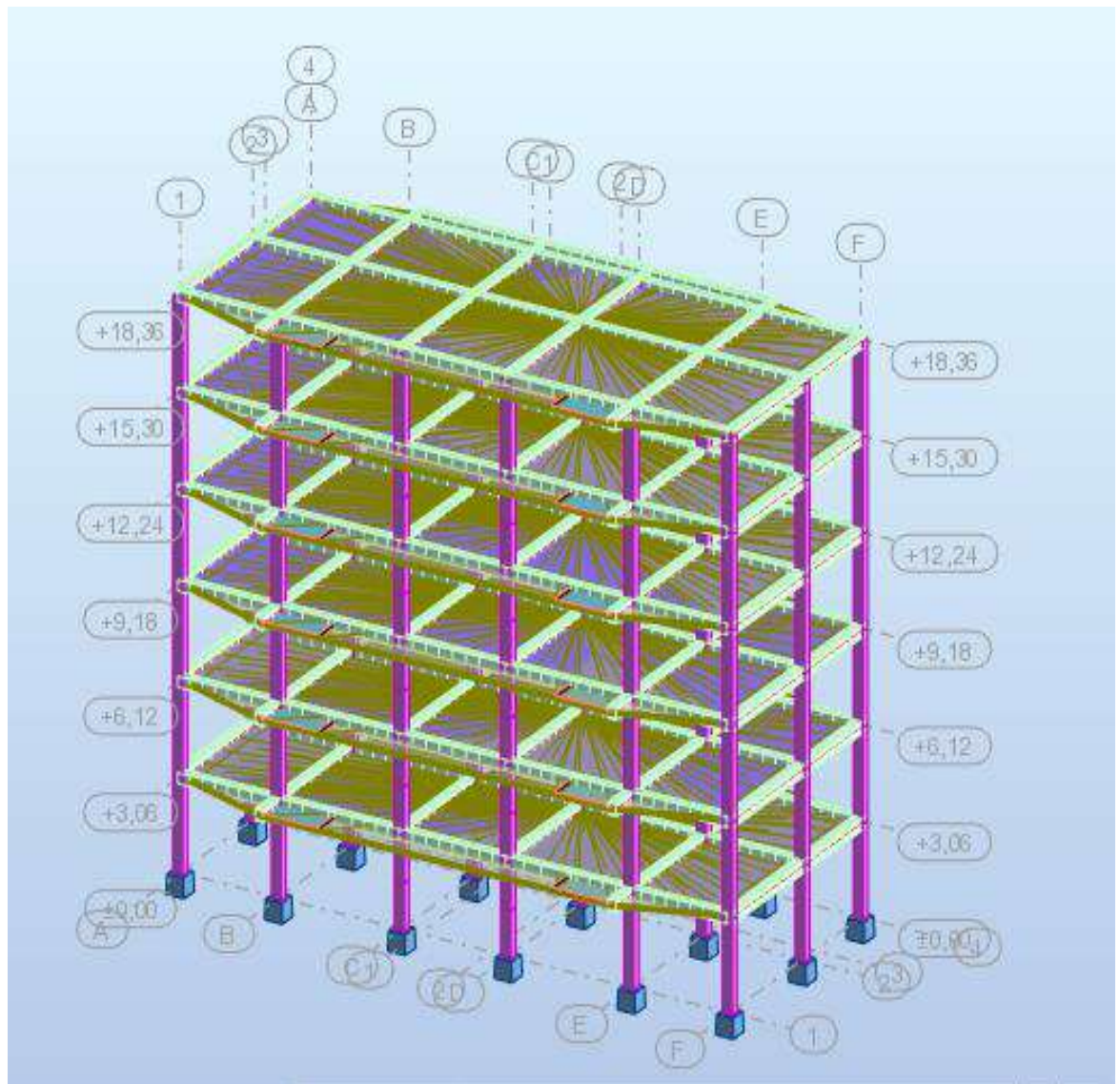


Figure V.1 modèle en 3D (ROBOT 2017)

V.3. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction,

le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1. méthode statique équivalente:

❖ Principe de la méthode :

C'est une méthode simple qui traite seulement du 1er mode de vibration

et elle néglige les autres modes. Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictif.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

❖ **Conditions d'application de la méthode :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** Tous les groupes.

- **Zone II :**

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone III :**

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ou 8m.

V.3.2. méthode dynamique modale spectrale[1] :**❖ Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

❖ Conditions d'application de la méthode :

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.

V.3.3. méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes[9].

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

On utilise la Méthode Statique Equivalente car notre structure répond aux conditions suivantes :

• Condition (a) :

Zone II : la hauteur $h < 65 \text{ m} \rightarrow 18.36 < 65 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$.

Régularité en plan :

$$0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{20.40}{8.45} = 2.41 \leq 4 \rightarrow \text{cv}$$

$$\frac{L_1 + L_2}{l_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{0.7 + 1.2}{10.35} = 18.35\% < 25\% \rightarrow \text{cv}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.50}{20.4} = 22\% < 25\% \rightarrow \text{cv}$$

• Condition (b) :

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mila (Zone II-a), Il sera classé en

Groupe d'usage 2 ; la hauteur $h = 18,36\text{m} < 23\text{m}$.

Donc la méthode statique équivalente applicable.

❖ **Nombres des modes à considérer :**

L'PA99/version 2003(art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective Supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que $K \geq \sqrt{N}$ et $T \leq 0.20\text{sec}$

Ou : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T la période des modes

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique modale :

Tableau V.1. les périodes et les factures de participation massique modale
(Selon ROBOT2017)

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	0,94	1,06	0,00	83,01	0,0	0,00	83,01	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 2	1,03	0,97	80,74	83,01	0,0	80,74	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 3	1,09	0,92	82,30	83,01	0,0	1,56	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 4	2,89	0,35	82,30	93,09	0,0	0,00	10,08	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 5	3,16	0,32	91,96	93,09	0,0	9,66	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 6	3,33	0,30	92,38	93,09	0,0	0,42	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 7	4,98	0,20	92,38	96,64	0,0	0,00	3,55	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 8	5,51	0,18	95,70	96,64	0,0	3,32	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 9	5,76	0,17	96,18	96,64	0,0	0,48	0,00	0,0	980610,76	980610,76	0,0
6/ 10	7,11	0,14	96,18	98,36	0,0	0,00	1,71	0,0	980610,76	980610,76	0,0

❖ Interprétation :

On constate qu'il faut 9 modes pour atteindre 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 y avec 83.01% de participation de masse modale.

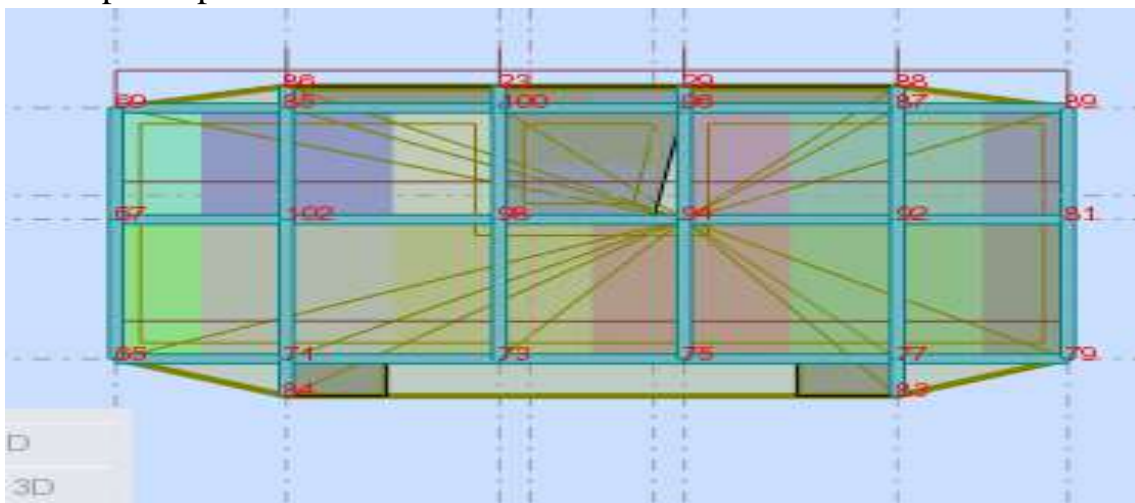


Figure V.2. Translation selon y-y

- le 2eme mode est un mode translation selon l'axe x avec 80.74%de participation de masse modale.

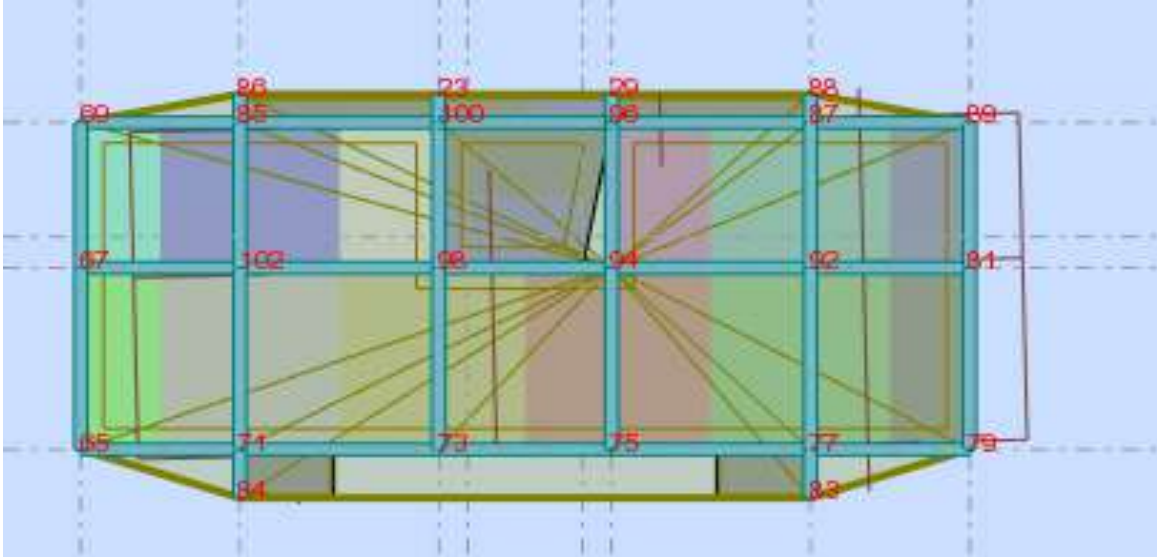


Figure V.3 .translation selon x-x

On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

- le 3eme mode est mode torsion pure

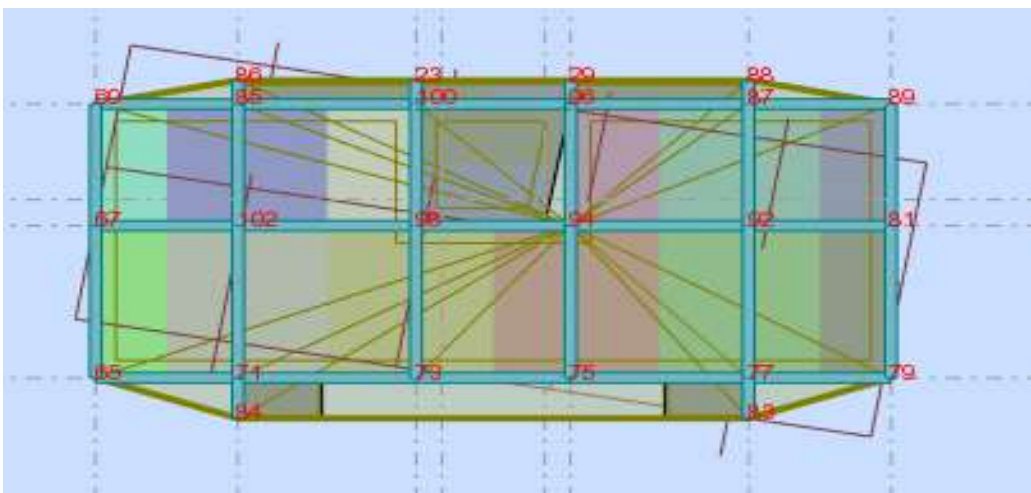


Figure V.4 .Rotation selon Z-Z

V.4. Calcul de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

V.4.1. coefficient d'accélération de zone A :

Ce coefficient correspond à une accélération maximale du sol sur une période de temps déterminée, cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Le coefficient A dépend de deux paramètres :

* Le groupe d'usage.

* La zone sismique.

Tableau V.2. Coefficient d'accélération de zone

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Mila	2	II.a	0.15

V.4.2. Période fondamentale T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$
 h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant.

Tableau V. 3. Valeur de coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$C_t=0.075 ; h_t=18.36m$$

Sens x-x : $D_x=20.4$ m

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ε) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$T_{X \min} = \begin{cases} T = 0.075h_t^{3/4} \\ T_2 = \frac{0.09.hn.}{\sqrt{D_x}} = 0.365sec \end{cases} = 0.665 sec$$

Donc : $T_x=0.365sec$

Sens y-y : $D_y=8.45$ m

$$T_{Y \min} = \begin{cases} T = 0.075h_t^{3/4} = 0.665sec \\ T_2 = \frac{0.09.hn.}{\sqrt{D_y}} = 0.569sec \end{cases}$$

Donc : $T_y=0.569_{Sec}$

V.4.3. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ε) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{(2/3)} \left(\frac{3}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} \quad T > 3s \end{array} \right.$$

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant

Tableau V. 4. Valeur de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ se}$$

Sens x-x :

$$0 \leq T_x = 0.365 \text{ sec} \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta$$

η : facteur de correction d'amortissement. donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Tableau .V.5. Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.882 \rightarrow D_x = 2.205$$

Sens y-y :

$$0 \leq T_y = 0.569 \text{ sec} > T_2 \rightarrow D_y = 1.816$$

V.4.4. coefficient de comportement global de la structure R :

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau 4 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement portique avec interaction R=5.

Tableau V.6.Valeur de coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

V.4.5.Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tableau V.7. Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

✓ sens longitudinal : (5 travée) :

$$4.5/3.6=1.25 < 1,5$$

$$4.5/3.9=1.153 < 1,5 \quad \text{critère observé } p_q = 0$$

$$3.9/4,5=0,86 < 1,5$$

$$4.5/3.6=1.25 < 1,5$$

✓ sens transversal : (2 travée) :

Critère non observé $p_q = 0.05$

b) Redondance en plan :

Critère non observé $p_q = 0.05$

c) Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux

Directions orthogonales.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$0.25 < \text{Longueur} / \text{largeur} = 20.4 / 8.45 = 2.414 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans

Une direction donnée n'excède pas 25 %.

Donc le critère est non observé $p_q = 0.05$

d) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux

Discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement

Brusque de la base au sommet du bâtiment.

- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux : $p_q = 0.05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution : $p_q = 0.10$

$$\text{Donc : } Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10 + 0.05) = 1.3$$

V.4.6. poids total de la structure W :

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT 2017.

D'après la formule (4.5) du RPA03

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{G(i)}$: Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

$W_{Q(i)}$: Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta=0,2$.

Nous le prenons du ROBOT $w_t = 9806,1076 \text{Kn}$ Donc:

Sens x-x :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W \rightarrow V_x = \frac{0,15.2,205.1,3}{5} \cdot 9806,1076 = 843.276 \text{KN}$$

$$\rightarrow V_x = 843.276 \text{KN}$$

Sens y-y :

$$V_y = \frac{0,15.1,816.1,3}{5} \cdot 9806,1076 = 694.507 \text{KN}$$

$$\rightarrow V_y = 694.507 \text{KN}$$

- La force sismique $V_{\text{dynamique}}$ à la base de structure :

Tableau V.8 : Résultat des Forces Dynamique (Selon ROBOT2017) :

✓ **VX :**

Cas	7 - VX					
Mode CQC						
Somme totale	735,98	44,29	1797,49	76,96	1311,85	6,46
Somme réactions	735,54	0,06	0,00	0,76	9408,32	2827,00
Somme efforts	735,54	0,06	0,0	0,76	9408,32	2827,00
Vérification	1471,08	0,13	0,00	1,52	18816,64	5654,00
Précision	5,11511e-03	6,17427e-08				

Vy :

Cas	8 - VY					
Mode CQC						
Somme totale	0,31	703,49	2222,09	1252,32	0,58	0,13
Somme réactions	0,06	703,48	0,00	8931,38	0,81	7067,02
Somme efforts	0,06	703,48	0,0	8931,38	0,81	7067,02
Vérification	0,13	1406,96	0,00	17862,76	1,62	14134,04
Précision	5,11511e-03	6,17427e-08				

Tableau V.9 D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT2017» :

Direction	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Constataion
Sens x-x	674.620	735.54	CV
Sens y-y	555.606	703.48	CV

V.5. Calcul de centre de masse et centre de torsion :

D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT 2017» :

Tableau V.10 :L'excentricité théorique et accidentelle à chaque niveau.

Plancher	L'excentricité Theorique	L'excentricité accidentelle	e t h e orique < eacc
	Y-Y	Y-Y	
RDC	0.5	0.12	CV
1eme Etage	0.5	0.12	CV
2eme Etage	0.5	0.12	CV
3eme Etage	0.5	0.12	CV
4eme Etage	0.5	0.12	CV
5eme Etage	0.5	0.03	CV

V.6.Vérification de période (T) :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} T_x > T \\ T_y > T \end{cases}$$

$$T=0.86 \text{ sec}$$

$$T_x=0.365 \text{ sec}$$

$$T_y=0.569 \text{ sec}$$

Donc : $T_x = 0.365 \text{ sec} < 0.86 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV.}$

$$T_y = 0.569 \text{ sec} < 0.86 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On Remarque que:

- La période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empirique du RPA majorée de 30%. : $T_x = 0.47 \text{ sec}$; $T_y = 0.74 \text{ sec}$.
- Les deux modes de vibrations sont des modes de translation le première selon xx et le deuxième selon yy.
- La participation massique au 9eme mode dépasse les 90% exige par le RPA.

V.7. Vérification des Déplacements Latéraux :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau «k» de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta k = R \delta ek$$

Avec :

: Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Sens x-x :

Tableau V.11 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau
Sens x-x (ROBOT 2017)

Plancher	U_x (cm)	1,6	Δ_{ad} (cm)	
RDC	1,6	2,2	3.06	C_v
1 ^{er} Etage	3,8	2,0	3.06	C_v
2eme Etage	5,8	1,7	3.06	C_v
3eme Etage	7,5	1,2	3.06	C_v
4eme Etage	8,8	0,8	3.06	C_v
5eme Etage	9,5	1,6	3.06	C_v

Sens y-y :

Tableau V.12 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau
Sens y-y(ROBOT 2017)

Plancher	U _x (cm)	Δ _k (cm)	Δ _{ad} (cm)	
RDC	1,9	1,9	3.06	Cv
1 ^{eme} Etage	4,4	2,5	3.06	Cv
2 ^{eme} Etage	6,7	2,3	3.06	Cv
3 ^{eme} Etage	8,5	1,9	3.06	Cv
4 ^{eme} Etage	9,9	1,4	3.06	Cv
5 ^{eme} Etage	10,7	0,8	3.06	Cv

V.8. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

V.8.1. Vérification au renversement :

$$\Sigma W_k \cdot b_i > \Sigma F_k \cdot h_k \quad , \quad F_k = \frac{V_d \times W_i \times h_i}{\Sigma W_i \times h_i}$$

Avec :

$\Sigma F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : La hauteur d'étage k.

$\Sigma W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids totale de la construction.

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$.

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent.

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation.

b_i : Le centre de gravité de la structure.

Sens Y-Y :

Tableau V.13 : Les renversements à sens Y-Y

Plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$
RDC	1613,3674	4.05	6534.10	42,13	3.06	128.917
1 ^{eme} Etage	1613,3674	3.9	6292.10	74,83	3.06	228.979
2 ^{eme} Etage	1613,3674	3.89	6275.97	99	3.06	302.94
3 ^{eme} Etage	1613,3674	3.89	6275.97	124,01	3.06	379.470
4 ^{eme} Etage	1616,8222	3.89	6275.97	363,51	3.06	1112.340
5 ^{eme} Etage	1735,8159	3.89	6275.97	703,48	3.06	2152.648
$\Sigma W_k \cdot b_i$			37930.08	$\Sigma F_k \cdot h_k$		4305.294

Tableau V.14: Les renversements à sens X-X

Plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k \times b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k \times h_k$
RDC	1613,3674	10.04	16198.13	40,22	3.06	123.073
1 ^{eme} Etage	1613,3674	10.05	16214.26	77,53	3.06	237.241
2 ^{eme} Etage	1613,3674	10.05	16214.26	104,72	3.06	320.443
3 ^{eme} Etage	1613,3674	10.05	16214.26	131,83	3.06	403.399
4 ^{eme} Etage	1616,8222	10.05	16214.26	381,24	3.06	1166.594
5 ^{eme} Etage	1735,8159	10.05	16214.26	735,54	3.06	2250.752
$\Sigma W_k \cdot b_i$			97269.43	$\Sigma F_k \cdot h_k$		4501.504

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation

suiivante :
$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x-x :

M_R	M_S	M_S/M_R	Constataion
4501.504	97269.43	21.608	cv

Sens y-y:

M_R	M_S	M_S/M_R	Constataion
4305.294	37930.08	8.810	cv

V.9. Justification Vis a Vis De l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k V_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Sens x-x :

Tableau. V.15. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens x-x :

Plancher	$P_k(KN)$	$\Delta_{ky}(m)$	$V_{ky}(KN)$	$h_{kx}(m)$	θ	
RDC	9806.06	0,016	735,54	3.06	0,068361211	CV
1eme Etage	8192.7	0,022	695,32	3.06	0,082381536	CV
2eme Etage	6579.35	0,02	617,79	3.06	0,067552303	CV
3eme Etage	4965.99	0,017	513,07	3.06	0,052007198	CV
4eme Etage	3352.63	0,012	381,24	3.06	0,058556637	CV
5eme Etage	1735.81	0,008	215,66	3.06	0,019775985	CV

Tableau. V.16. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens y-y

Plancher	$P_k(KN)$	$\Delta_{Ky}(m)$	$V_{ky}(KN)$	$h_{kx}(m)$	θ	
RDC	9806.06	0,019	703,48	3.06	0,084878541	CV
1 ^{eme} Etage	8192.7	0,025	661,35	3.06	0,098423901	CV
2 ^{eme} Etage	6579.35	0,023	586,52	3.06	0,081826891	CV
3 ^{eme} Etage	4965.99	0,019	487,52	3.06	0,06117195	CV
4 ^{eme} Etage	3352.63	0,014	363,51	3.06	0,040537476	CV
5 ^{eme} Etage	1735.81	0,008	206,19	3.06	0,020684266	CV

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négligés l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment.

V.10.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude Sismique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que Le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre VI

Ferraillage des

Éléments Structuraux

VI. Etude des portiques

VI 1. Portée à prendre en compte dans les calculs et sections d'encastrement à vérifier

(BAEL 91 Art-B.6.1.1)

La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre points d'application des

résultantes des réactions d'appuis,

-dans le cas de poutres munies d'appareils d'appui - dans le cas de poutres reposant sur des massifs ou des murs en maçonnerie Dans les autres cas, et notamment dans celui très fréquent où les éléments de planchers reposent sur des appuis en béton (poutres, poteaux ou voiles), la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

Les sections d'appui dont on justifie la résistance aux moments d'encastrement sont alors celles des nus inférieurs des appuis Sous réserve de la vérification des effets des réactions sur les appuis ou sur les noeuds qui doivent équilibrer les moments

correspondant

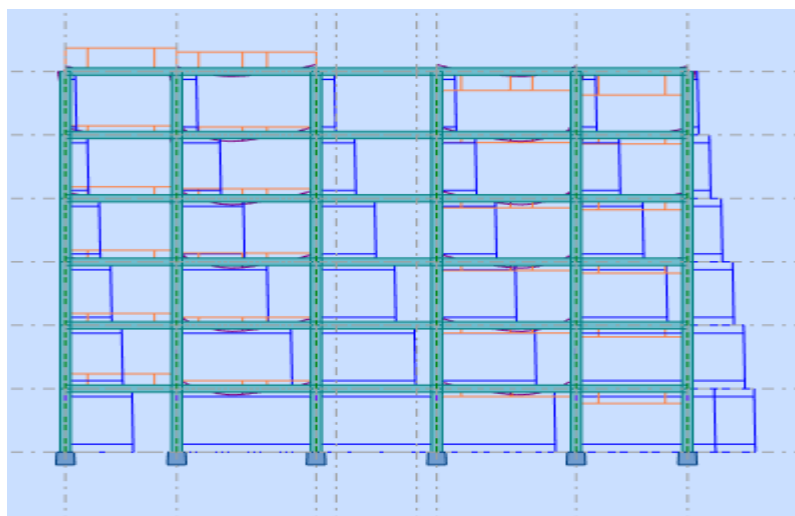


Figure VI.1. Portée à prendre en compte dans les calculs

Note 1: Comme le calcul des sollicitations est réalisé par l'outil informatique qui se base sur la méthode des éléments finis (méthode exacte). et de point de vue pratique d'ajustement avec celles des règlements:

Exemple: Méthode de Caquot: utilisée aux charges verticales (à prendre la portée en tremus).

Méthode de Muto utilisée aux charges horizontales (à prendre la portée

$L = \text{portée entre nus d'appuis} + 2 \cdot \frac{1}{4} (h \text{ ou } b)$

On adopte donc, pour les poutres et les poteaux, une longueur: $L - \text{portée entre nus d'appuis} + 2 \cdot \frac{1}{4} (h \text{ ou } b)$

VI.2.Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux Éléments structuraux dues aux charges permanentes, d'exploitations et aux forces sismiques, leurs combinaisons nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif de ce chapitre est de ferrailler les éléments porteurs de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le « CBA 93 » et le « RPA99 Ver 2003 ».

Notre structure est composée essentiellement de quatre éléments structuraux à savoir :

-Les poutres

Les poteaux

Les fondations.

VI.3.Les poutres :**VI.3.1.Armature longitudinale : Recommandation du RPA99 version 2003 :**

1-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0,5% en toute section.

2-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3-La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.

4-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de Rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Selon le BAEL91 :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.2. Armature transversale :

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \leq \tau_{\text{tt}} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right)$$

- **Calcul de St :**

✓ **Selon le CBA 93 :**

$$\phi t = \min(\phi, b_0/10, h/35)$$

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

Selon le RPA (art 7.5.2.2) :

$$\text{Dans la zone nodale : } St \leq \min(h/4, 12\phi)$$

$$\text{Dans la zone courante : } S \leq \frac{h}{2}$$

VI.3.3. Calcul de ferraillage :

tablou VI.1. Poutre Principale :

b(cm)	h (cm)	d (cm)	f _{bu} (MPa)	γ _b	γ _s
30	40	36	14.17	1.5	1.15

E.L.U :

• **Armature longitudinale :**

❖ **En travée : Mt = 59.82 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = \frac{59.82 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.108 \rightarrow \begin{pmatrix} \alpha = 0.143 \\ Z = 33.94 \end{pmatrix}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{59.82 \times 10^3}{347.82 \times 33.94} = 5.06 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui : Ma = -74.29 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = \frac{74.29 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 18^2} = 0.135$$

$$\mu = 0.135 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.135 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.182 \\ Z = 33.34 \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{74.29 \times 10^3}{347.82 \times 33.34} = 6.40 \text{ cm}^2$$

-Ferraillage minimum :

• Selon BAEL91 le pourcentage minimal des aciers tendus d'une section fléchée est de :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_e}{400} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

• Vérification de RPA 99/Ver 2003 : Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage minimal des Aciers est de : $A_{S\min} = 0.5\%$. b. h

$$A_{S\min} = 0.005 \times 30 \times 40 \quad \Rightarrow A_{S\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

-Ferraillage maximum :

D'après Art7.5.2.1 du RPA99v2003, le pourcentage maximal des aciers est de :

$$A_{S\max} = \frac{4 \times B}{400} = \frac{4 \times 40 \times 30}{400} = 12 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{S\max} = \frac{6 \times B}{400} = \frac{6 \times 40 \times 30}{400} = 18 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Donc : $A_S = \max (A_{S\min} ; A_{\min} ; A_S)$

$$\text{Travée } A_{St} = \max (1.30 ; 6 ; 5.06) \Rightarrow A_{St} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui } A_{Sa} = \max (1.30 ; 6 ; 6.40) \Rightarrow A_{Sa} = 6.40 \text{ cm}^2.$$

On adapte pour une section de : travée $6\emptyset 12 \Rightarrow A_S = 6.78 \text{ cm}^2$.

$$\text{Appui } 6\emptyset 12 \Rightarrow A_S = 6.78 \text{ cm}^2.$$

-Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$ Art7.5.2.1 du RPA99v2003

\emptyset : Diamètre maximal des aciers longitudinaux.

$$L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm.}$$

• Armatures transversales :

-Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant maximal est donné à l'ELU : $T_{u_{\max}} = 101.02 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \leq \tau_{\text{st}} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{y_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{101.02 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CV}$$

Choix des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 14 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{400}{35} = 11.43 \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \end{array} \right\} \quad \text{Nous prenons } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

-L' espacement des cadres :

On détermine l'espacement des armatures transversales par la relation émise dans le

(Art.5.1.2.3) du CBA93 et qui est la suivante :

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 31.5 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 32.4 \text{ cm.}$$

Or, Art.7.5.2.2 du RPA99v2003 limite dans la zone nodal (sur une distance de $2h = 90 \text{ cm}$),

l'espacement des armatures transversales à :

$$\text{Dans la zone nodale : } St \leq \min(h/4, 12\phi) \Rightarrow St \leq 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone courante : } St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 20 \text{ cm.}$$

On adopte pour un espacement de 8cm en zone nodale et de 15cm en zone courante.

$$\text{Selon RPA : (Art 7.5.2.2) : } A_t = 0.003 \times S \times b \Rightarrow 0.003 \times 10 \times 30$$

$$A_t = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit (1 cadre de 8 + un étrier de 8) = } 1.01 \text{ cm}^2.$$

Donc Armatures transversales : un cadre de **HA8** + un étrier de **HA8**.

E.L.S :

Vérification de la flèche[3] :

Si les conditions suivantes sont vérifiées n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} \left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \right) \\ \left(\frac{h}{L} \geq \frac{Mt_{ser}}{10M0} \right) \\ \left(\frac{A_0}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \right) \end{array} \right\} \left(\begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{Mt_{ser}}{10M0} = 0.075 \\ \frac{A_0}{b_0d} = 0.098 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right) \dots\dots\dots CV$$

tablou VI.2. Poutre secondaire :

b(cm)	h (cm)	d (cm)	f _{bu} (MPa)	γ _b	γ _s
30	35	31.5	14.17	1.5	1.15

E.L.U :

• **Armature longitudinale :**

❖ **En travée : Mt = 22.52 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = \frac{22.52 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.053 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \alpha = 0.068 \\ Z = 30.64 \end{array} \right)$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{22.52 \times 10^3}{347.82 \times 30.64} = 2.11 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui : Ma = -35.86 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad \mu = \frac{35.86 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 \leq \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu = 0.085 \rightarrow \left(\begin{array}{l} \alpha = 0.111 \\ Z = 30.10 \end{array} \right)$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{35.86 \times 10^3}{347.82 \times 30.10} = 2.79 \text{ cm}^2$$

-Ferraillage minimum[8] :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_e}{400} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 0.5\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{S_{\min}} = 0.005 \times 30 \times 35 \Rightarrow A_{S_{\min}} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

-Ferraillage maximum :

$$A_{S_{\max}} = \frac{4 \times B}{400} = \frac{4 \times 35 \times 30}{400} = 10.5 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{S_{\max}} = \frac{6 \times B}{400} = \frac{6 \times 35 \times 30}{400} = 15.75 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Donc : $A_S = \max (A_{S_{\min}} ; A_{\min} ; A_S)$

Travée $A_{S_t} = \max (1.14 ; 5.25 ; 2.11) \Rightarrow A_{S_t} = 5.25 \text{ cm}^2.$

Appui $A_{S_a} = \max (1.14 ; 5.25 ; 2.79) \Rightarrow A_{S_a} = 5.25 \text{ cm}^2.$

On adapte pour une section de :

travée $6\emptyset 12 \Rightarrow A_S = 6.79 \text{ cm}^2.$

Appui $6\emptyset 12 \Rightarrow A_S = 6.79 \text{ cm}^2.$

-Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$ Art7.5.2.1 du RPA99v2003

$L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm.}$

• Armatures transversales :

-Vérification de la contrainte tangentielle :

L'effort tranchant maximal est donné à l'ELU : $T_{u_{\max}} = 62.41 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{y_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{62.41 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.66$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CV}$$

Choix des armatures[1] :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est régi par la disposition suivante :

$$\varnothing_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \varnothing_l = 14mm \\ \frac{ht}{35} = \frac{350}{35} = 10 \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \end{array} \right\} \quad \text{Nous prenons } \varnothing_t = 10mm.$$

-L' espacement des cadres :

$$St \leq \min (0.9d ; 40cm) \Rightarrow \min (0.9 \times 31.5 ; 40cm) \Rightarrow St \leq 28.35 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } St \leq \min (h/4 , 12\varnothing) \Rightarrow St \leq 8.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone courante : } St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 17.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Selon RPA : (Art 7.5.2.2) : } At = 0.003 \times S \times b \Rightarrow 0.003 \times 0.87 \times 30$$

$$At = 0.078 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit (1 cadre de 8 + un étrier de 8) = } 1.01 \text{ cm}^2.$$

Donc Armatures transversales : un cadre de **HA8** + un étrier de **HA8**.

E.L.S :**Vérification de la flèche[1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} \\ \frac{A_0}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{Mt_{ser}}{10M_0} = 0.075 \\ \frac{A_0}{b_0 d} = \frac{2.36}{30.31.5} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right\} \dots\dots \text{condition verifier}$$

Schémas de ferrailage

Poutre principale :

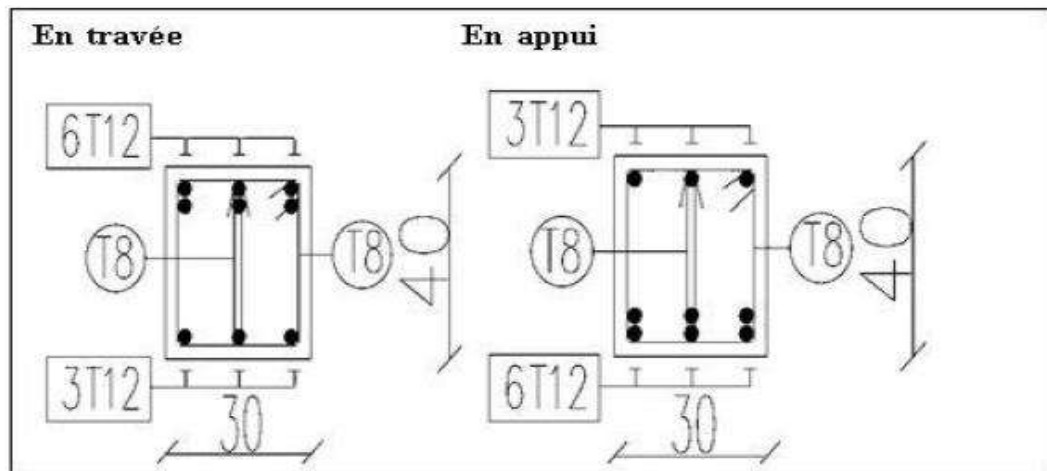


Figure .VI.2.Schéma de ferrailage des poutres principale.

Poutre secondaire :

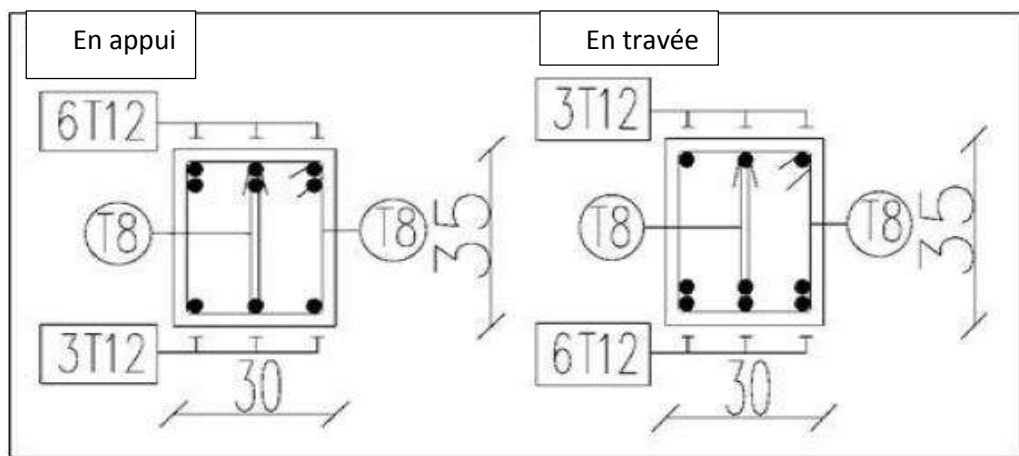


Figure .VI.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaire

VI -4-Les poteaux[1]

VI.4.1-combinaisons des calcul :

- ❖ $1,35G + 1,5Q$ selon BAEL91 (1)
- ❖ $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003 (2)
- ❖ $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003 (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1^{ère}) N_{\max} et M_{cor}

2^{ème}) M_{\max} et N_{cor}

3^{ème}) N_{\min} et M_{cor}

➤ **Recommandations du RPA99 /ver 2003**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ✓ $A_{\max} = A_s / b h < 3\%$ en zone courante.
- ✓ $A_{\max} = A_s / b h < 6\%$ en zone recouvrement.
- ✓ $A_{\min} = A_s > 0,8 \% b h$ (zone IIa).
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
- ✓ La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

➤ **Les résultats obtenus**

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel Robot 2017,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Le calcul est appliqué sur les Poteaux les plus sollicités « RDC ».

La section des poteaux d'après le pré-dimensionnement est 35X30 cm.

Tableau VI.3: Les sollicitations internes pour les poteaux

Combinaison	N(KN)	M(KN)
1.35G+1.5Q	794.51	6.10
G+Q ± E	761.57	4.39

➤ calcul de ferraillage

➤ Les valeurs Mtm sont données par **ROBOT 2017**

Tableau. VI.4. calcul du ferraillage des poteaux

Com	N(KN)	M(KN)	N.S	Ac (cm ²)	A _S =1% Ac (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
1	1007.75	5.09	EC	1200	12	8T14=12.31
2	708.26	12.69	EC	1200	12	8T14=12.31

VI.4.2-Vérification du ferraillage

a- Les armatures longitudinales

✓ Suivant l'RPA:

➤ La section minimale

La Section minimale est de 0.8% de la section totale.

$$A_{S \min} = 0.8\% bh = 8.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adp}} = 12 \text{ cm}^2 > A_{S \min} = 8.40 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{cv}$$

➤ La section maximale

La section maximale est de 4% en zone courante, est de 6% en zone recouvrement.

$$A_{S \min} = 4\% bh = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min} = 6\% bh = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ adp}} = 12 \text{ cm}^2 < A_{S \min} \quad \dots\dots \text{cv}$$

b- vérification a l'ELU**✓ Vérification vis-à-vis l'effort tranchant****➤ Vérification selon l'RPA**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot F_{c28}$$

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0.05 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} : \text{L'elancement - géométrique}$$

$$\lambda_g = 19.5 \geq 5$$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.252 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.875 \text{ MPa} \dots cv$$

Vérification selon les règles

BAEL91 Fissuration non

préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{5.09}{0.3 \times 0.35} = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

VI.4.3-calcul des armatures transversales

Choit de diamètre

On a :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{min} \quad \rightarrow \quad \phi_t = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : T8

$$S_t \leq \min(15\phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Espacement des cadres d'après l'RPA

Dans la zone nodale

Dans la zone IIa :

$$S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$$

Donc :

$$S_t \leq \min(16\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante

Dans la zone IIa :

$$S_t \leq 15\phi_l$$

Donc :

$$S_t \leq 15 \times 1.6 \Rightarrow S_t \leq 24\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

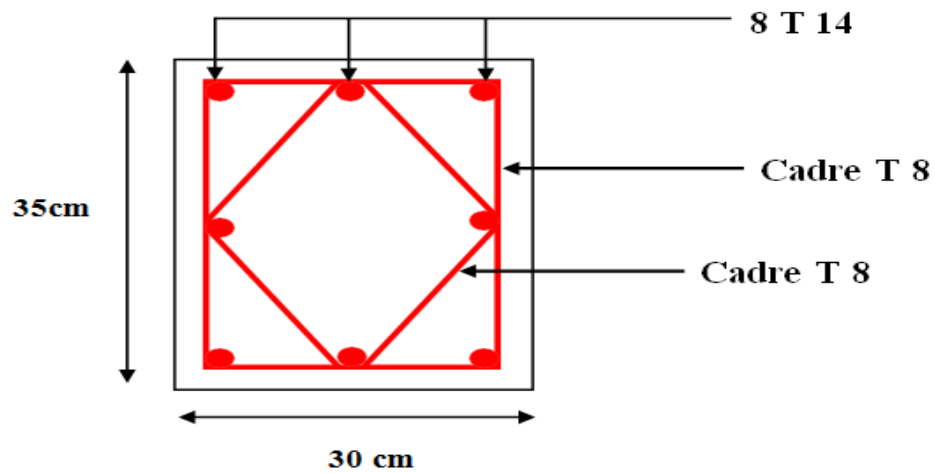


Figure VI.4 : ferrailage de poteau

VI-5- Etude fondation[11] :**VI-5- 1- type de fondation :**

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$) et le profondeur d'ancrage est de 1.4mètres

Dans notre structure on distingue 01 types des semelles :

VI-5- 2- Semelle isolée :**VI-5- 2.1.semelle d'angle :**

RPA2003 (article 10.1.4.1 page 82)

Fissuration très préjudiciable (BAEL-91)

Pré dimensionnement par l'effort normale et le moment à l'ELS (ROBOT 2017)

Vérification par l'effort normale et le moment à l'EIU (ROBOT 2017)

$$G + Q + E_x \begin{cases} N_1 = 485.76 \text{ kN} \\ M_1 = 4.84 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{avec } N_1, M_1 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_2 = 446.91 \text{ kN} \\ M_2 = 1.69 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{avec } N_2, M_2 \text{ l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

➤ **VI-5-2- 2.1.1 Pré dimensionnement : [6]**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0099 \text{ m}$$

On a : $e_0 < \frac{B}{6}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{30} \quad \rightarrow \quad A=B$$

$$AB \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad B^2 \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.904 \text{ m}$$

On choisit : A=B=3m

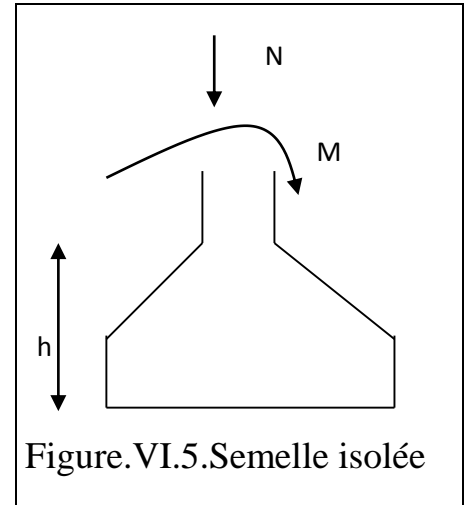


Figure.VI.5.Semelle isolée

VI-5- 2.1.2. Hauteur utile :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \quad \rightarrow \quad 0.675 \leq d$$

→ d=67.5cm

On prend : h=67.5+5=72.5 cm

Poids propre : $P_p = 0.725 \times (3)^2 \times 25 \quad \rightarrow \quad P_p = 163.12 \text{ KN}$

VI-5- 2.1.3. Vérification des contraintes :

$$N_{ser} = 485.76 + 163.12 = 648.88 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.00745 \text{ m} < 2/6 = 0.5 \text{ cm}$$

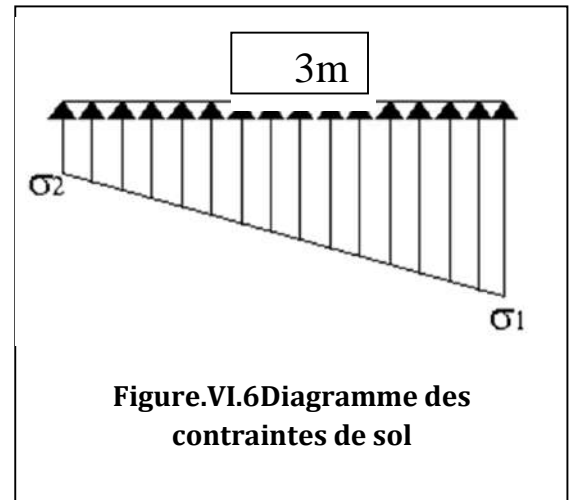
Donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB} = 71.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB} = 73.164 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{(A/4)} = 72.62 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$



VI-5- 2.1.4. Vérification de la stabilité au renversement[6]:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.00745 \text{ m} \quad ; \quad \frac{B}{4} = 0.75 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} \quad \rightarrow \quad \underline{\text{Vérifié}}$$

VI-5- 2.1.5. Ferraillage à L'ELU :

$$N_u = 446.91 + 1.35 \times 163.12 = 667.122 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.00378 \text{ m}$$

$$\frac{B}{24} = 0.125 \rightarrow \quad e_0 < \frac{B}{24} \quad \text{donc on peut utiliser la méthode des billes}$$

$$A_x = \frac{N_u \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)}{8.d.\sigma_s} (A - a) = 9.47 \text{ cm}$$

On prend :

$$A_x = A_y = 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

Avec espacement est égale à 18cm

-la hauteur libre : $e \geq 6\phi + 6 = 6 * 1.4 + 6 = 14.4 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

-longueur de scellement : $l_s = 40.\phi = 56 \text{ cm} > A/4 = 50$, donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu' aux extrimite et comportant des ancrages courbés

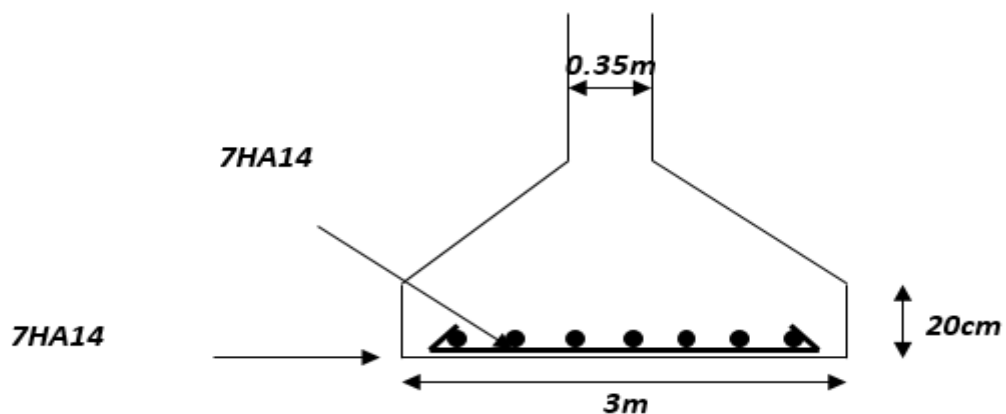


Figure.VI.7 *Schéma de ferraillage*

VI-5-2. 2.semelle central:

$$G + Q + E_x \begin{cases} N_1 = 1070.98 \text{ kN} \\ M_1 = 0.75 \text{ kN} \end{cases}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_2 = 1228.2 \text{ kN} \\ M_2 = 2.49 \text{ kN} \end{cases}$$

VI-5-2.2.1. Pré dimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.00070\text{m}$$

On a : $e_0 < \frac{B}{6}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{30} \quad \rightarrow \quad A=B$$

$$AB \geq \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad B^2 \geq \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.53\text{ m}$$

On choisit : A=B=3m

VI-5-2.2.2. Hauteur utile :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \quad \rightarrow \quad 0.675 \leq d$$

$\rightarrow d=67.5\text{cm}$

On prend : h=67.5+5=72.5 cm

Poids propre : $P_p = 0.725 \times (3)^2 \times 25 \quad \rightarrow \quad P_p = 163.12\text{KN}$

VI-5-2.2 .3.Vérification des contraintes :

$$N_{ser} = 1070.98 + 163.12 = 1234.10\text{KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.000607\text{m} \quad 3/6 = 0.5\text{cm}$$

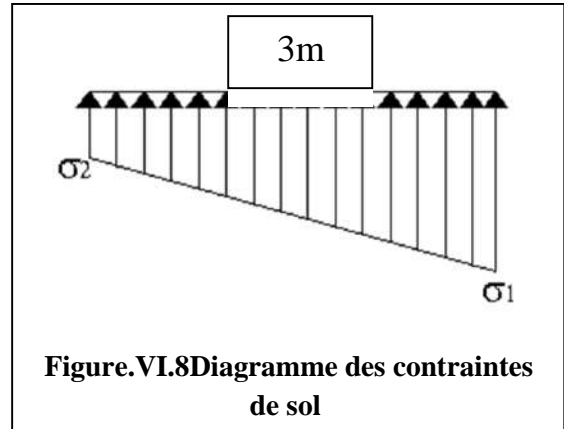
Donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_2 = \left(1 - \frac{6.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB} = 136.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB} = 137.012 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{(A/4)} = 136.969 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$



❖ VI-5.2-2.4. Vérification de la stabilité au renversement:

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.000607 \text{ m} ; \quad \frac{B}{4} = 0.75 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} \rightarrow \text{Vérifié}$$

VI-5-2.2.5. Ferraillage à L'ELU :

$$N_u = 1228.20 + 1.35 \times 72.5 = 1326.075 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.00187 \text{ m}$$

$$\frac{B}{24} = 0.125 \rightarrow e_0 < \frac{B}{24} \text{ donc on peut utiliser la méthode des billes}$$

$$A_x = \frac{N_u \left(1 + \frac{3.e_0}{B}\right)}{8.d.\sigma_s} (A - a) = 20.126 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = A_y = 15\text{HA}14 = 23.09 \text{ cm}^2$$

Avec espacement est égale à 16cm

-la hauteur libre : $e \geq 6\phi + 6 = 6 * 1.4 + 6 = 14.4 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

-longueur de scellement : $l_s = 40.\phi = 56 \text{ cm} > A/4 = 0.75 \text{ cm}$

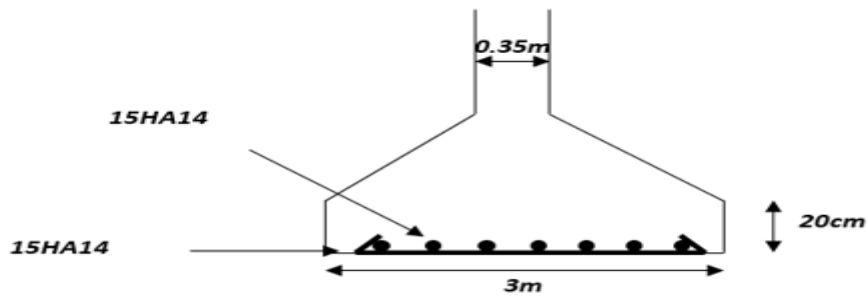


Figure.VI.9 Schéma de ferraillage

VI-6-La longrine:

VI-6-1-Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimension minimales de la section transversale des l'origines sont:

*(25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3

* (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30x30) cm²

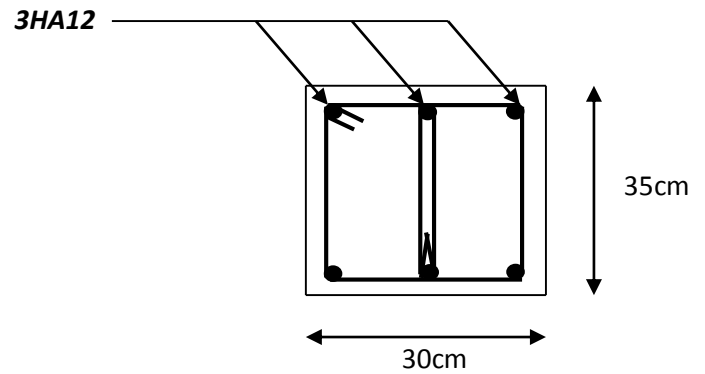
VI-6- 2-Ferraillage de la longrine :

La section d'armature est donnée
par les armatures minimales :

$$A=0.6\%.b.h$$

$$A=0.006 \times 35 \times 30 = 6.3 \text{cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A=6.79 \text{cm}^2$)



Ferraillage de longrine

-Armatures transversales :

On prend : $4\phi 6$ ($A=1.13 \text{cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min(20 \text{cm}, 15\phi^l) = 18 \text{cm}$$

$$e = 18 \text{cm}$$

Conclusion générale

Conclusion générale .

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous Les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Bibliographie

Bibliographie

• LES REGLEMENTS :

[1]RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.

[2]CPA 93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

[3]BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

[4]DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

• Les mémoires :

[5]- Etude d'un bâtiment à usage d'habitation <<R+5>> En béton armé , Réalisé par : LEKHNAFER Hasna - LEKNOUCHE Abir , Promoteur: Mr. TALEB Hosni Abderrahmane , 2019/2020 .

[6]- - Etude d'un bâtiment R+8+Sous –Sol (Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene ; 2018) .

[7]- - Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation (Université Badji-Mokhtar-Annaba ; 2018) .

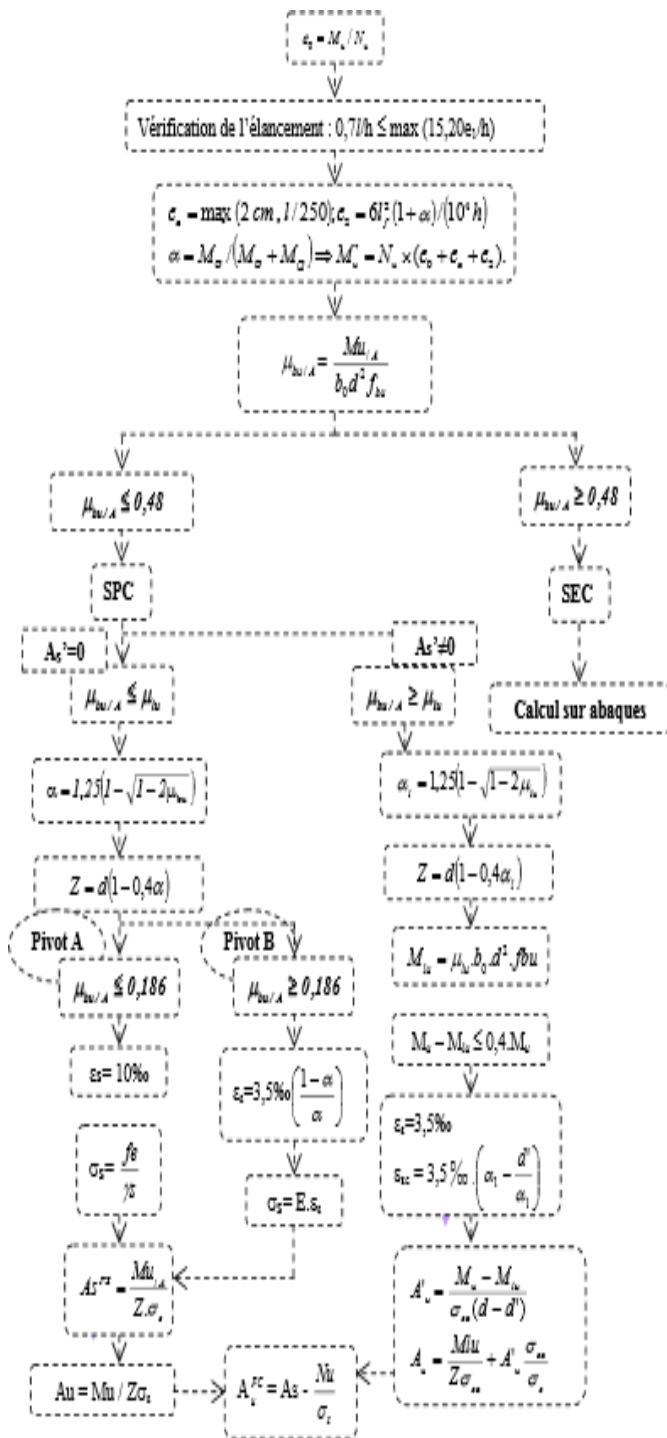
• Les livres :

-[8] Béton armé , j. perchat .(2005)

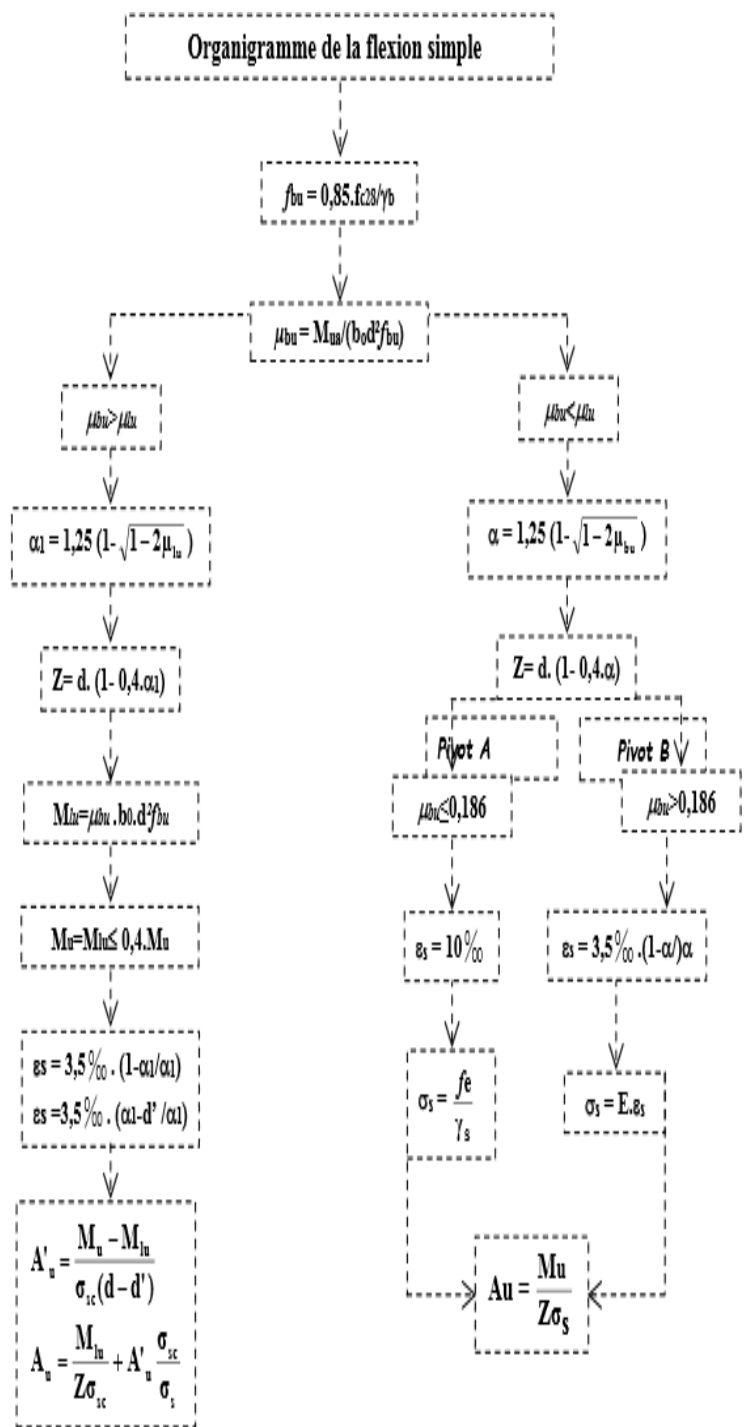
-[9] Recueil de problèmes de la dynamique des structures avec leurs solution (D . D . S), N.nacer et A.hadj arab , université de Blida .(1993).

-[10] Calcul pratique des fondations et des soutènements , Ali bouafia .(2000).

Les annexes



Flexion composée



Flexion simpl