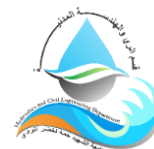




République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique
Projet de Fin d'Étude
Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued



Faculté de Technologie

Département Hydraulique de & Génie Civil



MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Matériaux en génie civil

Thème

**Etude dynamique d'un bâtiment R+4 à usage
d'habitation en béton armé**

Dirigé par :

M^{me}. HACHEM Rafika

MR. SLIMANE Ilyas

M^r. MASMOUDI Fawzi

Encadreur

Examineur

Examineur

Présenté par :

KHATRA MOHAMMED Dhiya Eddine

DADI MOHAMMED Elkamel

AZEB chikh Mouldi

SAOUDI Rachid

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier الله

de nous avoir donné le courage et la force

pour accomplir ce travail et nous le parions toujours qu'il soit à nos côtés.

Ce Modest projet n'aurait pu être réalisée sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

□ *Mme R.Hachem :(notre encadrée)*

Nous ne trouvons pas de mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos sincères remerciements à notre superviseur pour les conseils que vous nous avez donnés, pour la confiance que vous nous avez accordée et la patience dont vous avez fait preuve . Il s'agissait d'une contribution précieuse à l'achèvement de ce projet.

□ *Chers correcteurs, que la paix, la miséricorde et les bénédictions de Dieu Tout- Puissant soient sur vous. Du fond du cœur, nous adressons un mot de remerciement avec gratitude et appréciation à vous, les bienfaiteurs, qui êtes sérieux et vos grandes âmes débordaient de bonté et de générosité. Enfin, nous ne pouvons que prier Dieu Tout-Puissant de vous accorder le remboursement de ce qui est bon et bon pour le pays et de faire de vos actes la balance de vos bonnes actions Que Dieu vous aide.*

□ *Mr. Ballakā Anwar :(Ingénieur GC)*

Les mots ne peuvent exprimer mes remerciements et ma gratitude au frère, ami et ingénieur civil qui mérite ce certificat pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont aidés à mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup pour lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse et augmente ses connaissances.

En plus du Bureau d'Etudes d'Ingénieur (G. Youssef) pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont permis de mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup à lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse, et augmente ses connaissances en lui

Nous remercions également les honorables professeurs qui nous ont aidés avec beaucoup ou un peu pour accomplir ce projet, à savoir : (Mr.Bedadi Laid -Mr.KAAB MOHAMED ZOHAIR - Mr. Farik Ali - Mr.Aouadj Abdelfatah - Mr. mani mohammed - Mr. Melody Abdel Moneim - Mr. Bernie Younis - Mr. Okbi Abdel Aziz)

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL D'Université d'El-Oued pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amis pour leur soutien moral et tous ceux qui nous chers.

Dédicace

Après ces années d'étude et de persévérance sérieuse, il n'y a rien de mieux que de dédier cet humble travail à ceux que l'on aime et de les remercier pour leur exprimer notre gratitude.

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

- *Mon père et ma mère qui ont toujours encouragé et sacrifient pour moi jusqu'à la fin de ma formation.*
 - *Toute ma famille*
 - *Mes amies.*
 - *A toute la promotion 2022.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
 - *A mon encadrée Mme : R. Hachem*

Merci à tous.

M.Dhiya elddine & M.Elkamel & Rachid & mouldi

Résumé

Le bâtiment, étudié dans ce mémoire, est constitué de rez-de-chaussée commercial et de 4 étages D'usage d'habitation. La spécificité du bâtiment fait l'objet d'une étude parasismique détaillée.

Le but de l'étude est la modélisation de la structure avec un logiciel de calcul aux éléments finis Robot 2014, afin d'effectuer l'analyse modale et le calcul sismique, mais aussi les étapes de réalisation de ce bâtiment.

L'interaction entre le sol et la structure est intégrée par fondations, Les résultats extraits du logiciel de calcul ont permis de vérifier la stabilité de ce bâtiment, ses déformées et le ferrailage de ses voiles de contreventement.

Les calculs ont été effectués d'après les règlements algériens : **RPA99/V2003, CBA93, et BAEL 91.**

Mots clés :

Béton armé-Bâtiment – séisme – RPA99/V2003- BAEL91- Poteaux-Poutre.

المخلص

المبنى الذي تمت دراسته في هذه الأطروحة يتكون من طابق أرضي تجاري بالإضافة الى أربعة طوابق للاستعمال السكني

خصوصية المبنى أدت الى دراسة زلزالية مفصلة للمبنى

الغرض من هذه الدراسة هو نمذجة الهيكل بواسطة برنامج حساب العناصر المحددة

Robot 2014 لأجراء تحليل الوسائط والتصميم الزلزالي وأيضا مراحل انشاء لهذا المبنى

تم دمج التفاعل بين الأرض والهيكل بواسطة الأساسات واستخدمت نتائج حساب مقتطعات برنامج للتحقق من استقرار المبنى
وسمحت بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية

BAEL91, CBA93, RPA99/Version2003

أجريت العمليات الحسابية وفقا للأنظمة الجزائرية

Sommaire

Remerciements	I
Dédicace.....	II
Résumé	III
Sommaire.....	V
Liste des figures	IX
Liste des tableaux.....	XI
Liste des symboles	XIII
Introduction générale	1

Chapitre I:Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I-1 DESCRITION DE L'OUVRAGE :	3
I-2 CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE :	3
I-3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :	3
I-3-1 Introduction :	3
I-3-2 Le béton :	3
I-3-3 L'acier :	6

Chapitre II : Pré dimensionnement & Evaluation et descente des charges

II-1- DEFINITION :	9
II-2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:.....	9
II-3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	11
II-3.1 Les Poutres principales :Nous avons: L_{max} : 480 m.	11
II-3.2 Les Poutres secondaires :	12
II-4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	13
II-5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:	18
II-6 PRE-DIMENSIONNEMENT LES VOILES:	22
II-7 la descente des charges :	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 Etude de l'acrotère :	30
III-1.1 Définition :	30
III-1.2 Evaluation des charges :	30
III-1.3 Calcul des sollicitations :	31
III-1.4 Calcul de l'excentricité :	31
III-1.5 Calcul de ferrailage :	31
III-1.6 Condition de non fragilité :	33

III-1.7 Armatures de répartition :	33
III-1.8 vérification à L'ELS :	33
III- 1.9 Vérification de l'effort tranchant :	34
III-1.10 Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3).	35
III-2 Etude d'escalier.....	36
III-2.1 Définition :	36
III-2.2 Principe de calcul :	36
III-2.3 Calcul des armatures :	40
III-3 Etude de la poutre palière :	44
III-3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :	44
III- 3.2 Evaluation des charges :	45
III-3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière :A l'ELU:	46
III-3.4 Calcul du ferrailage :	46
III-3.5 Vérification à l'ELU : (BEAL91 modifie 99).....	47
III- 3.6 Vérification de l'effort tranchant :	47
III-3.7 Diamètre des armatures transversales :	47
III.3.8 Espacement des cours de cadres :	47
III- 3.9 Vérification à l'ELS :	48
II- 3.10 Vérification de la flèche :	48
III- 3.11 Calcul de la poutre palière à la torsion :	49
III- 3.12 Calcul de la contrainte de cisaillement:	49
III-4 Etude des dalles pleines (balcon).....	50
III-4.1 Définition :	50
III- 4.2 Charges et surcharges :	50
III- 4.3 Calcul des sollicitations :	50
III-4.4 Calcul le moment :	50
III-4.5 Ferrailage à l'ELU :	50
III- 5 Etude des planchers :	54
III-5.1 Définition :	54
III- 5.2 Etude des poutrelles :	54
III- 5.3 Le Méthode de Calcul:	54
III-5.4 Calcul des poutrelles :	56
III- 5.5 Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles :	57
III-5.6 Calcul des sollicitations :	58

III-5.7 Calcul du ferrailage :	68
--------------------------------	----

Chapitre IV : Etude dynamique

VI-1 Introduction :	85
IV-2 Objectif de l'étude dynamique :	85
IV-3 Modélisation de la structure étudiée :	85
VI-4 Combinaison d'action :	86
VI-5 Choix de la méthode de calcul :	86
IV-5.1 Méthode dynamique modale spectrale :	86
IV-5.2 Modélisation :	87
IV-5.3 Spectre de réponse de calcul :	87
VI-6 Calcul de la force sismique totale :	89
VI-7 Centre de masse et Centre de torsion :	95
VI-8 Vérification des déplacements :	96
VI-9 Conclusion :	97

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

V-1 Etude des poutres :	99
V-1.1 Introduction :	99
V-1.2 Etude de ferrailage des poutres :	99
V-1.3 Combinaison de ferrailage de poutre :	99
V- 1.4 L'étude des poutres principales :	100
V-1.5 Ferrailage de la poutre principale (30*40) cm ² :	101
V- 1.6 L'étude des poutres secondaire :	107
IV- 1.7 Ferrailage de la poutre secondaire (30*35) cm ² :	107
V-1.8 Schéma de ferrailage des poutres :	112
V-2 Etude des poteaux :	113
V- 2.6 Ferrailage des poteaux (calcul logiciel):	119
V- 2.7 Vérification au flambement (effort normal ultime) :	121
V- 2.8 Schéma de ferrailage de poteaux :	123
V- 3 Etude des voiles:	123
V-3.1 Introduction :	123
V- 3.2 Etude de la section soumise à la flexion composée :	124
V-3.3 Combinaison:	125
V-3.4 Pré dimensionnement des voiles:	125
V-3.5 Ferrailage de voile :	127
V-3.5.1 Calcul des armatures verticales :	127

V-3.5.2 Vérification au cisaillement :	130
V-3.5.3 Calcul de ferrailage horizontal :	130
V-3.6 Schéma de ferrailage de voile:	131
VI-1 ETUDE DES FONDATIONS :	133
VI- 1.1 Introduction:	133
VI- 1.2 Choix de types de fondation :	133
VI- 1.3 Différents types de fondations :	133
VI-1.4 Calcul des surfaces nécessaires des fondations :	134
VI-1.5 Semelle isolée :	135
VI-2 Etude des longrines :	136
VI-2.1 Définition :	136
VI-2.2 Rôle:	136
VI- 2.3 Dimensionnement de la longrine :	136
VI-2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :	137
VI-2.5 Condition de non fragilité :	137
VI- 2.6 Calcul du ferrailage transversal :	137
VI-2.7 Espacement des cadres:	137
VI-2.8 Schéma de ferrailage :	137
Conclusion générale.....	138
Bibliographie.....	139
Annexes.....	146

Liste des figures

Figure.I.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU.	5
Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS.	5
Figure.I.3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.....	6
Figure.II.1 : section de poteauhe	9
Figure.II.2 : section de poutre.....	11
Figure.II.3 : Plancher à corps creux.	13
Figure.II.4 : Poutrelles.	14
Figure.II.5 : plancher terrasse inaccessible.	16
Figure.II.6 : plancher terrasse accessible.	16
Figure.II.7 : plancher dalle pleine.	17
Figure.II.8 : Elements d'escalier.	18
Figure.II.9 : coupe de voile.....	23
Figure.II.10 : section du poteau centrale le plus sollicité.	24
Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère.....	30
Figure.III.2 : Section à ferrailer.	31
Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35
Figure.III.5 : Schéma statique avec chargement.	37
Figure.III.17: Schéma statique de la poutre palière.....	44
Figure.III.18 : Schéma ferrailage de poutre palière.....	49
Figure.III.19 : Schéma statique de balcon.....	50
Figure.III.20 : Section de la dalle pleine a ferrailé.....	51
Figure.III.21: Coupe de balcon.	53
Figure.III.22: Schéma de ferrailage de balcon.....	53
Figure.III.23 : Dimension de poutrelles.	54
Figure.III.24 : Schéma de l'effort tranchant	56
Figure.III.25 : Schéma de la disposition des poutrelles.....	56
Figure.III.26 : Schéma du 1 ^{eme} type de poutrelle.....	57
Figure.III.27 : Schéma du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	57
Figure.III.28 : Schéma du 1 ^{eme} type de poutrelle.....	58
Figure.III.29 : Schéma du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	65
Figure.IV.1: Forme du spectre de réponse élastique normalisé	89
Figure.IV.2: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	92
Figure.IV.3: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	93
Figure.IV.4 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).	93

.....	112
Figure.V.1 : Ferrailage de la poutre principale (30×40) et poutre secondaire (30×35).	112
.....	123
Figure.V.2: Ferrailage de poteau (30×35).....	123
Figure.V.4 : Voile soumis à la flexion composée.	123
Figure.V.5 : Section partiellement comprimée.	124
Figure.V.6 : Section entièrement tendue.....	125
Figure.V.7 : Section entièrement comprimée.	125
Figure.V.8 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	126
Figure.V.9 : Schéma statique des contraintes.	128
Figure.V.10 : Schéma statique des contraintes.	129
Figure.V.11 : Ferrailage de voile 20cm.	131
Figure.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	135
Figure. VI.2 : Ferrailage de longrine.	137

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.	4
Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.	6
Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.	15
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.	16
Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un balcon (dalle pleine).	17
Tableau II.4 : Evaluation des charges d'un mur extérieur.	17
Tableau II.5 : Evaluation des charges de palier de repos.	21
Tableau II.6 : Evaluation des charges de paillasse de volée (I).	21
Tableau II.7 : Evaluation des charges de paillasse de volée (II).	22
Tableau II.8 : Pre-dimensionnement les voiles.	23
Tableau II.9 : Descente charges sur poteau centrale.	24
Tableau II.10 : Loi de dégression des charges.	26
Tableau.III.4 : Résumé le résultat de calcul ferrailage.	46
Tableau.III.5 : vérification des contraintes à l'ELS.	48
Tableau.III.7 : charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.	57
Tableau.III.8 : Résultats des sollicitations de 1 ^{er} type de poutrelle	64
Tableau.III.9 : Résultats des sollicitations de 2 ^{ème} type de poutrelle.	68
Tableau.IV.1 : Résultats des paramètres de la méthode.	89
Tableau.IV.2 : la période utilisé pour le calcul de D.	90
Tableau.IV.3: Période et facteurs de participation modale de la structure.(Résultats Robot 2014).	91
Tableau.IV.4: paramètre de méthode statique équivalente.	94
Tableau.IV.5: Vérification de la résultante sismique.	95
Tableau IV.6 Centre de masse de chaque niveau.	96
Tableau IV.7 Centre de torsion de chaque niveau.	96
Tableau.IV.8 Déplacements correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).	96
Tableau.V.1: Caractéristique des matériaux.	101
Tableau.V.2: Combinaison de calcul de la poutre principale.	101
Tableau.V.3 : les armatures adoptées.	103
Tableau.V.4 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur travée	105
Tableau.V.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.	105
Tableau.V.6: Combinaison de calcul de la poutre secondaire.	107
Tableau.V.7: les armatures adoptées.	109
Tableau.V.8: pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur travée	111
Tableau.V.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.	111
Tableau.V.10 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	114
Tableau.V.11: la flexion composée.	116
Tableau.V.12: Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée	116

Tableau .V.13 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	117
Tableau.V.14: ferrailage des armatures longitudinales.	119
Tableau.V.15: Sollicitation et combinaisons les plus défavorables.	119
Tableau.V.17: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	119
Tableau.V.16: les sections calculé par EXPERT.	119
Tableau.V.18 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.	120
Tableau.V.19: Les armatures transversales dans les poteaux.....	121
Tableau.V.20: Vérification de l'effort normale ultime.	121
Tableau.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	122
Tableau.V.22: Pré dimensionnement des voiles.	125

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.

Ø : Diamètre des armatures, mode propre.

C : Cohésion.

η : facteur de correction d'amortissement.

ξ : amortissement critique.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.

g_s : Coefficient de sécurité dans l'acier. *g_b* : Coefficient de sécurité dans le béton. *ss* :

Contrainte de traction de l'acier.

sbc : Contrainte de compression du béton.

ss : Contrainte de traction admissible de l'acier.

sbc : Contrainte de compression admissible du béton.

Tu : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

ρ : Masse volumique.

ν : Coefficient de poisson de béton.

sm : Contrainte moyenne. *G* : Charge permanente. *x* : Déformation relative.

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.

Tu : Effort tranchant ultime. *T* : Effort tranchant, Période. *St* : Espacement.

l : Elancement.

e : Epaisseur ; excentricité *N_q, N_g, N_c* : Facteur de portance. *F* : Force concentrée.

***f** : Flèche.*

***f** : Flèche admissible.*

***D** : Fiche d'ancrage.*

***L** : Longueur ou portée.*

***L_f** : Longueur de flambement.*

***I_p** : Indice de plasticité.*

***I_c** : Indice de consistance.*

***W** : Poids total de la structure.*

***d** : Hauteur utile.*

***Fe** : 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 sur travée .*

***M_a** : Moment sur appuis.*

***M₀** : Moment sur travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.*

***I** : Moment d'inertie.*

***f_i** : Flèche due aux charges instantanées.*

***f_v** : Flèche due aux charges de longue durée.*

***I_{fi}** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.*

***I_{fv}** : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.*

***M** : Moment, Masse.*

***E_{ij}** : Module d'élasticité instantané.*

***E_{vj}** : Module d'élasticité différé.*

***E_s** : Module d'élasticité de l'acier.*

***i** : Rayon moyen.*

***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_z** : Coefficient de raideur de sol. **d** : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.*

***Y** : Position de l'axe neutre.*

***I₀** : Moment d'inertie de la section totale homogène.*

Introduction générale

Introduction générale

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (**B.A.E.L.91**) et les règles parasismiques algériennes **R.P.A 99(03)** sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel **AUTOCAD**.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+4 à usage d'habitation constitué de avec 2 logements par étages de type F3 et F3.

Sa structure est en implantée la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone II a Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

I-2 CARACTERISTIQUE DE LA STRUCTURE :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC ----- 3.68m
- Hauteur étage courant ----- 2.63m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 17.70 m

➤ Dimension en plan :

- Longueur en plan----- 22.10m
- Largeur en plan ----- 8.90m
- Longueur du balcon ----- 1. 20 m

I-3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

I-3-1 Introduction :

Les caractéristique des matériaux utilisés dans la construction du notre projet doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites **BAEL91 modifié 99**, et aussi le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

I-3-2 Le béton :

C'est un mélange de ciment, de granulats (sable+gravier), d'eau, suivant le respect de norme (dosage) son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression et leurs avantages :

- Economie.
- Souplesse des formes.
- Résistance aux agents atmosphérique.
- Résistance au feu.

La composition courante de 1 m³ de béton est :

- 350 Kg/m³ de ciment CPA,

- 400 L de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$,
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$,
- 175 L d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

a. Propriétés mécaniques du béton :

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

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient de poisson
		instantané	différé	
$f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.38 \times j \times f_{c28}}$ <i>pour $f \leq 40 \text{ MPA}$</i> $f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.38 \times j \times f_{c28}}$ <i>pour $f > 40 \text{ MPA}$</i> <i>Pour $J < 28 \text{ jours}$</i> $f_{cj} = f_{c28}$ pour $j \geq 28 \text{ Jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$ pour $j \geq 28 \text{ Jours}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj}$ <i>si: $f_{c28} \leq 60 \text{ MPA}$</i>	$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	déformation relative longitudinale $V = \frac{\Delta L}{L}$ déformation relative transversale $V = \frac{\Delta L}{d}$ $\nu = 0,2$ ELS $\nu = 0$ ELU
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$	$E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$	
		A	MPA	

b. Les contraintes limites de calcul : L'état limite est défini :

- l'équilibre statique.
- La résistance des matériaux.
- La stabilité des formes.

b.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

La contrainte limite à l'ELU du béton est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général.

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons.

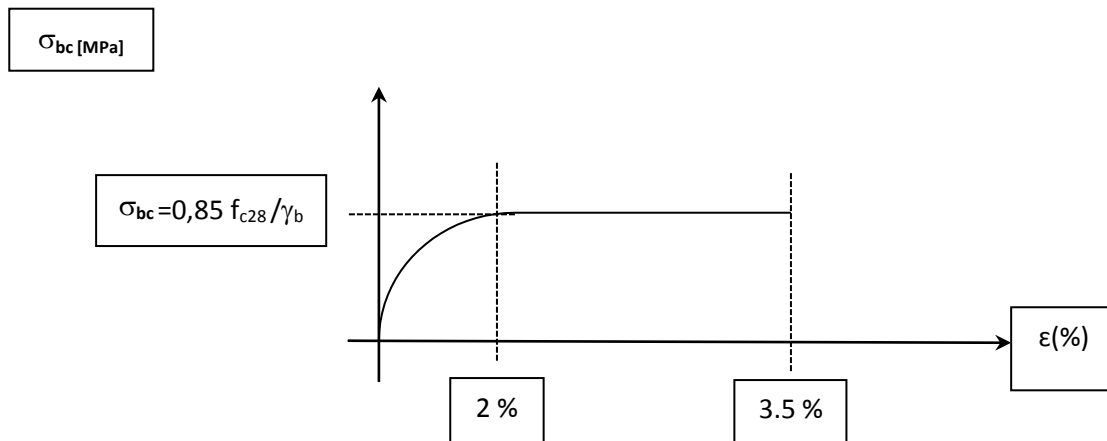


Figure.I.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU.

b. 2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Dans notre cas : σ

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

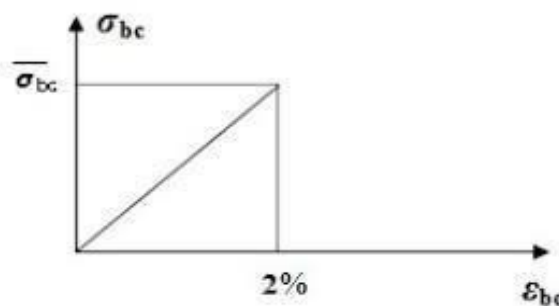


Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS.

I-3-3 L'acier :

Pour régler le problème de béton qui est faible contre la traction, on a intégré dans les éléments du béton des armatures d'acier, leur rôle est résister contre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a. Propriétés mécaniques de l'acier :

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.

Nature	utilisation	Nuance	Diamètre s(mm)	Limites élastiques enMPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures transversales	FeE 215 FeE235	$\varnothing < 10$	FeE = 22 ($f_e = 215$ MPA) FeE = 24 ($f_e = 235$ MPA)	$E_s = 2 \times 10^6$ MPA
Barre HA	Armatures longitudinales	FeE400 FeE500	$\varnothing > 10$	$f_e = 400$ MPA $f_e = 500$ MPA	
Treillis soudés	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520$ MPA	

b. Les contraintes limite de calcul :

b-1 Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On a le diagramme suivant :

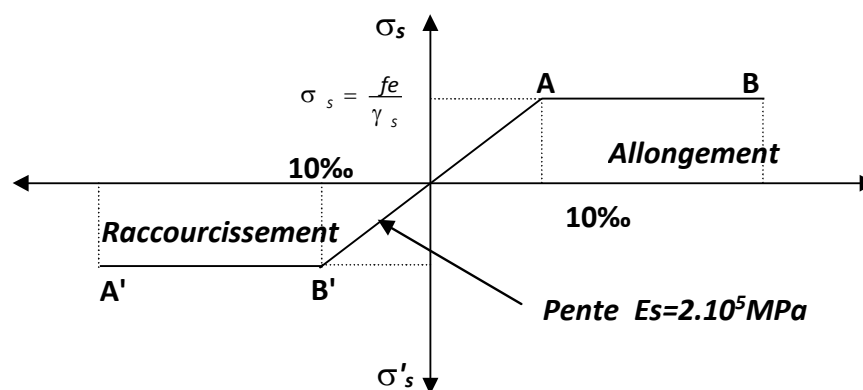


Figure.I.3 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : contrainte limite élastique.

déformation (allongement) relative de l'acier

$$\varepsilon_{es} = \frac{\Delta l}{l}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_{sys}}$$

σ : Contrainte del'acier :

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

Avec :

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1$ cas accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a :

$$\varepsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \times 10^6} = 1.79\%$$

b-2 Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

C'est l'état ou on fait des vérifications à effectuer portent sur compression du béton etd'ouverture des fissures :

Cas de fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{st} = f_e$ pas de limitation

Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{nftj})$

Cas très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{1}{2} \times f_e, 90\sqrt{nftj})$

Avec :

- f_e : limite élastique.
- η : coefficient de fissuration, égale 1 pour ronds lisse et 1,6 pour H.A (diamètres $\geq 6\text{mm}$).
- F_{tj} : la contraint du béton à la traction à j jours.

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

- coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

E_s : module de déformation del'acier.

E_b : module de déformation du béton.

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II-1- DEFINITION :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003**, **C BA 93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II-2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:

➤ Poteau rectangulaires :

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la zone sismique, nous avons:

$$✓ \min(b_1, h_1) \geq 25cm.$$

$$✓ \min(b_1, h_1) \geq \frac{b_e}{20}$$

$$✓ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

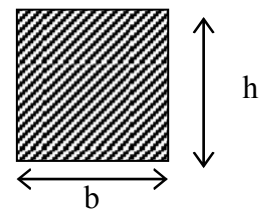


Figure.II.1 : section de poteau

on choisi $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Hauteur d'étage, $h_e = 3,03 \text{ m}$.

Alors:

*Poteau (RDC)

* $B = 30$ $h = 40$

$$\frac{h_{e1}}{20} = \frac{368}{20} = 18.4 \Leftrightarrow \min(30, 40) \geq 18.4$$

$$30 \geq 18.4$$

*Poteau (etage1)

* $b = 30 \text{ cm}$ / $h = 40 \text{ cm}$

$$\frac{h_{e2}}{20} = \frac{263}{20} = 13.15 \Leftrightarrow \min(30, 40) \geq 13.15$$

$$30 \geq 13.15$$

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traite la condition de non flambement ; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si ($\lambda < 70$)

$$B_R = \frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} \left[aN_u - \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- N_u : Charge centrée descendue à la base du poteau.
- A : section d'armatures contribuées.
- * $\lambda = \frac{L_f}{i}$ Elancement géométrique.
- h_e : hauteur d'étage.
- I_{min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.
- B : Surface de la section transversale du poteau.
- $l_f = 0,7 h_e$ Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)
- $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$ Rayon de giration

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

$$\rightarrow L_{f1} = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 3.68 = 2.57m$$

$$\rightarrow L_{f2} = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 2.63 = 1.84m$$

$$* I_{min} = \frac{0.3 \times (0.4)^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} = 0.0016m^4$$

$$* B = 0.3 \times 0.4 = 0.12m^2$$

$$* i = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.1m$$

$$* \lambda_1 = \frac{L_{f1}}{i} = \frac{2.57}{0.1} = 25.7$$

$$* \lambda_2 = \frac{L_{f2}}{i} = \frac{1.84}{0.1} = 18.4$$

$$\text{Tant que } \Rightarrow \lambda_1 = 25.7 \leq 50 \leq 70$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.7}{35} \right)^2} = 0.767$$

$$\text{Tant que } \Rightarrow \lambda_2 = 18.4 \leq 50 \leq 70$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.4}{35} \right)^2} = 0.805$$

$$* \text{Poteau } ((30 \times 30) \text{ etage } 2 + 3 + 4)$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{2.63}{20} = 13.15$$

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

$$* L_f = 0.7 \times 2.63 = 1.84m$$

$$I_{min} = \frac{0.3 \times (0.3)^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4}m^4$$

$$*B = 0.3 \times 0.3 = 0.09\text{m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.09}} = 0.08\text{m}$$

$$\lambda_3 = \frac{L_f}{i} = \frac{1.84}{0.08} = 23$$

$$\lambda_3 = 23 \leq 50 \leq 70$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{23}{35}\right)^2} = 0.782$$

II-3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes:

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

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

h : hauteur de poutre

L_{max} : portée de la poutre.

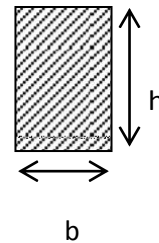


Figure.II.2 : section de poutre

b : largeur de la poutre.

Selon les règles de RPA 99/version 2003 (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes:

$$\checkmark \quad b \geq 20\text{cm}$$

$$\checkmark \quad h \geq 30\text{cm}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

$$\checkmark \quad b_{max} \leq 1.5h + b_1$$

II-3.1 Les Poutres principales : Nous avons: L_{max} : 480 m.

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \dots \dots \text{Hauteur préférée : } h = 40\text{cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20 \dots \dots \text{Largeur préférée : } b = 30 \text{ cm.}$$

$$* \text{on remarque} \quad b = 30 \text{ cm} / h = 40 \text{ cm}$$

Vérification:

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \text{ cm} \quad (c.v)$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$ / $h = 40 \text{ cm}$

20 cm (C.V) On va choisir : $b = 30 \text{ cm}$

$h \geq 30 \text{ cm}$ (C.V) On va choisir : $h = 40 \text{ cm}$.

Donc, on adopte pour les poutres principales un coffrage de **$h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$** .

II-3.2 Les Poutres secondaires :

Nous avons : $L_{\max} = 340 \text{ cm}$.

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \leq h \leq 34 \quad \text{..... Hauteur préférée : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.5 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 15 \quad \text{..... Largeur préférée : } b = 30 \text{ cm}.$$

On remarque que la condition (1) de RPA 99, n'est pas vérifiée. En conséquence, on augmentera la largeur à (**$b = 30 \text{ cm}$**)

En comparaison avec les règles (RPA 99), on préfère de choisir (**$h = 35 \text{ cm}$**)

Vérification

$b \geq 20 \text{ cm}$ (c.v)...on va choisir $b = 30 \text{ cm}$

$h \geq 30 \text{ cm}$ (c.v)...on va choisir $h = 35 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \quad (c.v)$$

Par conséquent, on adopte pour les poutres secondaires un coffrage dont les dimensions sont:

$h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

II-4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

➤ Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

➤ Plancher à corps creux:

Ce types de planches se trouve au niveau de tous les étage, elle doit déterminée par l'épaisseur des poutrelles, pour le pré dimensionnement on va utiliser la hauteur des poutrelles qui donnée par la formule empiriques de BEAL91 (article 6.8.4.2.4) suivante:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{340}{22.5} = 15.11$$

D'après le plan donné en remarque que le sens principale de la structure et le sens (y-y) grandporté, donc $L = 340$ cm.

Alors : $h_t = 20$ cm (16+4)

Ont adopté la hauteur du plancher $h_t = 20$ cm (16+4) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

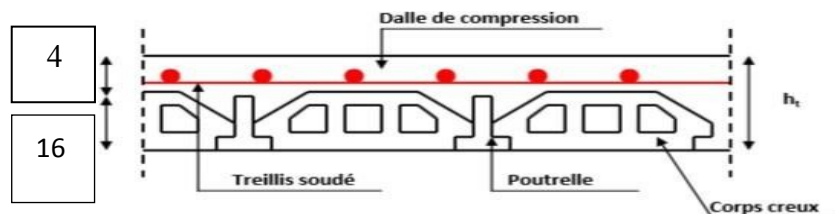


Figure.II.3 : Plancher à corps creux.

➤ Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

- **Dimensionnement des poutrelles:** Détermination de la largeur de la table de compression:

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_0}{2}; \frac{l}{10}\right)$$

Avec:

L : portée de la nervure.

L_0 : distance entre nus de nervure qui s'appelle hourdis est disponible en marché à 55 cm. On a : $0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$

Donc : $0.3 \times h \leq b_0 \leq 0.5h \Rightarrow 0.3 \times 20 = 6 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20 = 10 \rightarrow b_0 = 10$

$\Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{340}{10}\right) = \min(27,5; 34) = 27.5\text{cm}$

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

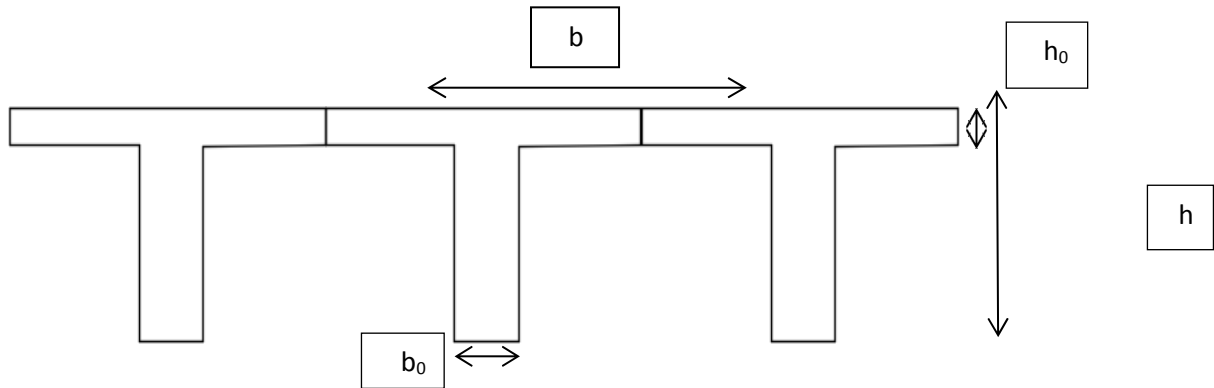


Figure.II.4 : Poutrelles.

➤ Planches dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, elles reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé, l'épaisseur des dalles dépend les conditions d'utilisation que vérification de résistance.

a. Résistance au feu :

$e \geq 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

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

$e \geq 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

b. Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher e_p doit être au moins à 12 cm d'après RPA99/version 2003 donc on adopte : $e_p = 16\text{ cm}$.

c. Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq Lx / 20$
- Dalle reposant sur deux appuis (balcon) : $Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$

Avec :

Lx : étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable) Dans

notre projet il y a types de dalle pleine :

- Dalles sur 2 appuis (balcon) :

$$142.5/35 \leq e \leq 142.5/30 = 4,07 \leq e \leq$$

4.75 Donc on adopte : $e = 4 \text{ cm}$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe de feu Qui est déterminant.

On opte pour : 12 cm d'épaisseur pour tous les balcons.

➤ **Evaluation des charges :**

Ce calcul doit être faire pour chaque catégorie de charge : charge permanente G , charge d'exploitation Q d'après DTR-BC 2.2.

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des matériaux	$\rho \text{ (Kg/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$G \text{ (Kg/m}^2\text{)}$
Gravillon de protection	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2200	0,1	220
Isolation thermique	400	0,04	16
Dalle en corps creux (16+4)			285
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
			$G = 638 \text{ Kg/m}^2$
			$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

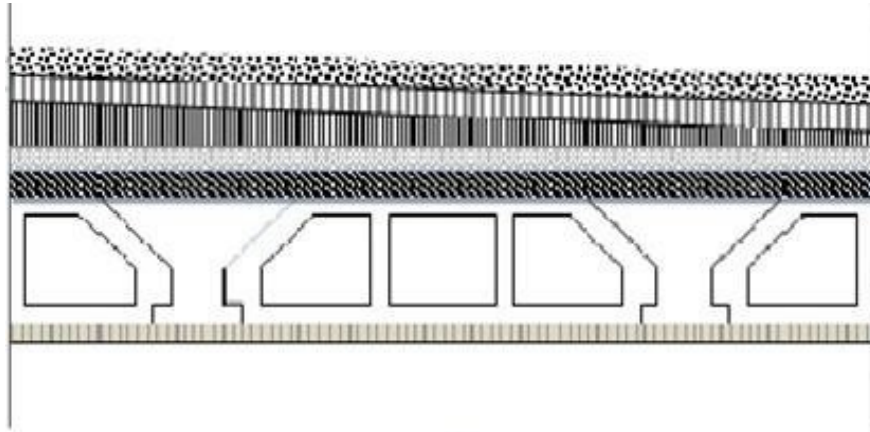


Figure.II.5 : plancher terrasse inaccessible.

❖ Plancher étage courant : (RDC + 4 ETAGES) :

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,03	60
Lit de sable	1700	0,02	34
Dalle en corps creux(16+4)			285
Enduit en plâtre	1400	0,02	28
Cloisons internes	750	0,1	75
			G = 526 Kg/m²
			Q = 150 Kg/m²

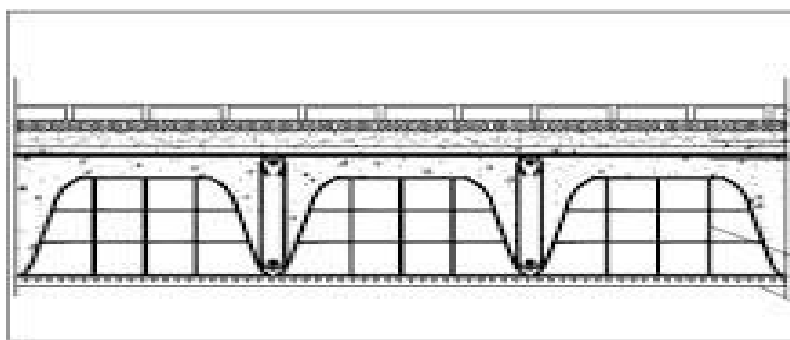
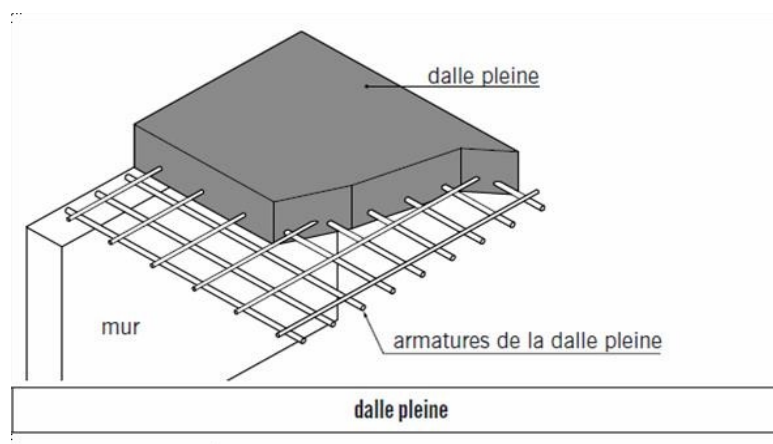


Figure.II.6 : plancher terrasse accessible.

❖ **Balcon (Plancher à dalle pleine) :****Tableau II.3 : Evaluation des charges d'un balcon (dalle pleine).**

Désignation des matériaux	(Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,03	60
Lit de sable	1700	0,02	34
Dalle pleine	2500	0,12	300
Enduit	1400	0,02	28
Cloisons internes	750	0,1	75
			G = 541
			Kg/m²
			Q = 350
			Kg/m²

**Figure.II.7 : plancher dalle pleine.**❖ **Maçonnerie :**❖ **Murs extérieure :****Tableau II.4 : Evaluation des charges d'un mur extérieur.**

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Enduit extérieur	2000	0,02	40
Brique creuse	900	0,15	135
Brique creuse	900	0,10	90
Enduit intérieur	1400	0,02	28
			G = 293
			Kg/m²

II-5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:

Un escalier est une succession de marches a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre, et notre escalier d'après le plan est un types escalier a trois volées (2 volées de même dimensionne et un volée de autre dimension), servent à relier les planchers de tous les étages.

➤ Pré dimensionnement :

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche (g et h) on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivant :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq$$

64cm Soit :

H : hauteur de la

volée. L : longueur de la volée.

n' : nombre de contre marche. n : nombre de marches.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

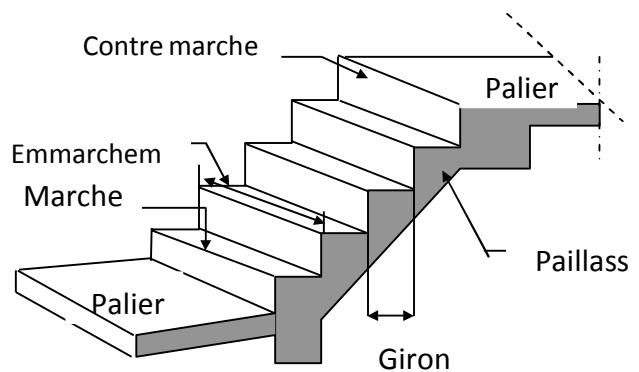


Figure.II.8 : Elements d'escalier.

(RDC)

Pour les contres marches : $13 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$.

Pour les marches : $24 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$.

Alors : $g + 2h = 64 \text{ cm} \rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• Pour la volée (I) :

- Nombre de marches :

$H = 87 \text{ cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{87}{17} = 5.11 = 5 \text{ marche}$$

Donc :

$$*L = (n - 1) \times g = (5 - 1) \times 30 = 120 \text{ cm}$$

- **Épaisseur de la paillasse (e) :**

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20}$$

Avec :

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{(87)^2 + (120)^2} = 148.21 \text{ cm}$$

$$\frac{148.21}{30} \leq e \leq \frac{148.21}{20}$$

$$4.94 \leq e \leq 7.41 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

en prend : $e = 14 \text{ cm}$.

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 35.99^\circ$$

- **Pour volée (II) :**

$$H = 202 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm} / g = 30$$

$$n = \frac{202}{18} = 11.22 = 11$$

$$L = (11-1) \times 30 = 300 \text{ cm}$$

$$L = \sqrt{(202)^2 + (300)^2} = 361.66$$

$$\frac{361.66}{30} \leq e \leq \frac{361.66}{20} \Rightarrow 12.05 \leq e \leq 18.08$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{202}{361.66}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

$$\alpha = 29.18^\circ$$

RDC 3

$$H=119 \quad / \quad h=17 \quad / \quad g=30$$

$$h = \left(\frac{119}{17} \right) = 7$$

$$L = 6 \times 30 = 120 \text{ cm}$$

$$L = \sqrt{(119)^2 + (120)^2} = 169 \text{ cm}$$

$$\frac{169}{30} \leq e \leq \frac{169}{20} \quad 5.63 \leq e \leq 8.45$$

$$.e=8\text{cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{169} \Rightarrow \alpha = 35.15$$

Étage (1+2+3+4) Vole I

$$.h=15 \quad / \quad g=30 \quad / \quad H=150$$

$$.h = \frac{H}{h} = \frac{150}{15} = 10$$

$$L = (10 - 1) \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$L_1 \sqrt{(150)^2 + (270)^2} = 308.86 \text{ cm}$$

$$\frac{308.68}{30} \leq e \leq \frac{308.86}{20}$$

$$10.29 \leq e \leq 15.43 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{150}{270} \Rightarrow \alpha = 29.05^\circ$$

Étage (1+2+3+4) vole II

$$.h=17 \quad / \quad g=30 \quad / \quad H=153$$

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

$$L = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L_1 = \sqrt{(153)^2 + (240)^2} = 284.62 \text{ cm}$$

Épaisseur de la paillasse (e) :

$$\frac{L_2}{30} \leq e \leq \frac{L_2}{20}$$

Avec :

$$L_2 = \sqrt{H^2 + \dots} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\frac{284,62}{30} = 9,48 \text{ cm} \leq e \leq \frac{284,62}{20} = 14,23 \text{ cm}$$

On prend : e = 14 cm.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{h}{L} = \frac{306 - 153}{270}$$

$$\alpha = 32,51^\circ$$

Palier de repos :

Tableau II.5 : Evaluation des charges de palier de repos.

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Palier	2500	0,15	375
Enduit de ciment	1400	0,02	28
			G = 521Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

- Paillasse de volée (I) :**

Tableau II.6 : Evaluation des charges de paillasse de volée (I).

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Marche	2200	0,17	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	2500	0,14	$(2500 \times 0,14)/\cos 32,51 = 415,03$
Enduit	1400	0,02	28
Gardes corps	/	/	10
			G = 758,03 Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

- **Paillasse de volée (II) :**

Tableau II.7 : Evaluation des charges de paillasse de volée (II).

Désignation des matériaux	ρ (Kg/m ³)	e (m)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1700	0,02	34
Marche	2200	0,17	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	2500	0,14	$(2500 \times 0,14)/\cos 32,51$ $= 415,03$
Enduit	1400	0,02	28
Gardes corps	/	/	10
			G = 758,03 Kg/m²
			Q = 250 Kg/m²

II-6 PRE-DIMENSIONNEMENT LES VOILES:

Sont des éléments en béton armé (coulés sur place) ou préfabriqués, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales, cet élément satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Les dimensions des voiles doivent respecter les conditions de RPA99 v 2003 suivantes :

$$*e \geq 15$$

Avec :

$$*e \geq \frac{he}{20}$$

$$*L \geq 4e$$

Pour les voiles simples

- he : hauteur libre d'étage : $(4,08 - 0,40 = 3,68 \text{ m})$.
- e : épaisseur du voile.
- L : longueur du voile.

➤ Pour le RDC et les autres niveaux :

$$e \geq \max \left[\frac{368}{20} = 18,4 ; 20 \right]$$

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

Donc, on adopte pour toutes les voiles une épaisseur de $e = 20 \text{ cm}$.

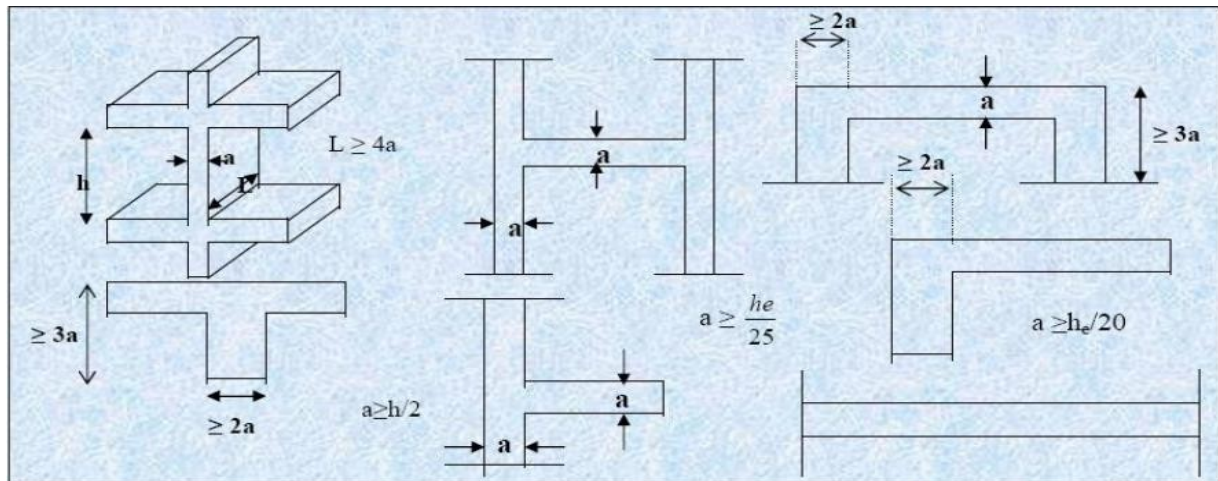


Figure.II.9 : coupe de voile.

Tableau II.8 : Pre-dimensionnement les voiles.

Niveau	h_e (cm)	e (cm)
RDC + 1 ^{er} 4 ^{eme} étages	408 (RDC) 303 (étage 1+2+3+4)	20

II-7 la descente des charges :

Introduction :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

Les charges réglementaires :

✓ Charges permanentes :

Le document technique réglementaire DTR B.C.2.2.Dit que la charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs.

On un seul type de poteaux (30×35) cm² c'est le poteau central le plus sollicité.

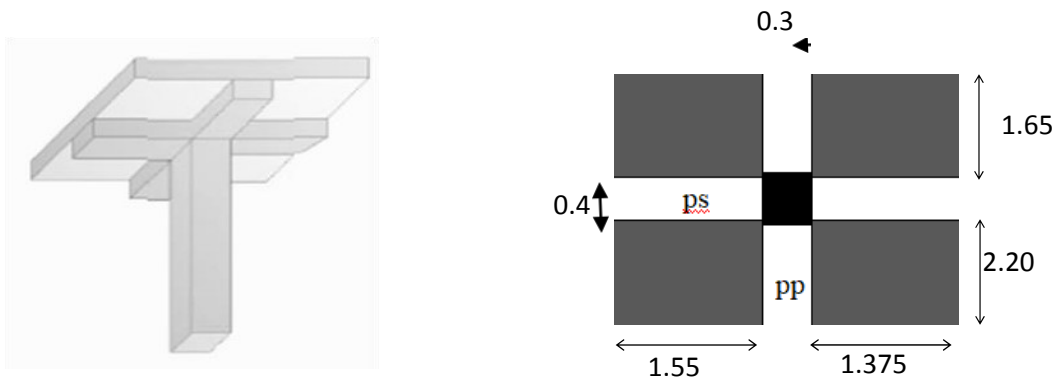


Figure.II.10 : section du poteau centrale le plus sollicité.

Tableau II.9 : Descente charges sur poteau centrale.

Niveau	Elément	h(m)	b(m)	H(m)	L(m)	Poids d'élément (KN/m ²)	G (KN)
+16.20	Poteaux	/	/	/	/	/	/
	Plancher terrasse	3.85	2.925	/	/	6,38	71.846
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.55
	Poutre secondaire	0,35	0,30		2.925	25	7.678
Total							91.074
+13.17	Poteaux	0,30	0,30	2,63	/	25	5.917
	Plancher Etagé 4	3.85	2.925	/	/	5,26	59.234
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.55
	Poutre secondaire	0,35	0,30		2.925	25	7.678
Total							84.379
+10.14	Poteaux	0,30	0,30	2,63	/	25	5.917
	Plancher Etagé 3	3.85	2.925	/	/	5,26	59.234
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.55
	Poutre secondaire	0,35	0,30		2.925	25	7.678
Total							84.379

+7.11	Poteaux	0,30	0,30	2,63	/	25	5.917
	Plancher Etagé 2	3.85	2.925	/	/	5,26	59.234
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.59
	Poutre	0,35	0,30		2.925	25	7.678

	secondaire						
Total							84.379
+4.08	Poteaux	0,40	0,30	2.63	/	25	7.89
	Plancher Etage 1	3.85	2.925	/	/	5,26	59.234
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.55
	Poutre secondaire	0,35	0,30		2.925	25	7.678
Total							86.352
+0.00	Poteaux	0,40	0,30	3.68	/	25	11.04
	Plancher RDC	3.85	2.925	/	/	5,26	59.234
	Poutre principale	0,40	0,30		3.85	25	11.55
	Poutre secondaire	0,35	0,30		2.925	25	7.678
Total							89.502
G = 520.065KN							

✓ Charge d'exploitation :

D'après le document technique réglementaire DTR B.C.2.2. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.

Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.

- De leur mode de prise en compte etc.....

✓ Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes, les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planches sont prises sans abattement.

- Coefficient de dégression des charges :

Terrasse : $Q_{cum} = Q_0$

4^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$

3^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

2^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1^{ère} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$$\text{RDC : } Q_{\text{cum}} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

Tableau II.10 : Loi de dégression des charges.

Niveau	Q (KN/m ²)	Surface de plancher (m ²)	Q _s = Q×S	Coefficient	Σ Q _s = N×coeff (KN)
Terrasse	1	11.26	11.26	1	11.26
4 ^{ème} étage	1,5	11.26	16.89	1	11.26 +16.89= 28.15
3 ^{ème} étage	1,5	11.26	16.89	0,95	11.26+0,95(2×16.89) =43.351
2 ^{ème} étage	1,5	11.26	16.89	0,90	11.26+0,90(3×16.89) =78,769
1 ^{ème} étage	1,5	11.26	16.89	0,85	11.26+0,85(4×16.89) =56.863
RDC	1,5	11.26	16.89	0,80	11.26+0,80(5×16.89) =68.686
					Q = 287.079KN

Vérification du poteau le plus sollicité « poteau central » :

D'après le CBA 93, il faut vérifier que:

$$N_u \leq N_{\text{résist}}$$

✓ **La combinaison des charges:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = (1,35 \times 520.065) + (1,5 \times 287.079) = 1132,70 \text{ KN} = 1,1327 \text{ MN}$$

✓ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow l_f = 0.7h \dots \dots \dots \text{(Cas des bâtiments)}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement. i : rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau. B : l'aire du poteau.

Pour une section carrée : $B_1 = b_1 \times h_1 = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$

$$B_2 = b_2 \times h_2 = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

RDC

$$h_{e1} = 3.68 \text{ CM} \longrightarrow : l_{f1} = 0,7 \times 3,68 = 257,6 \text{ cm}$$

$$h_{e2}=2,63 \text{ CM} \longrightarrow :lf_2=0,7 \times 2,63 = 184,1 \text{ cm}$$

ETAGE

$$I_1 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ CM}^4$$

$$I_2 = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ CM}^4$$

$$I_1 = \sqrt{\frac{160000}{12}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$I_2 = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{257,6}{11,54} = 22,32 < 50 / \text{ ne pas de risque flambement.}$$

$$\lambda_2 = \frac{184,1}{8,66} = 21,25 < 50 / \text{ ne pas de risque flambement.}$$

✓ **Condition de stabilité de forme:**

D'après le règlement CBA 93 (art B.8.4.1) on a la section du poteau est donné par

$$N_{\text{resist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élancement.

B_r : L'aire du poteau réduit.

Avec:

RDC+ étage 1

$b_1 = 0,30 \text{ cm}$; $h_1 = 0,40 \text{ cm}$; $H = 3,68 \text{ cm}$

$$B_{r1} = (b-2) \times (h-2)$$

$$\rightarrow B_r = (30-2) \times (40-2) = 1118 \text{ cm}^2$$

$$\lambda < 50 \longrightarrow$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{22,32}{35} \right)^2} = 0,786$$

A : section d'acier comprimée.

$$A \geq \text{Max} (4U ; 0,2\%B)$$

U : périmètre de la section.

B : la section du poteau.

$$A \geq \max (4 \times 2 \times 0,30 \times 0,40) = 5,6 ; \frac{0,2 \times 30 \times 40}{100} = 2,4$$

$$A \geq \text{Max} (5,6 ; 2,4)$$

On prend $A = 5,6 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{résist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton à 28 jours = 25 MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

γ_b : Coefficient de sécurité, dans le cas général = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, dans le cas général = 1,15

$$N_{\text{Résist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \leq 0,786 \left(\frac{0,1118 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) + \left(\frac{0,00056 \times 400}{1,15} \right) = 1,822 \text{ MN}$$

$$N_u = 1,1327 \text{ MN} < N_{\text{résiste}} = 1,822 \text{ MN} \quad (\text{La condition est valide})$$

Etage 2+3+4

$b_2 = 0,30 \text{ cm}$; $h_2 = 0,30 \text{ cm}$; $H = 2,63 \text{ cm}$

$$B = 0,30 \times 0,30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$B_{r2} = (b-2) \times (h-2)$$

$$\rightarrow B_{r2} = (30-2) \times (30-2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$\lambda < 50 \rightarrow$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{21,25}{35} \right)^2} = 0,791$$

A : section d'acier comprimée.

$$A \geq \text{Max} (4U ; 0,2\%B)$$

U : périmètre de la section.

B : la section du poteau.

$$A \geq \max (4 \times 2 \times 0,30 \times 0,30) = 4,8 ; \frac{0,2 \times 30 \times 30}{100} = 1,8$$

$$A \geq \text{Max} (4,8 ; 1,8)$$

On prend $A = 4,8 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{résist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton à 28 jours = 25 MPa

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

γ_b : Coefficient de sécurité, dans le cas général = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, dans le cas général = 1,15

$$N_{\text{Résist}} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \leq 0,791 \times \left(\frac{0,078 \times 25}{1,5 \times 0,9} \right) + \left(\frac{0,00048 \times 400}{1,15} \right)$$

$$N_{\text{Résist}} = 1,097 \text{ MN}$$

$$N_u = 0,806 \text{ MN} < N_{\text{résiste}} = 1,097 \quad \text{La condition est valide}$$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1 Etude de l'acrotère :

III-1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle soumise à son poids propre (G) et une charge d'exploitation(Q), elle est assistée à une console encastree.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- ◇ Largeur $b = 100\text{cm}$.
- ◇ Hauteur $H = 60\text{cm}$.
- ◇ Epaisseur $e = 10\text{cm}$.

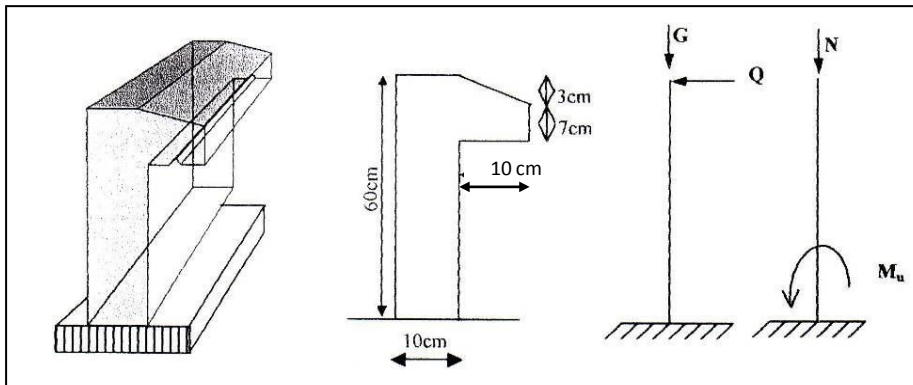


Figure.III.1 : Dimension de l'acrotère.

III-1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : $S = S_1 + S_2 + S_3$

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

- ◇ Poids propre de l'acrotère..... $25 \times 0,0685 = 1,7125\text{KN/ml}$
- ◇ Enduit : ep 2cm $\rightarrow 20(0,6 + 0,5 + 0,07 + 0,1 + 0,104 + 0,1) \cdot 0,02 = 0,589\text{KN/ml}$

$$G = 2,302\text{KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

Donc : $G = 2,302\text{KN/ml}$ $Q = 1\text{ KN/ml}$

III-1.3 Calcul des sollicitations :**a) - E.L.U :**

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,302 \times 1 = 3,107 \text{ KN}$.

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN.m}$

b- E.L.S:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2,302 \text{ KN}$

- Moment fléchissant : $M_s = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.6 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN/m}$

III-1.4 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité

d'une section. $e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,9 / 3,107 \Rightarrow e = 0,2896 \text{ m}$

$h/6 = 0,6/6 = 0,1 \text{ m}$

$e > 0,1 \rightarrow$ c'est vérifié.

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III-1.5 Calcul de ferrailage :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$;

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

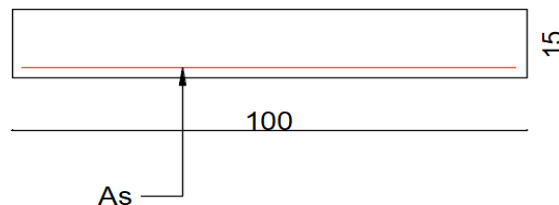


Figure.III.2 : Section à ferrailer.

à L'ELU :

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{3,107} = 0,2896m = 28,96cm ; \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10cm$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ le center de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. La vérification de flambement développée par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 Telle que :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2cm, \frac{h}{250} \right) = 2cm; e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : c'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

α : le rapport du moment total du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f = longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2m = 120cm$.

h_0 = hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$e_2 = \frac{3 \times 120^2 \times (2 + 2 \times 0)}{15 \times 10^4} = 0,576 cm.$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_2 + e_a = 28,96 + 0,576 + 2 = 31,536cm.$$

$$N_u = 3,107KN ; M_u = N_u \times e = 3,107 \times 0,2896 = 0,899KN.m$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,899 + 3,107 \times \left(0,13 - \frac{0,15}{2} \right) \rightarrow M_{uA} = 1,069KN.m$$

M_{uA} = moment de flexion fictif (M_f) évalué au niveau de l'armature

$$\mu_{bc} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_{bc} = 0,0044 < \mu_l = 0,391$$

➔ $A' = 0$ Armatures comprimées non nécessaires.

III-1.6 Condition de non fragilité :

Selon le **BEAL91 modifié 99**, il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$A_s min \geq \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$A_s^{min} > A_s \longrightarrow$ La section choisie est **4HA8 = 2,01 cm²** et un espacement de **20 cm**.

III-1.7 Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$ alors on prend **2HA8 = 1,01 cm²** avec un espacement **20 cm**.

III-1.8 vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ et } (\overline{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{N_{ser} \times z \times (d \times y_{ser})}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z \times Y_{ser}}{I}$$

◇ $n = 15$ c'est le coefficient d'équivalence acier-béton.

◇ Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'ELS. On a :

$$N_{ser} = 2,302 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,302} = 0,26$$

$$Y_{ser} = Z + C ; \text{ avec : } C = (h/2) - e \longrightarrow C = (0,15/2) - 0,26$$

$$\longrightarrow C = -0,185 \text{ m}$$

Z : est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivant : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$P = -3C^2 - \frac{(c-d') \times 6n \times Asc}{b} + \frac{(d-c) \times 6n \times Ast}{b} \text{ avec : } Asc = 0$$

$$p = -3(-0,185)^2 + \frac{(0,13 + 0,185) \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10 - 4}{1} = -0,097m^2$$

$$q = -3C^2 - \frac{(c-d') \times 6y \times Asc}{b} + \frac{(d-c)^2 \times 6y \times Ast}{b}$$

$$q = -3(-0,185)^2 + \frac{(0,13 + 0,185)^2 \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10 - 4}{1} = -0,1m^3$$

$$\Delta = q^2 + (4P^3/27)$$

$$\Delta = (-0,1)^2 + \frac{4 \times (-0,097)}{27} = 986478,92 \times 10^{-8}m^6$$

$$\Delta > 0$$

Donc :

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,099m^3$$

✓ **Calcul de (L) :**

$$L = t^{1/3} \longrightarrow L = 0,999 \text{ m}$$

✓ **Calcul de Z :**

$$Z = L - P/3L \longrightarrow Z = 1,022m$$

Donc :

$$Y_{ser} = Z + C = 1,022 + (-0,185) \longrightarrow Y_{ser} = 0,837m$$

III- 1.9 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donné par la formule suivant :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{0,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,0069MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = 0,0069MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \text{ condition vérifier}$$

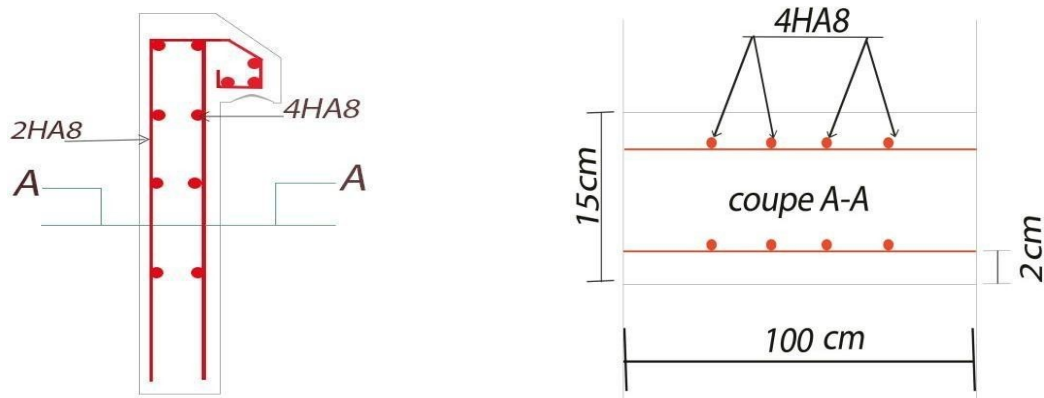


Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-1.10 Vérification au séisme (R.P.A 99/V2003 Art 6.2.3)

D'après le **RPA99 version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,15 (groupe 2, zone IIa)

C_p : facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : poids propre de l'acrotère W_p = 2,302KN/ml

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures. Il faut vérifier que :

$$F_p < 1,5Q$$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,302 = 1,104 \text{ KN/ml.}$$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

Donc

$$F_p = 1,104 > 1,5Q = 1,5$$

Alors on va utiliser poids propre (G) et force horizontale (F_p) pour détermination les efforts qui sont utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 3,375\text{KN/ml} \quad F_p = 1,62\text{KN/ml}$$

III-2 Etude d'escalier

III-2.1 Définition :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

III-2.2 Principe de calcul :

L'escalier est calculé à la flexion simple

a. Premier partie :

➤ Dimension :

Cette volée est composée de :

- paliers d'épaisseur de 14cm.
- Une volée d'épaisseur 14cm

• Charges et surcharges :

Palier : $G_{\text{Palier}} = 4,96 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{raillasse}} = 7,5803 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges:**❖ Palier**

$$\text{ELU} \rightarrow q_{u1} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.96 + 1.5 \times 2.5 = 10.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{s1} = G_p + Q_p = 4.96 + 2.5 = 7.46 \text{ KN/ml}$$

❖ Paillasse

$$\text{ELU} \rightarrow q_{u2} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 7.58 + 1.5 \times 2.5 = 13.983 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{s2} = G_p + Q_p = 7.58 + 2.5 = 10.08 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids Propre de mur

$$G(\text{mur}) = 2.76(2.63 - 0.35) = 6.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU} \rightarrow q_{u3} = 1.35G_{\text{mur}} = 1.35 \times 6.29 = 8.49 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{s3} = G_{\text{mur}} = 6.29 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la charge équivalente :

Détermination des réactions des appuis

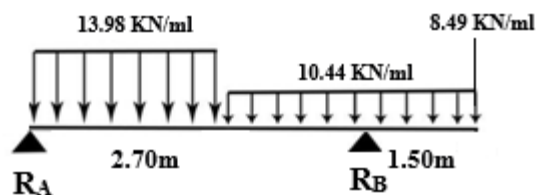


Figure.III.5 : Schéma statique avec chargement

$$\sum F/y = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B - 13.98 \times 2.70 - 10.44 \times 1.50 - 8.49 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 61.90 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-R_B \times 3.45 + 13.98 \times 2.70 \times \frac{2.70}{2} + 10.44 \times 1.50 \left(2.70 + \frac{1.50}{2} \right) + 8.49 \times 4.2$$

$$R_B = 40.76 \text{ KN}$$

$$R_A = 61.90 - R_B = 61.90 - 40.76 = 21.14 \text{ KN}$$

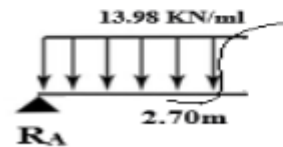
Finalement

$$R_A = 21.14 \text{ KN}$$

$$R_B = 40.76 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70\text{m}$



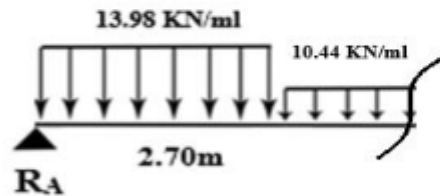
$$\sum F_y = 0$$

$$T_y = -13.98x + 21.14 \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 21.14 \text{ KN} \\ x = 2.70\text{m} \rightarrow T_y = -16.60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_I = 0$$

$$M_z = -13.98\left(\frac{x^2}{2}\right) + 21.14x \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN} \\ x = 2.70\text{m} \rightarrow M_z = 6.12 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $2.70 \leq x \leq 4.2\text{m}$



$$\sum F_y = 0$$

$$T_y = -10.44(x - 2.70) - 13.98x + 21.14 = 0 \rightarrow \begin{cases} x = 2.70 \rightarrow T_y = -16.60 \text{ KN} \\ x = 4.2 \rightarrow T_y = -52.56 \text{ KN} \end{cases}$$

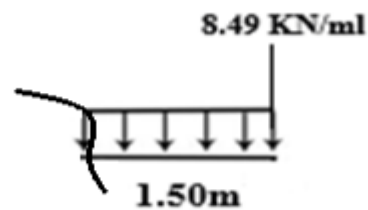
$$\Sigma M/I = 0$$

$$M_z = -10.44 \frac{(x - 2.70)^2}{2} - 13.98 \times 2.70(x - 2.70) + 21.41x$$

$$M_z = -5.22(x - 2.70)^2 - 37.746(x - 2.70) + 21.14x = 0$$

$$M_z = -5.22(x - 2.70)^2 - 16.60x + 101.91 = 0 \begin{cases} x = 2.70 \rightarrow M_z = 57 \\ x = 4.2 \rightarrow M_z = 45. \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$



$$\Sigma F/y = 0$$

$$T_y = -10.44x - 8.49 = 0 \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 8.49 \text{ KN} \\ x = 1.50 \rightarrow T_y = -7.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M/I = 0$$

$$M_z + 10.44 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 20x = 0$$

$$M_z = -5.22x^2 - 20x \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN} \\ x = 1.50 \text{ m} \rightarrow M_z = -36.22 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de $M_{\max}$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70\text{m}$

$$T = 0 \rightarrow -13.98x + 21.41 = 0 \rightarrow x = 1.51$$

Donc

$$M_{\max} = M(1.51) = 15.98 \text{ KN.m}$$

$$\underline{M(\text{appuis}) = 0.3M_{\max} = 0.3 \times 15.98 = 4.79 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{M(\text{travée}) = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 15.98 = 13.58 \text{ KN.m}}$$

III-2.3 Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m.

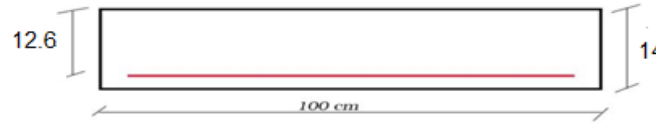


Figure.III.14: Section a ferrailé.

Pour la première partie :

$$B = 100\text{cm} ; h = 14\text{cm} ; d = 0.9h = 12.9\text{cm} ; f_c = 400\text{Mpa} ; f_{c25} = 25\text{Mpa} ; f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 348\text{Mpa}$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b} = \frac{18.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.081)}) = 0.105$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.6(1 - 0.4 \times 0.105) = 12.07\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{18.38 \times 10^3}{12.07 \times 348} = 4.375\text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 4.52\text{cm}^2$ Le Choix **4HA12**

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.029)}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.6(1 - 0.4 \times 0.036) = 12.41\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{6.45 \times 10^3}{12.41 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ Le Choix **4HA8**

➔ **Espacement :**

En travée :

$$\text{Esp} = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h = 3 \times 14 = 42; 33 \text{ cm}) \rightarrow 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis:

$$\text{Esp} = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h = 3 \times 14 = 42; 33 \text{ cm}) \rightarrow 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures de repartition:

En travée

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix } \mathbf{3HA10} = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

En appuis

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix } \mathbf{3HA6} = \mathbf{0.85 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 0.126 \times \frac{2.1}{400} = 1.82 \text{ cm}^2$$

✚ **En travée**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **En appuis**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :
Cette volée est composée de :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{7.238 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.057 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.057 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification a l'ELS :**→ Vérification la contrainte dans le béton :****✚ En travée**

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \underline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12.6 \times 5.65)}{7.5 \times 5.65 \times 5.65}} - 1 \right] = 3.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = \frac{100 \times 3.85^3}{3} + 15[5.65(12.6 - 3.85)^2] = 7218.2832 \text{ cm}^4$$

→ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \underline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\underline{\sigma}_s \leq f_c \dots \dots \dots \text{Car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400 \text{Mpa}$$

✚ En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \underline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.36}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12.6 \times 2.36)}{7.5 \times 2.36^2}} - 1 \right] = 2.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = \frac{100 \times 2.65^3}{3} + 15[2.36(12.6 - 2.65)^2] = 4125.001 \text{ cm}^4$$

→ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \underline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\underline{\sigma}_s \leq f_c \dots \dots \dots \text{Car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400 \text{Mpa}$$

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{0.14}{3.6} = 0.0388 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.126} = 0.0044 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **Condition vérifiée**
- $\frac{h}{L} = \frac{0.14}{4.96} = 0.028 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{18.38}{10 \times 21.63} = 0.0849$ **Condition vérifiée**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

Les 3^{ème} condition est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

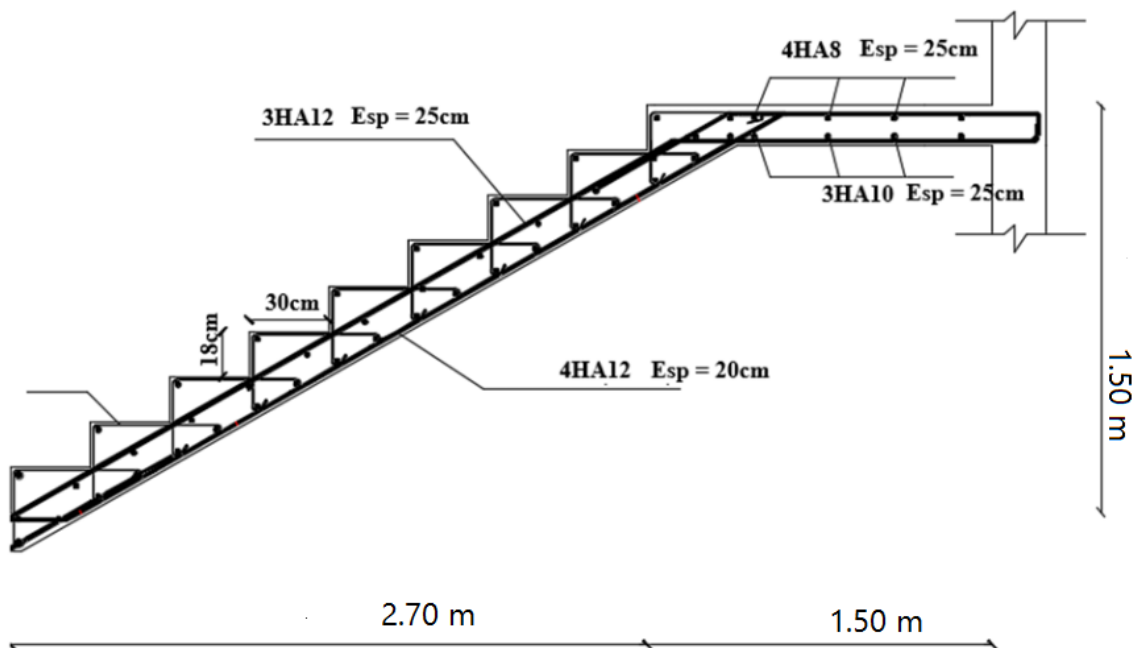


Figure.III.15: Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier

III-3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion, avec une longueur de 1,20m, son schéma statique est le suivant :

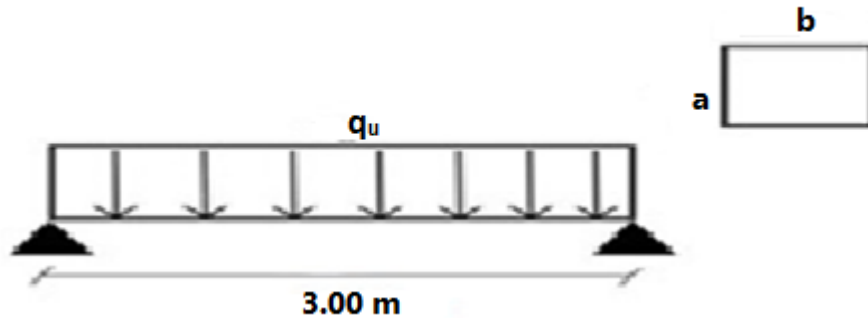


Figure.III.17: Schéma statique de la poutre palière.

III-3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BEAL 91 modifié 99** les dimensions de la poutre sont :

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

$$\frac{300}{15} = 20 \text{ cm} \leq h \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3 \times 20 = 6 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 20 = 14 \text{ cm}$$

On prend $b = 10 \text{ cm}$

Vérification selon le RPA99 vers

on 2003 (zone sismique IIa) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{cases}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{20}{6} = 3.33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc nous prenons : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III- 3.2 Evaluation des charges :**➤ Poids propre de la poutre palière :**

$$G = h \times b \times p = 0,40 \times 0,3 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

➤ Les charges appliquées sur la poutre prise :**Palier 1 :**

$$g_1 = G_{PP} + G_{\text{palier}} \times L_1 + G_{\text{paillasse}} \times \frac{L_2}{2}$$

L_1 = la longueur du palier type 1

L_2 = la longueur du paillasse type 1

$$g_1 = 3 + 5,21 \times 3 + 7,5803 \times \frac{3}{2} = 30 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$g_2 = G_{PP} + G_{\text{paillasse}} \times L_1$$

L_1 = la longueur du palier type 1

$$g_2 = 3 + 7,5803 \times 3 = 25,74 \text{ KN/ml}$$

Palier 2 :

$$g_3 = G_{PP} + G_{\text{palier}} \times L_1 + G_{\text{paillasse}} \times \frac{L_2}{2}$$

L_1 = la longueur du palier type 1

L_2 = la longueur du paillasse type 1

$$g_3 = 3 + 5,21 \times 3 + 7,5803 \times \frac{3}{2} = 30 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge équivalente :

$$q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3$$

$$G_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{22,18 \times 3 + 14,37 \times 3 + 22,18 \times 3}{3 + 3 + 3}$$

$$G_{eq} = 28,58 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charge:**ELU:**

$$q_u = 1,35 G_{eq} + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 28,58 + 1,5 \times 2,5 = 42,33 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{ser} = G_{eq} + Q$$

$$q_u = 28,58 + 2,5 = 31,08 \text{ KN/ml}$$

III-3.3 Calcul sollicitation de la poutre palière : A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{42.33 \times 3^2}{2} = 190.48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L = 42.33 \times 3 = 127 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{31.08 \times 3^2}{2} = 139.86 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_u L = 31.08 \times 3 = 93.24 \text{ KN}$$

III-3.4 Calcul du ferrailage :**ELU :**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0.9h = 36 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{190.48 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.34 < \mu = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.34}) = 0.54$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.54) = 28.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{190.4 \times 10^{-3}}{0.2822 \times 348} = 1.9 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.4 : Résumé le résultat de calcul ferrailage.

Mu (KN.m)	As' (cm ²)	u	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As adopté (cm ²)	Espaceme nt (cm)
190.48	0	0,34	0,54	28.22	1.9	4HA12	4.52	25

III-3.5 Vérification à l'ELU : (BEAL91 modifie 99)

$$A_{smin} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin} \rightarrow A_s = 1,41 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Ont adopté $3\emptyset 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III- 3.6 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{127 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = (0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III-3.7 Diamètre des armatures transversales :

D'après la BAEL91 modifie 99

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq m \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{tmin} \right) \rightarrow \phi_t \leq m \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 10 \right) \\ \phi_t &\leq m (11,42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) \end{aligned}$$

On adopte un cadre de $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2; \text{ soit : } A_t = 2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

III.3.8 Espacement des cours de cadres :

▪ **Selon BAEL 91 modifie 99 :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 36; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On adopte un espacement minimal $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Selon RPA99 version 2003 :**

Pour zone nodale :

$$S_T \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_T \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12\phi_{min} \right) = 10 \text{ cm}$$

Pour zone courant :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

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

III- 3.9 Vérification à l'ELS :

➤ Vérification la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.52}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30(36 \times 4.52)}{7,5 \times (4.52)^2}} - 1 \right] = 12.95$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 12.95^3}{3} + 15[4.52(36 - 12.95)^2] = 36151.8$$

➤ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I}$$

$$\overline{\sigma_s} \leq f_e \dots\dots\dots \text{cas la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \overline{\sigma_s} = 400\text{MPa.}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats :

Tableau.III.5 : vérification des contraintes à l'ELS.

M_{se} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
139.36	4.52	12.95	36151.8	6,3	15	277,3	400	OK

II- 3.10 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,40}{3} = 0.1333 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ condition vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées → la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III- 3.11 Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T_{max} \times b}{2} = \frac{127 \times 0,3}{2} = 19.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III- 3.12 Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion.

Ω : Air du contour à mi portée.

b_0 : Epaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2\Omega b_0} = \frac{19.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 2.17 \text{ MPa}$$

D'après le BEAL91 modifié99 ; on doit avoir :

$$r_{uT}^2 + r_u^2 \leq \overline{r_u}^2$$

$$(2.17)^2 + (0.39)^2 \leq (3.33)^2 \rightarrow 4.86 < 11.08 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III- 3.12 Calcul des armatures équilibrées à la torsion :

$$A_t = \frac{\mu M_T}{2\Omega \sigma_s}$$

Avec:

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (40 - 5)] \times 2 = (25 + 35) \times 2 = 120 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s} = \frac{120 \times 10^{-2} \times 6,39 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_T = 2 \text{ } \emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

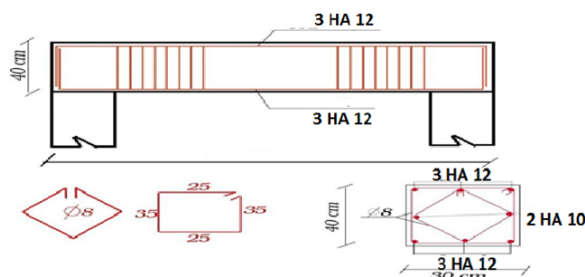


Figure.III.18 : Schéma ferraillage de poutre palière.

III-4 Etude des dalles pleines (balcon)

III-4.1 Définition :

Les balcons sont assimilés à des consoles de portées 1,20 m , les balcons sont de même type en dalle pleine calculée comme des poutres de 1m de bande, il est soumise à une sollicitation de flexion simple.

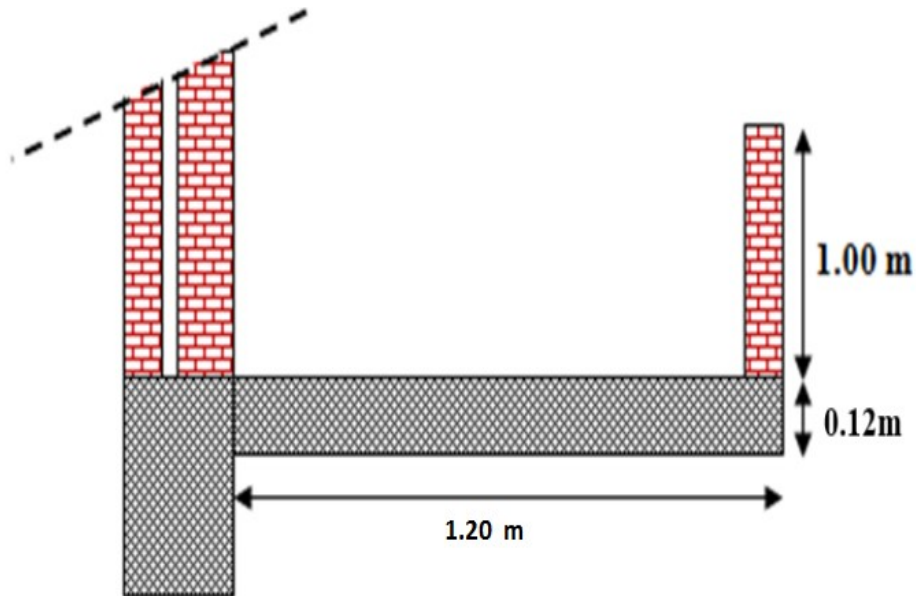


Figure.III.19 : Schéma statique de balcon.

III- 4.2 Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

$$G = 5,41 \text{ K N/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

III- 4.3 Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 3,5 = 12,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,41 + 3,5 = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

III-4.4 Calcul le moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0U} = \frac{q_u l_x^2}{2} + q_{u1} + q_{u2} = -\frac{12,55 \times 120^2}{2} - 8,91 - 1,5 = -19,44 \text{ KN.m} \\ M_{0S} = \frac{q_s l_x^2}{2} + q_{u1} + q_{u2} = \frac{8,91 \times 120^2}{2} - 5,41 \times 1,15 - 1,5 = -13,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,8 \times M_{0U} = 0,8 \times 2,25 = 1,8 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0,5 \times M_{0U} = 0,5 \times 1,60 = 1,125 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III-4.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

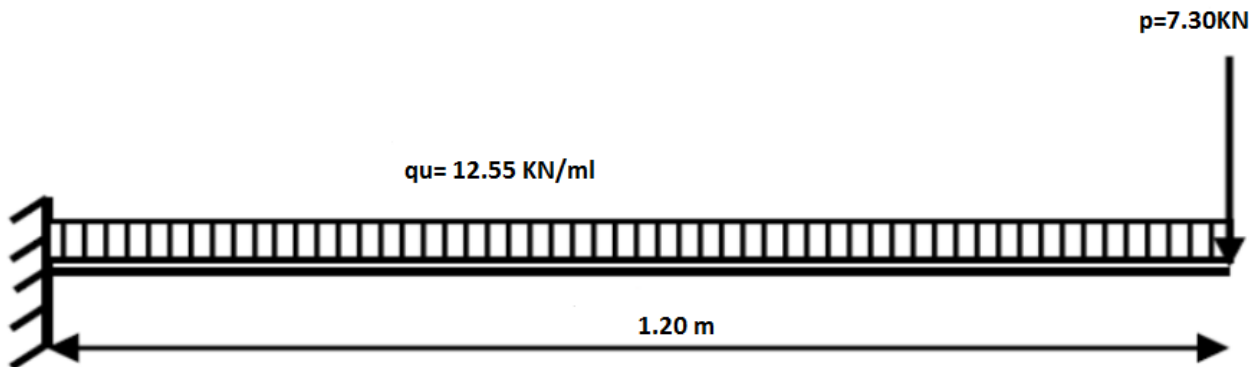


Figure.III.20 : Section de la dalle pleine a ferrailé.

a-Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Avec :

$b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 10,8\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$;

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$

Armature principale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{-19,44 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,2} = 0,117 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,117}) = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,15) = 10,15$$

$$A_s^T = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{19,44 \times 10^3}{10,15 \times 348} = 5,50\text{cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65cm²** avec un espacement $S_t = 15\text{ cm}$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,30\text{cm}^2}$$

b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement: CBA 93 (article A.7.2.4.2)

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 12 = 36\text{cm}; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau$$

$$T_u = q_u \times 1 + q_{u1} = 12.55 \times 1.35 \times 7.30 = 24.24 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{24.24 \times 10^3}{1000 \times 118} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min\{0.1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5$$

✓ Vérification des diamètres des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} < \tau$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.24 \times 10^3}{0.9 \times 188.4 \times 118} = 1.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \psi \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \tau \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III- 4.6 Vérification à l'ELS :**➤ La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} Y; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y_1) = 0 \rightarrow 50y^2 - 15 \times 5.65(11.8 - Y) = 0$$

$$\rightarrow 50y_1^2 + 84.75Y - 1000.05 = 0$$

$$y_1 = 3.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(D - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.63^3}{3} + 15[3,14(-5.65(11.8 - 4.53))^2] = 7251.37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.4 \times 10^6}{7251.37 \times 10^4} \times 36.3 = 6.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.70 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{SER}}{I} \times (D - y) = \frac{15 \times 13,40 \times 10^6}{7251.37 \times 10^4} \times 118 - 36.3 = 226.46 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_s \leq f_e \dots \dots \dots \text{car la fissuration peu préjudiciable.}$$

Donc : $\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➡ $\sigma_s = 226.46 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$

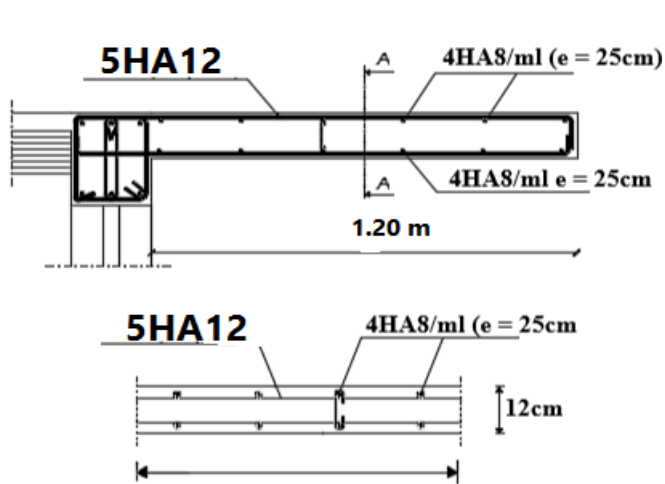


Figure.III.21: Coupe de balcon.

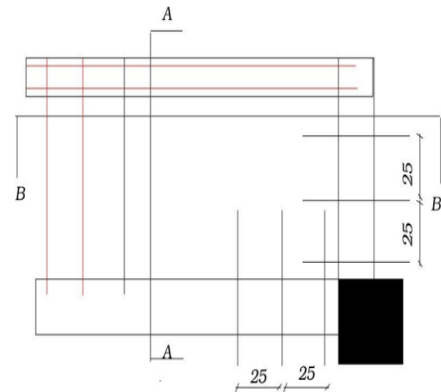


Figure.III.22: Schéma de ferrailage de balcon.

III- 5 Etude des planchers :

III-5.1 Définition :

Le plancher à corps creux est des éléments plans horizontaux qui sont constitués d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III- 5.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à la flexion simple comme des poutres sur plusieurs appuis avec des dimensions comme suit :

$$\begin{cases} h = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \\ b_0 = 10\text{cm} \end{cases}$$

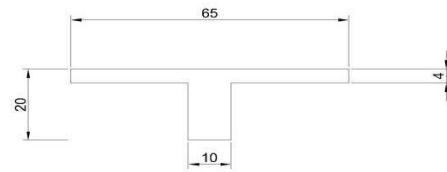


Figure.III.23 : Dimension de poutrelles.

III- 5.3 Le Méthode de Calcul:

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues en béton armé, leurs études se feront selon les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BEAL91 modifiée)**
- ✓ **Domaine d'application (BAEL91 art B.6.210) :**

Le **BEAL91 modifiée** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, elle n'est applicable que si les 04 hypothèses suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections sont constants sur les différentes travées.
- Le rapport entre les portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitation reprises par la poutre continue.

✓ **Exposé de la méthode :**

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

$$\bullet M_T \geq \text{Max}(1,05M_0; (1 + 0,3 \propto)M_0)$$

$$\bullet M_T \geq \text{Max}(1 + 0,3 \propto) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

$$\bullet (1,2 + 0,3 \propto) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée de rive}$$

Avec :

M_0 : la valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w et M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal sur travée dans la travée considérée.

✓ **Moment sur appuis :**

* $M = 0,2M_0$ appuis de rive.

* $M = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.

* $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

* $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.1 du BEAL91 modifiée99)**■ **Domaine d'application (B.6.220) :**

Lorsque les conditions indiquées dans la méthode forfaitaire ne sont pas remplies et en particulier lorsque la charge d'exploitation est supérieure à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 : $Q > \text{Max}(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$, si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc le calcul des moments aux appuis seulement $G' = \frac{2}{3}G$ pour calcul des moments sur travée en prend la totalité de des charges permanentes.

✓ **Exposé de la méthode : Moment sur appuis :**

$$M_i = \frac{P_w \times L_w^3 + P_e \times L_e^3}{8,5(L_w + L_e)}$$

$$M_0: \frac{pl^2}{8} G$$

✓ **Moment sur travée :**

$$M_t^{Max} = (M_0 - \frac{M_w - M_e}{2}) + \frac{(M_w - M_e)^2}{2pl^2}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l' = 1$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

✓ **Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{array} \right.$$

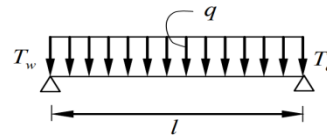


Figure.III.24 : Schéma de l'effort tranchant

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

III-5.4 Calcul des poutrelles :

➤ Les différents types de poutrelles :

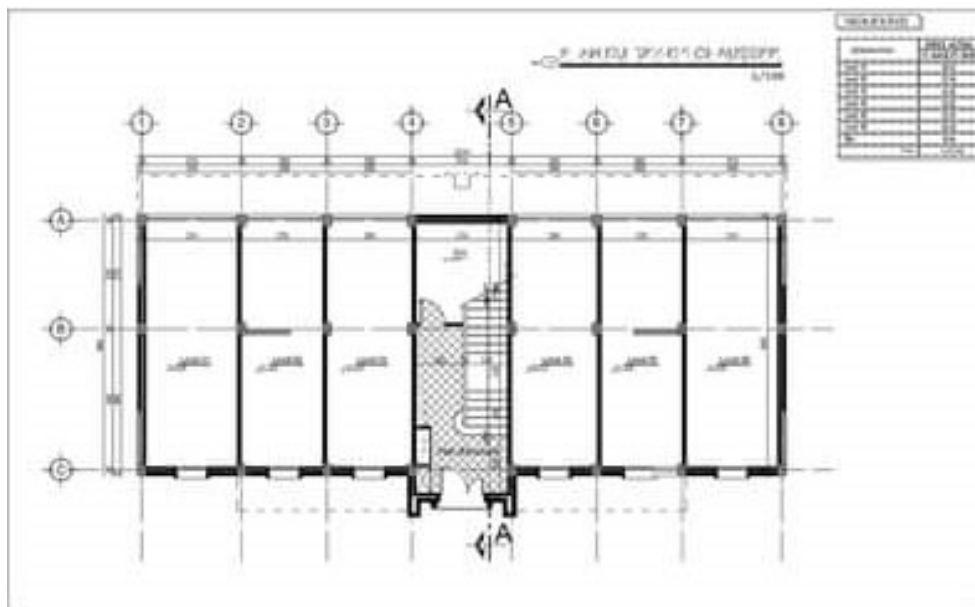


Figure.III.25 : Schéma de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet on a quatre types de poutrelles a étudiées :

- **Type 1** : poutrelle isostatique sur deux appuis pour les plancher terrasse inaccessible.

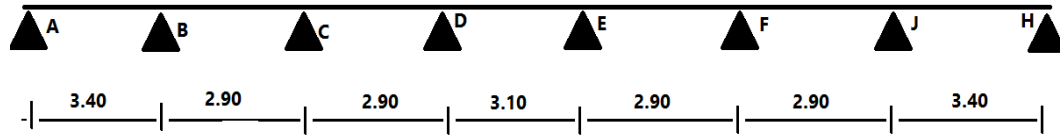


Figure.III.26 : Schéma du 1^{er} type de poutrelle.

- **Type 2** : poutrelle sur trois appuis à deux travées pour le plancher étages .

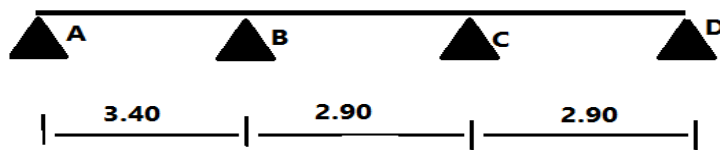


Figure.III.27 : Schéma du 2^{er} type de poutrelle.

III- 5.5 Calcul des charges et surcharges qui supporté par les poutrelles :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \text{ et } p_u = 0,65 \times q_u$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0,65 \times q_s$$

Tableau.III.7 : charges & surcharges et sollicitations sur les poutrelles.

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q_u	p_u	q_s	p_s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,38	1	10,11	6,57	7,38	4,79
Etages d'habitation	5,26	1,5	9,35	6,07	6,76	4,39

III-5.6 Calcul des sollicitations :

On calcul tous les sollicitations des types des poutrelles, après on choisira les sollicitations leplus défavorable pour faire le ferrailage.

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Pour le type 1 poutrelle à cinq travée :

$$P_u = 6,57 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 4,79 \text{ KN/ml.}$$

$$L_1 = 3,40\text{m}; L_2 = 2,90\text{m}; L_3 = 2,90\text{m}; L_4 = 3,10\text{m}; L_5 = 2,90\text{m}; L_6 = 2,90\text{m}; L_7 = 3,40\text{m}$$

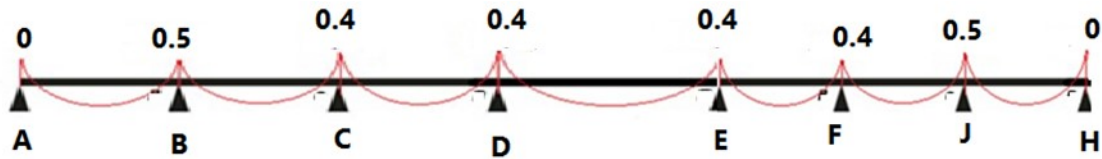


Figure.III.28 : Schéma du 1^{eme} type de poutrelle.

- **La méthode forfaitaire** : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\checkmark Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \cdot 6,38 = 12,76 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

✓ Inertie constante

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,40}{2,90} = 1,17 \in (0,85; 1,25) \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{2,90}{2,90} = 1 \in (0,85; 1,25) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{L_3}{L_4} = \frac{2,90}{3,10} = 0,93 \in (0,85; 1,25) \\ \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,10}{2,90} = 1,06 \in (0,85; 1,25) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{L_5}{L_6} = \frac{2,90}{2,90} = 1 \in (0,85; 1,25) \\ \frac{L_6}{L_7} = \frac{2,90}{3,40} = 0,85 \in (0,85; 1,25) \end{cases}$$

- Fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,38+1} = 0,135$$

Les toutes conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

➤ **Calcul des moments :**

ELU:

$$M_{ouAB} = \frac{6,75 \times 7,40^2}{8} = 9,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouBC} = \frac{6,75 \times 2,90^2}{8} = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouCD} = \frac{6,75 \times 2,90^2}{8} = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouDE} = \frac{6,75 \times 3,10^2}{8} = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$AB = GH = 9,49/ ; BC = FG = 6,90/ ; CD = EF = 6,90$$

✓ **ELS:**

$$M_{oserAB} = \frac{9,49 \times 3,40^2}{8} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{oserBC} = \frac{4,49 \times 2,90^2}{8} = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{oserDE} = \frac{4,49 \times 0^2}{8} = 5,75 \text{ KN.m}$$

$$AB = GH/ ; BC = FG/ ; CD = EF$$

Moment sur appuis :

ELU :

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,5 \text{Max} (9,49 ; 9,60) = 0,5 \times 9,49 = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0uBC}; M_{0uCD}) = 0,4 \text{Max} (6,90; 6,90) = 0,4 \times 6,90 = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0uCD}; M_{0uDE}) = 0,4 \text{Max} (6,90; 7,89) = 0,4 \times 7,89 = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{0uDE}; M_{0uEF}) = 0,4 \text{Max} (7,89; 6,90) = 0,4 \times 7,89 = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{0uEF}; M_{0uFJ}) = 0,4 \text{Max} (6,90; 6,90) = 0,4 \times 6,90 = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0,5 \text{Max} (M_{0uFJ}; M_{0uJH}) = 0,5 \text{Max} (9,49 ; 9,60) = 0,5 \times 9,49 = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0$$

✓ **ELS :**

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,5 \text{Max} (6,92; 5,03) = 0,5 \times 6,92 = 3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{0uBC}; M_{0uCD}) = 0,4 \text{Max} (6,90; 6,90) = 0,4 \times 5,03 = 2,01 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{0uCD}; M_{0uDE}) = 0,4 \text{Max} (5,03; 5,03) = 0,4 \times 7,75 = 3,1 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{0uDE}; M_{0uEF}) = 0,4 \text{Max} (7,89; 6,90) = 0,4 \times 7,75 = 3,1 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{0uEF}; M_{0uFJ}) = 0,4 \text{Max} (5,03; 5,03) = 0,4 \times 5,03 = 2,01 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0,5 \text{Max} (M_{0uFJ}; M_{0uJH}) = 0,5 \text{Max} (5,03; 9,60) = 0,5 \times 6,92 = 3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0$$

➤ **Moment sur travée :**➤ **Travée AB :****ELU :**

$$\begin{aligned} \diamond \quad M_t &\geq \text{Max} (1,05M_{0uAB}; (1+0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t &\geq \text{Max} (1,05 \times 9.49; (1+0,3 \times 0,135) \times 9.49) - \frac{0 + 4.74}{2} \\ M_t &\geq 9.96 - \frac{4.74}{2} \quad \longrightarrow \quad M_t = 7.59 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\diamond \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 9.49 = 5.88 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 7.59 \text{ KN.m}$** **ELS :**

$$\begin{aligned} \diamond \quad M_t &\geq \text{Max} (1,05M_{0serAB}; (1+0,3\alpha) M_{0serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_t &\geq \text{Max} (1,05 \times 6.92; (1+0,3 \times 0,135) \times 6.92) - \frac{0 + 3.46}{2} \\ M_t &\geq 7.26 - \frac{3.46}{2} \quad \longrightarrow \quad M_t = 5.53 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\diamond \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 6.92 = 4.29 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 5.53 \text{ KN.m}$** ➤ **Travée BC : ELU :**

$$\begin{aligned} \diamond \quad M_t &\geq \text{Max} (1,05M_{0uBC}; (1+0,3\alpha) M_{0uBC}) - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t &\geq \text{Max} (1,05 \times 6.90; (1+0,3 \times 0,135) \times 6.90) - \frac{4.74 + 2.76}{2} \end{aligned}$$

$$M_t \geq 7.24 - \frac{7.5}{2} \quad \longrightarrow \quad M_t = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 6.90 = 3.58 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 3.58 \text{ KN.m}$** **ELS :**

$$\begin{aligned} \diamond \quad M_t &\geq \text{Max} (1,05M_{0serBC}; (1+0,3\alpha) M_{0serBC}) - \frac{M_B + M_C}{2} \\ M_t &\geq \text{Max} (1,05 \times 5.03; (1+0,3 \times 0,135) \times 5.03) - \frac{3.46 + 2,01}{2} \end{aligned}$$

$$M_t \geq 5.28 - \frac{5.47}{2} \longrightarrow M_t = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 5.03 = 2.61 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 2.61 \text{ KN.m}$

✓ **Travée CD :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0uCD}; (1+0.3\alpha) M_{0uCD}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1.05 \times 6.90; (1+0.3 \times 0.135) \times 6.90) - \frac{4.74 + 2.76}{2}$$

$$M_t \geq 7.2 - \frac{10.5}{2} \longrightarrow M_t = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 6.90 = 3.58 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 3.58 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0serCD}; (1+0.3\alpha) M_{0serCD}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1.05 \times 5.03; (1+0.3 \times 0.135) \times 5.03) - \frac{2.01 + 1.72}{2}$$

$$M_t \geq 5.28 - \frac{3.73}{2} \longrightarrow M_t = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 5.03 = 2.61 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 3.41 \text{ KN.m}$

✓ **Travée DE :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0uDE}; (1+0.3\alpha) M_{0uDE}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1.05 \times 7.89; (1+0.3 \times 0.135) \times 7.89) - \frac{2.36 + 2.36}{2}$$

$$M_t \geq 8.28 - \frac{4.72}{2} \longrightarrow M_t = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 7.89 = 4.10 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 5,92 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{serDE}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serDE}}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 5.75; (1+0,3 \times 0,135) \times 5.75) - \frac{1.72 + 1.72}{2}$$

$$M_t \geq 6.03 - \frac{3.44}{2} \longrightarrow M_t = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 5.75 = 2.99 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 4.31 \text{ KN.m}$

✓ **Travée EF :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{uEF}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{uEF}}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6.90; (1+0,3 \times 0,135) \times 6.90) - \frac{2.36 + 2.76}{2}$$

$$M_t \geq 7.24 - \frac{5.12}{2} \longrightarrow M_t = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 6.90 = 3.58 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 4.68 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{serEF}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serEF}}) - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 5.03; (1+0,3 \times 0,135) \times 5.03) - \frac{1.72 + 2.01}{2}$$

$$M_t \geq 5.28 - \frac{3.73}{2} \longrightarrow M_t = 3.41 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) \times 5.03 = 2.61 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 3.41 \text{ KN.m}$

✓ **Travée FJ :**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{uFJ}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{uFJ}}) - \frac{M_F + M_I}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6.90; (1+0,3 \times 0,135) \times 6.90) - \frac{2.76 + 4.74}{2}$$

$$M_t \geq 7.24 - \frac{7.5}{2} \longrightarrow M_t = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 6.90 = 3.58 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 3.58 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{serFJ}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serFJ}}) - \frac{M_F + M_I}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 5.03; (1+0,3 \times 0,135) \times 5.03) - \frac{3.46 + 2.01}{2}$$

$$M_t \geq 5.28 - \frac{5.47}{2} \longrightarrow M_t = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 5.03 = 2.61 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 2.61 \text{ KN.m}$**

➤ **Travée JH:**

➤ **ELU :**

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{uJH}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{uJH}}) - \frac{M_I + M_H}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 9.49; (1+0,3 \times 0,135) \times 9.49) - \frac{0 + 4.74}{2}$$

$$M_t \geq 9.96 - \frac{4.74}{2} \longrightarrow M_t = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 9.49 = 5.88 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 7.59 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05M_{0\text{serJH}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serJH}}) - \frac{M_I + M_H}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6.92; (1+0,3 \times 0,135) \times 6.92) - \frac{0 + 3.46}{2}$$

$$M_t \geq 7.26 - \frac{3.46}{2} \longrightarrow M_t = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2} \right) \times 6.92 = 4.29 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 5.53 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{P_U L}{2} = \frac{6.57 \times 3.4}{2} = 11.16 \text{ kN}$$

$$T_B = 1.10 \times \frac{P_U L}{2} = 1.10 \times \frac{6.57 \times 3.4}{2} = 12.28 \text{ kN}$$

✓ **Travée BC :**

$$T_C = 1.10 \times \frac{P_U L}{2} = 1.10 \times \frac{6.57 \times 2.90}{2} = 10.47 \text{ kN}$$

✓ **Travée CD :**

$$T_D = 1.10 \times \frac{P_U L}{2} = 1.10 \times \frac{6.57 \times 2.90}{2} = 10.47 \text{ kN}$$

✓ **Travée DE :**

$$T_E = 1.10 \times \frac{P_U L}{2} = 1.10 \times \frac{6.57 \times 3.10}{2} = 11.20 \text{ kN}$$

✓ **Travée EF :**

$$T_F = T_E = 10.47 \text{ kN}$$

✓ **Travée FJ :**

$$T_J = T_F = 10.47 \text{ kN}$$

✓ **Travée JH :**

$$T_J = 10.47 \text{ kN}$$

$$T_H = \frac{6.57 \times 3.4}{2} = 11.16 \text{ kN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8 : Résultats des sollicitations de 1^{er} type de poutrelle

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment(M0) (KN.m)		Moment sur travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	ELu	ELs			ELu	ELs	ELu	ELs	ELu
									T
A	0	0	AB	3.40	9.49	6.92	7.59	5.53	11.16
B	4.74	3.46	BC	2.90	6.90	5.03	3.52	2.61	12.28
C	2.76	2,01	CD	2.90	6.90	5.03	4.68	3, 41	10.47
D	3.15	3.1	DE	3.10	7.89	5.75	5.92	4, 31	10.47
E	3.15	3.1	EF	2.90	6.90	5.03	4.68	3.41	11.20
F	2.76	2.01	FJ	2.90	6.90	5.03	3.58	2.61	10.47
J	4.74	3.46	JH	3.40	9.49	6.92	7.59	5.53	10.47
H	0	0							11.16

➤ **Plancher étage courant**

Pour le type 2 poutrelle sur trois appuis à deux travées.

$$P_u = 6,07 \text{ KN/ml} ; P_s = 4,39 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = 3,40 \text{ m} ; L_2 = 3,35 \text{ m}$$

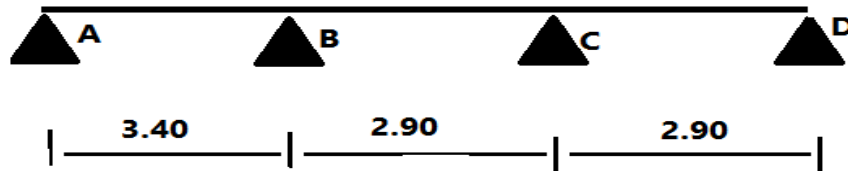


Figure.III.29 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelle.

• **La méthode forfaitaire** : On doit vérifier les conditions suivantes :

- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 5,26 = 10,52 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$
- Inertie constante

$$\frac{3,40}{2,90} = 1,1 \in (0,85 ; 1,25)$$

- Fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,26 + 1,5} = 0,221$$

Les conditions étant vérifiées, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

➤ **Calcul des moments :**

ELU:

$$M_{ouAB} = \frac{P_u L_{AB}^2}{8} = \frac{6,07 \times 3,40^2}{8} = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouBC} = \frac{P_u L_{BC}^2}{8} = \frac{6,07 \times 2,90^2}{8} = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouCD} = \frac{P_u L_{CD}^2}{8} = \frac{6,07 \times 2,90^2}{8} = 6,38 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{ouAB} = \frac{P_u L_{AB}^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,40^2}{8} = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouBC} = \frac{P_u L_{BC}^2}{8} = \frac{4,39 \times 2,90^2}{8} = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ouCD} = \frac{P_u L_{CD}^2}{8} = \frac{6,07 \times 2,90^2}{8} = 6,38 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :****ELU :**

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0uAB}; M_{0uBC}) = 0,6 \text{Max} (8.77; 6.38) = 0,6 \times 8.77 = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,6 \text{Max} (M_{0uBC}; M_{0uCD}) = 0,6 \text{Max} (6.38; 6.38) = 0,6 \times 6.38 = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = 0$$

ELS :

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{0serAB}; M_{0serBC}) = 0,6 \text{Max} (6.34; 4.61) = 0,6 \times 6.34 = 3.80 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,6 \text{Max} (M_{0serBC}; M_{0serCD}) = 0,6 \text{Max} (4.61; 4.61) = 0,6 \times 4.61 = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = 0$$

➤ **Moment sur travée :**➤ **Travée AB :****ELU :**

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uAB}; (1+0,3\alpha) M_{0uAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 8.77; (1+0,3 \times 0,221) \times 8.77) - \frac{0 + 5.26}{2}$$

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0serAB}; (1+0,3\alpha) M_{0serAB}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6.34; (1+0,3 \times 0,221) \times 6.34) - \frac{0 + 4,506}{2}$$

$$M_t \geq 6.76 - \frac{3.80}{2} \longrightarrow M_t = 4.86 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 6.34 = 4.01 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 4.86 \text{ KN.m}$**

✓ **Travée BC :****ELU :**

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0uBC}; (1+0,3\alpha) M_{0uBC}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6.38; (1+0,3 \times 0,221) \times 6.38) - \frac{5.26 + 3.82}{2}$$

$$M_t \geq 6.80 - \frac{9.08}{2} \longrightarrow M_t = 2.26 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 6,38 = 4,03 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 4.03 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{serBC}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serBC}}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 4,61; (1+0,3 \times 0,221) \times 4,61) - \frac{3,80 + 2,76}{2}$$

$$M_t \geq 4,91 - \frac{6,56}{2} \longrightarrow M_t = 1,63 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 4,61 = 2,91 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 2.91 \text{ KN.m}$**

✓ **Travée CD:**

ELU :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{uCD}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{uCD}}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 6,38; (1+0,3 \times 0,221) \times 6,38) - \frac{0 + 3,82}{2}$$

$$M_t \geq 6,80 - \frac{3,82}{2} \longrightarrow M_t = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 6,38 = 4,03 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 4.89 \text{ KN.m}$**

ELS :

$$\diamond M_t \geq \text{Max} (1,05 M_{0\text{serCD}}; (1+0,3\alpha) M_{0\text{serCD}}) - \frac{M_D + M_C}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} (1,05 \times 4,61; (1+0,3 \times 0,221) \times 4,61) - \frac{0 + 2,76}{2}$$

$$M_t \geq 4,91 - \frac{2,76}{2} \longrightarrow M_t = 3,53 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2} \right) \times 4,61 = 2,91 \text{ KN.m}$$

Donc : **$M_t = 3.53 \text{ KN.m}$**

➤ **Effort tranchant :**➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 3.40}{2} = 10.31 \text{ KN}$$

$$T_B = 1.15 \times \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 3.40}{2} = 11.86 \text{ KN}$$

✓ **Travée BC :**

$$T_B = 1.15 \times \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 2.90}{2} = 10.12 \text{ KN}$$

$$T_C = 1.15 \times \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 2.90}{2} = 10.12 \text{ KN}$$

✓ **Travée CD:**

$$T_C = 1.15 \times \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 2.90}{2} = 10.12 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{P_u L}{2} = \frac{6.07 \times 2.90}{2} = 8.80 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.9 : Résultats des sollicitations de 2^{ème} type de poutrelle.

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Poutrelle (m)	Moment (M0) (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant(KN)	
					ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	
	TAD	TBC								
A	0	0	AB	3,40	8.77	6.34	6.72	4.86	10.31	11.86
B	5.26	3.80	BC	2.90	6.38	4.61	4.03	2.91	10,12	10.12
C	3.82	2.76	CD	2.90	6.38	4.61	4.89	3.53	10.11	8.80
D	0	0								

III-5.7 Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle la plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand sur travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et sur travée sont :

✓ **ELU :**

$$M_{tu}^{\max} = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 12.28 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$M_{tser}^{\max} = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 3.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage sur travée :**

$$h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; d = 0,9h = 18\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,2\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ;$$

$$f_{c25} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}.$$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072\text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 7.59\text{KN.m} < M_{tab} = 59,072\text{KN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, la section en « T » est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.59 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - 2\mu_{bu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.178$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{7.59 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.22\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(1,22\text{cm}^2; 1,41\text{cm}^2) = 1,41\text{cm}^2$$

Donc on opte **4HA12** avec $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072\text{KN.m}$$

$$M_{au} = 5.26 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59,072\text{KN.m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans résistance donc le calcul se ramène une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.26 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.114 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

I

 $\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1.25(1 - 2\mu_{bu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.15$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.15) = 0.169\text{m}$$

$$A_s^a = \frac{M_t^u}{z \times \sigma_s} = \frac{5.26 \times 10^{-3}}{0.169 \times 348} = 0.89\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.21\text{cm}^2}$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^a; A_s^{\min}) = \text{Max}(1.07\text{cm}^2; 0.21\text{cm}^2) = \mathbf{0.89\text{cm}^2}$$

Donc on opte **2HA12** avec $A_s = \mathbf{2.26\text{cm}^2}$ ➤ **Vérification à l'ELU :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire : $T_u^{\max} = \mathbf{13.36\text{KN}}$ On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.68$$

$$\tau_u = 0.742\text{MPa} \leq \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée (pas de cisaillement).}$$

➤ **Au voisinage des appuis :**✓ **Appuis de rives :**✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \times b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 12.28\text{KN}$

$$\sigma_b = \frac{12.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 0.18} = 0.75 < 6.66 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26 > \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.28 \times 10^{-3}}{348} = 0.35$$

➤ Appuis intermédiaires :

✓ Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \times b_0 d} \leq 0.4 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{12.28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.1 \times 0.18} = 0.75 < 6.66$$

✓ Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2.26 \geq \frac{12.28 \times 10^{-3} - \frac{5.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}}{348} = 0.035 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

✓ Vérification des contraintes du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ Sur travée :

Position de l'axe neutre :

$$M_{tser} = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$H = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^3}{12} - 15 \times 4.52 \times (18 - 4) = -429.2 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en Té).

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [\frac{(b - b_0) \times h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 287.8y - 1330.4 = 0$$

$$y = 4.30 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 14447.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.28 \times 10^{-3} \times 0.043}{14447.53 \times 10^{-8}} = 3.65 \text{ MPa}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y-d) = 0$$

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$y = 8,16 \text{ cm.}$$

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

$$I = 5093,51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3,8 \times 10^{-3} \times 0,0816}{5093,51 \times 10^{-8}} = 6,08 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7,218 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV.

➤ **Evaluation de la flèche :**

La flèche admissible :

Si $L \leq 500$ $f_{adm} = L/500$

Si $L > 500$ $f_{adm} = 0,5 + L/1000$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\star \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\star \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\star \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 3,70 \text{ m}$.

$\frac{h}{L} = \frac{0,2}{3,70} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$ la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc on procède au

calcul de la flèche.

Les propriétés de la section :

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$; $y = 4,30 \text{ cm}$; $I = 8193,68 \text{ cm}^4$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0251$$

➤ **Moment d'inertie « I₀ » :**

$$\text{⑦} \quad I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (V_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] \text{ avec } d' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 487,8 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7,50 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = 12,49 \text{ cm}$$

$$I_0 = 65765,90 \text{ cm}^4$$

✓ calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 1.69$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = 0.676$$

✓ calcul de contraintes σ_s :

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

◇ q_r charge permanentes avant la mise en place de revêtements.

◇ q_{cr} charge permanentes avant la mise en place des cloisons des revêtements.

◇ q_p charge permanentes et d'exploitation.

$$q_{rser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,85 = 1,852 \text{ kN/m}$$

$$q_{crser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,26 = 3,419 \text{ kN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q) = 0,65 \times (5,26+1,5) = 4,39 \text{ kN/m}$$

$$M_{rser} = 0.75 \times \frac{q_{rser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 3.40}{8} = 2 \text{ kN.m}$$

$$M_{crser} = 0.75 \times \frac{q_{crser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.41 \times 3.40}{8} = 3.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.39 \times 3.40}{8} = 4.75 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sr} = 15 \times \frac{q_{sr} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{2 \times (18 - 4.30)}{14447.53} = 28.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = 15 \times \frac{q_{sr} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{3.7 \times (18 - 4.30)}{14447.53} = 52.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = 15 \times \frac{q_{sr} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{4.75 \times (18 - 4.30)}{14447.53} = 67.56 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sr} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0251 \times 28.44 + 2.1} = 0.25$$

$$\mu_{cr} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{scr} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0251 \times 52.62 + 2.1} = 0.5$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0251 \times 67.56 + 2.1} = 0.58$$

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

✓ calcul d'Eiet E_v :

$$E_i = 110003\sqrt{f_{c28}} = 32164,2\text{MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4\text{MPa}$$

✓ calcul de l'inertie fictive (I_r) :

$$I_{fir} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_r} = \frac{1.1 \times 65765.90}{1 + 1.69 \times 0.25} = 50855.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{ficr} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{cr}} = \frac{1.1 \times 65765.90}{1 + 1.69 \times 0.5} = 39210.021 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 65765.90}{1 + 1.69 \times 0.58} = 36532.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvc} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{cr}} = \frac{1.1 \times 65765.90}{1 + 1.69 \times 0.5} = 54067.63 \text{ cm}^4$$

✓ Evaluation des flèches :

$$f_{ri} = \frac{M_{reser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fir}} = \frac{2 \times 10^3 \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 50855.88 \times 10^{-8}} = 0.000141$$

$$f_{cri} = \frac{M_{creser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ficr}} = \frac{3.70 \times 10^3 \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 39210.021 \times 10^{-8}} = 0.000339$$

$$f_{pi} = \frac{M_{peser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{4.75 \times 10^3 \times 3.4^2}{10 \times 32164.2 \times 36532.92 \times 10^{-8}} = 0.000467$$

$$f_{crv} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{vcr}} = \frac{4.75 \times 10^3 \times 3.4^2}{10 \times 10721.4 \times 54067.63 \times 10^{-8}} = 0.000947$$

$$\Delta f = f_{crv} - f_{ri} + f_{pi} - f_{cri} = 0,00137 - 0,0355 + 0,0476 - 0,0541$$

➡ $\Delta f = 0,0406\text{cm} < f_{adm} = 0,74\text{cm}$ la flèche est vérifié.

➤ Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de types rond lisse de nuance

F_eE24 ($f_e = 235\text{MPa}$).

✓ BEAL 91 modifié 99 :

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tjk}}{0.8 f_e}$$

$$\bullet S_T \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$\bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right)$$

✓ **RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_o$$

* $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

* $S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_o}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(0,57\text{cm}; 1\text{cm}; 1\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8\text{mm}$

Donc :

La section d'armatures transversale sera : **$A_t = 2\text{HA}8 = 1,01\text{cm}^2$** .

➤ **Espacement :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions;

D'après : **le BEAL 99 modifié 99 :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$S_t = A_t \times \frac{0.8 \times f_e}{b_o \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1 \times (0.837 - 0.3 \times 2.1)} = 88.11\text{cm}$$

—► $S_t \leq 88\text{cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.41\text{MPa}$$

$$S_t \leq A_t \frac{A_t \times f_e}{b_o \times 0.418} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.418} = 54.54\text{cm}$$

On prend $S_t = 12\text{cm}$

D'après **le RPA 99 version 2003 :**

$$S_t \leq \frac{A_t}{0.003b_o} = \frac{1.01 \times 10^{-4}}{0.003 \times 0.1} = 33\text{cm}$$

$S_t \geq 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t \geq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Donc :

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1,01\text{ cm}^2$$

La zone nodale est 5cm et la zone courante est 10cm, la longueur de la zone nodale :
 $L = 2h = 40\text{cm}.$

➤ **Vérification de la jonction table nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{V_U \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{13,36 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,872 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

Selon le BEAL 91 modifié 99(B.6.8, 423)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ◇ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ◇ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.
- ◇ Les sections doivent être :
- ◇ Si $L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \longrightarrow (f_e \text{ en MPa})$
- ◇ Si $50 < L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4L}{f_e}$

L : longueur de entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $L = 65 \text{ cm}$

$$50 < L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte pour : **6HA5/ml = 1,18 cm²**

b-Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte pour : **6HA5/ml = 1,18 cm²**

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

D'où on opte : un treillis soudé **TSØ5(150× 150)**.

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

VI-1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot millenium.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres - poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI-4 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q + 1,2E$
- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8G \pm E$

VI-5 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I, groupe d'usage 02.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites à la condition de régularité en plan (forme irrégulière). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, car cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT millenium.

IV-5.1 Méthode dynamique modale spectrale :

A) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B) Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

C) Choix du type de contreventement :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, le contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

IV-5.2 Modélisation :

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

IV-5.3 Spectre de réponse de calcul :**RPA99/V2003 (art 4.3.3)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times \eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times \left[1.25 \times A \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left[\left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 0.3S \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T > 0.3S \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- T_1, T_2 : Périodes de caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tableau 4.7).

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment, d'après le tableau 4.1 corrigé page 116 de **RPA99v2003**.

Dans notre cas on a $\begin{cases} \text{Group d'usage 1B} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \longrightarrow A = 0,20$

➤ **Coefficient de comportement de la structure : "R"**

RPA99/V2003 (tableau 4.3) Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

➤ **Facteur de qualité : "Q"** RPA99/V2003 (page 38 et tableau 4.4)

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlés, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum_{i=1}^5 R_i = 1 + 0,10 = 1,10$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement :**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de l'importance des remplissages tableau 4.2 page 38 de RPA99v2003.

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (RPA99V2003 tableau 4.2 page 38).

Construction béton armé portique $\rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.882 \geq 0.7$$

$\eta = 0.882$

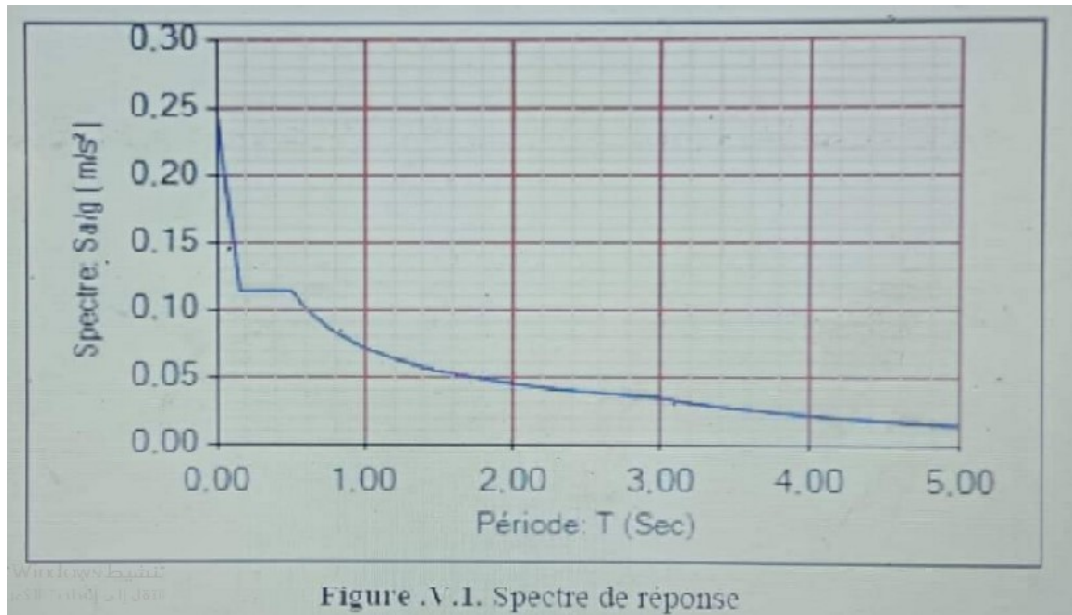


Figure.IV.1: Forme du spectre de réponse élastique normalisé

➤ Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : T_1, T_2

RPA99/V2003 (tableau 4.7) : S3 (site meuble) $\rightarrow T_1 = 0,47, T_2 = 0,37s$

Tableau.IV.1 : Résultats des paramètres de la méthode.

A	R	ξ	T_1	T_2	Q
0,20	3.5	7	0.47	0,37	1,15

VI-6 Calcul de la force sismique totale :

D'après **RPA99V2003 Article 4.2.3 page 37**, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement sans deux directions orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule de RPA99v2003 4.1})$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V/V_t$.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A).

- Coefficient de comportement de la structure (R).
- Poids total de la structure (W).

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Fonction de catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) page **45 de RPA99v2003**.

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après **l'article 4.2.3**) de l'**RPA99VERSION2003** avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 0.3s \end{cases}$$

on a : $\begin{cases} \eta = 0.882 \\ T_2 = 0.5 s \end{cases}$

• **Période fondamentale de la structure T :**

Tableau.IV.2 : la période utilisée pour le calcul de D.

Si :	La période choisie pour le calcul de la facture D est :
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

- 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.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T \times (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (4.6) \\ T &= 0.09 \times h_N / \sqrt{D} \dots \dots \dots (4.7) \end{aligned} \right\} T = 1.3 \times \text{Min} \left(C_T \times (h_N)^{3/4}; 0.09 \times h_N / \sqrt{D} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 21,42$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA99VERSION2003**, tableau 4-6 page 45.

Dans notre structure : $C_T = 0,050$.

D : étant de dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Donc on a
$$\begin{cases} D_X = 22.10 \\ D_Y = 8.90 \\ h_N = 16.90 \\ C_T = 0.05 \end{cases}$$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (16.90)^{0,75} = 0.416 \text{ sec.}$$

▪ Sens (X) : $D_X = 22.10\text{m} \longrightarrow T_X = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 16.90 / \sqrt{22.10} = 0.32\text{sec.}$

▪ Sens (Y) : $D_Y = 10,40\text{m} \longrightarrow T_Y = 0,09 \times h_N / \sqrt{D} = 0,09 \times 16.90 / \sqrt{8.90} = 0.50\text{sec.}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1,3 \times \min(T=0.416 ; T_X=0.32) = 1,3 \times 0.32 = \mathbf{0,41 \text{ sec.}}$$

$$T_{sy} = 1,3 \times \min(T=0.416 ; T_Y=0.50) = 1,3 \times 0.416 = \mathbf{0,54 \text{ sec.}}$$

➤ **Modes de vibration et taux de participation des masses :**

D'après RPA99/V2003 (art 4.3.4) le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Les résultats obtenus pour les 10 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après.

Tableau.IV.3: Période et facteurs de participation modale de la structure.(Résultats Robot 2014).

Cas/Mo de	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX;U Y[kg]
1	0.47	0.00	74.13	0.00	74.13	1031258
2	0.37	13.53	74.13	13.53	0.00	1031258
3	0.35	72.57	74.13	59.04	0.00	1031258
4	0.13	72.57	89.48	0.00	15.35	1031258
5	0.1	76.21	89.48	3.64	0.00	1031258
6	0.09	90.87	89.48	14.66	0.00	1031258
7	0.07	90.88	89.48	0.00	0.00	1031258
8	0.06	90.88	89.7	0.00	0.22	1031258
9	0.06	90.88	89.75	0.01	0.05	1031258
10	0.06	90.89	93.52	0.00	3.78	1031258

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on a :

La participation modale de la première mode suivant la direction Y est prépondérante ($U_y = 74.13\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X ($U_x = 59.04\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA99V2003** majorée de 30%.

Selon X : $T_x = 0,32 \text{ sec} < T_{sx} = 0,41 \text{ sec}$ vérifier donc on prend $T = 1,3 T_{empirique} = 0,41 \text{ sec}$.
Selon Y : $T_y = 0,5 \text{ sec} < T_{sy} = 0,54 \text{ sec}$ vérifier donc on prend $T = 1,3 T_{empirique} = 0,54 \text{ sec}$.

La structure est souple.

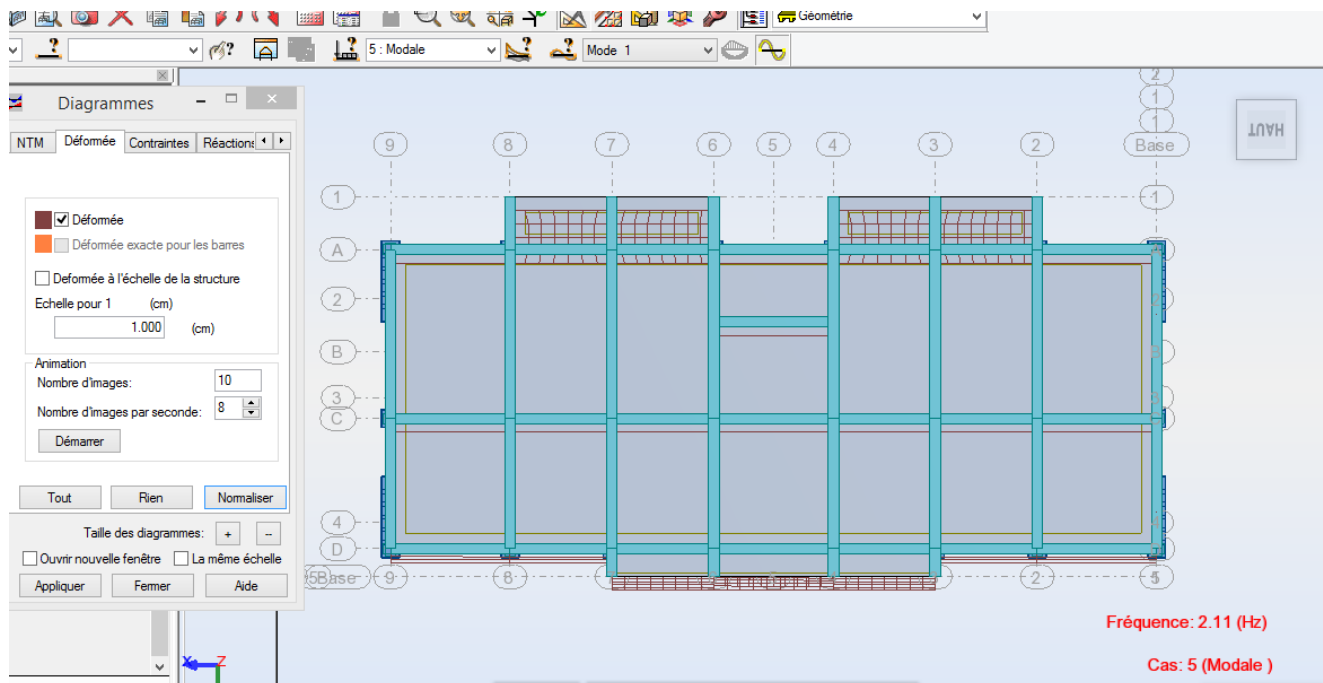


Figure.IV.2: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

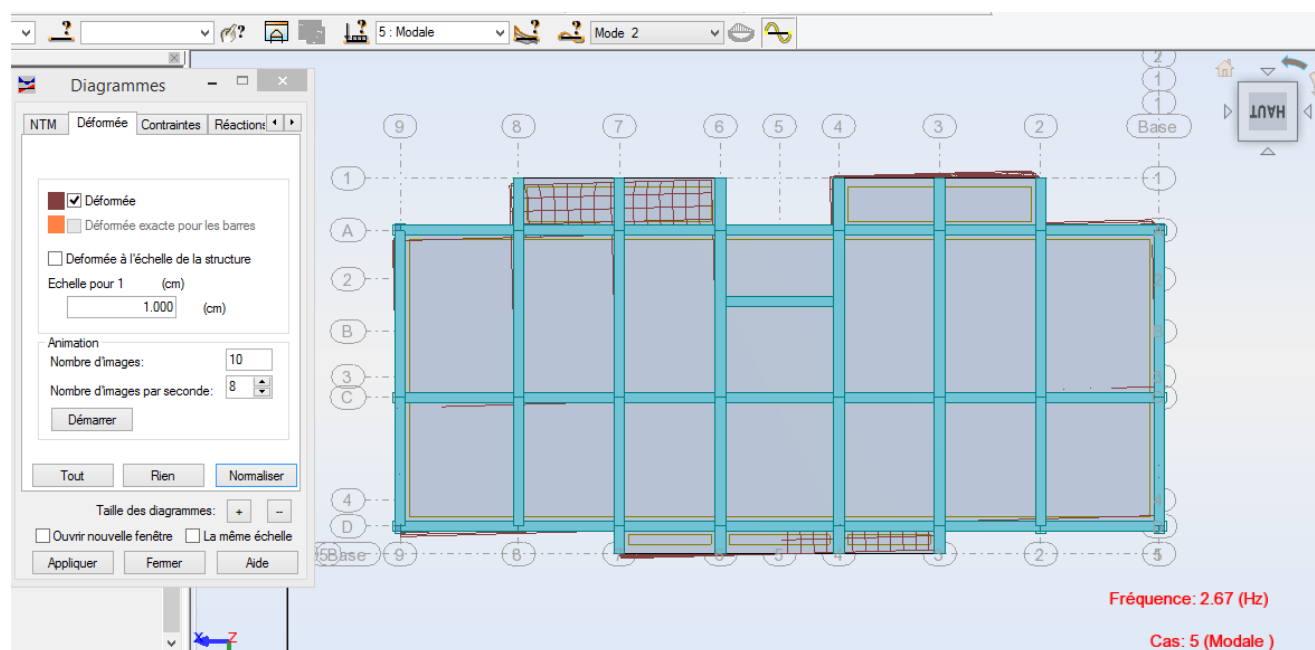


Figure.IV.3: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

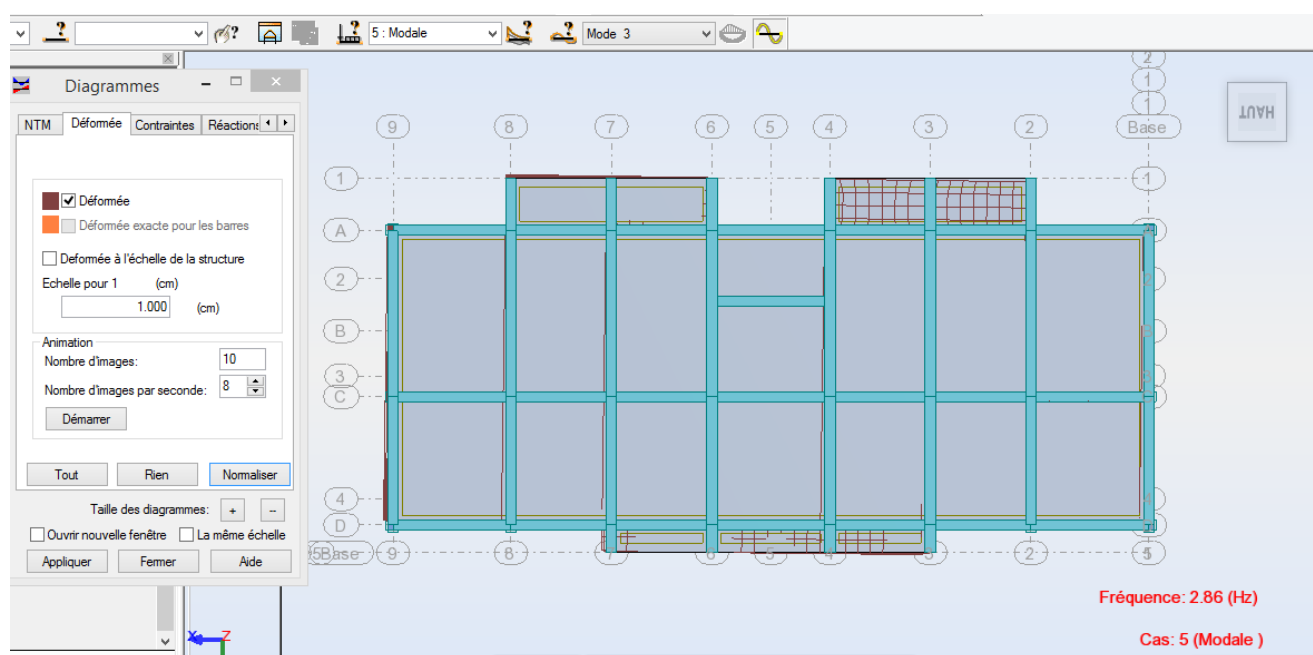


Figure.IV.4 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismique niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t < 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente :**

D'après le RPA99/V2003 (art 4.2.3), la force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen : D**

Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ξ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D = 2.5\eta$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_x = 0,32s \rightarrow D = 2,205$$

$$T_y = 0,5s \rightarrow D = 2,019$$

Tableau.IV.4: paramètre de méthode statique équivalente.

A	D		Q	R	W (KN)
0.20	D _x	D _y	1,15	3.5	10312.58
	2,205	2.019			

$$\text{Sens (X)} : V_{\text{stx}} = \frac{0,20 \times 2,205 \times 1,15}{3.5} \times 10312.58 = 1494.29 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (Y)} : V_{\text{sty}} = \frac{0,20 \times 2,019 \times 1,15}{3.5} \times 10312.58 = 1368.24 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (X)} : 0,8V_{\text{stx}} = 0,8 \times 1494.29 = 1195.43 \text{ KN}$$

$$\text{Sens (Y)} : 0,8V_{\text{sty}} = 0,8 \times 1368.24 = 1094.59 \text{ KN}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

Tableau.IV.5: Vérification de la résultante sismique.

Force sismiques	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens X-X	1494.29	1195.43	905.46	Vérifié
Sens Y-Y	1368.24	1094.59	41.02	Vérifié

VI-7 Centre de masse et Centre de torsion :

A-Centre de masse :

✓ Définition :

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masses, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau j par rapport à (o) ;

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o ;

x_i : abscisse du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ; y_i : ordonnée du centre géomètre de la masse M_i par rapport à o ; M_i : la masse N° i pris en considération.

B-Centre de torsion :

✓ Calcul de la rigidité :

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^l x_i}{\sum R_j^l} ; Y_c = \frac{\sum R_j^l y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^l = \sum \frac{12EI_y}{h_j^3} ; R_j^t = \sum \frac{12EI_x}{h_j^3}$$

$R_{x,y}$: La rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: L'inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : La hauteur d'étage.

E : Module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32\,164,20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

C-Calcul du centre de masse du bâtiment :**Tableau IV.6 Centre de masse de chaque niveau.**

Niveaux	Xi	Yi	Zi
RDC	10.92	4.23	2.92
Etagel	10.90	4.23	6.48
Etagel2	10.90	4.23	9.71
Etagel3	10.90	4.23	12.94
Etagel4	10.90	4.07	16.24

D-Calcul du centre de torsion du bâtiment :**Tableau IV.7 Centre de torsion de chaque niveau.**

Niveaux	Xi	Yi	Zi
RDC	10.32	4.92	2.92
Etagel	10.90	4.86	6.48
Etagel2	10.90	4.86	9.71
Etagel3	10.90	4.86	12.94
Etagel4	10.90	4.79	16.24

VI-8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{art 4.4.3})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. ($R = 5$)

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k \leq 1\%h_e$

h_e : Hauteur de l'étage.

Tableau.IV.8 Déplacements correspond à la combinaison des charges (G+Q+VX).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
Max	2.182	0.837	0.223	0.002	0.002	0.001
Nœud	4456	1627	2204	4410	4410	709
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Min	0	-0.002	-0.224	-0.001	-0.001	0
Nœud	27	299	775	368	368	27
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

D'après les résultats ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs maximums des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 2,14 < 0,01 ; h_e = 3,03 \text{ cm}$$

VI-9 Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude le plus important dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amène à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **les règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les types de structure, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V :
CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V-1 Etude des poutres :

V-1.1 Introduction :

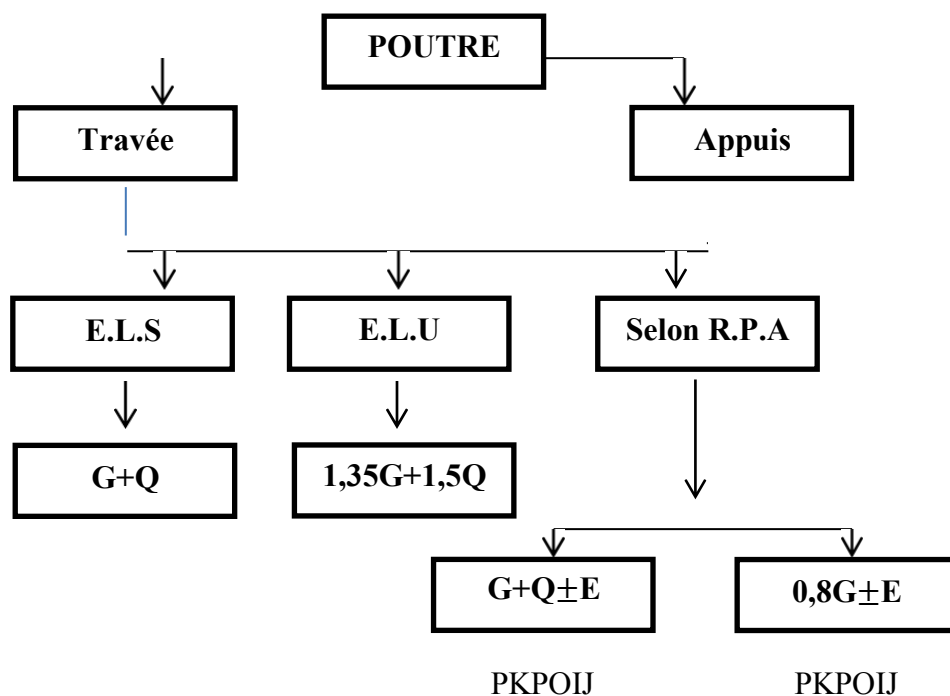
Notre structure tridimensionnel composé par des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des force verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structure Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul, selon le règlement **BAEL.91 modifie 99**, **C.B.A.93** et les **règle parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003**, pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V-1.2 Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux, les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL.91 modifie 99**, **C.B.A.93** et les **règle parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003**.

V-1.3 Combinaison de ferrailage de poutre :



V-1.3 Organigramme Combinaison de charges utilise dans les poutres

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

V- 1.4 L'étude des poutres principales :

On va prendre les moments max de la structure pour chaque combinaison et on calcule le ferrailage des poutres.

➤ Armatures longitudinales (RPA99V2003) :

- ◆ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $40\varnothing$: En zone I et IIa.
 - $50\varnothing$: En zone IIb et III.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ Armatures transversales :

- ◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S.b$
- ◆ L'espacement maximum entre les armatures comprimées sont nécessaires est :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing)$$

- ◆ En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2$.
- ◆ Les 1^{ère} armatures transversales doivent être disposées a (5cm) au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

➤ Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

τ_u : doit vérifier la condition :

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right\} = 3,33MPa. \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

V_u : effort tranchant à l'ELU.

b : largeur de la poutre ou le poteau.

d : hauteur utile.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après CBA 93, on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec :

h, b_0, d : les dimensions de la poutre.

A_s : section d'armature.

M_t : moment maximal sur travée

M_0 : moment isostatique.

➤ **Caractéristique des matériaux :**

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants :

Tableau.V.1: Caractéristique des matériaux.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation normale	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

V-1.5 Ferrailage de la poutre principale (30*40) cm² :

V-1.5.1 Ferrailage longitudinal :

On: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

a. Combinaison des charges :

Tableau.V.2: Combinaison de calcul de la poutre principale.

Combinaison	$M_{t \max}(\text{KN.m})$	$M_{a \max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	35.90	-70.76	84.44
ELS	26.05	-51.33	/
ACC	25.64	-58.01	

b-E.L.U :**➤ Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35.90 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\mu = 0,104 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065}) = 0,084$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,347 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{35.90 \times 10^{-3}}{0.347 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{70.76 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.128$$

$$\mu = 0,169 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,169 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,171) = 0,335 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{70.76 \times 10^{-3}}{0.335 \times 348} = 6.06 \text{ cm}^2$$

c-ACC :**➤ Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.24 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.035 ; \text{ avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0.85}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,115 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,115 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,044$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,044) = 0,335 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{25.64 \times 10^{-3}}{0.35 \times 400} = 1.83 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui:**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.080 ; \text{avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0.85}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,171 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,171 < \mu = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = 0,104$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,104) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{58.01 \times 10^{-3}}{0.34 \times 400} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$\textbf{Finalement : } A_{st} = \max (2.97; 1.83) = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte sur travée : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sapp} : \max (6.06; 4.26) = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopté en appui : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

V-1.5.2 Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

V-1.5.3 Condition du RPA 99/version 2003 :

$$A_{sminRPA} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.3 : les armatures adoptées.

Section (cm ²)	Travée	Ascalul é(cm ²)	Asmin RPA (cm ²)	Asmin Bael (cm ²)	Asadopt é(cm ²)	Appuis	Ascalul é(cm ²)	Asmin RPA (cm ²)	Asmin Bael (cm ²)	Asadopté(cm ²)
30×40		2.97	6	1,3	2.97		6.06	6	1,3	6.06

$$\text{On adopte sur travée : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopté en appui : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

V-1.5.4 Vérification à ELS :➤ **Sur travée :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \frac{(6.16)}{30} \left[\sqrt{\frac{1 + 30(6.16)}{7.5(6.16)^2}} - 1 \right] = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 12.12^3}{3} + 15[6.16(36 - 12.12)^2] = 70495.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{26.05 \times 10^{-3}}{70495.10 \times 10^{-8}} (0.36 - 0.1212) = 132.36 \text{ MP}$$

Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma_s} \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 132.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis :

Puisque la fissuration est peu préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \frac{(6.16)}{30} \left[\sqrt{\frac{1 + 30(6.16)}{7.5(6.16)^2}} - 1 \right] = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 12.12^3}{3} + 15[6.16(36 - 12.12)^2] = 70495.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{51.33 \times 10^{-3} \times 12.12 \times 10^{-2}}{70495.10 \times 10^{-8}} = 8.82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{51.33 \times 10^{-3}}{70495.10 \times 10^{-8}} (0.36 - 0.1212) = 260.81 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 178,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

V- 1.5.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{84.44 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0.78 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Le pourcentage maximal des aciers :

Tableau.V.4 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur travée

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ $A_s = 6.16$ $\text{cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ CV	$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ CV

Tableau.V.5 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm} < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{CV} \rightarrow$	$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm} < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV} \rightarrow$

V-1.5.6 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1,14; 1,40; 3,0)$$

$$= 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = \varnothing 8 \longrightarrow A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

D'après le BAEL91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivant :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 36; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (32,4 \text{ cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Espacement exigé par le RPA 99/version 2003 :

☒ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min (10; 16,8; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 10 \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

☒ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend : } S_t = 15\text{cm}$$

➤ Longueur de recouvrement:

$$L = 40\varnothing \longrightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ Longueur de la zone nodale :

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA99/VERSION 2003}$$

➤ La section minimale des aciers transversaux est :

☒ En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \longrightarrow 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{dans les deux zones.}$$

V- 1.5.7 Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{480} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\diamond \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{6.16}{30 \times 36} = 0.0057 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{0.75 M_0}{10 M_0} \longrightarrow \frac{40}{480} = 0.083 > \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots \dots \dots CV$$

V- 1.6 L'étude des poutres secondaire :

Avec les mêmes étapes des calculs pour les poutres principales on faites pour les poutres secondaires.

IV- 1.7 Ferrailage de la poutre secondaire (30*35) cm² :**V- 1.7.1. Ferrailage longitudinal :**

On: b = 30 cm; h = 35 cm; d = 0,9h = 31,5 cm; $\sigma_s = 348$ MPa; $f_{bc} = 14,2$ MPa; $f_{t28} = 2,1$ MPa

a. Combinaison des charges :

Tableau.V.6: Combinaison de calcul de la poutre secondaire.

Combinaison	$M_{t \max}(\text{KN.m})$	$M_{a \max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	2.34	-2.69	-7.99
ELS	1.70	-1.95	/
ACC	7.32	-12.75	

b. E.L.U :**➤ Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.34 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.0055$$

$$\mu = 0,0055 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,086 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0055}) = 0,0068$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,0068) = 0,314 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{2.34 \times 10^{-3}}{0.314 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.0063$$

$$\mu = 0.0063 < 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0.0063 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0063}) = 0.0078$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.0078) = 0.314 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{0.314 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

c. **ACC :**➤ **Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.32 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.013 ; \text{avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0.85}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.013 < 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \quad A's = 0.$$

➤ **En appui:**

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.023 ; \text{avec: } f_{bc} = \frac{25 \times 0.85}{1.15}$$

$$\mu = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.023 < 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.311 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{12.75 \times 10^{-3}}{0.311 \times 400} = 1.024 \text{ cm}^2$$

$$\textbf{Finalement : } A_{st} = \max (2.14; 5.86) = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte sur travée : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sapp} : \max (2.46; 1.024) = 2.46$$

$$\text{cm}^2 \text{ On adopté en appui : } \mathbf{4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

V-1.7.2 Condition de non fragilité :

$$\text{la section minimale : } A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

V-1.7.3 Condition du RPA 99/version 2003 :

$$A_{sminRPA} = 0.5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 35 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.7: les armatures adoptées.

Section	Travée	A _{scalulé} (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smin} Bael (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)	Appuis	A _{scalulé} (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smin} Bael (cm ²)	A _{sadopté} (cm ²)
30×40		5.86	5,4	1,14	5.86		2.46	5,4	1,14	5.4

On adopte sur travée : **4HA14 = 6.16 cm²**

On adopté en appui : **4HA14 = 6.16cm²**

Donc on choisit : **4HA14+4HA14 = 12,32 cm²**

V-1.7.4 Vérification à ELS :**➤ Sur travée :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \frac{(6.16)}{30} \left[\sqrt{\frac{1 + 30(6.16)}{7.5(6.16)^2}} - 1 \right] = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 12.12^3}{3} + 15[6.16(36 - 12.12)^2] = 70495.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} = \frac{1.70 \times 10^{-3} \times 12.12 \times 10^{-2}}{70495.10 \times 10^{-8}} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{1.7 \times 10^{-3}}{70495.10 \times 10^{-8}} (0.36 - 0.1212) = 8.63 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 8.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Sur appuis :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit:

$$Y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \frac{(6.16)}{30} \left[\sqrt{\frac{1 + 30(6.16)}{7.5(6.16)^2}} - 1 \right] = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 12.12^3}{3} + 15[6.16(36 - 12.12)^2] = 70495.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{1.95 \times 10^{-3} \times 12.12 \times 10^{-2}}{70495.10 \times 10^{-8}} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{1.95 \times 10^{-3}}{70495.10 \times 10^{-8}} (0.36 - 0.1212) = 9.90 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 9.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

V-1.7.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{7.99 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.07 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,765 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Le pourcentage maximal des aciers :**

Tableau.V.8: pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur travée .

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$	$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

Tableau.V.9 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en appuis.

En zone de recouvrement	En zone courante
$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$	$A_s < A_{\max}$ $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ $A_s =$ $6.16 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$

V-1.7.6 Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (1; 1,40; 3)$$

$$= 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = \varnothing 8 \longrightarrow A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivant :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 31,5; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA 99/version 2003 :**

☒ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min (8,75; 16,8; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 8,75 \longrightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

☒ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement:**

$$L = 40\phi \longrightarrow L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$L = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/VERSION 2003.}$$

➤ **La section minimale des aciers transversaux est :**

☒ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \longrightarrow 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72$$

On prend

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{dans les deux zones.}$$

VI-1.7.7 Vérification de la flèche :

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{? ?} \quad \frac{35}{340} = 0.102 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{? ?} \quad \frac{6.16}{30 \times 31.5} = 0.0065 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{0.75 M_0}{10 M_0} \quad \text{? ?} \quad \frac{35}{340} = 0.102 > \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V-1.8 Schéma de ferrailage des poutres :

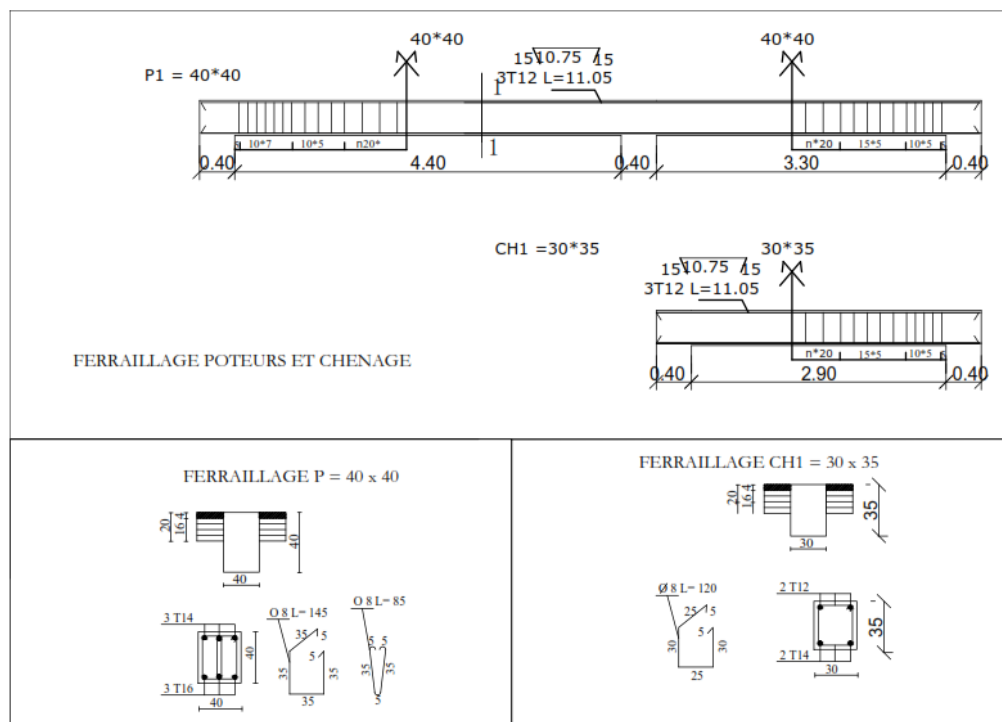


Figure.V.1 : Ferrailage de la poutre principale (30×40) et poutre secondaire (30×35).

V-2 Etude des poteaux :

V- 2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de l'Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 :

- 1.35G+1.5Q
 - G+Q
 - G+Q+E
 - G+Q-E
 - 0,8G+E
 - 0,8G-E
- RPA 99 (Article 5.2)

Pour le ferrailage des poteaux de notre structure on utilise deux méthodes ; la 1^{ère} méthodes on utilise la flexion composée avec les formules classiques et calcul manuel pour un exemple, après on utilise 2^{ème} méthodes avec flexion composée déviée avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, et EXPERT 2010.**

V- 2.2 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [Article 7.4.2.1] :

➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courant).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{b_1}, h, 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de Poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau :

Tableau.V.10 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	As _{min} RPA(cm ²)	As _{max} RPA(cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{ère}4 ^{ème} Etages	30×35	8,4	42	63

➤ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\varnothing_l, 15\text{cm}) \longrightarrow$ En zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\varnothing_l \longrightarrow$ En zone IIa.

Où : $\varnothing_l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0,3\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0,8\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ **1^{ère} Méthodes :**

✓ **BAEL 91 modifié 99 :**

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$, avec :

e_1 : excentricité dite de premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right]$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s} \right)$$

ϕ = Généralement égale à 2.

L_f = longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant.}}$

$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant.}}$

$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant.}}$

✓ Une section soumise à la flexion composée peut être :

Tableau.V.11: la flexion composée.

Section partiellement Comprimée (SPC)	Section partiellement Comprimée (SEC)	Section partiellement Tendue (SET)
-Effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. -Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$	-Si la centre de pression est à l'intérieur du noyau central ($e < h/6$) de la section totale rendue homogène.	-Si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux

V- 2.3 L'étude des poteaux 30×35 cm²:

➤ Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12: Sollicitations dans les poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

	combi	0.8G+E	ELU	G+Q+E
RDC+1 ^{ère}4 ^{ème} Etages	$N(KN)$	-82,46	-139,99	-108,66
	$M_y(KNm)$	15,317	2,092	1,14
	$M_z(KNm)$	6,922	0,643	4,091
	$V(KN)$	44,5		

➤ Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$r \leq \bar{r} = \rho_d f_{c28}$$

r : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique. $r = V/bd$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

a, b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7l_0$

Tableau .V.13 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveaux	Poteaux	V (KN)	τ (Mpa)	λg	ρd	τ_{adm} (Mpa)	Condition
RDC+1 ^{er}4 ^{eme} Etages	(30x35)	44,5	0,47	6,12	0,075	1,875	V

V- 2.4 Ferrailage des poteaux (calcul manuel):**➤ Ferrailage des poteaux 30x35 cm² :**

$h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0.9h = 0.9 \times 60 = 31,5\text{cm}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$

➤ L'enrobage c :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3,5\text{ cm et } c_0 \geq 1\text{ cm}$$

on prend: $\phi = 3,5\text{ cm et } c_0 = 1\text{ cm}$

$$c \geq 1 + \frac{3,5}{2} = 2,75\text{ cm} \rightarrow c = 3\text{ cm}$$

➤ Excentricité e :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.82}{256.02} = 0.034\text{ m}$$

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{303}{250} = 1.212 \right) \rightarrow e_a = 0.02\text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s} \right) \rightarrow \alpha = 0,948$$

ϕ = Généralement égale à 2.

L_f = longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,03 = 2,12\text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \phi) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times (2.12^2)}{10^4 \times 0.35} \times (2 + 0,948 \times 2) = 0,015\text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$\text{Donc : } 0,034 + 0,02 + 0,015 = 0,069\text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 3 = 0,14\text{ m} > e_0 = 0,06\text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_0 + \frac{h}{2} - c = (0,06 + 0,14) = 0,2\text{ m}$$

➤ **Moment fictif M_{uf} :**

$$M_{ufictif} = Nu \times e = 256.02 \times 0,2 = 51.2 \text{ KN.m}$$

$$(d - c) - M_{uf} = 256.02 \times (0,315 - 0,03) - 51.2 = 21.76 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h}) \times b \times h^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,35}) \times 0,3 \times 0,35^2 \times 14,2 = 139,63$$

$$Nu(d - c) - M_{uf} < (0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h}) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc} \rightarrow CV$$

Donc : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

V- 2.4.1 Ferrailage longitudinal :

On calcul les armatures d'une section soumise à la flexion simple sous M_{ufictif}

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} = \frac{51.2 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 18.48} = 0.093$$

$$\mu = 0,062 > 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A's = 0.$$

La section est simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,093}) = 0,12$$

$$A_{stictit} = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.12 \times 0.3 \times 0.315 \times 14.2}{400} = 0.32 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Donc, la section réelle tendue :

$$A_s = A_{stictit} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3 \times 10^{-3} - \frac{51.2 \times 10^{-3}}{400} = -3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

V- 2.4.2 Condition de non fragilité :➤ **Selon BEAL 91 :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{smin} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon RPA99/V2003 :**

$$A_{smin} \geq 0,8\% \times b \times h \rightarrow A_{smin} \geq 0,8\% \times 30 \times 35 = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \max(-3.4 ; 3,62 ; 8,4) = A_{smax} = 8,4 \text{ cm}^2$$

Donc A_s = 8,4 cm² ont adopté A_s = 6HA14 = 9,23 cm².

Tableau.V.14: ferrailage des armatures longitudinales.

Poteau (cm ²)	er (cm)	Section	Asfictif (cm ²)	Asr�elle (cm ²)	Asadopt� (cm ²)
30×35	18	partiellement comprim�e	1,34	-3.4	9,23

Les Calcul précédents sont quelle que exemple pour le calcul manuel.

V- 2.5 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.15: Sollicitation et combinaisons les plus défavorables.

Niveaux	Sections	SollicitationEt combinaisons					
		N (KN)		My (KN.m)		Mz (KN.m)	
		ELU	ACC	ELU	ACC	ELU	ACC
RDC+1�r...4�meEtages	30×35 (cm ²)	1134,64	853,14	16,07	25,85	23,77	43,75

V- 2.6 Ferrailage des poteaux (calcul logiciel):

V- 2.6.1 Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le logiciel **EXPERT 2010**, et **RPA99/Version 2003 en zone IIa**.

Le calcul du ferrailage est en **flexion composée dans le deux sens X et Y** car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant Myet Mz, les résultats des ferrillages pour les poteaux sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau.V.17: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section(cm ²)	Ascal (EXPERT) (cm ²)	Ascal (EXPERT) (cm ²)	Asmax (EXPERT) (cm ²)
		ELU	ACC	
RDC+1�r4�meEtages	30×35	2,60	5,30	5,30

Tableau.V.16: les sections calculé par EXPERT.

Niveaux	Section (cm ²)	Amin (RPA cm ²)	Asmax EXPERT (cm ²)	Asmax (cm ²)	Asadopt� (cm ²)
RDC+1�r.....4�meEtages	30×35	8,4	5,30	8,4	6HA14 = 9,23

$A_{smin} = 0,3\% \times b \times h \longrightarrow$ Zone courante.

$A_{smin} = 0,6\% \times b \times h \longrightarrow$ Zone de recouvrement

Tableau.V.18 : pourcentage total maximum des aciers longitudinaux.

Section (cm ²)	Zone courante(cm ²)	Zone de recouvrement(cm ²)
30×35	3,15	6,3

V- 2.6.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0,7l_0$$

☒ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_{\min}, 15\text{cm})$$

☒ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_{\min}$$

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\%(t.b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\lambda_g = 3,75 \rightarrow x$$

$$\lambda_g = 3 \rightarrow 0,8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5: A_{t\min} = \frac{A_t}{t \times b}$$

☒ **Zone nodale :**

$$A_t = A_{t\min} \times S_t \times b$$

☒ **Zone courante :**

$$A_t = A_{t\min} \times S_t \times b$$

Tableau.V.19: Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Ølmax (cm)	lf (cm)	λg	St zone nodale	St zone courante	At %	Atmin (cm ²) nodal	Atmin (cm ²) courante	Barres nodal	Barres courante
RDC+1 ^{er}4 ^{eme} Etages	30×50	1,4	214	6,1 2	10	15	0,92 5	1,35	2,025	4HA8	4HA10

Conformément aux règles du **RPA99/Version2003** et au **BEAUL91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieure au tiers maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_{tmax})$$

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_{tmax} \longrightarrow \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm Condition vérifiée.}$$

V- 2.7 Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le **CBA93 (art B.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normale ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_U = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right) \dots \dots \dots si \lambda > 50 \end{cases}$$

$L_f = 0,7 \times l_0$ (longueur de flambement)

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ (Rayon de gyration).

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

$B_r = (a-2) \times (b-2) \longrightarrow$ (section réduite).

Tableau.V.20: Vérification de l'effort normale ultime.

Niveaux	Section	l ₀	l _f	i	λ	α	A _s	B _r	N _u	N _u max
	(cm ²)	(m)	(m)	(cm)			(cm ²)	(cm ²)	(KN)	(KN)
RDC+1 ^{er}4 ^{eme} Etages	30×35	3,06	2,142	10,77	19,88	0,8	9,23	924	1689,9	1134,6

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} < N_u \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ Selon BAEL :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \overline{\tau_U}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

➤ Selon RPA99/V2003

$$\checkmark \quad \tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \overline{\tau_U} = \rho_a \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_a = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_a	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	Observation
RDC+1 ^{er}4 ^{eme} Etages	30×35	214,2	6,1 2	0,075	31,5	44,5	0,47	3,33	1,875	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **BEAL91** et **RPA99/Version 2003** sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

➤ Disposition constructive des poteaux :

✓ Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_t = 10 \times 14 = 140 \text{ mm} = 14 \text{ cm.}$$

✓ Longueur de recouvrement :

Selon le RPA99/V2003 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II

$$\phi = 14 \text{ mm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm.}$$

✓ Longueur de la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA99/v2003.}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} = 51; 30; 35; 60 \right) \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

Donc on prend pour tous les étages **h' = 60 cm.**

V- 2.8 Schéma de ferrailage de poteaux :

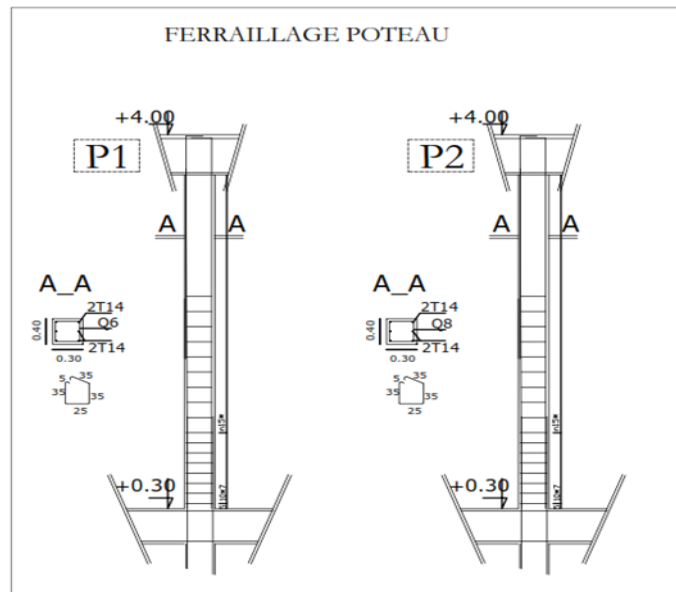


Figure.V.2: Ferrailage de poteau (30×35).

V- 3 Etude des voiles:

V-3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le **règlement BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RP9/VERSION2003**, sous l'action horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moments fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois dispositions du ferrailage, qui sont:

- Acier verticaux.
- Acier horizontaux.

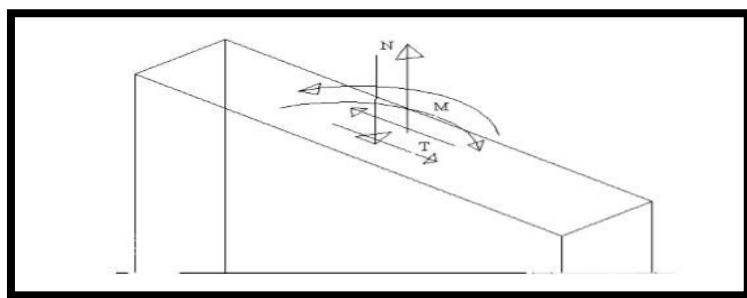


Figure.V.4 : Voile soumis à la flexion composée.

V- 3.2 Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué. A : Section transversale du voile.

y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée. I : moment d'inertie,

- **Remarque :**

Si σ_1 et σ_2 sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue μ en utilisant les triangles semblables :

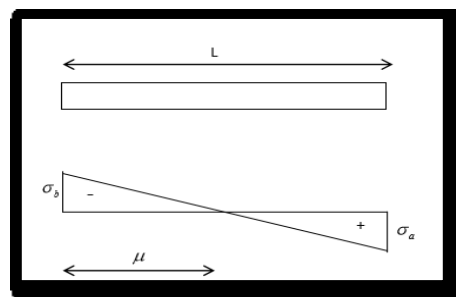


Figure.V.5 : Section partiellement comprimée.

$$T_{ang\alpha} = \frac{\sigma_b}{l - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{\sigma_b}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$$

- **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0,5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / [\frac{f_e}{\gamma_s}]$

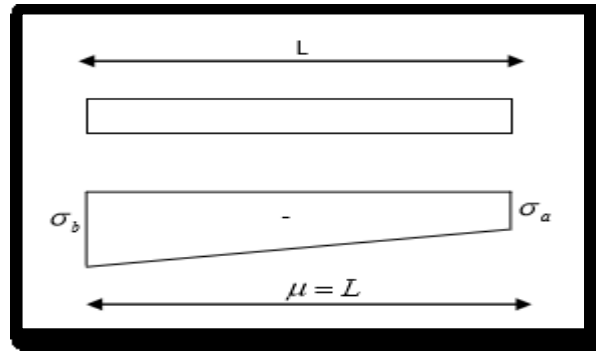


Figure.V.6 : Section entièrement tendue.

- **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

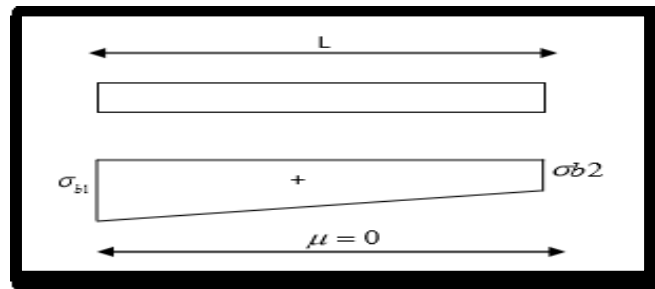


Figure.V.7 : Section entièrement comprimée.

V-3.3 Combinaison:

Les combinaisons des actions ont considérés pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$1,35G + 1,5QG + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

V-3.4 Pré dimensionnement des voiles:

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Tableau.V.22: Pré dimensionnement des voiles.

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC+1 ^{ère} 4 ^{ème} Etages	3,03	20cm

➤ **Armatures verticales :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par l'RPA99/V2003, et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

L_t = longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(1/10)$ de la largeur du voile (comme indique la figure suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

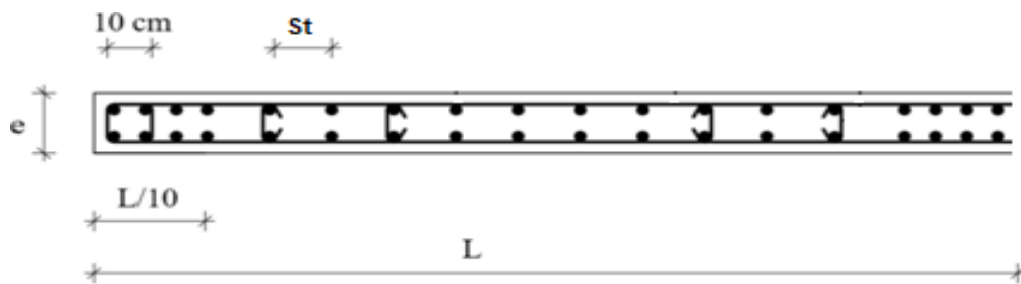


Figure.V.8 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ Armatures horizontales :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Règles communes :

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivante (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**):

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 30$$

a : épaisseur du voile

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est

donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $\rightarrow 0,15\%$
- En zone courante $\rightarrow 0,10\%$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V-3.5 Ferrailage de voile :

V-3.5.1 Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA99/version 2003**.

✓ 1^{er} Cas

$$h = L = 2,60 \text{ m} ; b = e = 0,2 \text{ m}.$$

$$L = 2,60 \text{ m}; e = 0,2 \text{ m};$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.60}{2} = 1.30 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.60^3}{12} = 0.29 \text{ m}^4$$

$$N = 1297.73 \text{ KN} ; M = 1812.92 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.60^3}{12} = 0.29 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 2,60 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V \rightarrow \sigma_1 = \frac{1297.73}{0.52} + \frac{1812.92}{0.29} (1.30) = 10622.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1297.73}{0.52} - \frac{1812.92}{0.29} (1.30) = -5631.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 < 0 \\ \sigma_2 > 0 \end{array} \right. \longrightarrow \text{(Section partiellement comprimée)}$$

- **Calculé la zone tendu**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)+1\right]} = \frac{2.60}{\left[\left(\frac{10622.51}{5631.24}\right)+1\right]} = 0.9 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{10622.51 \times 0.9 \times 0.2}{2} = 956.02 \text{ KN}$$

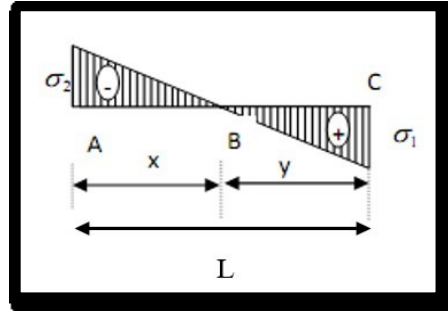


Figure.V.9 : Schéma statique des contraintes.

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{956.02 \times 10^3}{400} = 23.9 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0.002 \times 0.2 \times 0.9 = 3.6 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRPA} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 2.60 = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{svl} = \max (A_s, A_{sminRPA}) = (23.9 ; 7.8) = 23.9 \text{ cm}^2.$$

✓ **2^{ème} cas**

$$h = L = 2.60 \text{ m} ; b = e = 0.2 \text{ m}.$$

$$L = 2.60 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; v = 1.3 \text{ m}$$

$$I = 0.29 \text{ m}^4 // A = 0.52 \text{ m}^2$$

$$N = 1691.22 \text{ KN} ; M = 14301 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V \rightarrow \sigma_1 = \frac{1691.22}{0.52} + \frac{14301}{0.29} (1.30) = 67360.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1691.22}{0.52} - \frac{14301}{0.29} (1.30) = -60855.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_2 > 0 \\ \sigma_2 < 0 \end{cases} \rightarrow (\text{Section partiellement comprimée})$$

✓ **Calculé la zone tendu**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)+1\right]} = \frac{2.60}{\left[\left(\frac{67360.27}{60855.58}\right)+1\right]} = 1.23 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{67360.27 \times 1.23 \times 0.2}{2} = 8285.31 \text{ KN}$$

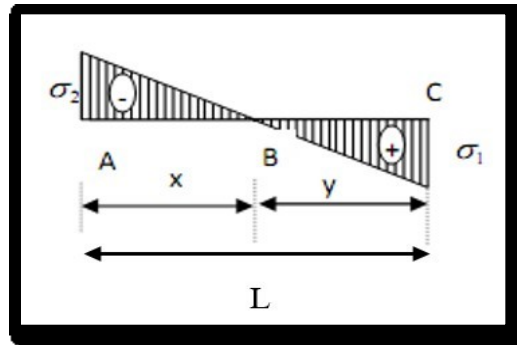


Figure.V.10 : Schéma statique des contraintes.

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{8285.31 \times 10^3}{400} = 20.71 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{s\min RPA} = 0,20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{s\min RPA} = 0,002 \times 0,2 \times 1.23 = 4.92 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante: D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{s\min RPA} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 2.60 = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv2} = \max (A_s, A_{s\min RPA}) = (20.71 ; 7,8) = 20,71 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Donc } A_{s\text{vertical}} = \max (A_{sv1} ; A_{sv2}) = (23.9 ; 20,71) = 23,9 \text{ cm}^2$$

➡ On adopté : 6 HA 12 = 24,13 cm².

V-3.5.2 Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4V/bd.$$

V : effort tranchant à la base du refond.

b: la largeur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0,9h = 303 \times 0,9 = 272,7 \text{ cm}$$

h= hauteur de la section.

$$\bar{\tau} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$V = 42,49 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \times \frac{42,49 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,727} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = 0,109 < 3,75 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

V-3.5.3 Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91 on a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \times K ; f_{tj}^* = \min\{f_{tj} ; 3 \text{ MPa}\}$$

K=0 cas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1,5e ; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

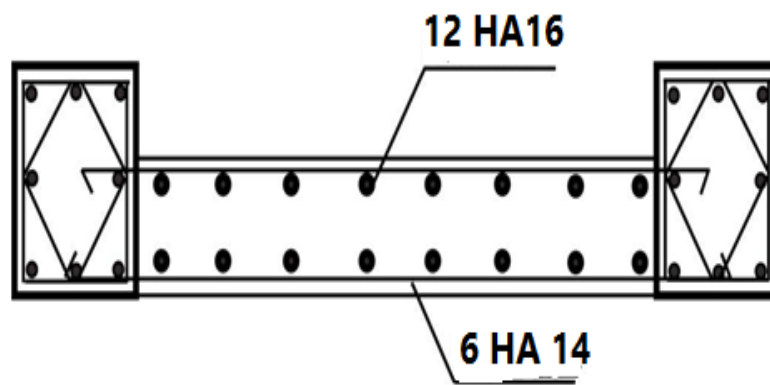
$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b = \frac{0,109 \times 25}{0,9 \times 348} \times 20 = 0,174 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante qui doit être armée d'un quadrillage d'armature en double nappe est :

- Pour : $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot h$
- Pour : $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot h$

$$\text{On a: } \tau = 0,187 \text{ MPa} \leq 0,625 \Rightarrow A_t = 0,0015 \times 20 \times 303 = 6,12 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** on adopte **6 HA 12 = 6,79 cm².**

V-3.6 Schéma de ferrailage de voile:**Figure.V.11 : Ferrailage de voile 20cm.**

CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1 ETUDE DES FONDATIONS :

VI- 1.1 Introduction:

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles,...) ; cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques qui ne peuvent être traitées dans le cadre des présentes régies.

La détermination des dimensions des éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI- 1.2 Choix de types de fondation :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI- 1.3 Différents types de fondations :

Il existe quatre types de fondation :

✓ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

✓ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, puits, pieux.

✓ Les fondations spéciales :

Colonnes ballastées : il s'agit de colonnes de pierres ou graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

✓ Les fondations surfaciques ou radier :

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appui deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voûte.

VI-1.4 Calcul des surfaces nécessaires des fondations :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{fondation}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations.

Donc :

$$S_{Fondation} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

On a: $N_{ser} = 10312.58 \text{ KN}$

$\overline{\sigma_{sol}} = 2.8 \text{ bars} = 0,28 \text{ MPa} = 280 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow S_{Fondation} = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{10312.58}{280} = 36.83 \text{ KN/m}^2$$

La vérification de pourcentage d'occupation de surface selon le DTR BC 2.331 pour choisir le type de fondation :

$$\frac{S_{Fondation}}{S_{batiment}} = \frac{36.83}{196.69} = 0.18 \frac{KN}{m^2} \rightarrow 18\% < 50\%$$

Alors la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface du sol d'essais, on détermine le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

D'après le **RPA 99/Version 2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par **BEAL 91** :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$

VI-1.5 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée. N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol

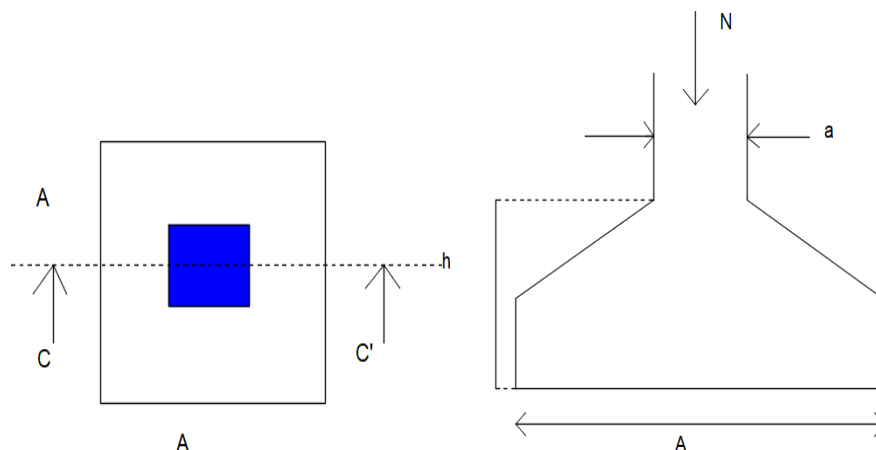


Figure.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

$$N = 537.84 \text{ KN} ; \overline{\sigma_{sol}} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} ; \text{on } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N_{ser}}{a \times \overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{0.3 \times 537.84}{0.4 \times 280}} = 1.20 \text{ m}$$

Pour notre structure ont adopté une semelle filante.

VI-2 Etude des longrines :

VI-2.1 Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction.

VI-2.2 Rôle:

C'est roulier les point d'appuis d'un même bloc pour résiste ou déplacement horizontale de ces point d'appuis.

VI- 2.3 Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA99/Version 2003 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ sites de catégorie S2, S3.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de $(30 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$\text{On } F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec : N c'est la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [$N = 537.84 \text{ KN}$].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone IIa : S2 $\longrightarrow \alpha = 15$]

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{537.84}{15} = 35.856 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$

VI-2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{35.856 \times 10^{-3}}{348} = 0.10 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99/Version 2003**, la section minimale est de :

$$A_{smin} = 0,6\%B = 0,6\% \times 30 \times 25 = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{st} = 0.10 ; A_{smin} = 4,50) = 4,50 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6HA12 de section 6,79 cm²**

VI-2.5 Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,3 \times 0,25 \times 0,00525$$

$$A_{st} = 4,50 \text{ cm}^2 \geq 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VI- 2.6 Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2}$

VI-2.7 Espacement des cadres:

D'après le **RPA99/Version 2003** on a :

$$S_t \leq \min (15\varnothing, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (15 \times 1,20 = 18 \text{ cm}, 20\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI-2.8 Schéma de ferrailage :

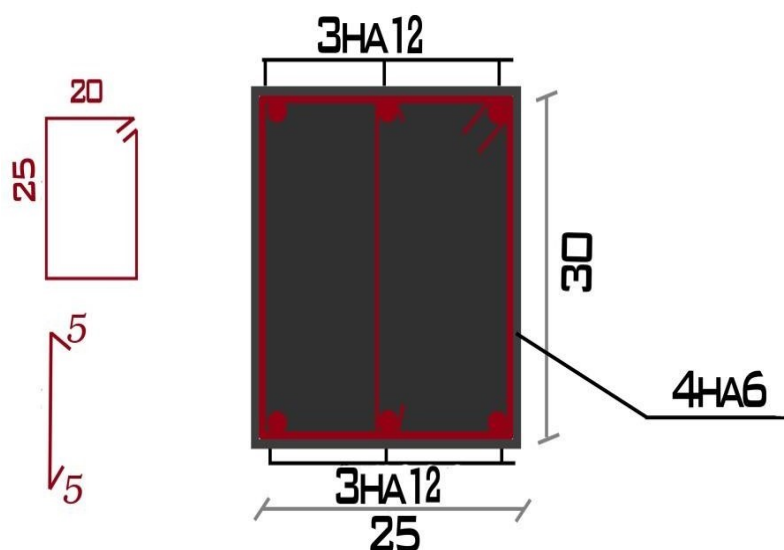


Figure. VI.2 : Ferrailage de longrine.

Conclusion générale

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure, nécessite l'analyse de plusieurs configurations du système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voile permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus résistance qu'économique.

D'autre part, cette présente étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures.

Le but de l'étude est de concevoir et de créer une structure identique aux différentes règles, en particulier les règles parasismiques Algériennes **RPA99/V2003**, afin d'incarner véritablement cette structure sans restrictions ni obstruction et en sécurité et en économie.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait toutes les exigences.

Bibliographie

- ◆ **Béton-armé-BAEL-et-DTU-associés** : (Jean-Pierre Mougin. Béton armé BEAL 91 modifié 99 et DTU Associés. Edition Eyrolles, 2000 Quatrième tirage 2006).
- ◆ Cahiers de cours béton du cursus.
- ◆ **DTU BAEL 91** : (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limités révisées 99).
- ◆ **DRT BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION 2003 (Center national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen Day Alger).
- ◆ **DTR BC-2.4** : Règles de conception et calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ◆ **DTR BC 2.2** : (charge permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- ◆ Résumé d'organigrammes BAEL (Zakariae EL KOMIRY ; Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BEAL ; 2015).
- ◆ SminaireCGS_AnalyseDynamiquedesStructures_0405et06Juin2012.

Autres documents consultés :

- ◆ Cahier de cours de cursus.
- ◆ Mémoire de fin d'étude.
- ◆ Thèses des années précédentes.
- ◆ AMOURI, Z et BOUDJOURAF, H.E. (2015). Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé. Mémoire de Master Génie civil Structures. Guelma : Université du 8 Mai 1945 Guelma .
- ◆ BENMAR, M et KHALILI, A. (2015). ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT « 2 SOUS-SOL, 2 ENTRESOLS, RDC + 10 ETAGES » A USAGE MULTIPLE. Mémoire de Master Génie civil Structure. Tlemcen : Université Abou Bekr-Belkaid .
- ◆ BEDADI Laid et DJOUDI Khelil . (2007). Etude d'une tour « SOUS-SOL+ RDC + 9 ETAGES » à ossature contreventée par noyau central à usage d'habitation, bureaux , commerces et parking . Mémoire de D'ingénieur d'état en Génie civil Constructions Civiles et Industrielles . Ouargla : Université KASDI Merbah de Ouargla.
- ◆ Mlle. KEBKOUB Khawla et Mr. SOUADKIA Ismail . (2019). Étude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par voiles-portiques en béton armé. Mémoire Présenté en vue de l'obtention du diplôme du master en génie civil Matériaux en génie civil . Université d'El-oued .

Logiciels utilisés :

- ◆ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- ◆ AutoCAD 2015 - Français (French)
- ◆ Microsoft Word 2013.
- ◆ Microsoft Excel 2013.

Annexes

