

ÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Par :

AOUED Aida

CHERGUI Hadjira

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation
implanté à Tiaret**

Date de soutenance : 24/ 06 / 2024

Devant la commission de jury composée de :

Président	Dr. Y.TLIDJI	MCA
Encadrante	Dr K.OUAZIR	MCB
Examineur	Dr. R.BENFERHAT	MCA
Examinatrice	Dr. N.ZOUATNIA	MAB
Examineur	Pr. K.DRAICHE	Professeur

PROMOTION : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ




Remerciement

Premièrement, nous tenons à remercier ALLAH qui nous a données la force et la patience pour achever ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent tout d'abord à notre encadrante, docteur OUAZIR KHATIMA, tout au long de ce travail, elle a su nous apporter un soutien constant, une disponibilité, une écoute, une confiance et des conseils précieux et avisés à la hauteur de ses compétences et de ses réelles qualités humaines.

A tous les membres du jury, nous adressons nos remerciements les plus sincères pour avoir accepté d'examiner ce long travail et pour avoir rehaussé de leur présence cette soutenance.



Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce travail à :

- A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect :
mon cher père *ABDELKADER*
- A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère *REKIA*
- A mes chers frères « *MOHAMED, YACINE, HEBRI* » et mon fiancé *SIDAHMED* ; qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.
- A mes chères sœurs « *SOUAD, AMRA, HAYET, AMEL* », et les princesses *KHOLOUD, CHAIMA* ». Que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.
 - A mes meilleures amies « *CHAIMA, CHAHRA, RAZIKA, NIYAN115* »
 - Sans oublier mon binôme *HADJIRA* pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.



A. AIDA

Dédicace

C'est avec l'aide et la grâce du Dieu que j'ai achevé ce travail modeste que je dédie :

♥Une ma très chère mère ♥

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la Source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne pourra être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

♥A mon très cher père ♥

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consenti pour mon éducation et ma formation.

♥A mes frères et sœurs ♥

Saleh, Khadija, Fatima, Aboubaker et Fariha Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite. Nous n'oublions pas non plus les jeunes petits-enfants, **Mohamed**

Sayed Ali, Souhila, Soulafa, Abed Elhak, et mes bien-aimés, Yasmin

Et Aicha, et l'oiseau chanteur chaimaetRekia, Youcef.

Je dédie également ce mémoire à mon très cher binôme, **Aida**

Je n'oublie pas la femme de mon frère, mais je dis ma sœur, **Feirrouz**

إلى كل من وسعتهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي إليك أنت يا من تتصفح مذكرتي



CH.HAJDIR

Table de matière

RESUME :	I
ABSTRACT:.....	II
ملخص.....	III
LISTE DES ABREVIATIONS	
LISTE DES FIGURES:	
LISTE DES TABLEAUX :	
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET LES HYPOTHESES DE CALCUL	
I. INTRODUCTION :	3
I.1. Liaison entre l'architecte et l'ingénieur :	3
I.2. Défis auxquels sont confrontés les ingénieurs :	3
I.3. Méthode de calcul et les matériaux utilisés :	3
I.4. Présentation de l'ouvrage étudiée :	4
I.5. Caractéristique du bâtiment :	4
I.5.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment	4
I.5.2. Caractéristiques géotechniques du sol.....	4
I. 6.Description structurale	5
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.7.1. Béton armé	6
I.7.2. Béton	6
I.7.3. Historique du béton :	7
I.7.4. Principaux caractéristiques et avantages du béton.....	8
I.7.5. Inconvénients du béton armé :	8
I.8. Résistance mécaniques du béton :	9
I.9. Aciers	12
I.9.1. Contrainte limite de l'acier	12
I.10. Règles et hypothèses de calcul.....	13
I.11. Combinaisons de calcul.....	15
Conclusion I.....	16
CHAPITRE II :	
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
II. INTRODUCTION	17
II.1. Cheminement des charges a lieu du haut vers le bas :	17
II.2. Pré- dimensionnement des éléments :	18
II.2.1.Pré dimensionnement des poutres	18

II.3. Les planchers :	20
II.4. Evaluation des charges et surcharges	21
II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :	23
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :	24
II.6. Pré-dimensionnement des voiles :	28
Conclusion II.....	29

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

III. INTRODUCTION.....	30
III.1. Planchers à corps creux	30
III.2. Dimensionnement des poutrelles	30
III.3. Calcul des poutrelles	32
III.3.1. Méthodes de calcul	32
III.3.2. Calcul des sollicitations maximales	32
III.4. Calcul des sollicitations	36
III.5. Calcul des poutrelles de planchers RDC et Etages courants :	42
III.5.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	42
III.6. Ferrailage des poutrelles :	46
III.6.1. Calcul les armatures longitudinales :	46
III.6.1.1. Calcul de ferrailage :	47
III.7. Vérification des contraintes à l'ELS :	48
III.7.1. Calcul des contraintes:.....	49
III.8. Armatures transversales :	50
III.9. Vérification de la flèche :	50
Conclusion III :	55

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV. INTRODUCTION.....	56
IV.1.1. Etude de l'acrotère :	56
IV.1.2. Calcul des sollicitations :	56
IV.1.2.1. Evaluation et combinaison des charges :	57
IV.1.2.2. Vérification de la compression partielle ou entière de la section :	57
IV.1.2.3. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :	58
IV.1.2.4. Calcul de la section d'armature :	58
IV.1.2.5. Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle :	59
IV.1.2.6. Vérification des contraintes (ELS) :	59

IV.1.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme:.....	60
IV.2 Etude d'escalier	61
IV.2.1. Définition :.....	61
IV.2.2. Dimensionnement des escaliers :.....	63
IV.2.3. Evaluation des charges et des surcharges :.....	64
IV.2.4. Sollicitation aux Etats limites	65
IV.2.5. Vérification	71
IV.2.6. Etude de la poutre palière :.....	72
IV.3. Le balcon :	76
IV.3.1. Evaluation et combinaison des charges :.....	77
Conclusion VI :	79

CHAPITRE V :

ETUDE SISMIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE

V. INTRODUCTION :	80
V.1. Objectif de l'étude dynamique :	80
V.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques:.....	80
V.3. Classification de l'ouvrage :	80
V.4. Spectre de réponse de calcul :.....	81
V.5. Justification de la sécurité:	96
V.5.1. Calcul de la force statique équivalente :	96
V.6. Vérification de la résultante des forces sismique :.....	98
V.7. Vérification du période :.....	98
V.8. Coefficient de participation modale :	98
V.9. Calcul et vérification des déplacements :	99
V.10. Justification de l'effet $P - \Delta$:	100
Conclusion V :	101

CHAPITRE VI :

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI. INTRODUCTION :.....	101
VI.1. Combinaisons de calcul :.....	101
VI.2. Ferrailage des poutres :.....	101
VI.2.1. Les armatures longitudinales :	101
VI.2.1.1. Exemple de calcul :.....	101
VI.3. Vérifications :	102
VI.3.1. Poutre principale (30X40)cm ² :.....	102

VI.4. Ferrailage des poteaux :	106
VI.5. Les sollicitations défavorables :	107
VI.5.1. Exemple de calcul :	107
VI.6. Vérification	108
VI.7. Calcul et ferrailage des voiles :	110
VI.7.1. Principe de calcul :	110
VI.8. Détermination des contraintes:	112
VI.9. Calcul des armatures horizontales :	113
VI.10. Calcul des armatures transversales :	113
VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement:	113

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII. INTRODUCTION :	114
VII.1. Avantages et inconvénients des fondations superficielles :	114
VII.2. Combinaisons action	114
VII.4. Dimensionnement des semelles :	117
VII.5. Ferrailage :	119
VII.5.1. Calcul des armature (à L'ELU) :	119
VII.6. Vérification des contraintes:	121
VII.7. Ferrailage :	122
VII.7.1. Calcul des armatures :	122
VII.8. Définition des longrines : ²	122
VII.8.1. Dimensionnement des longrines :	122
VII.8.2. Ferrailage de longrine :	122

Conclusion générale :

Référence bibliographique

Résumé :

Ce travail présente une étude technique d'un bâtiment en béton armé destiné à un usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et de quatre étages (R+4), avec une irrégularité en plan. Le projet sera situé dans la wilaya de Tiaret, classée en zone de faible sismicité (zone I) selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) modifié en 2003. La structure est contreventée par un système mixte.

Après le prédimensionnement des éléments structuraux, le calcul des éléments secondaires est effectué, suivi d'une étude dynamique, sismique et d'une modélisation numérique pour déterminer les paramètres de réponse sismique du bâtiment ainsi que les efforts générés par diverses sollicitations.

Cette analyse est réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. Les résultats obtenus sont ensuite utilisés pour dimensionner les éléments résistants conformément aux combinaisons et aux exigences constructives spécifiées par les normes réglementaires notamment BAEL 91 modifié 99, le CBA 93 et le RPA 99/version 2003.

Enfin, l'étude de l'infrastructure inclut le calcul de deux types de fondations : semelle isolée et semelle filante.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Fondations, RPA99/version 2003, BAEL91 modifié 99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

Abstract:

This work presents a technical study of a reinforced concrete residential building consisting of a ground floor and four stories (G+4), with a plan irregularity. The project will be located in the wilaya of Tiaret, classified as a low seismicity zone (Zone I) according to the Algerian seismic code (RPA 99) modified in 2003. The structure is braced by a mixed system.

After the preliminary sizing of structural elements, the calculation of secondary elements is conducted, followed by a dynamic, seismic study, and numerical modeling to determine the seismic response parameters of the building and the forces generated by various loads. This analysis is performed using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. The results obtained are then used to size the resistant elements according to combinations and construction requirements specified by regulatory standards, notably BAEL 91 modified 99, CBA 93, and RPA 99/version 2003.

Finally, the study of the infrastructure includes the calculation of two types of foundations: isolated footings and continuous footings.

Keywords:

Building, Reinforced Concrete, Foundations, RPA99/version 2003, Modified BAEL91/99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

ملخص

هذا العمل يقدم دراسة مفصلة لمبنى يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربعة طوابق سكنية، والذي سيتم تنفيذه في ولاية تيارت، المصنفة في المنطقة الأولى وفقا للنظام المضاد للزلازل

يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة نظام مختلط للتثبيت وتوزيع جيد للجدران العمودية. بعد التقدير المبدئي للعناصر الهيكلية، يتم حساب العناصر الثانوية، ومن ثم يتم إجراء دراسة ديناميكية وزلزالية، بالإضافة إلى التحليل النموذجي الرقمي لتحديد معاملات استجابة الزلازل للمبنى والقوى الناتجة عن التحميل المختلفة.

يتم إجراء هذه الدراسة باستخدام برنامج Analysis Structural Robot Autodesk Professional 2019. للوثائق التنظيمية، وهي الخرسانة المسلحة في حالة الحدود 91 يتم حساب تسليح جميع العناصر وفقاً للمعدل 99 , حساب الخرسانة المسلحة 93 والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003.

أخيراً، يُظهر دراسة البنية التحتية أن أساسات هذا المبنى تتكون من نوعين: أساسات مفردة وأساسات مستمرة.

الكلمات المفتاحية :

الكلمات المفتاحية : العمارة، الخرسانة المسلحة، الاساسات ، الخرسانة المسلحة في حالة الحدود 91 المعدل 99 , حساب الخرسانة المسلحة 93 , القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 ,

برنامج Structural Robot Autodesk

Analysis Professional 2019

Liste des abréviations

Abréviation	Signification
RDC	Rez-de- chaussée
γ_{BA}	Poids volumique de béton arme
γ_B	Poids volumique de béton non arme
f_{c28}	Résistance du béton à la compression
f_{t28}	Résistance du béton à la traction
C	Cohésion
φ	Angle de frottement
E_i	Module de déformation instantanée de béton
γ_b	Coefficient partiel du béton
E	Raccourcissement longitudinal
V	Coefficient de poison
HAfe400	Acier longitudinale à haute adhérence
FeE235	Acier transversale ronds lisses
E	Module d'élasticité de l'acier
γ_s	Le coefficient partiel de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanente
Q	Surcharge d'exploitation
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
0,85	Coefficient de minoration tient compte de l'altération béton sur l'acier
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement
h_t	Epaisseur du plancher
L	Portée maximale dans le sens des poutrelles
RPA99/2003	Règlement Parasismique Algérienne
p_p	Poutre principale
C_v	Condition vérifie
N_G	Effort normal dû aux charges permanentes
N_Q	Effort normal dû aux charges d'exploitation
I	Rayon de giration

I	Moment d'inertie de la section
B	Aire de la section de béton
L_f	Langueur de flambement
Nu	Effort normal admissible à l'ELU
λ	Elancement mécanique
Br	Section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle
As	Section d'armature dans le poteau
α	Coefficient de l'élancement
M	Moment en général
M_t	Moment en travée
M_w	Moment a l'appui de gauche
M_e	Moment a l'appui de droite
b₀	Largeur de la poutrelle
L	Entre axes des poutrelles
p. m	Veut dire par mètre
F_p	La force statique équivalente horizontale
A	Coefficient d'accélération
W_p	Poids propre de l'acrotère
C_p	Facteur de force horizontale
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'accélération de zone
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
W	Poids total de la structure
T₁ et T₂	Période caractéristique, associée à la catégorie du site
η	Facteur de correction d'amortissement
ξ(%)	Pourcentage d'amortissement critique
h_N	Hauteur de la structure mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau
C_T	Coefficient en fonction d système de contreventement et du type de remplissage
W_{Qi}	Charges d'exploitation
W_{Gi}	Poids du aux charges permanentes

F_i	Effort horizontal revenant au niveau i
h_i	Niveau du plancher on s'exerce la force F_i
h_j	Niveau du plancher quelconque
W_i, W_j	Poids revenant aux plancher i,j

Liste des figures:

Figure I.1: Eprouvette cylindrique en béton.....	9
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	10
Figure I.3: Diagramme des contraintes.....	11
Figure I.4: Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELS.....	11
Figure I.5: Diagramme contrainte- déformation d'acier.....	13
Figure I.6: Diagramme des déformations limitent de section règle des trois pivots BAEL91	14
Figure II.1: Cheminement des charges.....	17
Figure III.2: L'organigramme récapitulatif des pré-dimensionnement des éléments structuraux.	18
Figure II.3: Dimensions des poutres principales et poutres secondaires.	20
Figure II.4: Dimensionnement de plancher à corps creux.	21
Figure II.5: Plancher terrasse inaccessible.....	21
Figure II.6: Plancher étage courants.....	22
Figure II.7: Coupe transversale du mur extérieur.....	23
Figure II.8: Section du poteau le plus sollicité.....	24
Figure II.9: Section réduite du poteau.	26
Figure II.10: Coupe de voiles en élévation.	29
Figure II.11: Coupe de voiles en plan.....	29
Figure III.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	30
Figure III.2: Section considérée pour le calcul du ferrailage."SOCOTEC"	32
Figure III.3: Poutre à deux travées.....	34
Figure III.4: Poutre à plusieurs travées.....	34
Figure III.5: Types des poutrelles de notre structure à L'ELU (Plancher terrasse inaccessible).	36
Figure III.6: Types des poutrelles de notre structure à L'ELU (RDC et Plancher étage courants).....	36
Figure III.7: Poutre à deux travées du plancher terrasse inaccessible.	37
Figure III.8: Diagramme des moments et efforts tranchants pour poutre à deux travées.	38
Figure III.9: Poutre à quatre travées du plancher terrasse inaccessible.	38
Figure III.10: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de quatre travées."BeamDesign".....	40
Figure III.11: Poutre à cinq travées du plancher terrasse inaccessible.	40
Figure III.12: Diagramme des moments et l'effort tranchant à poutre de cinq travées."BeamDesign".....	41
Figure III.13: Poutre à deux travées du plancher étages courants.....	42
Figure III.14: Poutre à quatre travées du plancher étages courants.....	43

Figure III.15: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de quatre travées. ’’BeamDesign’’	44
Figure III.16: Poutre à cinq travées du plancher étage courants.	44
Figure III.17: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de cinq travées.	45
Figure III.18: Section de calcul (65×20)cm ² ’’SOCOTEC’’	47
Figure III.19: Ferraillage des poutrelles dans terrasse et étages.	55
Figure IV.1: Représentation de l'acrotère.	56
Figure IV.2: Schéma de ferraillage de l'acrotère.	61
Figure IV.3: Composants d'escalier. "Source Google"	62
Figure IV.4: Vue en plan de l'escalier.	62
Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier à paillasse avec palier de repos.	63
Figure IV.6: Schéma statique de l'escalier (paillasse, palier)’’ELU’’	66
Figure IV.7: Schéma statique(ELU).	66
Figure IV.8: Schéma statique(ELU).	67
Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissant"RDM6"	67
Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants."RDM6"	67
Figure IV.11: Schéma statique de l'escalier (paillasse, palier)’’ELS’’	68
Figure IV.12: Schéma statique de section 1-1 (ELS).	68
Figure IV.13: Schéma section 2-2 (ELS).	69
Figure IV.14: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS"RDM6".	69
Figure IV.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS"RDM6"	69
Figure IV.16: Schéma du ferraillage de l'escalier.....	72
Figure IV.17: Schéma statique de la poutre palière.....	72
Figure IV.18: Schéma du ferraillage de la poutre palière.	75
Figure IV.19: Schéma du balcon type I	76
Figure IV.20: Schéma du balcon type II.	76
Figure IV.21: Schéma de ferraillage d balcon.....	79
Figure V.1: Organigramme des trois méthodes d'analyse sismique.	81
Figure V.2: Lancement du programme ROBOT.	85
Figure V.3: Environnement du travail	85
Figure V.4: Organigramme de calcul.....	86
Figure V.5: Organigramme globale des données.....	87
Figure V.6: Réglage des normes.....	87
Figure V.7: Ligne de construction (position X, Y, Z).....	88
Figure V.8: Profil.....	88

Figure 4V.9: Type de profilé Pp (30X40) ; Ps (30X35) ; PT40.	89
4Figure V.10: Définition des barres.	89
Figure V.11: Définition des panneaux.	90
Figure V.12: Définition le plancher (16+4).....	90
Figure V.13: Définition d'épaisseur des panneaux.	90
Figure V.14: Définition des liaisons rigides.	91
Figure V.15: Cas de charge.	91
Figure V.16: Définition de la charge.	92
Figure V.17: Combinaisons.....	92
Figure V.18: Vue en 3D de la structure modélisée.	93
Figure V.19: Option de calcul.	93
Figure V.20: Définition d'un nouveau cas.....	94
Figure V.21: Paramètres RPA99.	94
Figure V.22: Diagramme de spectre de réponse.....	95
Figure V.23: Translation suivant x	95
Figure V.24: Translation suivant y	95
Figure V.25: Rotation suivant z.....	96
Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poutres principales de rive (Etage et Terrasse).	105
Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poutres principales intermédiaire (Etage et Terrasse).	106
Figure VI.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaire de rive (Etage et Terrasse).....	106
Figure VI.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire intermédiaire (Etage et Terrasse).....	106
Figure VI.5: Schéma de ferrailage des poteaux (40x40)cm.	110
Figure VI.6: Section entièrement comprimée.	111
Figure VI.7: Section entièrement tendue.....	111
Figure VI.8: Section partiellement comprimée.	112
Figure VI.9: Schéma du voile+poteau.	Error! Bookmark not defined.
Figure VI.10: La disposition des armatures verticale dans les voiles.....	113
Figure VII.1: L'organigramme récapitulatif le calcul et le type, choix des fondations.	114
Figure VII.2: Organigramme des combinaisons d'action.	115
Figure VII.3: Semelle isolées sous poteaux.	116
Figure VII.4: Semelle continue sous mur.	116
Figure VII.5: Semelle continue sous poteaux.	116
Figure VII.6: les modes de rupture de fondation superficielle.....	118

Liste des tableaux :

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du bâtiment(en élévation).....	4
Tableau I.2: Caractéristiques géométriques du bâtiment(en plan).	4
Tableau I.3: Récapitulatif les caractéristiques géotechniques du sol.	4
Tableau I.4: Résistance caractéristique à la compression à j jours.....	9
Tableau I.5: Coefficient des charges de la durée d'application.	10
Tableau I.6: Coefficient de sécurité du béton en fonction de la situation.	10
Tableau I.7: Coefficient de sécurité de l'acier en fonction de la situation.....	13
Tableau I.8: Représente η en fonction de la situation.	13
Tableau I.9: Hypothèses de calculs.	16
Tableau II.1: Récapitulatif les sections des poutres.	19
Tableau II.2: Vérification selon RPA99 les conditions (poutres principale et secondaire).	20
Tableau II.3: Dimensions de plancher à corps creux.	21
Tableau II.4: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).....	22
Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.	22
Tableau II.6: Evaluation des charges du Murs extérieures selon DTR.	23
Tableau II.7: Récapitulatif les majorations des efforts de compression.	25
Tableau II.8: Vérifications de coffrage des poteaux.	28
Tableau III.1: Les charges des poutrelles à L'ELU et L'ELS (Etage et terrasse).	36
Tableau III.2: Récapitulatif les moments et les efforts tranchant (ELU et ELS) " terrasse"	41
Tableau III.3: Récapitulatif des sollicitations des poutrelles à deux travées selon MF.	43
Tableau III.4: Récapitulatif les valeurs des moments et efforts tranchant à L'ELU et ELS. 'RDC et Etages courants'.....	46
Tableau III.5: Vérification les conditions de la flèche selon CBA93 plancher terrasse.....	50
Tableau III.6: Vérification les conditions de la flèche selon CBA93 plancher RDC et Etages courants.	53
Tableau IV.1: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.....	57
Tableau IV.2: Récapitulatif les caractéristiques de calcul.	57
Tableau IV.3: Evaluation des charges permanente du paillasse.	65
Tableau IV.4: Evaluation des charges permanente du palier.	65
Tableau IV.5: Vérification les conditions de la flèche.	72
Tableau IV.6: Vérification selon RPA99 les conditions (Poutre palière).	73
Tableau IV.7: Ferrailage de la poutre palière.....	73

Tableau IV.8: Vérification les conditions de la flèche.	75
Tableau IV.9: Charge permanente (G) de balcon.....	77
Tableau IV.10: Récapitulatif le ferrailage du balcon.	78
Tableau IV.11: Vérification de la condition de la flèche.....	79
Tableau V.1: Réglage des normes.	88
Tableau V.2: les modes de vibration.	95
Tableau V.3: Récapitulatif la pénalité à retenir " selon RPA99/v2003.....	97
Tableau V.4: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).....	99
Tableau V.5: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).....	99
Tableau V.6: L'effet $P - \Delta$ sens longitudinal.	100
Tableau V.7: L'effet $P - \Delta$ sens transversal.	100
Tableau VI.1: Récapitulatif les combinaisons d'actions.....	101
Tableau VI.2: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	102
Tableau VI.3: Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaire	102
Tableau VI.4: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive	102
Tableau VI.5: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaire	102
Tableau VI.6: Sollicitations du premier genre.	107
Tableau VI.7: Sollicitations du deuxième genre.	107
Tableau VI.8: Combinaison du premier genre.....	108
Tableau VI.9: Combinaison du deuxième genre	108
Tableau VII.1: Avantages et inconvénients des fondations superficielles.	114
Tableau VII.2: La surface de la semelle revenant à chaque poteau.	117
Tableau VII.3: Ferrailage des semelles isolées.....	120
Tableau VII.4: Récapitulatif les efforts normaux et les moments.....	120

Introduction générale

Introduction générale

Le séisme de Boumerdès du 21/05/2003 qui a secoué la terre dans un vaste territoire renfermant la wilaya de Boumerdès et les wilayas environnantes, causant des pertes humaines, destruction de bâtiments, ce qui a amené les autorités publiques à promulguer des lois correctives et réprimant à l'encontre des intervenants ayant enfreint les normes, à savoir choix du terrain, analyse du sol, la conception, calcul ou mise en œuvre, centre de contrôle technique de construction(CTC), le laboratoire de collecte et d'écrasement d'éprouvette du béton et d'autre part la confection du règlement parasismique 2003 à base des enseignements déduites des méfaits du séisme, lequel a été un des instruments que nous avons adoptés lors de l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

Ce dernier concentre sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé, en se conformant aux réglementations en vigueur telles que le **BAEL91** et **RPA99version2003**.

L'objectif principal est concevoir une structure porteuse rigide et stable capable de supporter les charges verticales et horizontales imposées par le bâtiment. Cela inclut l'analyse des contraintes de sol, le choix des matériaux de construction, les techniques appropriées pour assurer la sécurité, et la durabilité de l'édifice. Ainsi de créer des infrastructures qui répondent aux besoins des habitants, aussi d'améliorer la qualité de vie de l'être humain dans un milieu que ce soit urbain ou rural.

Pour atteindre cet objectif, on a essayé d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire. Cela vise à approfondir la compréhension des concepts abordés en cours et à présenter un travail probant pour l'obtention du diplôme de Master qui est en soit une condition incontournable préparatoire à la vie professionnelle.

Les caractéristiques de cette zone sont :

- Une zone de faible sismicité (zone I) dont le système est contreventé par des portiques et des voiles.
- Une zone de climat sec et semi-aride, le choix des matériaux doit assurer une isolation thermique et phonique.

Le travail a été élaboré comme suit :

- ☞ Description générale du projet.
- ☞ Etude préliminaire des éléments structuraux (poutre, planchers, poteaux et voiles).
- ☞ Etude des éléments secondaires (acrotère, escalier, balcon).
- ☞ L'étude sismique du bâtiment par l'utilisation du logiciel Robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux charges permanentes, d'exploitations et charges sismiques.

- ☞ Calcul des éléments structuraux.
- ☞ Etude de l'infrastructure.

Chapitre I :
Présentation du projet et les
hypothèses de calcul

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons examiner de manière exhaustive le projet étudié, en mettant en avant les caractéristiques géométriques et géotechniques du bâtiment, et donner quelques définitions de base. L'organisation du travail à rendre doit compter :

- Présentation et description du projet ;
- Matériaux utilisée ;
- Hypothèses de calcul ;
- Règlements utilisées.

I.1. Liaison entre l'architecte et l'ingénieur :

L'architecte et l'ingénieur collaborent souvent étroitement dans la conception et la construction de bâtiments. L'architecte se concentre sur l'aspect esthétique, fonctionnel et conceptuel du projet, tandis que l'ingénieur se concentre sur les aspects techniques et structurels pour assurer la rigidité et la sécurité du bâtiment. Cette collaboration permet de réaliser des projets qui allient à la fois la vision artistique et les exigences techniques.

I.2. Défis auxquels sont confrontés les ingénieurs :

Les ingénieurs civils sont confrontés à de nombreux défis dans leur travail, dont l'un des plus importants est :

- L'ingénieur doit fournir tous ressources requises pour projet, y compris le budget et la main d'œuvre.
- L'équilibre entre la théorie et l'expérience pratique constitue un défi fondamental pour l'ingénieur lors de la conception et de la réalisation de projets.
- L'ingénieur doit garantir des plans de construction précis et efficaces, en respectant strictement les lois et réglementations en matière d'ingénierie. En cas de problèmes ou de points faibles identifiés pendant l'exécution, des ajustements doivent être apportés en fonction des plans architecturaux approuvés.
- De plus, l'entreprise de construction doit s'assurer de réaliser les travaux avec précision, en effectuant une surveillance continue pour garantir la qualité du travail et la conformité aux spécifications requises.

I.3. Méthode de calcul et les matériaux utilisés :

Les méthodes utilisé par les anciens ingénieurs c'était basé sur les calculs manuels, ainsi que les dessins manuels pour concevoir les projets de réalisation, chose qui entrave la réalisation des projets. Ils ont appuyé sue certain matériau de construction, notamment les brique de terre crue, argile et chanvre, le bois, la pierre, les fibres de bois.... etc.

Par contre actuellement, ils s'appuient fortement sur la technologie moderne et les logiciels d'ingénierie avancés pour l'analyse et la conception en adoptant les matériaux de construction suivants tels que le béton armé, le verre et la structure métallique. Ainsi les techniques d'ingénierie sont devenues plus avancées, ce qui a contribué à améliorer l'efficacité du travail des ingénieurs et la précision de leurs résultats.

I.4. Présentation de l'ouvrage étudiée :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un bâtiment composée d'un Rez-de-chaussée plus 4 étages (bloc barre) avec une terrasse inaccessible. Les étages sont constitués de quatre appartements de type **F3**, sur chaque étage implanté à **TIARET**, considérée comme une zone de faible activité (**Zone I**) selon le **RPA99/Version 2003**, dont le système est contreventé par des portiques et des voiles (mixte).

La communication verticale et d'autres s'effectuent via des escaliers.

I.5. Caractéristique du bâtiment :

I.5.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

↳ Les dimensions du bâtiment en élévation sont données comme suite :

Tableau I.1:Caractéristiques géométriques du bâtiment(en élévation).

Dimensions	Unité(m)
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)	15,30
Hauteur de RDC	3,06
Hauteur des étages courants	3,06

↳ Les dimensions du bâtiment en plan sont données comme suite :

Tableau I.2:Caractéristiques géométriques du bâtiment(en plan).

Dimensions	Unités(m)
La longueur du bâtiment	27,20
La largeur du bâtiment	18,70

I.5.2. Caractéristiques géotechniques du sol

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA99/Version2003** comme zone de faible sismicité (**zone I**).

Tableau I.3:Récapitulatif les caractéristiques géotechniques du sol.

La contrainte admissible du sol	La profondeur d'ancrage	Le poids spécifique du sol	L'angle de frottement interne du sol	La cohésion du sol (sol pulvérulent)	Le site
$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$ bars	D = 2 m	$\gamma_h = 1,7 \text{ t/m}^3$	$\varphi = 35^\circ$	C=0	S3

I. 6. Description structurale

❖ Superstructure

- **Les planchers**

Les planchers adoptés pour notre structure sont : des planchers à corps creux.

- **Poutres**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

- **Les poteaux**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.

- **L'Ossature**

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux sortes d'efforts :

- 1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
- 2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

↳ Portiques

Ce sont des structure composées des poteaux et poutres rigidement liés.

↳ Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques.

- **Maçonneries**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois en briques creuses de (15cm, 10cm) sépare par un vide (l'âme d'air) de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtements**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

- Enduit en ciment pour les murs intérieurs et des façades extérieurs.

- **L'isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

- **Terrasse**

Il existe un seul type de terrasse, terrasse inaccessible

- **Escalier**

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

- **Balcons**

Les balcons sont partie saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine.

- ❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes:

- ✦ Transmission des charges verticales et horizontales au sol
- ✦ Limitation des tassements différentiels

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la conception de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA99/Version2003**.

I.7.1. Béton armé

Le béton armé est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple; c'est le béton et l'acier.

I.7.2. Béton

C'est un mélange de : [Liant hydraulique (ciment) + granulat (sable, gravier) + eau + adjuvant)].

Adjuvant : c'est un produit chimique qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité (constituer un mélange homogène).

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✦ 350 kg de ciment CM1/II42, 5.
- ✦ 400 L de sable $D_g < 5\text{mm}$.
- ✦ 800 L de gravillons 3/8 et 15/25.
- ✦ 175L d'eau de gâchage.
- ✦ poids volumique de béton armé : $\gamma_{BA} = 25 \text{ kg/m}^3$

I.7.3. Historique du béton :

C'est en **1848** que **LAMBOT** imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque (exposition universelle de 1855).

Quelques années plus tard, **J MONIER**, un jardinier de Versailles utilisera un procédé analogue pour fabriquer des caisses pour fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise **MONIER BETON BRAU** (brevet déposé en 1868).

Ensuite **HENNEBIQUE** met au point les bases de calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que **RABUT** professe le premier cours de BA à l'ENPC.

Auparavant, en 1891, **COIGNET** utilisa des poutres BA préfabriquées pour la construction d'un immeuble.

En 1906 parait la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La circulaire de 1906 sera remplacée par les règles BA45 puis BA60, BAEL68, BAEL80, BAEL83, BAEL90 et enfin BAEL91. Actuellement les règles **EUROCODES** sont en phase de démarrage.

Le béton armé ne repose pas toujours sur des théories scientifiques. Les formules de calcul et les nombreux coefficients utilisés ont souvent un caractère empirique mais il est essentiel qu'ils aient été fixés à la suite de nombreux essais et que les résultats de calcul soient conformes à l'expérience.

Jusqu'en 1980, le béton armé a été calculé par la méthode dite aux contraintes admissibles.

Ces contraintes admissibles étaient définies sur la base des contraintes de rupture ou de limite élastique des matériaux et ensuite on les multipliait par un coefficient de sécurité.

I.7.4. Principaux caractéristiques et avantages du béton

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Intérêt économique** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des

Armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.7.5. Inconvénients du béton armé :

- **Le poids** : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante. Le placement des armatures
 - pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.8. Résistance mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et de surface égale 200cm^2 , on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 22MPa



Figure I.1: Eprouvette cylindrique en béton.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à « j » jours, définies à partir de f_{c28} , par : [BAEL91] (Art 2.1.11) page 10

Tableau I.4: Résistance caractéristique à la compression à j jours.

f_{c28}	$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$	f_{c28}	$40\text{MPa} < f_{c28} \leq 60\text{MPa}$
$j < 60$ jours	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$ (I.1)	$j \leq 28$ jours	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28}$ (I.2)
$j \geq 60$ jours	$1,10f_{c28}$ (I.3) Page 11	$28 < j < 60$	$f_{cj} = f_{c28}$ (I.4)

b) Résistance à la traction : [BAEL91] (Art.2.1.12) page 11

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{I.5})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60\text{MPa}$.

Pour : $f_{c28} = 22\text{MPa}$; $f_{t28} = 1,92\text{MPa}$

✓ Contraintes limites

1. A L'ELU : [BAEL91] (Art 4.3.41)

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contrainte déformations donné sur la figure I.4.

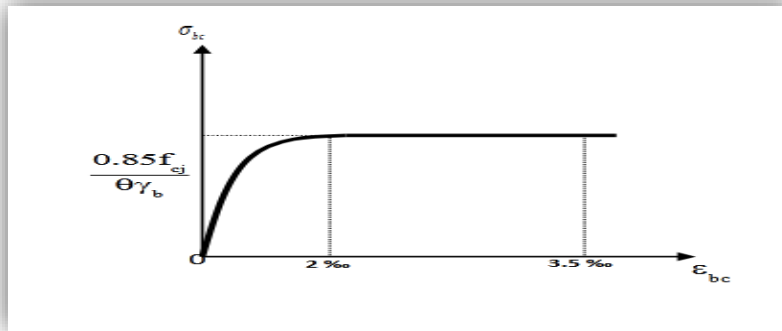


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \tag{I.6}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} : \text{Contrainte de calcul.} \\ f_{c28} : \text{Résistance caractéristique à 28 jours.} \\ \theta : \text{Coefficient d'application.} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration **0,85** tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis de la résistance caractéristique obtenue par les essais sur éprouvettes.

Tableau I.5: Coefficient des charges de la durée d'application.

θ	Durée d'application
1	>24 h
0,9	1h ≤ θ ≤ 24h
0,85	<1h

Résumé les coefficients de sécurité du béton dans le tableau(I.6) sous dessous :

Tableau I.6: Coefficient de sécurité du béton en fonction de la situation.

Coefficient de sécurité du béton γ_b	Situation
1,15	Situation accidentelles
1,5	Situation fondamentales

Diagramme rectangle CBA93 [Art A.3.4]

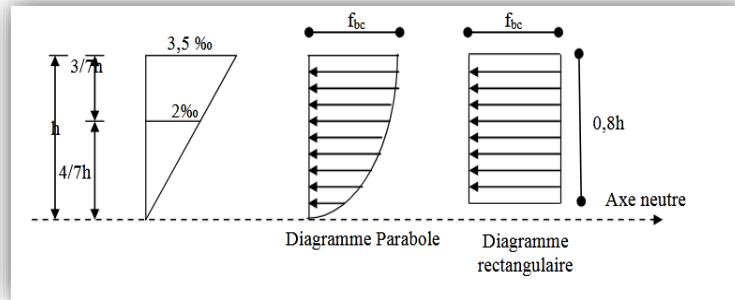


Figure I.3: Diagramme des contraintes.

2. A L'ELS : [BAEL91] (Art A.4.5)

La contrainte limite de service de compression du béton notée $\overline{\sigma}_{bc}$ avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ (MPa)} \text{ (I. 7)}$$

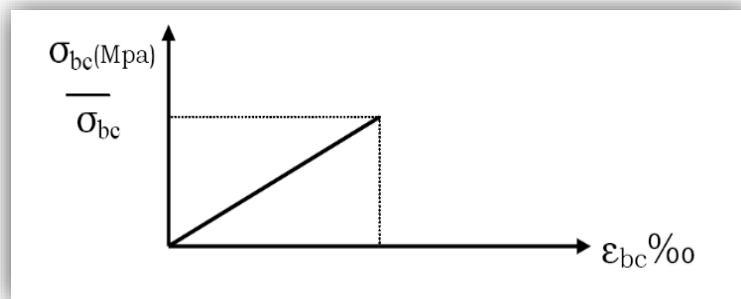


Figure I.4: Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELS.

1. Contrainte ultime de cisaillement de béton [BAEL91] (Art.5.1.1):

Sachant que :

La contrainte ultime de cisaillement est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \tag{I. 8}$$

- V_u : Effort tranchant
- $b \times d$: Dimension de la pièce

$$\tau_u = \min (0,20f_{c28} ; 5\text{MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.} \tag{I. 9}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (0,15 ; 4\text{MPa}) \text{ pour la fissuration nuisible.} \tag{I. 10}$$

• Module de déformation longitudinale du béton

✓ Il existe deux modules de déformation déterminés d'après le [BAEL91] (Art A.2.1.2)

- 1- Le module de déformation instantanée : pour des charges d'une durée d'application des charges inférieur à 24heurs on a : (Art A.2.1.2.1) page12

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \tag{I. 11}$$

f_{cj} (Exprimé enMPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

- 1- Le module de déformation différée : pour des charges de longue durée d'application on a : [BAEL] (Art A.2.1.2, 2)

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (I.12)$$

f_{cj} (Exprimé enMPa)

- **Coefficient de poisson** : [BAEL91](Art A.2.1.3)

Elle traduit par le coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad (I.13)$$

ν Égale à $\left\{ \begin{array}{l} 0.2 \text{ Dans l'état limites de services ELS.} \\ 0 \text{ Dans l'état limites d'ultimes ELU.} \end{array} \right.$

- **Module de déformation transversal**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (I.14)$$

Avec :

E : raccourcissement longitudinal.

ν : Le coefficient de poisson.

I.9. Aciers

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.9.1. Contrainte limite de l'acier

- ✓ **Contrainte à L'ELU** : [BAEL91] (Art.2.2.2)

Le diagramme contrainte- déformation est conventionnellement défini ci-dessous:

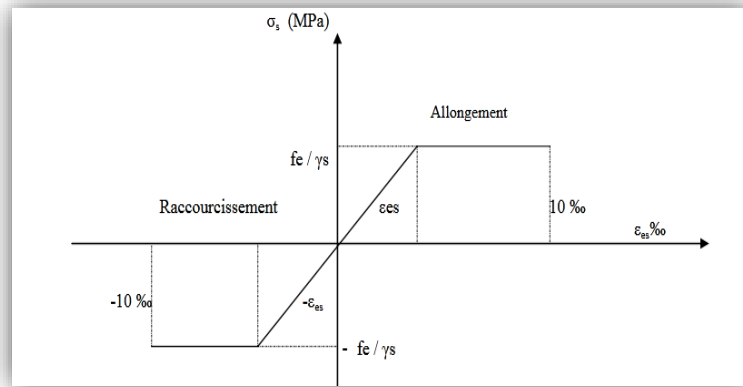


Figure I.5: Diagramme contrainte- déformation d'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

(I. 15)

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_{es} : Déformation relative de l'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

Les coefficients de sécurité d'acier sont résumés dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau I.7: Coefficient de sécurité de l'acier en fonction de la situation.

Coefficient de sécurité γ_s de l'acier	Situations
1	Situations accidentelles
1, 15	Situations durable

✓ **Contrainte à L'ELS**

Selon le **BAEL91** la limitation des ouvertures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction du type de la fissuration.

➤ Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \text{ (MPa)} \dots \text{ [CBA93] (Art.4.5.3.3)}$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \text{ (MPa)} \dots \text{ [CBA93] (Art.4.5.3.4)}$$

} Page33

Tableau I.8: Représente η en fonction de la situation.

Coefficient de fissuration η	Situations
$\eta=1$	pour les aciers ronds lisses (RL)
$\eta=1,6$	pour les aciers à haute adhérence (HA)

I.10. Règles et hypothèses de calcul

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement [BAEL91] (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limite.

a)- Etats limites ultimes(ELU) : correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

a.1) Hypothèses : [BAEL91] (Art.4.3.2)

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections planes avant déformation, restent planes après déformation. (**Hypothèse de BERNOULLI**)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

↳ **Pivot A** : ce domaine correspond aux sollicitations de traction, flexion simple et composée. L'état limite ultime attendu dans le béton

↳ **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

↳ **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

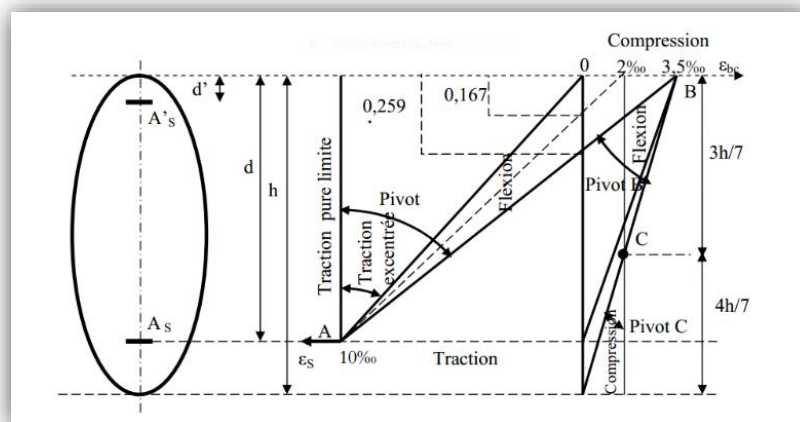


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de section règle des trois pivots.

b)- Etats limites de services(ELS) : constituent les frontières au-delà de laquelle les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

b.1) Hypothèses :[BAEL91] (Art.4.5.1)

Les calculs sont conduits en considérant les hypothèses suivantes :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation. **(BERNOULLI)**
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $\eta=15$).

[RPA99/version2003](Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- ☒ Une classification selon les zones sismiques et le groupes d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- ☒ Une conception sur la catégorie d'ouvrages pour prévoir un système convenable de contreventement.
- ☒ Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I.11. Combinaisons de calcul

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

Sollicitation durable :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

Sollicitations sismique : [RPA99/version2003] (Art.5.2)

- $G+Q \pm E$ (Poutre)
- $0,8G \pm E$ (Portique contreventé par des voiles)
- $G+Q \pm 1,2 E$ (Poteaux)

Avec $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$

Conclusion I

Dans le tableau ci-dessous les valeurs standard à adopter pour notre projet sont :

Tableau I.9: Hypothèses de calculs.

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 22 \text{ MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 1,92 \text{ MPa}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu} = 12,47 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28} = 30822,43 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{i28} = 10367,55 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales(HAfe400)	$f_e = 400 \text{ MPa}$
Armatures transversales(RLfe235)	$f_e = 235 \text{ MPa}$
Treillis soudés(HAfe400)	$f_e = 400 \text{ MPa}$
Contrainte limite de service de compression du béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
éléments structuraux

II. Introduction

Une construction en béton armé reste résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation, pour qu'il puisse supporter et reprendre toute les sollicitations suivantes :

- ☞ sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ☞ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Donc le dimensionnement de la totalité des éléments répond aux :

- BAEL91 ;
- RPA99/version2003 ;
- CBA93.

II.1. Cheminement des charges a lieu du haut vers le bas :

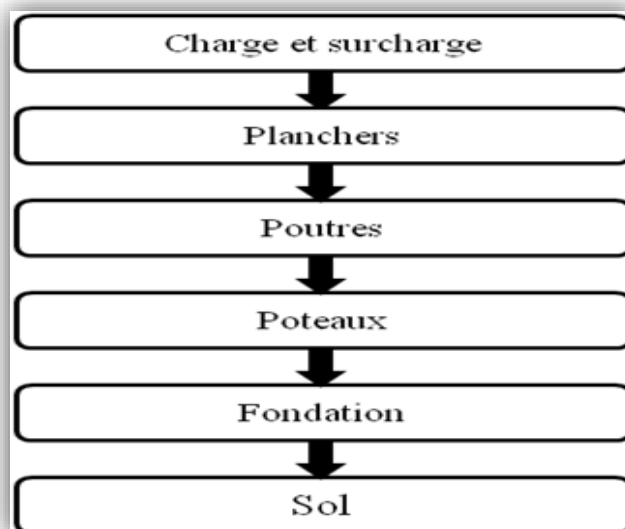


Figure II.1:Cheminement des charges.

II.2. Pré- dimensionnement des éléments :

- L’organigramme de ce travail

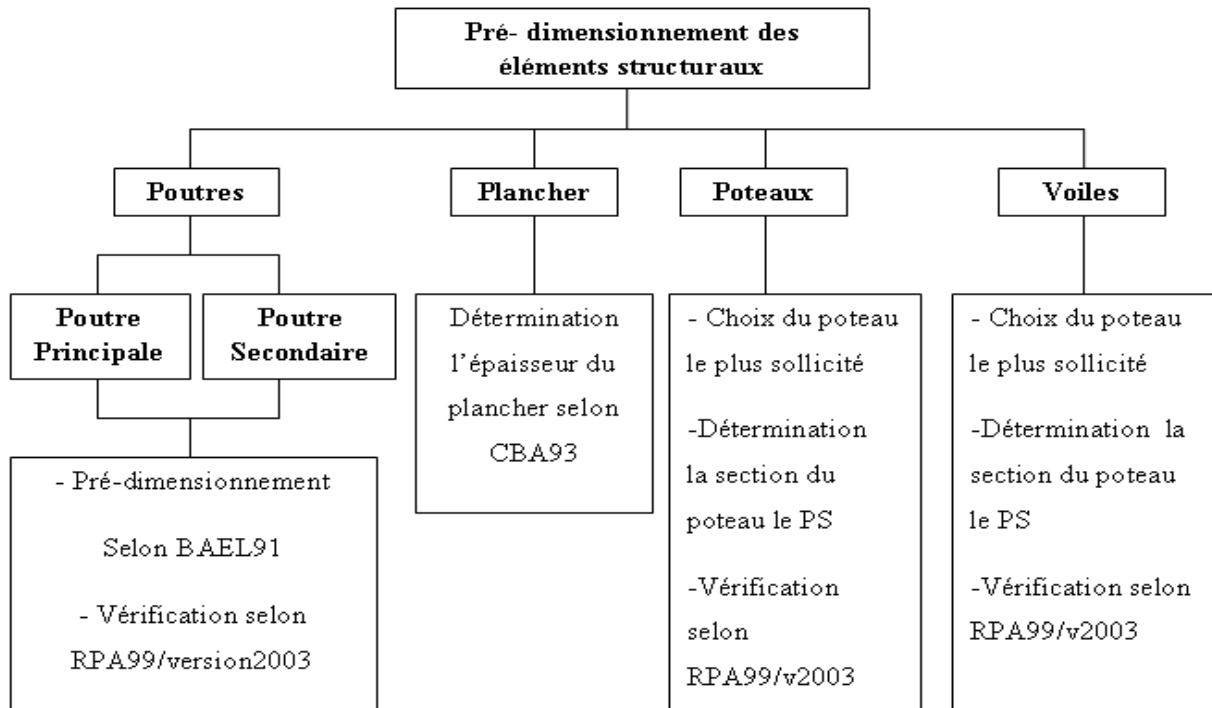


Figure II.2: L’organigramme récapitulatif des pré-dimensionnement des éléments structuraux.

II.2.1.Pré dimensionnement des poutres

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

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

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et vérifiées par la suite selon le [RPA99/version200].

- ✦ D’après le BAEL91 :

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

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

(II.1)

- ✦ Vérification d’après RPA99version2003 (Art 7.5.1)

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

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

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

(II.2)

Avec :

L_{\max} : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

❖ **Sens transversal (porteuse)**

II.2.1.1. Poutres principales :

$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$

Selon le **BAEL91** la condition de la flèche :

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre doit vérifier :

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

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

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

Donc la section retenue pour la poutre principale est : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

❖ **Sens longitudinal (non porteuse)**

II.2.1.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles $L_{\max} = 3,70 \text{ m}$

Selon le **BAEL91** la condition de la flèche :

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

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

La largeur de la poutre doit vérifier :

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

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

Donc la section retenue pour la poutre principale est : **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$**

Le tableau suivant résumé les dimensions des poutres de notre structure

Tableau II.1: Récapitulatif les sections des poutres.

Types	Sections (cm^2)
Poutres principales	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutres secondaires	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99version2003 : (Art 7.5.1)

Tableau II.2: Vérification selon RPA99 les conditions (poutres principale et secondaire).

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
	Poutre principale (30×40)cm ²	Poutres secondaire (30×35)cm ²	
$b \geq 20$	30 > 20 cm	30 > 20 cm	Oui
$h \geq 30$	40 > 30 cm	35 > 30 cm	Oui
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33 < 4	1,17 < 4	Oui

⇒ Donc toutes les conditions sont satisfaisantes.

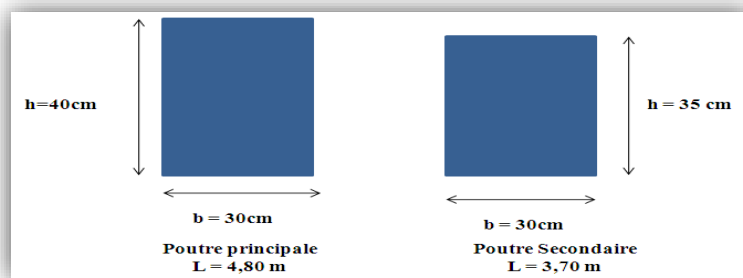


Figure II.3: Dimensions des poutres principales et poutres secondaires.

II.3. Les planchers :

Les planchers, quel que soit leur nature, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d’exploitations. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre options pour les planchers à corps creux qui sont constitués : d’hourdis, de poutrelles et d’une dalle de compression en béton armé.

L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche selon [CBA93] (B.6.2.4)

$$h_t \geq \frac{L_{PS} - b_{PP}}{22,5} \tag{II.3}$$

Avec :

L : la portée maximale entre nus appuis (sens des poutrelles).

h_t : La hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min [3,70 ; 4,80] \text{ m} = \mathbf{3,70m}$$

$$b_{pp} = 30\text{cm}$$

Tableau II.3: Dimensions de plancher à corps creux.

$L_{\max}(\text{cm}) = L_{ps} - b_{pp}$	$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$	Le choix
340 cm	15,11 cm	On prend $h_t = 20\text{cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur :

16cm : $h_t = 20\text{ cm}$ } l'épaisseur de corps creux.
 4cm : } dalle de compression.

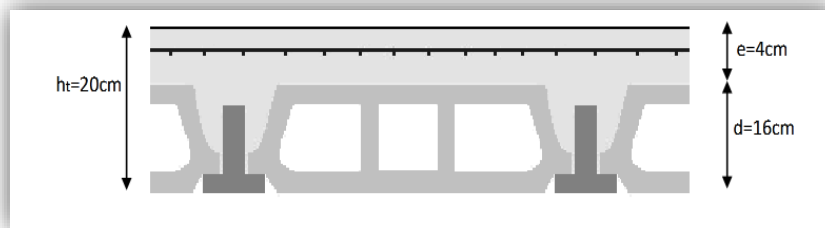


Figure II.4: Dimensionnement de plancher à corps creux.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

❖ **Les planchers**

Plancher terrasse inaccessible : (Niv +15,30m)

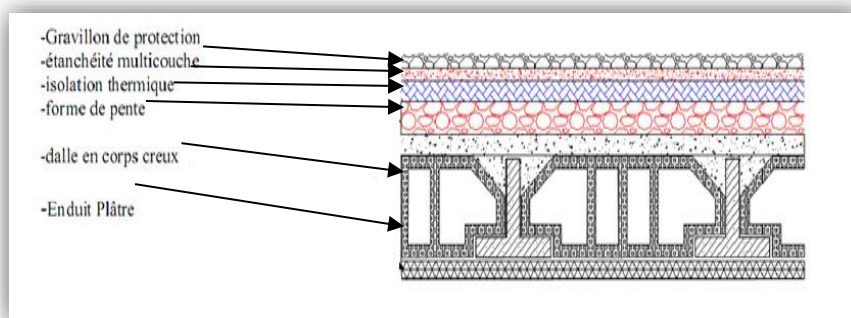


Figure II.5: Plancher terrasse inaccessible.

➤ **Charges permanentes**

Tableau II.4: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).

N°	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Protection en gravillon roulé	4	0,2	0,8
02	Étanchéité multicouche	2	0,5	0,10
03	Forme de pente en béton armé	10	22	2,2
04	Isolation thermique à liège	4	4	0,16
05	Plancher à corps creux	16+4	/	2,80
06	Enduit en pâte	2	0,13	0,26
G (KN/m²)				6,32

↳ Surcharge d'exploitation

Le plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ Plancher étage courant : (Niv +3,06 et 6,12 et 9,18 et 12,24m)

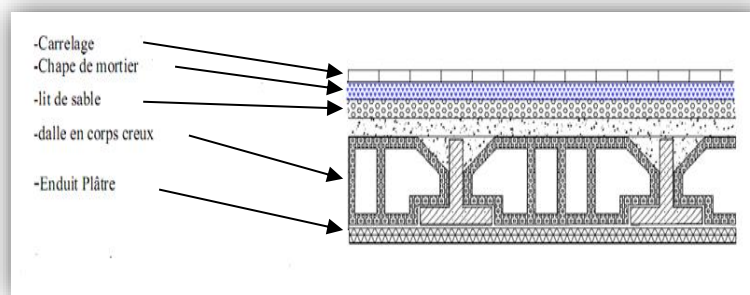


Figure II.6: Plancher étage courants.

➤ Charges permanent

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.

N°	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement en Carrelage	2	0,22	0,44
02	Mortier de pose	2	0,2	0,4
03	Sable fin	2,5	18	0,45
04	Planché à corps creux	16+4	/	2,80
05	Enduite en plâtre	2	0,13	0,26
06	Cloison léger			1,15
G (KN/m²)				5,50

↳ Surcharge d'exploitation

Le plancher étage courant : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

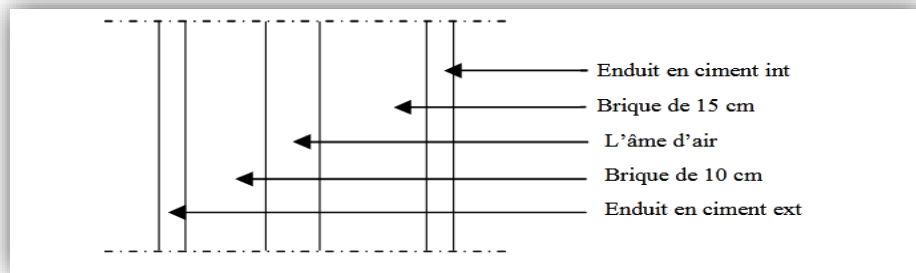
❖ **Maçonneries :**• **Murs de façade (extérieurs) :**

Figure II.7: Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.6: Evaluation des charges du Murs extérieures selon DTR.

N°	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit extérieure en ciment	1,5	18	0,27
02	Brique creuse	10	9	0,9
03	Brique ceruse	15	9	1,35
04	Endued en ciment intérieure	1,5	0,1	0,15
G (KN/m²)				2,85

⚠ **Remarque**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessité d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

☞ Murs avec portes (90%G).

☞ Murs avec fenêtres (80%G).

☞ Murs avec portes et fenêtres (70%G). "Murs de façade"

$$G_{\text{mur ext}} = 0,7 \times 2,85$$

$$G_{\text{mur ext}} = 1,20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers-poutres, ils supportent les charges verticales et participent à la stabilité de la structure vis-à-vis aux sollicitations extérieures.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA99/version2003.

- ✓ Satisfaction des conditions de flambement.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont :

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau.
- ✓ Détermination de la section du poteau le plus sollicité a L'ELU et vérifier selon [RPA99/version2003] (Art7.4.1)
- ✓ Vérifier la section à l'ELS.

II.5.1.1. Efforts de compressions dues aux charges d'exploitation

- Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, les poteaux les plus sollicités sont « C4, C7, E4, E7 »

Les quatre appartements symétriques donc on prend le poteau « C4 » pour dimensionnements.

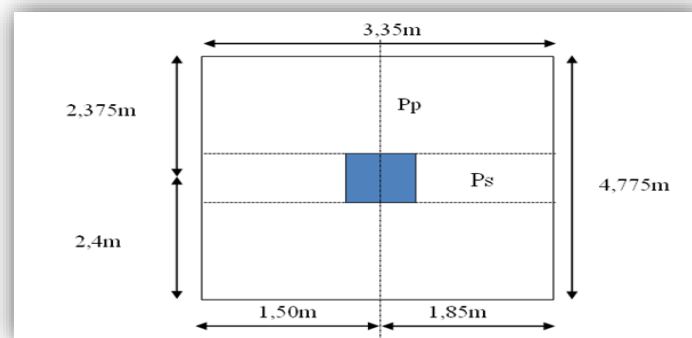


Figure II.8:Section du poteau le plus sollicité.

- ✓ La surface reprise par le poteau le plus sollicité

$$s_p = \left(\frac{4,80}{2} + \frac{4,75}{2} \right) \times \left(\frac{3,00}{2} + \frac{3,70}{2} \right) = 16 \text{ m}^2$$

Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

Application numérique :

$$G_p = L \times b \times h \times \gamma_{BA} \times n$$

(II.5)

- ✓ Poids propres des poutres principales

$$G_{PP} = \left(\frac{4,80}{2} + \frac{4,75}{2} \right) \times 0,3 \times 0,40 \times 25 \times 5 = 71,625 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Poids propres des poutres secondaires

$$G_{ps} = \left(\frac{3,00}{2} + \frac{3,70}{2} \right) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 5 = 43,969 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Poids du plancher terrasse et des plancher courants

$$(G_t + 4G_{EC}) \times s = [6,32 + 4(5,50)] \times 16 = 453,12 \text{ KN}$$

✓ Effort normal du aux charges permanentes

$$N_G = P_{PL} + P_{PP} + P_{PS} \quad (\text{II.6})$$

$$N_G = 453,44 + 71,625 + 43,969 = 569,034 \text{ KN}$$

✓ Effort normal du aux charges d'exploitation

$$N_Q = (Q_t + 4Q_{EC}) \times S = [1 + 4(1,5)] \times 16 = 112 \text{ KN}$$

AL'ELU :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad (\text{II.7})$$

$$N_U = [(1,35 \times 569,034) + (1,5 \times 112)] = 936,196 \text{ KN}$$

⚠ Remarque

On évalua la charge verticale par l'unique combinaison : $N_U = (1,35G + 1,5Q)$, puis on effectue les majorations de charge réglementaires [BAEL91] (B.8.1) dans le cas où l'on ne tient pas compte de la continuité dans le calcul des efforts de réaction transmis aux poteaux selon le tableau suivant

Tableau II.7: Récapitulatif les majorations des efforts de compression.

Bâtiment à deux travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux centraux	15%
Bâtiment à plus de trois travées	Poteaux de rive	Sans majoration
	Poteaux intermédiaire voisin des poteaux de rive	10%
	Poteaux centraux	15%

$$\text{Tel que : } N_u^* = 1,1N_U$$

$$N_u^* = 1,1 \times 936,196 = 1029,816 \text{ KN}$$

Détermination la section du poteau (a×b) cm²

Selon les règles [BAEL91] (Art B.8.4.1), l'effort normal ultime N_U agissant dans le poteau

Doit vérifier que :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{II.8})$$

Avec :

 N_U : Effort normal ultime (compression). B_r : Section réduite du poteau f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 22 \text{ MPa}$). A_s : Section d'armature longitudinale

f_e : Limite Elastique de l'acier ; $f_e = 400 \text{ MP}$

α : Facteur réducteur $\alpha = f(\lambda)$

γ_b ; γ_s : Coefficient de sécurité (béton, acier) [Tableau I.6 et Tableau I.7 Chapitre I]

En fait, les règles BAEL apportent à cette formule de nombreux correctifs :

- Elles pénalisent les poteaux de faible section, sensibles aux imperfections d'exécution, en introduisant à la place de B une aire de béton réduite B_r , obtenue en déduisant des dimensions réelles 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau ; pour une section rectangulaire ($a \times b$), cette aire réduite vaut :

$$B_r = (a - 2\text{cm}) (b - 2\text{cm}) \tag{II.9}$$

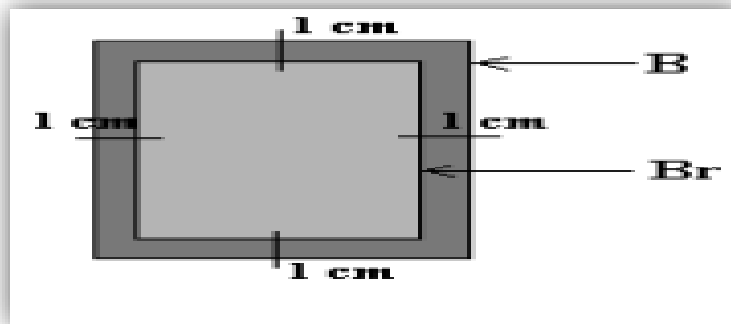


Figure II.9: Section réduite du poteau.

- Elles compensent le fait de négliger les effets du second ordre (flambement) en minorant la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient réducteur fonction de l'élançement :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)\right]} = \frac{0,85}{\beta} \\ \text{Soit } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right) \end{array} \right. \tag{II.10}$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \\ \text{Soit } \beta = \frac{0,85 \times \lambda^2}{1500} \end{array} \right. \tag{II.11}$$

On le pourcentage d'armature :

$$\frac{A}{B_r} = 0,7\% \text{ (Zone I) [Tiaret][RPA99/version2003](Art.7.4.2.1)}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i} \tag{II.12}$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $B = a \times b$; $I = \frac{b \times a^3}{12}$

λ : Élancement mécanique d'une pièce comprimée

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : surface de la section du béton

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

Applications numériques :

Poteau (RDC) : $h_0 = 3,06\text{m} = 306\text{cm}$

$L_f = 0,7 \times h_0 = 214,20\text{cm}$

$N_U = 1042,635\text{KN}$

Détermination de « a »

$$i = \sqrt{\frac{a^2}{12}}$$

$$\lambda = \frac{214,20 \times 2\sqrt{3}}{a} \leq 50$$

$a \geq 14,84 \text{ cm}$

On prend: **a = 40cm**

$$\lambda = \frac{214,20}{11,55} = 18,55 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Détermination de « b » :

$$B_r = (40-2)(b-2) = 38(b-2) \dots \dots \dots (\text{cm}^2).$$

$$A_s = 0,7\% \times B_r = 0,007 \times [38(b-2)] = 0,266(b-2) \dots \dots \dots (\text{cm}^2/\text{ml}).$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{18,55^2}{35}\right)\right]} = 0,80$$

$$1042,635 \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2) \times 22}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,266(b-2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$b \geq 20,31 \text{ cm}$

On prend: **b = 40 cm**

Donc : $B_r = (38 \times 38)\text{cm}^2$

❖ Vérification des conditions du RPA99/version 2003(Zone I) :

D'après le [RPA99/version2003](Art.7.4.1) les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.8: Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
----------------------	--------------------------	--------------

$\text{Min}(a ; b) \geq 25 \text{ cm}$	$40\text{cm} > 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(a ; b) > \frac{h_e}{20}$	$40 \text{ cm} > 15,30 \text{ cm}$	Oui
$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$	$0,25 < 1 < 4$	Oui

↳ Donc toutes les conditions sont satisfaisantes.

On prend : le cas le plus défavorable : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour tous les étages.

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifié par **l'article 7.7 de [RPA99/version2003]**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement.

D'après le **[RPA99/version2003](Art7.7.1)** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $(L \geq 4e)$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaire.

Avec :

- **L** : longueur de voile.
- **e** : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure II.11.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de [RPA99/version2003]** :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$ (Elle est la même pour tous les niveaux) et de condition de rigidité aux extrémités suivants :

La hauteur libre d'étage = la hauteur étage – épaisseur du plancher

$$\text{La hauteur libre d'étage} = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \longrightarrow e \geq \frac{286}{25} = 11,44 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \longrightarrow e \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \longrightarrow e \geq \max(15; 11,24; 13; 14,30) \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm**

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$; On prend : **L = 80 cm**

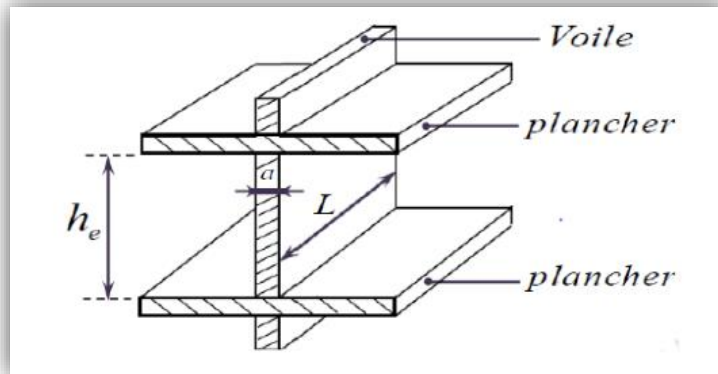


Figure II.10: Coupe de voiles en élévation.

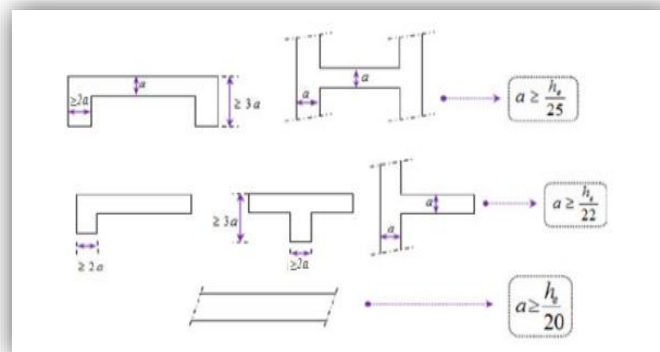


Figure II.11: Coupe de voiles en plan.

Conclusion II

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après la réalisation des calculs dynamiques.

Chapitre III :

Etude des planchers

III. Introduction

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et qui est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie portante et le plafond. Les planchers doivent constituer des diaphragmes horizontaux, qui transmettent et répartissent d'une manière uniforme les efforts horizontaux sur les éléments porteurs. Pour cela, des dispositions doivent être adoptées pour assurer leur monolithisme ainsi que leur indéformabilité, et des liaisons doivent être prévues sur leur pourtour avec les divers éléments

Plancher = Poutrelle + Corps creux + Dalle de compression.

III.1. Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (figure III.1) :

- Les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

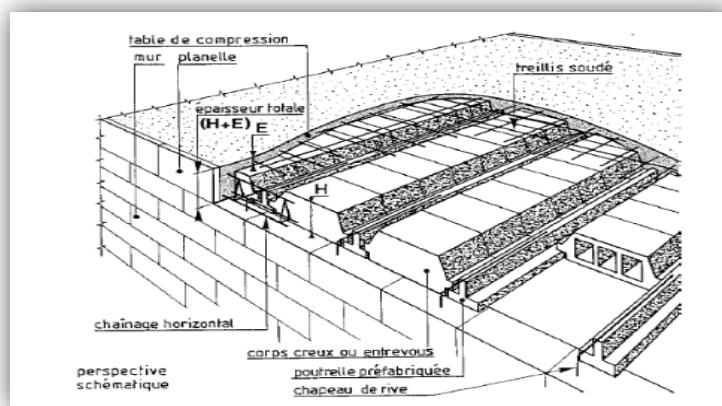


Figure III.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

III.2. Dimensionnement des poutrelles

D'après le [BAEL91] (Art.4.1.3) la longueur de l'hourdis à compter de chaque côté de nervure à partir de son paramètre est limité par la plus restrictive des conditions suivantes :

- ☞ On ne doit pas attribuer une même zone de hourdis à deux nervures différentes.
- ☞ La largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième d'une travée.

☞ Elle ne doit pas dépasser les deux tiers de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

On a un seul type de plancher à corps creux $h_t = 20$ cm

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} : \text{Hauteur du plancher.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \\ b_0 = 12 \text{ cm} : \text{Largeur de nervure.} \end{cases}$$

Le calcul de la largeur de nervure (b_0) se fait des conditions suivant :

$$\begin{cases} 0,3h_0 \leq b_0 \leq 0,7h_0 \\ 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,7 \times 20 \end{cases} \longrightarrow \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}} \quad \text{(III.1)}$$

La largeur de table de compression est calculé à partir de la plus faible des valeurs de (b_1) :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_0 \leq 8h_0 \end{cases} \quad \text{(III.2)}$$

Avec :

L_n : La distance entre axes des nervures.

L : La portée entre nus d'appuis.

Suivant les normes Algériennes [DTR.B.C.22] la distance L_n est prise généralement égale 65 cm

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$\begin{aligned} \mathbf{q_u} &= \mathbf{(1,35G + 1,5Q) \times b} \\ \mathbf{q_s} &= \mathbf{(G + Q) \times b} \end{aligned} \quad \text{(III.3)}$$

Avec :

G : Charge permanente du plancher terrasse ou courant.

Q : Charge d'exploitation du plancher terrasse ou courant.

AN :

$$\begin{cases}
 L = 370 - 30 = 340 \text{ cm} \\
 b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\
 b_1 \leq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm} \\
 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \\
 b_1 = \min(26,5 ; 34 ; 28) \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc on prend : } \mathbf{b_1 = 26,5 \text{ cm}} \\
 b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}
 \end{cases}$$

Alors : $\mathbf{b = 65 \text{ cm}}$

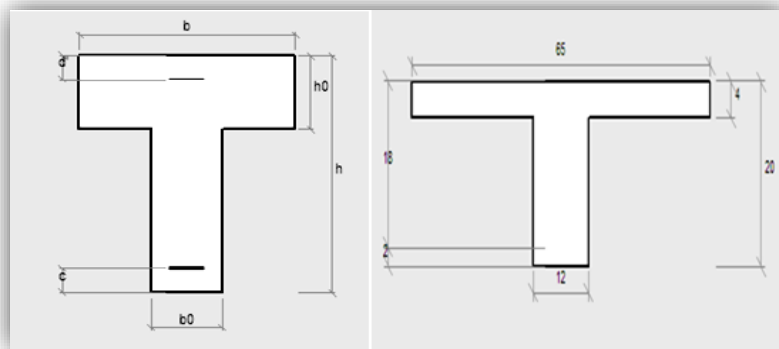


Figure III.2:Section considérée pour le calcul du ferrailage. "SOCOTEC"

III.3. Calcul des poutrelles

III.3.1. Méthodes de calcul

Il existe différentes méthodes pour calculer les poutrelles:

- 1- La méthode forfaitaire.
- 2- La méthode des trois moments.
- 3- La méthode de Caquot.

III.3.2. Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot.

1^{ère} méthode :

III.3.2.1. Méthode forfaitaire [BAEL91] (B.6.221)

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence).

◆ **Domaine d'application**

Les hypothèses suivant :

- a) La méthode s'applique aux " constructions courantes" ou la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charges permanente ou à 5000 N/m^2 : $Q \leq \text{Max} \{ 2G; 5000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \}$.
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

◆ **Le principe de la méthode forfaitaire**

Elle consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence).

◆ **Application de la méthode**

Pour chaque travée, on pose :

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées (non majorées) : [CBA93 ANNEX-E]

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad (\text{III.4})$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression ; dans une travée de portée L (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie q, ce moment vaut :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad (\text{III.5})$$

M_w Et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée ;

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

$$M_t \geq \text{Max} \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} \quad (\text{III.6})$$

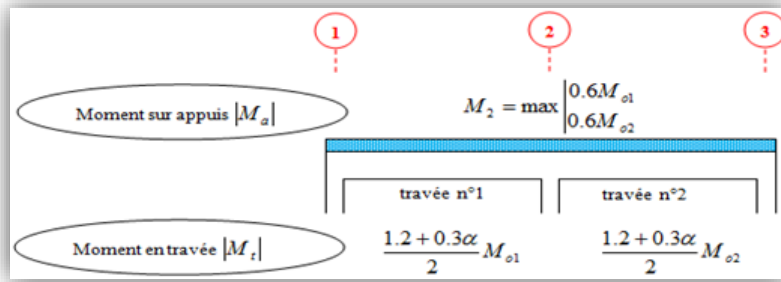


Figure III.3: Poutre à deux travées.

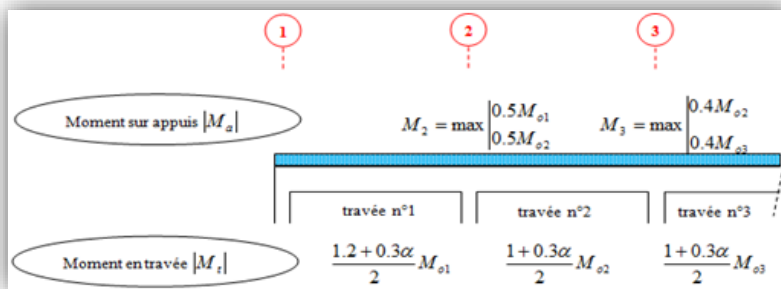


Figure III.4: Poutre à plusieurs travées.

☞ **Remarque :**

La valeur du moment sur appui de rive dépend de la nature de l'appui :

- Appui simple : $M = 0$
- Encastrement : $M \neq 0$

Effort tranchant

$$T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

(III.7)

Avec : $\begin{cases} T_w : \text{Effort tranchant à gauche de la travée.} \\ T_e : \text{Effort tranchant à droite de la travée.} \end{cases}$

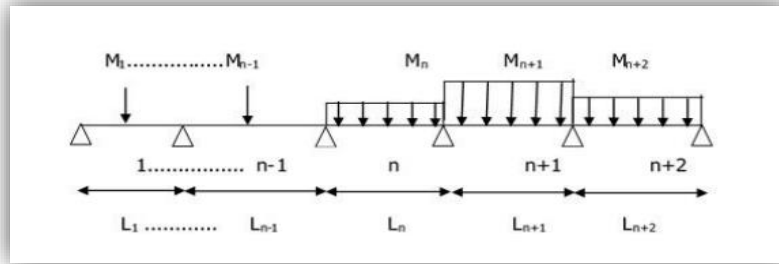
2^{ème} méthode :

III.3.2.2. Méthode de trois moments :

La méthode dite « théorème des trois moments ou théorème de CLAPEYRON » permet de déterminer les moments sur les appuis intermédiaires de la poutre continue ; basée sur la résolution d'un système d'équation.

◆ **Principe de calcul :**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis ;



Le théorème des trois moments est applicable à trois types de chargement. Cette équation est appelée équation de Clapeyron. L'équation de la relation au niveau des appuis dans le cas d'une poutre uniformément répartie est :

$$-6EI\theta' = -6EI\theta'' = -q \frac{l^3}{4} \tag{III.8}$$

L'équation des trois moments est :



❖ **Type des poutrelles :**

Dans notre structure il y a trois type des poutrelles sont les mêmes à tous les niveaux.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

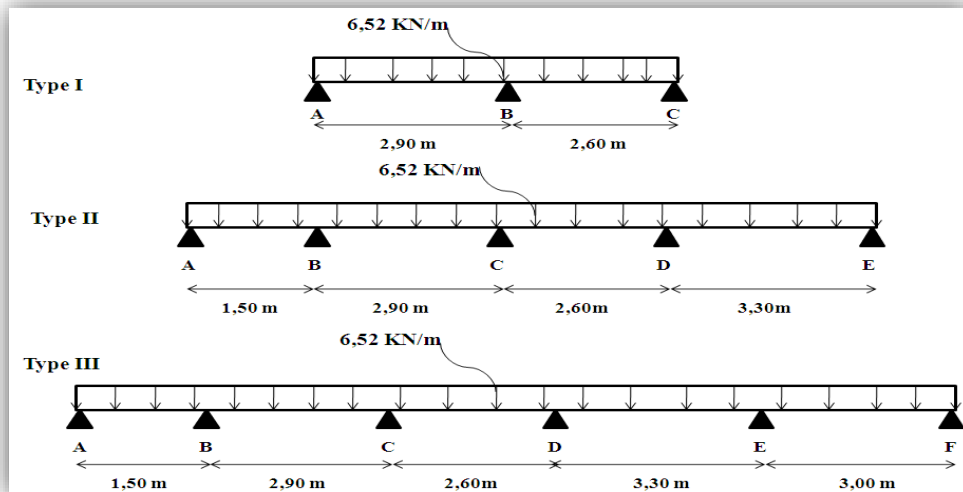


Figure III.5: Types des poutrelles de notre structure à L'ELU (Plancher terrasse inaccessible).

▪ Plancher RDC et Etages courants

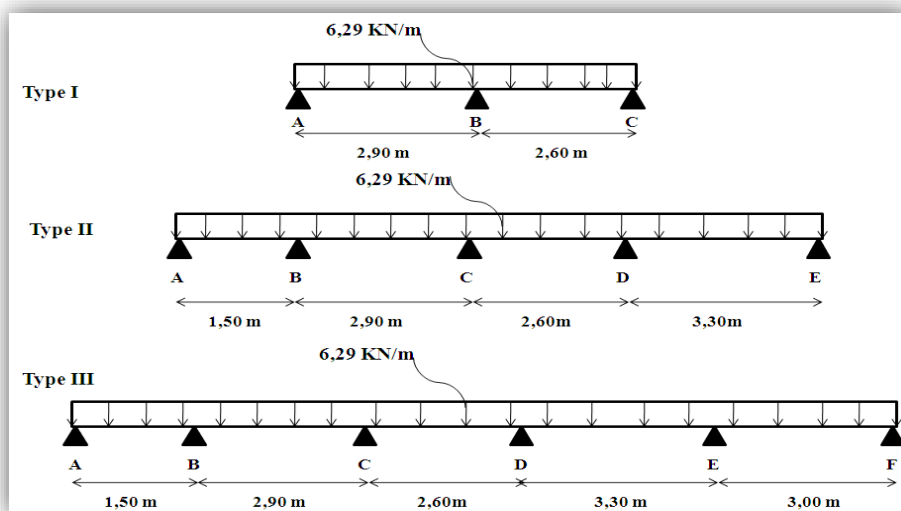


Figure III.6: Types des poutrelles de notre structure à L'ELU (RDC et Plancher étage courants).

On résume les charges des poutrelles dans le tableau(III.1) sous dessous

Tableau III.1: Les charges des poutrelles à L'ELU et L'ELS (Etage et terrasse).

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	$q_u = [1,35G + 1,5Q] \times b$ KN/ml	$q_s = [G + Q] \times b$ KN/ml
Etage courant	5,50	1,5	0,65	6,29	4,55
Terrasse inaccessible	6,32	1	0,65	6,52	4,76

III.4. Calcul des sollicitations

► Plancher terrasse inaccessible

Type I : Poutre à deux travées (L'ELU)

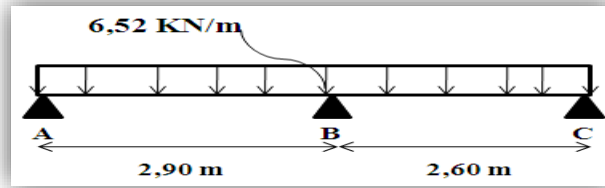


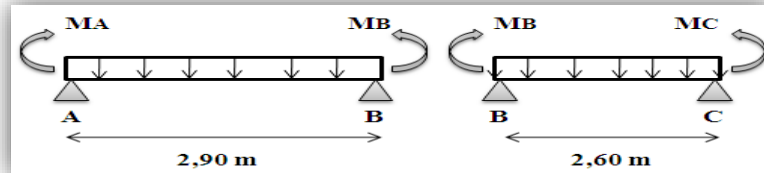
Figure III.7: Poutre à deux travées du plancher terrasse inaccessible.

La condition « d » de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc on propose pour le calcul la méthode des trois moments "RDM".

On isolant deux travées adjacentes

Travée AB et BC :

On a deux travées donc il y a une seule équation.



Le calcul se fait la formule (III.11)

$$2,90M_A + 2(2,90 + 2,60)M_B + 2,60M_C = -\frac{6,52}{4}(2,90^3 + 2,60^3)$$

$$2,90M_A + 11M_B + 2,60M_C + 68,40 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m et } M_C = 0 \text{ KN.m}$$

On remplace MA et MC dans l'équation (1) : **MB = -6,22 KN.m**

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_t^{AB} = 4,10 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} = 2,84 \text{ N.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{\max} = 4,10 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{0 + 6,22}{2,90} + \frac{6,52 \times 2,90}{2} = 11,60 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{0 + 6,22}{2,90} - \frac{6,52 \times 2,90}{2} = -7,31 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-6,22}{2,60} + \frac{6,52 \times 2,60}{2} = 6,08 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-6,22}{2,60} - \frac{6,52 \times 2,60}{2} = -10,87 \text{ KN}$$

Diagramme

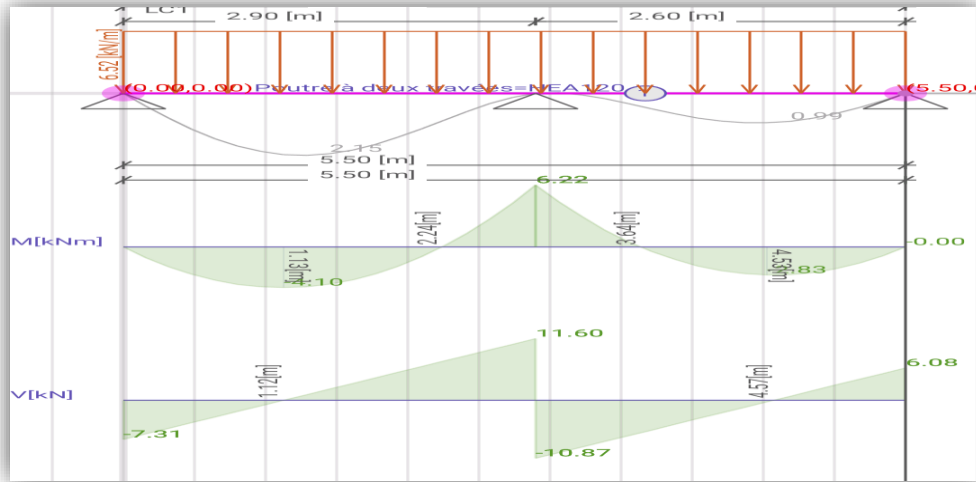


Figure III.8: Diagramme des moments et efforts tranchants pour poutre à deux travées.

Type II : Poutre à quatre travées

A L'ELU :

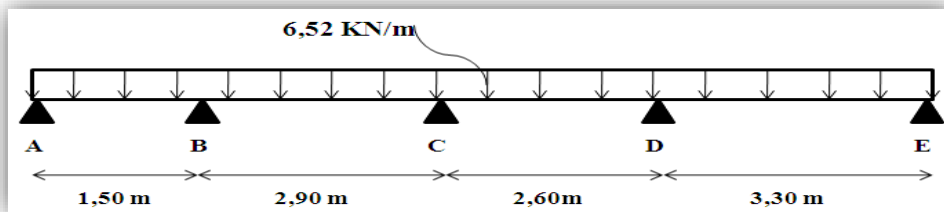
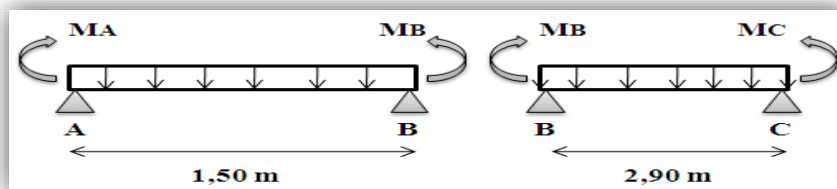


Figure III.9: Poutre à quatre travées du plancher terrasse inaccessible.

On isolant deux travées adjacentes

Travée AB et BC :



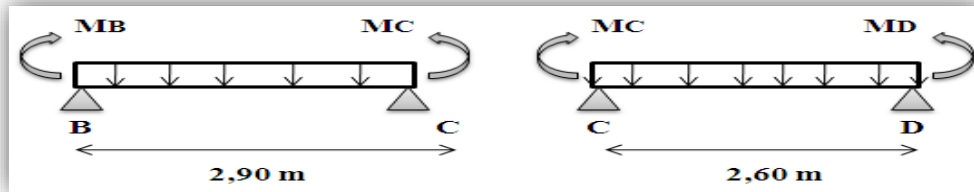
Le calcul se fait la formule(III.9)

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C = -\frac{6,52}{4}(1,50^3 + 2,90^3)$$

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C + 45,26 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

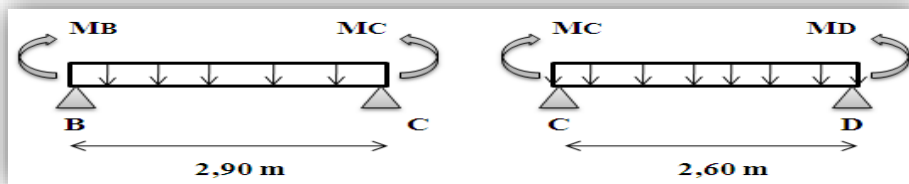
Travée BC et CD :



$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D = -\frac{6,52}{4}(2,90^3 + 2,60^3)$$

$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D + 68,40 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Travée CD et DE :



$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E = -\frac{6,52}{4}(2,60^3 + 3,30^3)$$

$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E + 87,23 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

Avec : $M_E = 0 \text{ KN.m}$

D'après les trois équations résoudre le système de l'équation ;

De l'équation(1) :

$$8,80M_B + 2,90M_C + 45,26 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_B = \frac{-2,90M_C - 45,26}{8,80} \rightarrow M_B = -0,330M_C - 5,143 \dots\dots\dots (*)$$

De l'équation (3) :

$$2,60M_C + 11,80M_D + 87,23 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$M_D = \frac{-2,60M_C - 87,23}{11,80} \rightarrow M_D = -0,220M_C - 7,39 \dots\dots\dots (**)$$

M_B et M_D Dans l'équation (2) : $M_C = -3,62 \text{ KN.m}$

M_C dans l'équation(*): $M_B = -3,95 \text{ KN.m}$

M_C dans l'équation(**): $M_D = -6,95 \text{ KN.m}$

Digramme

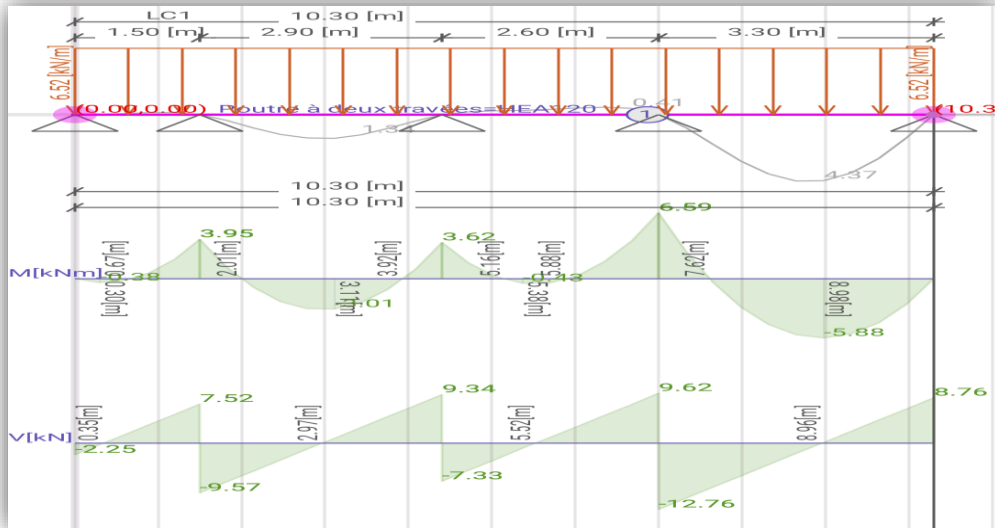


Figure III.10: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de quatre travées. "BeamDesign".

Type III : Poutre à cinq travées

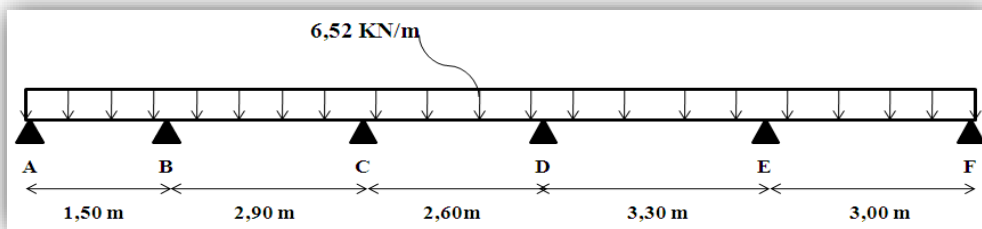


Figure III.11: Poutre à cinq travées du plancher terrasse inaccessible.

On isolant deux travées adjacentes

Travée AB et BC :

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C + 45,26 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Avec : $M_A = 0$ KN.m

Travée BC et CD :

$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D + 68,40 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Travée CD et DE :

$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E + 87,23 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

Travée DE et EF :

$$3,30M_D + 12,60M_E + 3,00M_F + 102,873 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Avec : $M_F = 0$ KN.m

De l'équation (1) : $M_B = -0,330M_C - 5,143 \dots\dots\dots (*)$

M_B Dans l'équation (2) : $M_C = -0,259M_D - 5,33 \dots\dots\dots (**)$

M_C Dans l'équation (3) : $M_D = -0,310M_E - 6,79 \dots\dots\dots (1')$

M_D Dans l'équation (4) : $M_E = -6,96 \text{ KN.m}$

On remplace M_E dans l'équation (1') : $M_D = -4,53 \text{ KN.m}$

M_D Dans l'équation (**): $M_C = -4,15 \text{ KN.m}$

M_C Dans l'équation(*): $M_B = -3,77 \text{ KN.m}$

Diagramme

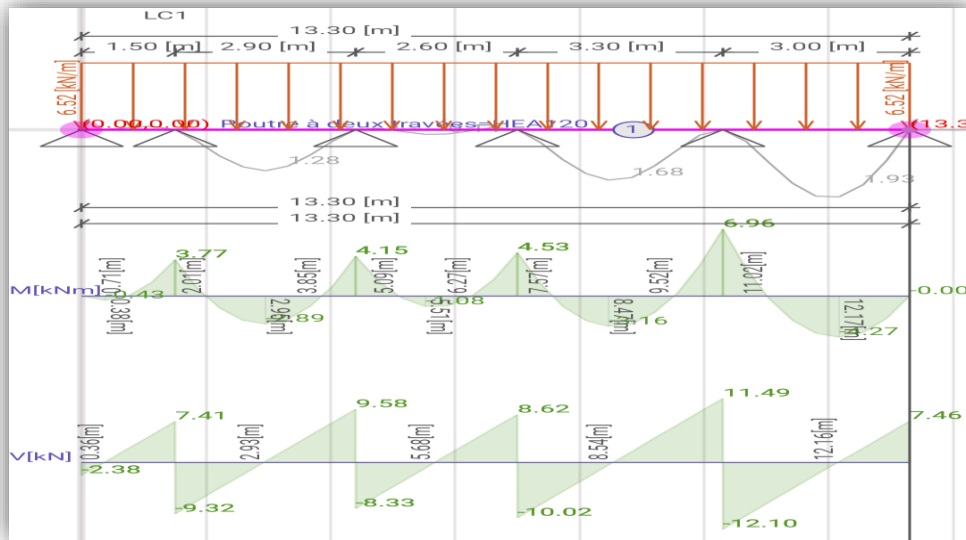


Figure III.12: Diagramme des moments et l'effort tranchant à poutre de cinq travées. "BeamDesign".

On résume les sollicitations des trois types des poutrelles dans le tableau(III.2) sous dessous :

Tableau III.2: Récapitulatif les moments et les efforts tranchant (ELU et ELS) "terrasse"

Type de poutrelle	Travée	L (m)	ELU					ELS		
			$q_u = 6,52 \text{ KN/ml}$					$q_s = 4,76 \text{ KN/ml}$		
			M_t	M_w	M_e	T_w	$Te(-)$	M_t	M_w	M_e
I	AB	2,90	4,10	0	-6,22	11,60	7,31	2,99	0	-4,54
	BC	2,60	2,84	-6,22	0	6,08	10,87	2,07	-4,54	0
II	AB	1,50	0,38	0	-3,95	7,52	2,25	0,28	0	-2,88
	BC	2,90	3,01	-3,95	-3,62	9,34	9,57	2,24	-2,88	-2,64
	CD	2,60	0,43	-3,62	-6,59	9,62	7,33	0,37	-2,64	-4,81
	DE	3,30	5,88	-6,59	0	8,76	12,76	4,30	-4,81	0
III	AB	1,50	0,43	0	-3,77	7,41	2,38	0,31	0	-2,75
	BC	2,90	2,89	-3,77	-4,15	9,58	9,32	2,10	-2,75	-3,03
	CD	2,60	1,08	-4,15	-4,53	8,62	8,33	0,84	-3,03	-3,31
	DE	3,30	3,16	-4,53	-6,96	11,49	10,02	2,31	-3,31	-5,08
	EF	3,00	4,27	-6,96	0	7,46	12,10	3,12	-5,08	0

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment} = \max (MF ; MD3M) = 5,88 \text{ KN.m} \\ \text{L'effort tranchant} = \max (MF ; MD3M) = 11,60 \text{ KN} \end{array} \right.$

III.5. Calcul des poutrelles de planchers RDC et Etages courants :

III.5.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Calcul à L'ELU :

Type I : Poutre à deux travées

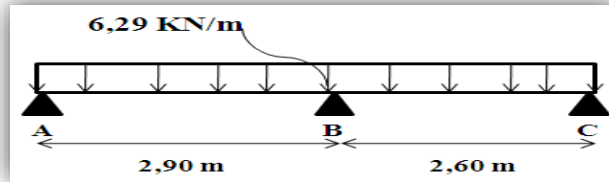


Figure III.13: Poutre à deux travées du plancher étages courants.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,50 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2 < 11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

- Poutrelle a inerties transversale constantes **Condition satisfaite.**
- Les rapports des portées successives sont compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,30}{3} = 1,10 < 1,25 \dots \text{Condition satisfaite.}$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Les 4 conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

↳ **Calcul des moments en travées :**

Le calcul d'après la formule (III.6)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1,5}{1,5+5,50} = 0,214 \text{ D'après la formule(III.4)} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,064 > 1,05 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,632 \text{ (Travée de rive)} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,532 \text{ (Travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

On résume les sollicitations des poutrelles à deux travées dans le tableau (III.3) sous dessous.

Tableau III.3:Récapitulatif des sollicitations des poutrelles à deux travées selon MF.

Travées		AB	BC	
L(m)		2,90	2,60	
$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ (KN.m)	ELU	6,61	5,32	
	ELS	4,78	3,85	
Appuis		A	B	C
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6	0,2
M_a (Aphis)	ELU	1,32	3,97	1,064
	ELS	0,96	2,87	0,77
$M_t(1)$	ELU	4,39		3,14
	ELS	3,17		2,28
$M_t(2)$ (Rive)	ELU	4,18		3,36
	ELS	3,02		2,43
$M_{t \max}$	ELU	4,39		3,36
	ELS	3,17		2,43
$T = \frac{M_w - M_e}{L} \pm \frac{qL}{2}$ (KN)	T_w	8,22		9,29
	T_e	-10,03		-7,06

Type II : Poutre à quatre travées

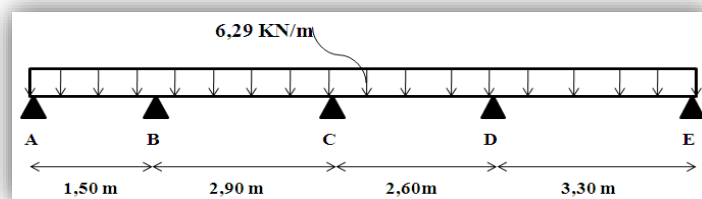


Figure III.14:Poutre à quatre travées du plancher étages courants.

III.5.1.1. Vérification les conditions de la méthode forfaitaire :

$0,8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1,90}{3} = 0,63 \dots \dots \dots$ **Condition non satisfaite.**

Donc on utilise la méthode des trois moments, les mêmes étapes que n’a faites dans le plancher terrasse inaccessible

On isolant deux travées adjacentes

Le calcul se fait la formule(III.9) :

Travée AB et BC :

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C = -\frac{6,29}{4}(1,50^3 + 2,90^3)$$

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C + 43,66 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Avec : $M_A = 0$ KN.m

Travée BC et CD :

$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D = -\frac{6,29}{4}(2,90^3 + 2,60^3)$$

$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D + 65,99 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Travée CD et DE :

$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E = -\frac{6,29}{4}(2,60^3 + 3,30^3)$$

$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E + 84,15 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

Avec : $M_E = 0 \text{ KN.m}$

D'après les trois équations résoudre le système :

$$M_A = 0 \text{ KN.m}; M_B = -3,81 \text{ KN.m}; M_C = -3,49 \text{ KN.m}; M_D = -6,36 \text{ KN.m};$$

$$M_E = 0 \text{ KN.m}$$

Diagramme :

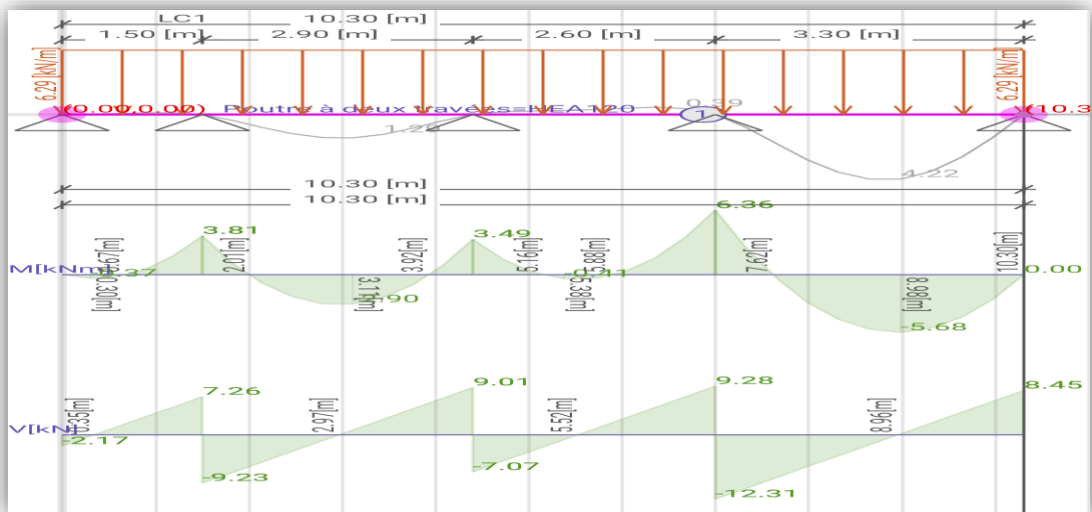


Figure III.15: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de quatre travées. "BeamDesign"

Type III : Poutre à cinq travées

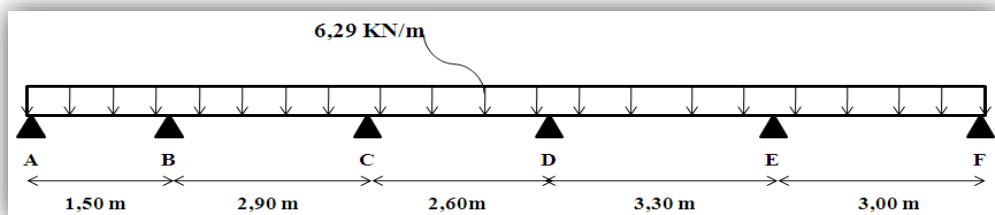


Figure III.16: Poutre à cinq travées du plancher étage courants.

On isolant deux travées adjacentes

Travée AB et BC :

$$1,50M_A + 8,80M_B + 2,90M_C + 43,66 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

Travée BC et CD :

$$2,90M_B + 11M_C + 2,60M_D + 65,99 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Travée CD et DE :

$$2,60M_C + 11,80M_D + 3,30M_E + 84,15 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

Travée DE et EF :

$$3,30M_D + 12,60M_E + 3,00M_F + 98,97 = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Avec : $M_F = 0 \text{ KN.m}$

D’après les trois équations résoudre le système de l’équation ;

$$M_A = 0 \text{ KN.m}; M_B = -3,64 \text{ KN.m}; M_C = -4,00 \text{ KN.m}; M_D = -4,37 \text{ KN.m};$$

$$M_E = -6,71 \text{ KN.m}; M_F = 0 \text{ KN.m}$$

Diagramme

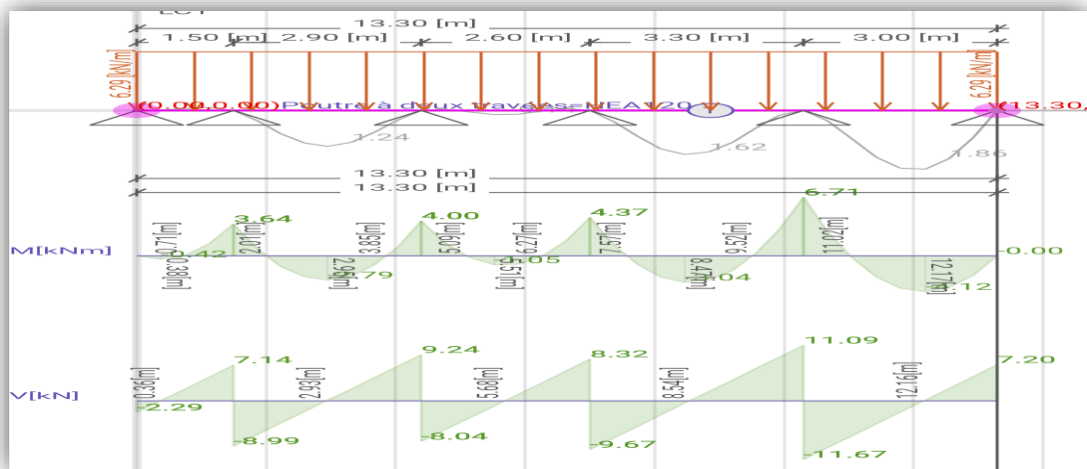


Figure III.17: Diagramme des moments et des efforts tranchant à poutre de cinq travées.

On résume les sollicitations des trois types des poutrelles dans le tableau (III.4) sous dessous

Tableau III.4: Récapitulatif les valeurs des moments et efforts tranchant à L'ELU et ELS.
'RDC et Etages courants'

Type de poutrelle	Travée	L (m)	ELU					ELS		
			$q_u = 6,29 \text{ KN/ml}$					$q_s = 4,55 \text{ KN/ml}$		
			M_t	M_w	M_e	T_w	$Te(-)$	M_t	M_w	M_e
II	AB	1,50	0,37	0	-3,81	7,26	2,17	0,27	0	-2,76
	BC	2,90	2,90	-3,81	-3,49	9,01	9,23	2,76	-2,76	-2,53
	CD	2,60	0,41	-3,49	-6,36	9,28	7,07	0,30	-2,53	-4,60
	DE	3,30	5,68	-6,36	0	8,45	12,31	4,60	-4,60	0
III	AB	1,50	0,42	0	-3,64	7,14	2,29	0,30	0	-2,63
	BC	2,90	2,79	-3,64	-4,00	9,24	8,99	2,02	-2,63	-2,90
	CD	2,60	1,05	-4,00	-4,37	8,32	8,04	0,76	-2,90	-3,16
	DE	3,30	3,04	-4,37	-6,71	11,09	9,67	2,20	-3,16	-4,85
	EF	3,00	4,12	-6,71	0	7,20	11,67	2,98	-4,85	0

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment} = \max (MF ; MD3M) = \mathbf{5,68 \text{ KN. m}} \\ L'effort \text{ tranchant} = \max (MF ; MD3M) = \mathbf{11,09 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

III.6. Ferrailage des poutrelles :

❖ Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales : pour calcul le ferrailage

A L'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 5,88 \text{ KN. m} \\ M_{appui} = 6,96 \text{ KN. m} \\ T_{max} = 11,60 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 4,30 \text{ KN. m} \\ M_{appui} = 5,08 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

⚠ Remarque:

- ELU : pour le ferrailage ;
- ELS : Vérification.

III.6.1. Calcul les armatures longitudinales :

$$M_{tmax} = 5,88 \text{ KN. m}$$

❖ Calcul le moment capable de la table :

$$M_T = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (\text{III.9})$$

- Si : $M_{tmax u} < M_T$ l'axe neutre est dans la table de compression et la section en (T) sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b× h).
- Si $M_{tmax u} > M_T$ l'axe neutre est dans la nervure et la section de calcule sera une section en (T).

Application numérique

D'après la formule (III.9)

$$M_T = 65 \times 4 \times 12,47 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 55,88 \text{ KN.m}$$

Avec : La hauteur utile égale 18cm

Donc : $M_{tmax} < M_T$ la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

III.6.1.1. Calcul de ferrillage :

↳ En travée (armatures inférieures):

$$M_{tmax} = 5,88 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

Moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{max}(N)}{b(\text{cm}) \times d^2(\text{cm}) \times \sigma_{bc}(\text{MPa})} \quad (\text{III.10})$$

$$\mu = \frac{5,88 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 12,47} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \text{ pour } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow$ Section sans armature comprimée.

A partir l'abaque on trouve [Annexe I] : $\beta = 0,989$

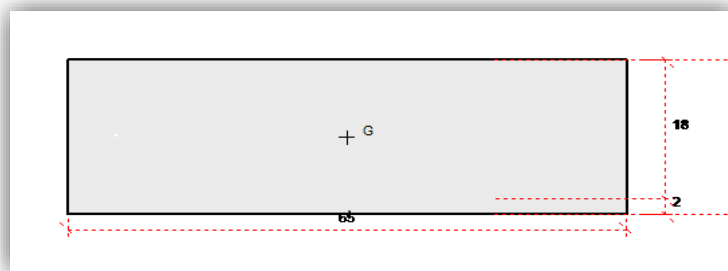


Figure III.18: Section de calcul $(65 \times 20) \text{ cm}^2$, 'SOCOTEC'

$$A_s = \frac{M_{max}(N)}{\beta \times d(\text{cm}) \times \sigma_{bc}(\text{MPa})} \quad (\text{III.11})$$

$$A_{st} = \frac{5,88 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm/m}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b h_0 \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 (h_t - h_0) \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 (h_t - h_0))} \quad (\text{III.13})$$

D'après la formule on prend : $V_2 = 13,75 \text{ cm}$

$$V_1 = h_t - V_2 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - (b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - V_1)^3}{3} \quad (\text{III.14})$$

D'après la formule(III.15) on prend : $I = 15486,92 \text{ cm}^4$

On remplace les valeurs « h_t, f_{t28} et I, V_2 et f_e » dans la formule (III.12) on prend :

$$A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Choix des armatures :

On prend : **3T10 p. m(2,36 cm/m²).**[AnnexeII]

↳ **Sur appuis (armatures supérieures) :** La section ($b \times h_t$) = (12 × 20)cm²

$$M_{\text{app max}} = 6,96 \text{ KN. m}$$

Le calcul se fait la formule(III.10) :

$$\mu = \frac{6,96 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 12,47} = 0,144 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{pour } f_e = 400 \text{ MPa}$$

A partir de l'abaque [Annexe I] on trouve : $\beta = 0,922$

Le calcul se fait la formule (III.11) :

$$A_{st} = \frac{6,96 \times 10^3}{0,922 \times 18 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Condition de non fragilité :(12 × 20)cm²

Remplace la valeur de V_1 dans cette formule(III.12) on trouve : $A_{\min} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

$$A_{s \text{ app}} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}^2 > A_{\min} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Choix des armatures :

On prend : **2T10 p. m(1,57 cm/m²).**[1T10 (filante) +1T10 (chapeau)]. [Annexe II]

III.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

↳ **En travée :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91] (Article.4.5.1)

Remplace les valeurs de « $d, b, \eta, A' A_s$ » dans la formule (III.16) on obtient une équation de 2^{ème} degré :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \quad (\text{III.15})$$

$\eta A'(y - c') = 0 \rightarrow$ Puisque $A' = 0$

Donc : $\frac{by^2}{2} - \eta A(d - y) = 0$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

Donc : on prend $y = 3,92$ cm

$y = 3,92$ cm $< h_0 = 4$ cm : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A_S(d - y)^2 \quad (\text{III.16})$$

On prend: $I = 8323,04$ cm⁴

↳ **Sur appuis :**

Remplace les valeurs de « d, b, η , A' , A_S » dans la formule (III.15) on obtient une équation de 2^{ème} degré :

$$32,5y^2 + 23,55y - 423,90 = 0$$

On prend $y = 3,27$ cm

$y = 3,92$ cm $< h_0 = 4$ cm : L'axe neutre tombe dans la table de compression.

On prend: $I = 5867,30$ cm⁴

III.7.1. Calcul des contraintes:

► **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

↳ **En travée :**

$$M_{t_{ser}} = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad (\text{III.17})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 13,20 \text{ MPa} \quad (\text{III.18})$$

$$\sigma_{bc} = 2,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,20 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

↳ **Sur appuis :**

$$M_{appui} = 5,08 \text{ KN.m}$$

De la formule(III.18) on prend : $\sigma_{bc} = 2,83$ MPa

$$\sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,20 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

► **Contrainte de cisaillement :**

Contrainte tangentielle : Selon [CBA93](Art.5.1.1)

$$T_{max} = 11,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b_0 \times d} \quad (\text{III.19})$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa}$$

Contrainte tangentielle ultime: Selon [CBA93](Art.5.1.2.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ ''fissuration préjudiciable''} \quad \text{(III.20)}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

C.-à-d. pas de risque de cisaillement.

III.8. Armatures transversales :

↳ **Diamètre :** Selon [CBA93](Art.5.1.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) \quad \text{(III.21)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$$\left(A_t = \frac{\pi D^2}{4}\right) \Rightarrow A_t = \frac{\pi 6^2}{4} = 28,27 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_t = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A_t = 2\phi 6 \text{ p. m (0,56 cm}^2/\text{ml)}$ [Annexe II]

↳ **Espacements :** Selon [CBA93](Art.5.1.2.2)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16,20 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \quad \text{(III.22)}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.9. Vérification de la flèche : la vérification de la flèche se fait à ELS [CBA93] (B.6.8.4.2.4) page138 :

Avec : $q_{ser} = 4,76 \text{ KN/ml}$

La grande portée égale 3,40 m, à partir la formule(III.5) on prend : $M_{0ser}^{max} = 6,48 \text{ KN.m}$

Tableau III.5: Vérification les conditions de la flèche selon CBA93 plancher terrasse.

	$M_{tser} = 4,30 \text{ KK.m}$	$M_{0ser} = 6,48 \text{ KN.m}$	$L = 3,30 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$	$5,9 \times 10^{-2} > 4,44 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15 \times M_{0ser}}$	$5,9 \times 10^{-2} > 4,42 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{A_{smax}}{b_0 \times d} \geq \frac{3,6}{f_c}$	$1,1 \times 10^{-2} > 9 \times 10^{-3}$		Oui

► **Plancher RDC et Etages courants :**

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums.

Les sollicitations maximales :

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 5,68 \text{ KN.m} \\ M_{appuis} = 6,71 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 11,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 4,60 \text{ KN.m} \\ M_{appuis} = 4,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.10. Calcul les armatures longitudinales :

❖ **Calcul le moment capable de la table :**

Le calcul se fait la formule(III.9) : $M_{tmax} = 6,01 \text{ KN.m}$

$$M_T = 65 \times 4 \times 12,47 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 55,88 \text{ KN.m}$$

Avec : la hauteur utile égale 18 cm

Donc : $M_{tmaxu} < M_T$ la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

III.11. Calcul de ferrailage :

↳ **En travée (armatures inférieures):**

$$M_{tmax} = 5,68 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimé A' :

Moment réduite : D'après la formule(III.10)

$$\mu = 0,022 < 0,392 \quad ; \mu < \mu_1 \rightarrow \text{Section sans armature comprimée.}$$

A partir l'abaque [Annexe I] on trouve : $\beta = 0,989$

$$A_{st} = 0,92 \text{ cm/m}^2$$

Condition non fragilité :

De la formule(III.13) on prend : $A_{min} = 0,33 \text{ cm/m}^2$

$$A_{st} = 0,92 \text{ cm/m}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

Choix des armatures :

On prend : **3T10p.m(2,36 cm/m²)**[Annexe II]

↳ **Sur appuis (armatures supérieures) :**

Le calcul se fait la formule(III.9) : $M_T = 9,58 \text{ KN.m}$

Donc : $M_{tmaxu} < M_T$ la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$M_{app \text{ max}} = 6,71 \text{ KN.m}$$

D'après la formule(III.10) : $\mu = 0,14 < 0,392$

A partir de l'abaque [Annexe I] on trouve : $\beta = 0,924$

D'après la formule (III.11) : $A_{st} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Condition de non fragilité : $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

A partir la formule (III.13) on prend :

Remplace la valeur de V_1 dans cette formule on trouve : $A_{min} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

$A_{s \text{ app}} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}^2 > A_{min} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots$ **Condition satisfaite.**

Choix des armatures :

On prend : **2T10 p. m(1,57 cm/m²)**[1T10 (filante) +1T10 (chapeau)] [Annexe II]

III.12. Calcul des contraintes:

► **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

↳ **En travée :**

$M_{t \text{ ser}} = 4,60 \text{ KN.m}$; $I = 8323,04 \text{ cm}^4$; $y = 3,29 \text{ cm}$

D'après la formule(III.16) on prend: $\sigma_{bc} = 2,05 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 13,20 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,20 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition satisfaite.**

↳ **Sur appuis :**

$M_{ap \text{ ser}} = 4,85 \text{ MPa}$; $I = 5867,30 \text{ MPa}$; $y = 3,27 \text{ cm}$

De fa formule(III.16) on prend : $\sigma_{bc} = 2,70 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,20 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition satisfaite.**

► **Contrainte de cisaillement :**

Contrainte tangentielle : Selon [CBA93](Art.5.1.1)

$T_{max} = 11,09 \text{ KN}$

A partir la formule(III.18) on prend : $\tau_u = 0,51 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition satisfaite.**

C.-à-d. pas de risque de cisaillement.

⚠ **Remarque :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte maximale de l'acier tendu σ_{st} .

III.13. Armatures transversales :

↳ **Diamètre :** Selon[CBA93](Art.5.1.2.2)

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$(A_t = \frac{\pi D^2}{4}) \Rightarrow A_t = \frac{\pi 6^2}{4} = 28,27 \text{ mm}^2$

Donc : $A_t = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : $A_t = 2\phi 6$ p. m ($0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$) [Annexe II]

↳ **Espacements** : Selon [CBA93](Art.5.1.2.2)

A partir la formule(III.21) : On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.14.Vérification de la flèche : la vérification de la flèche se fait ELS [CBA93] (B.6.8.4.2.4) :

Avec : $q_{\text{ser}} = 4,55 \text{ KN/ml}$

La grande portée égale 3,30 m ; On prend : $M_{0\text{ser}}^{\text{max}} = 6,19 \text{ KN.m}$

Tableau III.6:Vérification les conditions de la flèche selon CBA93 plancher RDC et Etages courants.

	$M_{\text{tser}} = 4,60 \text{ KK.m}$	$M_{0\text{ser}} = 6,19 \text{ KN.m}$	$L = 3,30 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$	$5,9 \times 10^{-2} > 4,44 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{tser}}}{15 \times M_{0\text{ser}}}$	$5,9 \times 10^{-2} > 4,95 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{A_{\text{smax}}}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$	$7,27 \times 10^{-3} < 9 \times 10^{-3}$		Oui

↳ Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Section minimale des armatures \perp aux poutrelles :**

D'après le [CBA93] (B.6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} \geq 0,02 \times l \times \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times l}{f_e} \quad (\text{III.23})$$

Puisque : $50 \text{ cm} < l = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

Avec : l : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

$$f_e = 235 \text{ MPa (Treillis soudés)}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : on adopte $6\phi 5$ p. m ($1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$) [Annexe II]

❖ **Section minimale des armatures \parallel aux poutrelles :**

$$(A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}) \Rightarrow (A_{\parallel} = \frac{1,18}{2}) \quad (\text{III.24})$$

$$(A_{\parallel} \geq 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

Choix : on adopte $6\phi 5$ p. m ($1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$). [Annexe II]

On adopte des treillis soudés de diamètre 5 espacés de 15 cm (**Treillis soudés $\phi 5/15$**).

L'espacement des armatures transversales :

D'après[RPA99/version2003](Art.7.5.2)

$$A_{tmin} \leq 0,003S_t b \quad (\text{III.25})$$

$$S_t \geq \frac{A_t}{0,003 \times b} = 15,55 \text{ cm} ; \text{ on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

On doit vérifier les deux relations suivantes à partir la formule(III.25) :

Selon [CBA93] (Art.5.1.2.3)

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f'_{tj}k)}{(0,9f_e)(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{III.26})$$

Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$: (flexion simple)

$$f'_{tj} = \min(f_{tj}, 3,3) \text{ MPa} = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,56 \times 10^2}{120 \times 150} \geq \frac{1,15(0,53 - 0,3 \times 1,92 \times 1)}{(0,9 \times 235 \times 1)}$$

$$3 \times 10^3 > -2,5 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Vérification de l'espacement : [CBA93] (Art.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{III.27})$$

$$\frac{0,56 \times 235}{12 \times 15} = 0,74 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Vérification aux glissements : [CBA93] (Art.5.1. 3.2.1)

En appui : pour équilibrer un effort

$$V_u - \frac{M_u}{0,9d} \leq 0 \quad (\text{III.28})$$

$$\text{Avec : } V_u = 11,42 \text{ KN} \text{ et } M_u = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } -32,65 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

❖ **L'ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

$$\text{Avec : } \Psi_S = 1,5 \text{ (Pour acier à haute adhérence). [CBA93] (Art.6.1.2.2)}$$

$$\tau_s = 0,6\Psi_S^2 \times f_{t28} \quad [\text{CBA93}] \text{ (Art.6.1.2.1)} \quad (\text{III.29})$$

$$\text{Avec : } \Psi_S = 1,5 \text{ (Pour acier à haute adhérence).}$$

$$\text{Donc : } \tau_s = 2,592 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad [\text{CBA93}] \text{ (Art. 6. 1. 2. 2)} \quad (\text{III.30})$$

$$\text{Avec : } \phi : \text{diamètre d'une barre égale } 1 \text{ cm}$$

$$L_s = 38,58 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$$

Donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

Selon [CBA93] (Art.6.1.2.5.3) voir la figure page65

$$r = 5,5\phi = 5,5 \text{ cm (Pour barre à haute adhérence)}$$

(III.31)

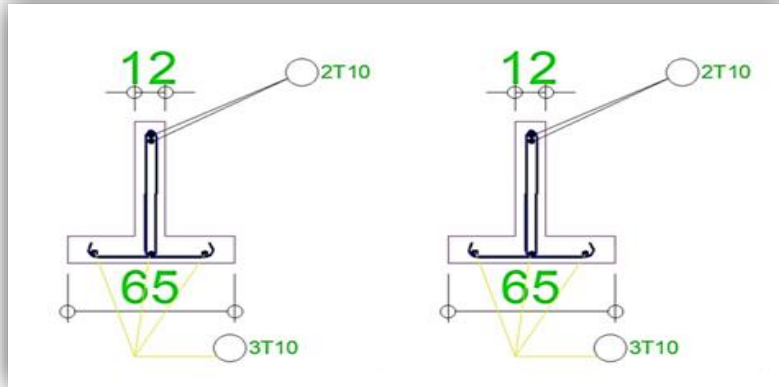


Figure III.19: Ferrailage des poutrelles dans terrasse et étages.

Conclusion III :

Dans ce chapitre nous avons utilisé deux méthodes « forfaitaire et trois moments » pour calculer et ferrailé le plancher à corps creux.

Chapitre IV :
Dimensionnement des
éléments non structuraux

IV. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon.

Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

IV.1.1. Etude de l'acrotère :

1. Définition

L'acrotère est un élément non structural qui est encasté dans le plancher terrasse, il est soumis à un effort normal dus à son poids propre et un moment dus à une force statique équivalente le calcul sera fait pour une bande d'un mètre et une épaisseur de (10cm).

Le ferrailage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de 1m travaillant en flexion composé.

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

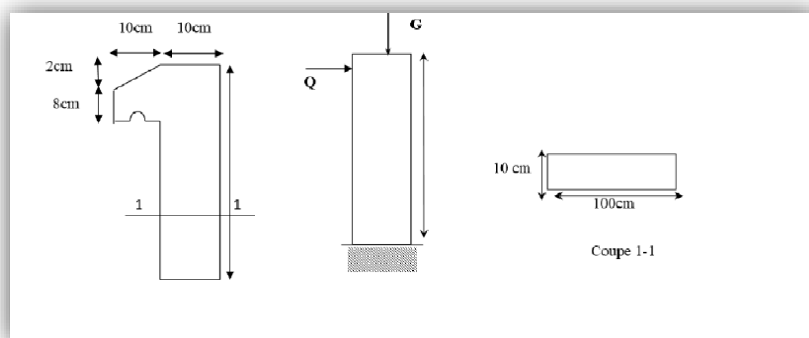


Figure IV.1: Représentation de l'acrotère.

IV.1.2. Calcul des sollicitations :

La surface de l'acrotère

$$S = \left[0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} \right] = \mathbf{0,069 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{Propre}} = S \times \gamma_B \quad (\text{IV.1})$$

$$G_{\text{acrotère}} = Pp = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

Périmètre de l'acrotère

$$P = [60 + 10 + 10 + \sqrt{10^2 + 2^2} + 8 + 10 + 50] = 168 \text{ cm} = 1,68 \text{ m}$$

$$P_{\text{enduit}} = (0,18 \times 2,5) \times 1,68 = 0,756 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 1,73 + 0,756 = 2,486 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

IV.1.2.1. Evaluation et combinaison des charges :

Le calcul se fait en flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- Effort normal de compression N_u
- Effort tranchant T_u
- Moment de renversement M_u

Tableau IV.1: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.

	ELU		ELS	
N_u (KN)	1,35G	3,36	G	2,486
T_u (KN)	1,5Q	1,5	Q	1
M_u (KN.m)	1,5Q×h	0,9	Q×h	0,6

Ferraillage de l'acrotère :

Tableau IV.2: Récapitulatif les caractéristiques de calcul.

f_{c28} (MPa)	$d'=h-c$ (cm)	$\sigma_{bc} = f_{bu}$ (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	$c=c'$ (cm)	b (cm)	h (cm)
22	8	12,47	348	400	2	100	10

Calcul de ferraillage (ELU) :

Calcul de l'excentricité

$$e_{0u} = \frac{M_u(\text{KN.m})}{N_u(\text{KN})} \quad (\text{IV.2})$$

$$e_{0u} = \frac{0,9}{3,36} = 0,268 \text{ m}$$

Centre de pression :

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,268 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.2.2. Vérification de la compression partielle ou entière de la section :

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - c \right] \quad (\text{IV.3})$$

$$M_u = 3,36 \left[0,268 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') - M_u \leq [0,337h - (0,81c')] f_{bu} \times b \times h \tag{IV.4}$$

On divise la formule (IV. 4) à deux parties :

$$(d - C')N_u - M_u \dots\dots\dots (A)$$

$$\Rightarrow [(0,09 - 0,02) \times 3,36] - 1 = -0,76 \text{ KN.m}$$

$$[0,337h - (0,81c')] f_{bu} \times b \times h \dots\dots\dots (B)$$

$$\Rightarrow [(0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)] 12,47 \times 100 \times 0,1 = 2,18 \text{ KN.m}$$

A < B : Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m (**b × h**) **cm² = (100 × 10)cm²**

IV.1.2.3. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Avec : d = 0,9 × h = 0,09 m

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

Après la formule (III.) : $\mu = 0,0099 \approx 0,01 < \mu_1 = 0,392$ Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a : $\mu < \mu_1 \rightarrow A' = 0$ Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

A partir de l'abaque [Annexe I] on trouve : **β = 0,995**

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{E \times \gamma_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_1}$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

(IV.5)

$$\begin{cases} 1000\varepsilon_1 = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} \Rightarrow \varepsilon_1 = 1,74 \\ \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_1} \Rightarrow \alpha_1 = 0,668 \\ \mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 \end{cases}$$

IV.1.2.4. Calcul de la section d'armature :

◆ **Flexion simple**

$$A_{fs} = \frac{10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

◆ **Flexion composée**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{1000\sigma_s}$$

(IV.6)

$$A_{fc} = 0,32 - \frac{3,36 \times 10^3}{1000 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : [CBA93] (Art.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{IV.7})$$

Remplace les valeurs de b; d; f_{t28} et f_e dans la formule (IV.9):

$$\text{On prend : } A_{\min} = 0,99 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \cong 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A = \max(A_{fc}; A_{\min}) = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $4\phi 6 \text{ p. m} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ [Annexe II]

Avec un espacement de 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : $4\phi 6 \text{ p. m} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ [Annexe II]

L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (Pour une bande de un mètre linéaire).}$$

IV.1.2.5. Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle :

a) Armatures principales :

$$N_{\text{ser}} = 2,486 \text{ KN/ml}$$

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

$$e_{0\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{2,486} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

$$A_{s\min} = 0,23 \left(\left(\frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \right) \times \left(\frac{e_{0s} - 0,45d}{e_{0s} - 0,185d} \right) \right) \quad (\text{IV.8})$$

Remplace les valeurs de d, b, f_{t28} , f_e et e_{0s} dans la formule (IV.8) :

$$\text{On prend : } A_{s\min} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : on adopte $4\phi 6 \text{ p. m}$ ($A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$) [Annexe II]

Avec un espacement de 25cm

b) L'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_r = 4\phi 6 \text{ p. m} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ [Annexe II]

IV.1.2.6. Vérification des contraintes (ELS) :

a) Moment de service

$$M_{ser} = N_{ser} \left[e + \frac{h}{2} - c \right] \quad (IV.9)$$

$$M_{ser} = 2,486 \left[0,24 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,67 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

D'après la formule(III.14) :

Noter : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91] (Art. 4.5.1)

Remplace les valeurs de « d, b, η , A_s » dans la formule(III.15) on obtient une équation de 2^{ème} degré :

$$50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \quad ; \text{ Donc : on prend } y = 1,59$$

c) Moment d'inertie : d'après la formule (III.16) On prend : $I = 1064,69 \text{ cm}^4$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$M_{ser} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,89 < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

D'après la formule(I.16) [CBA93] (Art.4.5.3.3)Fissuration préjudiciable''

Avec : $\eta = 1,6$ Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 192,80) = 192,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad (IV.10)$$

$$\sigma_{st} = 62,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 192,80 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant « cisaillement » :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

Selon [CBA93] (Art.5.1.2.1.1)

D'après la formule(III.20) : $\bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$

Selon [CBA93] (Art.5.1.1) : $T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$;

D'après la formule(III.19) : $\tau_u = 0,017 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

IV.1.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme:

D'après le [RPA99/2003] (Art.6.2.3), les efforts horizontaux de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (IV.11)$$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenue à partir du **RPA99** en fonction :

- Zone I
 - Groupe d'usage 2
- } A = 0,10 dans le tableau (4.1) **page 112**

C_P : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0,3 et 0,8 dans notre cas $C_P = 0,8$

W_P = poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_P = G_{\text{acrotère}} = 2,486 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_P = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,486 = 0,80 \text{ KN/ml}$$

$0,80 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ **Condition Satisfaite.**

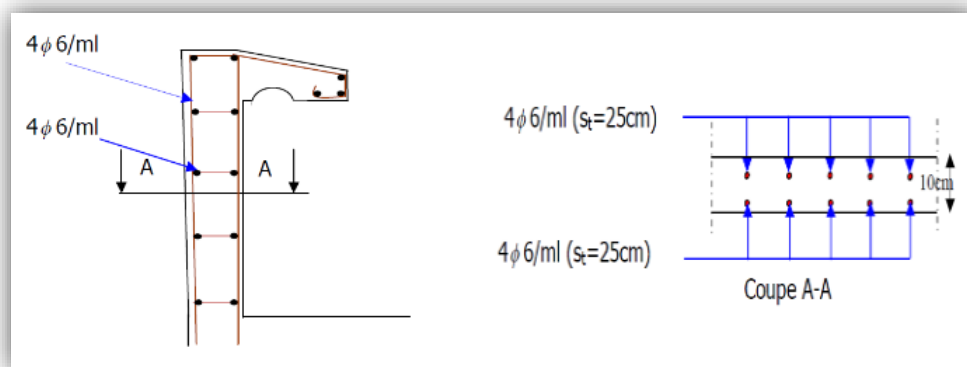


Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2 Etude d'escalier

IV.2.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est une suite régulière de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

Description : l'escalier se compose de :

- **Marche :** la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **Contre marche :** désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

- **Giron(g)** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **Emmarchement** : c'est la largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Paillasse** : c'est la dalle oblique qui porte l'escalier.
- **Volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : plate-forme en béton, on bois ou en métal située en extrémité d'une volée.
- **Le jour** : espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **Le nez de marche** : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **Garde de corps** : ouvrage horizontal de protection contre les risques de chute fortuite dans le vide.

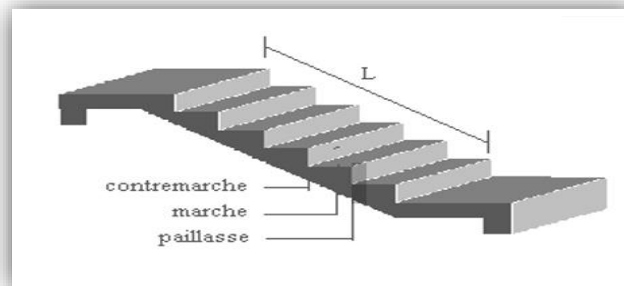


Figure IV.3: Composants d'escalier.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type : Escalier droite à deux volées parallèles coulé en place.

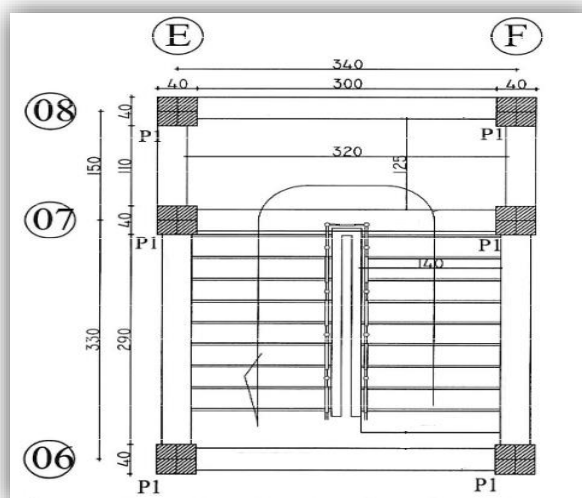


Figure IV.4: Vue en plan de l'escalier.

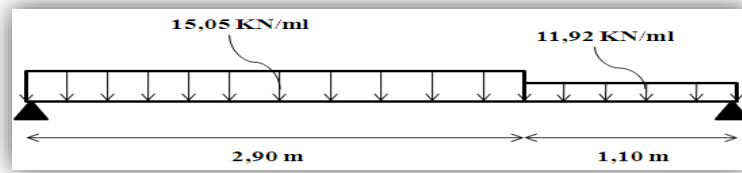


Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier à pailleuse avec palier de repos.

IV.2.2. Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers de notre bâtiment sont coulés sur place dont les dimensionnements des marches et contre marches (g) et (h) sont déterminées par la condition de **Blondel**

Avec : $0,59\text{m} \leq 2h+g \leq 0,66\text{m}$ (IV.12)

h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche

H : hauteur entre les faces supérieure des deux paliers successifs d'étage ($H = n \times h = \frac{h_e}{2}$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1) g$

❖ Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) :

• Dimensionnement des marches et contre marche :

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

En utilisant la formule de BLONDEL, on trouve :

$$\frac{L}{n - 1} + \frac{2H}{n} = m$$

m : choisie, L et H connues, n ?

Après développement, on trouve :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \quad (\text{IV.13})$$

Avec : $m = 64$; $H_{\text{étage}} = 3,06\text{m}$; $L = 2,90\text{m}$; $H_{\text{volé}} = \frac{H_{\text{étage}}}{2}$

La résolution de cette équation donne la valeur de n :

Donc l'équation(IV.13) devient : $64n^2 - (64+290+2 \times 153) n + 2 \times 153 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1 = 9$ marches

$$\text{Puis : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15,30 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{290}{9} = 32,22 \text{ cm}$$

On vérifie avec :

1. La formule de Blondel (IV.12) :

$$59\text{cm} \leq (2 \times 17 + 29) \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Pour des raisons de confort, on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17\text{cm} \\ g = 29\text{cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Personne idéal}$$

$$\text{Nombre des marches} = \frac{H_{\text{volé}}}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ marche}}$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec $g = 29\text{cm}$ et $h = 17\text{cm}$

✎ **Remarque :**

- La hauteur de la marche (h) varie de 14 cm à 20cm.
- La largeur de la marche (g) varie de 22 cm à 33 cm.
- L'idéal est d'avoir $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 29 \text{ cm}$ (pour des raisons de confort).
- L'épaisseur du jour varie entre 20 cm et 40 cm.

L'angle d'inclinaison :

$$\left. \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{17}{29} \\ \tan \alpha = 0,586 \end{array} \right\} \alpha = \mathbf{30,38^\circ}$$

$$\cos \alpha = 0,86$$

a) Epaisseur de la pailasse (e_v) : $L = 290 \text{ cm}$

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$11,24 \text{ cm} \leq e_v \leq 16,86 \text{ cm}$$

Donc : On prend : $e_v = \mathbf{15 \text{ cm}}$

b) Epaisseur de palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,86} = 17,44 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = \mathbf{18 \text{ cm}}$

IV.2.3. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Pailasse :

Tableau IV.3:Evaluation des charges permanente du paillasse.

N° :	Désignation	E _p (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfaccique KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	2	20	0,4
3	Lit de sable	2,5	18	0,45
4	Revêtement en carrelage verticale × 22 × h/g	2	22	0,26
5	Mortier de ciment verticale × 20 × h/g	2	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse e _p × 25/cosα	2		4,36
7	Poids propre des marches (h/2) × 22			1,87
8	Garde-corps	/	/	0,1
9	Enduit en plâtre	2	13	0,26
G_{Total}(KN/m²)				8,37

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 15,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m} = 10,87 \text{ KN/ml}$$

b)Palier:

Tableau IV.4:Evaluation des charges permanente du palier.

N° :	Désignation	e _p (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids surfaccique KN/m ²
1	Poids propre du palier e _p × 25	18		4,50
2	Carrelage	2	22	0,44
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Lit de sable	2,5	18	0,45
5	Enduit en plâtre	2	13	0,26
G total				6,05

✓ Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

IV.2.4. Sollicitation aux Etats limites

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,92 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8,55 \text{ KN/ml}$$

Calcul du ferrailage de la marche : Pour une bande de 1m de largeur

ELU: $q_u = 15,04 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = (G+Q) \times 1\text{ml} = 10,86 \text{ KN/ml}$

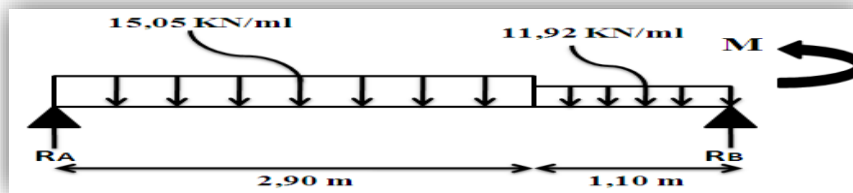


Figure IV.6: Schéma statique de l'escalier (paillasse, palier) "ELU".

- Détermination du moment et des efforts tranchants :

Pour déterminer les moments et des efforts tranchant en utilise la méthode de RDM

- ✓ Réactions des appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,05 \times 2,9 + 11,92 \times 1,1$$

$$R_A + R_B = 56,76 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4 - \left[11,92 \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 2,9 \right) \right] - \left[15,05 \times 2,9 \times \left(\frac{2,9}{2} \right) \right] = 0$$

$$\text{Donc : } R_B = 27,13 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 4 + \left[15,05 \times 2,9 \times \left(\frac{2,9}{2} + 1,1 \right) \right] + \left[11,92 \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} \right) \right] = 0$$

$$\text{Donc : } R_A = 29,63 \text{ KN}$$

- ✓ Efforts tranchant et moment fléchissant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,90 \text{ m}$

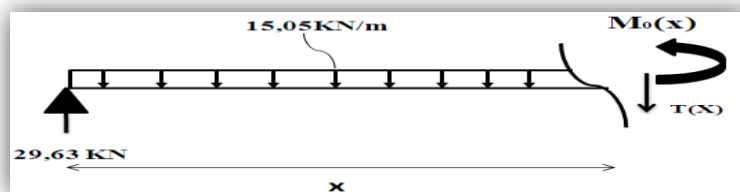


Figure IV.7: Schéma statique (ELU).

$$\begin{cases} M(x) = 29,63x - 7,53x^2 \\ T(x) = 29,63 - 15,05x \end{cases}$$

$$X = 0 \text{ m} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = 29,63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 2,9 \text{ m} \begin{cases} M(2,9) = 22,63 \text{ KN} \\ T(2,9) = -14,02 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T(x_{\max}) = 0 \Rightarrow 29,63 - 15,05x = 0$$

$x_{max} = 1,97 \text{ m}$

$M_{max} = M(1,97) = 29,15 \text{ KN.m}$

Section 2-2: $0 \leq x' \leq 1,10 \text{ m}$

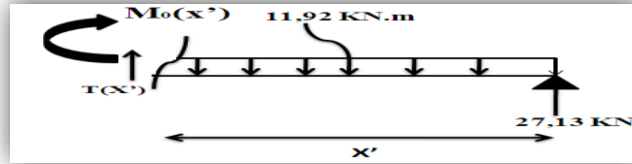


Figure IV.8: Schéma statique (ELU).

$$\begin{cases} M(x') = 27,13x' - 5,96x'^2 \\ T(x') = -27,13 + 11,92x' \end{cases}$$

$$x' = 0 \text{ m} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -27,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x' = 1,1 \text{ m} \begin{cases} M(1,1) = 22,63 \text{ KN.m} \\ T(1,1) = -14,02 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $M_{max} = 29,15 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :

$M_a = 0,4 M_{max} = 11,66 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

$M_t = 0,85 M_{max} = 24,78 \text{ KN.m}$

Diagrammes :

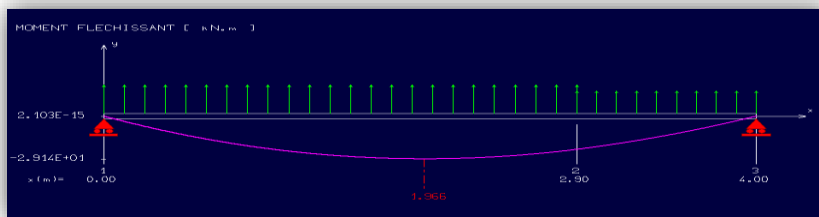


Figure IV.9: Diagramme des moments fléchissant "RDM6"

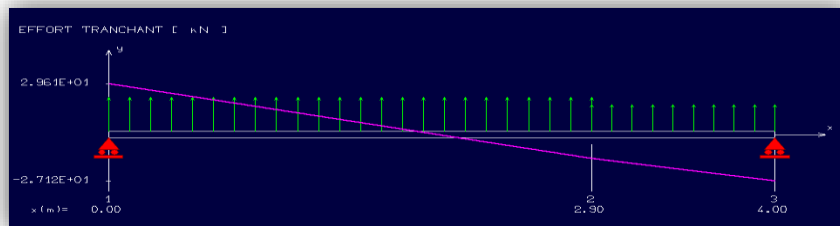


Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants. "RDM6"

- Calcul du moment maximal en travée a L'ELS :

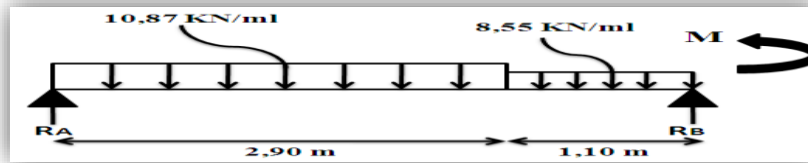


Figure IV.11: Schéma statique de l'escalier (paillasse, palier) 'ELS'.

- Détermination du moment et des efforts tranchants :

Pour déterminer les moments et des efforts tranchant en utilise la méthode de RDM

- ✓ Les réactions des appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,87 \times 2,9 + 8,55 \times 1,1$$

$$R_A + R_B = 40,93 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4 - \left[8,55 \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 2,9 \right) \right] - \left[10,87 \times 2,9 \times \left(\frac{2,9}{2} \right) \right] = 0$$

$$\text{Donc : } R_B = 19,54 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 4 + \left[10,87 \times 2,9 \times \left(\frac{2,9}{2} + 1,1 \right) \right] + \left[8,55 \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} \right) \right] = 0$$

$$\text{Donc : } R_A = 21,39 \text{ KN}$$

- ✓ Efforts tranchant et moment fléchissant :

Section 1-1: $0 \leq x \leq 2,90$

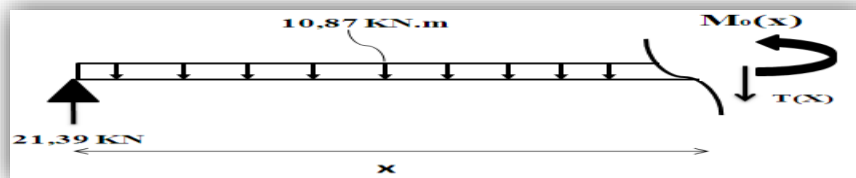


Figure IV.12: Schéma statique de section 1-1 (ELS).

$$\begin{cases} M(x) = 21,39x - 5,44x^2 \\ T(x) = 21,39 - 10,87x \end{cases}$$

$$X = 0 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -21,39 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 2,9\text{m} \quad \begin{cases} M(2,9) = 16,28 \text{ KN.m} \\ T(2,9) = -10,13 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T(x_{\max}) = 0 \Rightarrow 21,39 - 10,87x = 0$$

$$x_{\max} = 1,97 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,97) = 21,03 \text{ KN.m}$$

Section 2-2: $0 \leq x \leq 1, 10\text{m}$

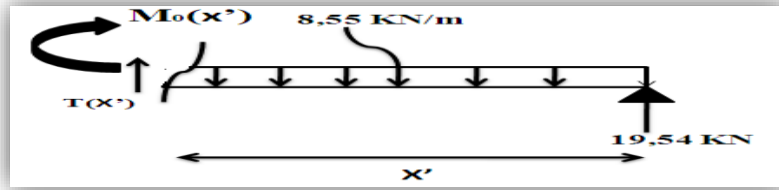


Figure IV.13:Schéma section 2-2 (ELS).

$$\begin{cases} M(x) = 19,54x - 4,28x^2 \\ T(x) = -19,54 + 8,55x \end{cases}$$

$$X' = 0 \text{ m} \quad \begin{cases} M(0) = 0\text{KN.m} \\ T(0) = 19,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X' = 1,1 \text{ m} \quad \begin{cases} M(1,1) = 16,32 \text{ KN.m} \\ T(1,1) = -10,12 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $M_{\max} = 21,03 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = 0,4 M_{\max} = 8,41 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,85 M_{\max} = 17,88 \text{ KN.m}$$

Diagrammes:

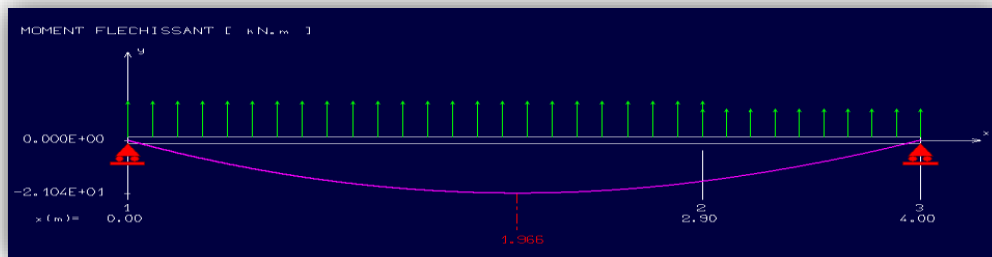


Figure IV.14:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS "RDM6".

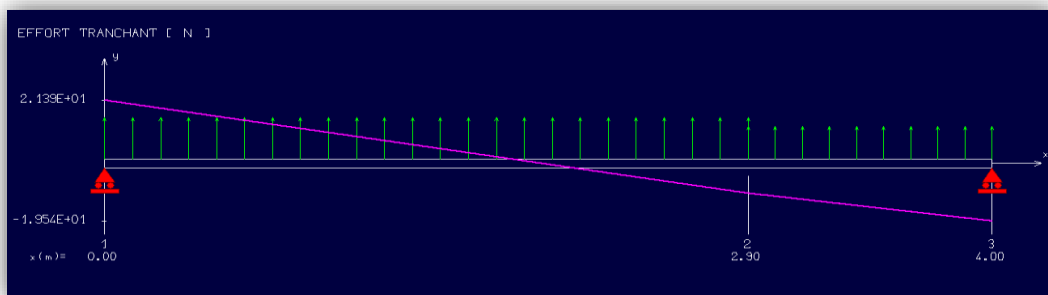


Figure IV.15:Diagramme des efforts tranchants à l'ELS "RDM6"

Calcul de ferrailage :♦ **En travée (Paillasse) : (15 × 100)cm²**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 24,78 \text{ KN.m} \\ d = 0,9 e_v = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armatures Principales : D'après la formule (III.10) : $\mu = 0,110 < \mu_1 = 0,392$

A partir de l'abaque [Annexe I] on trouve : $\beta = 0,947$

D'après la formule (III.11) : $A_t = 5,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 6T12 p. m (6,79 cm² /ml) [Annexe II]

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

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4T10 p. m (3,14cm² /ml) [Annexe II]

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

♦ **En appui (Palier) : (18 × 100)cm²**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 11,66 \\ d = 0,9 e_v = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armatures Principales : Le calcul se fait la formule (III.10) : $\mu = 0,036 < \mu_1 = 0,392$

A partir l'abaque [Annexe I] on prend : $\beta = 0,982$

D'après la formule (III.11) : $A_{app} = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 4T10 p. m (3,14cm² /ml) [Annexe II]

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

♦ **En appui (Palier) : (18 × 100)cm²**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 11,66 \\ d = 0,9 e_v = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Armatures Principales : d'après la formule (III.10) : $\mu = 0,036 < \mu_1 = 0,392$

A partir l'abaque [Annexe I] on prend : $\beta = 0,982$

D'après la formule (III.11) : $A_{app} = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 4T10 p. m (3,14cm² /ml) [Annexe II]

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

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4T8 p. m(2, 01 cm² /ml)

$$S_t = 25$$

Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité):

A partir la formule(IV.7) on prend : $A_{\min} = 1,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_t = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **Condition satisfaite.**

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **Condition satisfaite.**

IV.2.5. Vérification

1) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 29,63 \text{ KN}$$

D'après la formule(III.19) : $\tau_u = 0,183 \text{ MPa}$ '' Fissuration préjudiciable''

Calcul $\bar{\tau}_u$ à partir ma formule (III.20)'''' Fissuration préjudiciable''

$\tau_u = 0,183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$ **Condition Satisfaite.**

Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérifications des contraintes à l'ELS :

$$M_{0\text{ser max}} = 21,03 \text{ KN.m}; A_s = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A' = 0; \eta = 15; d = 13,5 \text{ cm}$$

Moment en appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = 0,4 M_{\text{max}} = 8,41 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,85 M_{\text{max}} = 17,88 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\text{De la formule(III.15)} : 50y^2 + 70,65y - 953,78 = 0$$

On prend : $y = 3,72 \text{ cm}$

- **Détermination du moment d'inertie :** à partir la formule(III.16) : $I = 8473,52 \text{ cm}^4$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

- D'après la formule(III.17) : $\sigma_{bc} = 8,12 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 8,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$ **Condition Satisfaite.**

- ❖ **Sur appui :**

$$M_{\text{aser}} = 8,71 \text{ KN.m}; A_{\text{as}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}; A' = 0; \eta = 15; d = 16,2 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\text{D'après la formule (III.15)} : 50y^2 - 1144,53 + 70,65y = 0$$

On prend : $y = 4,13 \text{ cm}$

- Détermination du moment d'inertie :(formule III.16) $I= 12640,80 \text{ cm}^4$
- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$\sigma_{bc} = 2,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition Satisfaite.

Les conditions sont satisfaites alors les armatures calculées conviennent

- Vérification de la flèche :

Tableau IV.16:Vérification les conditions de la flèche.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$5,17 > 3,33 \times 10^{-2}$	Oui
$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c}$	$5 \times 10^{-3} = 5 \times 10^{-3}$	Oui

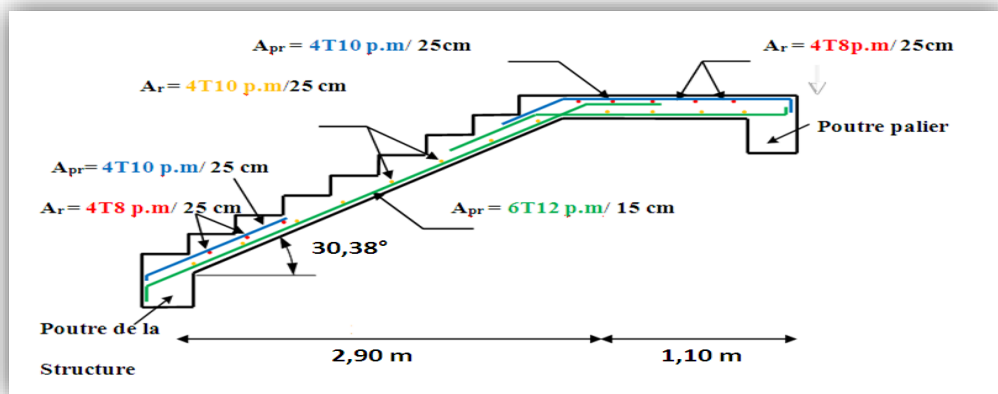


Figure IV.17:Schéma du ferrailage de l'escalier.

IV.2.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

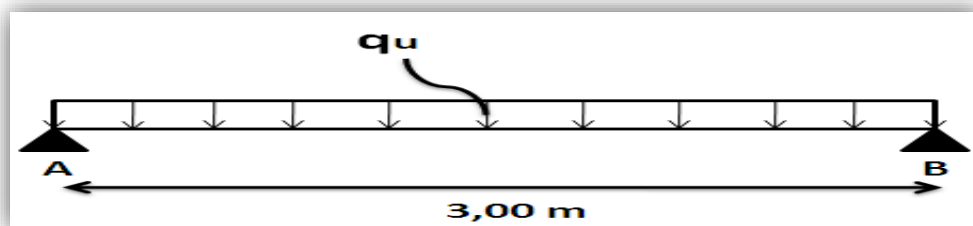


Figure IV.18:Schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

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

On prend : **h = 35 cm**

La largeur b : $0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On prend : **b = 30 cm**

2. Vérification selon le RPA2003 (Art 7.5.1)

Tableau IV.6: Vérification selon RPA99 les conditions (Poutre palière).

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$b \geq 20$	$30 > 20 \text{ cm}$	Oui
$h \geq 30$	$35 > 30 \text{ cm}$	Oui
$\frac{h}{b} \leq 4$	$1,17 < 4$	Oui

• **Charge supportée par la poutre :**

- Le poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$
- Poids de mur situé sur la poutre : $9 \times 0,15 \times 2,76 = 3,73 \text{ KN/m}$
- L'effet de l'escalier sur la poutre palière : $T_u = 29,63 \text{ KN/m}$ (linéaire)

On a: $q_u = 1,35(2,63 + 3,73) + 29,63 = 38,22 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = 2,63 + 3,73 + 29,63 = 36 \text{ KN/ml}$

a) Calcul des sollicitations :

$M_0 = \frac{38,22 \times 3,10^2}{8} = 43 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,85M_0 = 36,55 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,4M_0 = 17,20 \text{ KN.m}$

b) Le Ferrailage :

Tableau IV.7: Ferrailage de la poutre palière.

Caractéristique	h=35cm	b=30cm	d=0,9h=32cm	$\sigma_s=348 \text{ MPa}$	$F_e=400 \text{ MPa}$
/	M(KN.m)	μ	B	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	36,55	0,095	0,95	3,45	4,62 soit 3T14
En appui	17,20	0,045	0,9765	1,58	4,62 Soit 3T14

c) Vérifications :

• **Condition de non fragilité :**

D'après la formule(IV.7) : $A_{\text{min}} = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée : $3,45 > 1,06 \text{ cm}^2$

En appuis : $1,58 > 1,06 \text{ cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$Q_{\text{ser}} = 36 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{36 \times 3^2}{8} = 40,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0,85 \times 40,50 = 34,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,4 \times 40,50 = 16,20 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :** $A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 32 \text{ cm}$

De la formule(III.15) : $15y^2 - 15 \times 4,62(32 - y) = 0$; On prend : $y = 10,06 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie : à partir la formule(III.16)

$$I = 43539,579 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

D'après la formule(III.17) : $M_{\text{tser}} = 34,43 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 7,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent.

❖ **Sur appui :**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \quad y = 10,06 \text{ cm}; \quad I = 43539,579 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{aser}} = 16,20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

d) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{38,22 \times 3,00}{2} = 57,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

- **Armature transversales A_t :**

↳ **Diamètre**

Le choix : 3T14 min 10 ; On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

↳ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28,80; 40 \text{ cm}) ; \text{ On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- D’après le [RPA 99version 2003] (Art7.5.2.2)

Zone nodal $S_t \leq \min(15\text{cm} ; 10\phi_L)$

Zone courante $S_t \leq 15\phi_L$

- **Vérification de la flèche :** Selon [BAEL91] (B.6.5.2)

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau IV.8: Vérification les conditions de la flèche.

		$M_{tser} = 34,43 \text{ KN.m}$	$M_{0ser} = 40,50 \text{ KN.m}$	$L = 3,00 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification		
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$1,17 \times 10^{-1} > 6,25 \times 10^{-2}$	Oui		
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}}$	$1,17 \times 10^{-1} > 8,50 \times 10^{-2}$	Oui		
$\frac{A_{smax}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$4,82 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2}$	Oui		

Donc il est inutile de calculer la flèche.

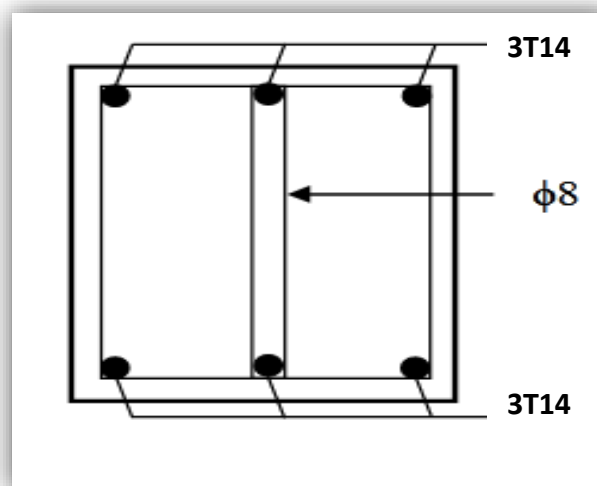


Figure IV.19: Schéma du ferrailage de la poutre palière.

❖ **L’ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d’adhérence τ_s .

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (Pour acier à haute adhérence). [CBA93] (Art.6.1.2.2)

D’après la formule(III.29) [CBA93] (Art.6.1.2.1) : $\tau_s = 2,592 \text{ MPa}$

D’après la formule(III.30)[CBA93](Art. 6. 1. 2. 2): $L_s = 54,01 \text{ cm}$

Avec : ϕ : diamètre d’une barre égale 1,4 cm

Selon [CBA93] (Art.6.1.2.5.3)

On prévoit une courbure : $r = 5,5\phi = 6,6 \text{ cm}$ (Pour barre à haute adhérence)

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) \tag{IV.14}$$

$$L_2 = 32 - (3 + 0,7 + 6,6) = 21,70 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} \tag{IV.15}$$

$$L_1 = 9,55 \text{ cm}$$

IV.3. Le balcon :

Un balcon est une plateforme en saillie sur la façade d'un bâtiment, qui permet de communiquer avec les parties intérieures d'une construction.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q. Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher, réalisé en dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur du balcon est donnée par

Dans notre structure on a deux types de balcons

Type I : Loggia	{	$L_x = 3,30 \text{ m}$ $L_y = 1,40 \text{ m}$; Type II : Séchoir	{	$L_x = 1,50 \text{ m}$ $L_y = 0,70 \text{ m}$
------------------------	---	--	----------------------------	---	--

Dimensions : L = 1,40 m

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{20} \Rightarrow 4,67 \text{ cm} \leq e \leq 7 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle de balcon est: e = 15 cm

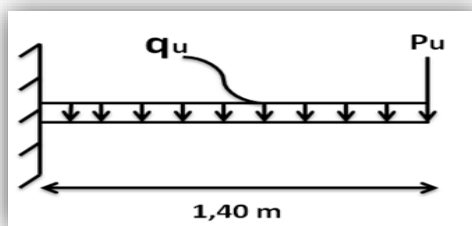


Figure IV.20:Schéma du balcon type I

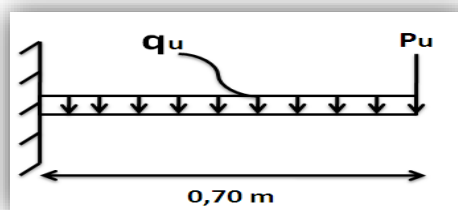


Figure IV.21:Schéma du balcon type II.

Pour faire le calcul on prend le cas le plus défavorable (1,40 m pour 1ml) .

IV.3.1. Evaluation et combinaison des charges :

Tableau IV.9:Charge permanente (G) de balcon.

N° :	Chargements	Charge KN/m ²
01	Revêtement en carrelage (2cm)	0,44
02	Mortier de ciment (2cm)	0,4
03	Lit de sable (2,5cm)	0,45
04	Dalle pleine (15cm)	3,75
05	Enduit en plâtre (2cm)	0,26
ΣG_i		5,30

Charge d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \text{KN/ m}^2 \text{ (balcon pour locaux à usage d'habitation)}$$

Charge à l'ELU:

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

Pour une bande de 1m on aura :

$$Q_u = 12,41 \times 1m = 12,41 \text{ KN/ml}$$

Charge à l'ELS:

$$Q_{ser} = G + Q \times 1m = 5,3 + 3,5 = 8,8 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge concentrée :

Poids propre de mur : le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de 1,20m de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivant :

$$P_m = (\gamma_{mur} \times b \times h) \times 1m = (9 \times 0,10 \times 1,20) \times 1m = 1,08 \text{ KN}$$

Enduit en ciment :

$$P_{enduit \text{ ext}} = (\gamma \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,025 \times 1,20) \times 1m = 0,54 \text{ KN}$$

$$P_{enduit \text{ int}} = (\gamma \times b \times h) \times 1m = (18 \times 0,015 \times 1,20) \times 1m = 0,324 \text{ KN}$$

$$P_{enduit} = 0,54 + 0,324 = 0,864 \text{ KN}$$

Charges totales :

$$P = P_{mur} + P_{enduit} = 1,08 + 0,864 = 1,94 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,94 = 2,62 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 1,94 \text{ KN}$$

Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bande de 1m linière

A L'ELU :

$$\begin{cases} M_{\max} = \frac{Q_u \times L^2}{2} + P \times L = \frac{12,41 \times 1,4^2}{2} + 2,62 \times 1,40 = 15,83 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = Q_u \times L + P = 12,41 \times 1,4 + 2,62 = 19,99 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times L^2}{2} + P \times L = \frac{8,8 \times 1,4^2}{2} + 1,94 \times 1,40 = 11,34 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = Q_{\text{ser}} \times L + P = 8,8 \times 1,4 + 1,94 = 14,26 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau IV.10: Récapitulatif le ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	B	d (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté}	A _r = $\frac{A_s}{4}$ (cm ²)	A _{adopté}
15,83	0,069	0,9645	13,5	3,49	4T12=4,52 cm ² S _t = 25cm	1,13	4φ8=2,01cm ² S _t = 25cm

➤ **Vérification :**

◆ **Condition de non fragilité :**

A partir la **formle(IV.7)** : $A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Satisfaite.**

◆ **Contrainte de Cisaillement :**

A partir la formule(III.19) : $\tau_u = 0,15 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable) la formule(III.20)

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition Satisfaite.**

Il n'ya pas de risque de bétonage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

◆ **La vérification des contraintes à l'EL**

$$\text{ELS : } \begin{cases} T_{\max} = 14,26 \text{ KN} \\ M_{\max} = 11,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 13,5 \text{ cm}$

De la formule(III.15) : $50y^2 - 915,3 + 67,8y = 0$

On prend : $y = 3,65 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie :

A partir la **formule(III.16)** : $I = 8199,03 \text{ cm}^4$

◆ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

D'après la formule(III.16) : $\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,20 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition Satisfaite.**

♦ Vérification de la flèche :

Tableau IV.11: Vérification de la condition de la flèche.

	$A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$e = 15 \text{ cm}$	$L = 1,40 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$1,07 \times 10^{-1} > 6,25 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{A_{s\text{max}}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$3,34 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2}$		Oui

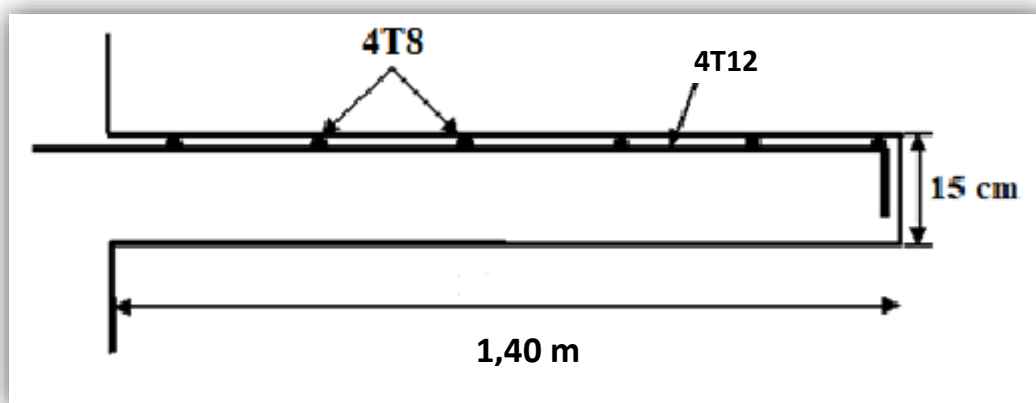


Figure IV.22: Schéma de ferrailage d balcon.

Conclusion VI :

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes.

Chapitre V :
Etude sismique et
modélisation numérique

V. Introduction :

Certaines des catastrophes naturelles telles que les éboulements et les éruptions volcaniques sont indéniablement les plus destructrices dans les zones urbaines. Face à cette menace, qui est impossible à prévoir, il est essentiel de construire les infrastructures nécessaires. Aptes à faire face à telles situations, afin de garantir une protection acceptable à tout le moins de la vie humaine, d'où l'apparition du système de construction à l'échelle régionale. Cette dernière repose généralement sur une étude dynamique.

V.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis action sismique, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : l'économie, la résistance, l'aspect architectural.

Pour cela nous nous servirons du logiciel **ROBOT 2019**

V.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques:

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont : **[RPA99/version2003] (Art4.1.1)**

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99/version2003, notre structure est implantée et classée dans une zone de faible sismicité (Zone I).

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures **ROBOT**.

V.3. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Tiaret (Zone I), il sera classé en « **Groupe2** ».
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie ferme **S3**.

▪ Organigramme comparatif des trois méthodes d'analyse sismique :

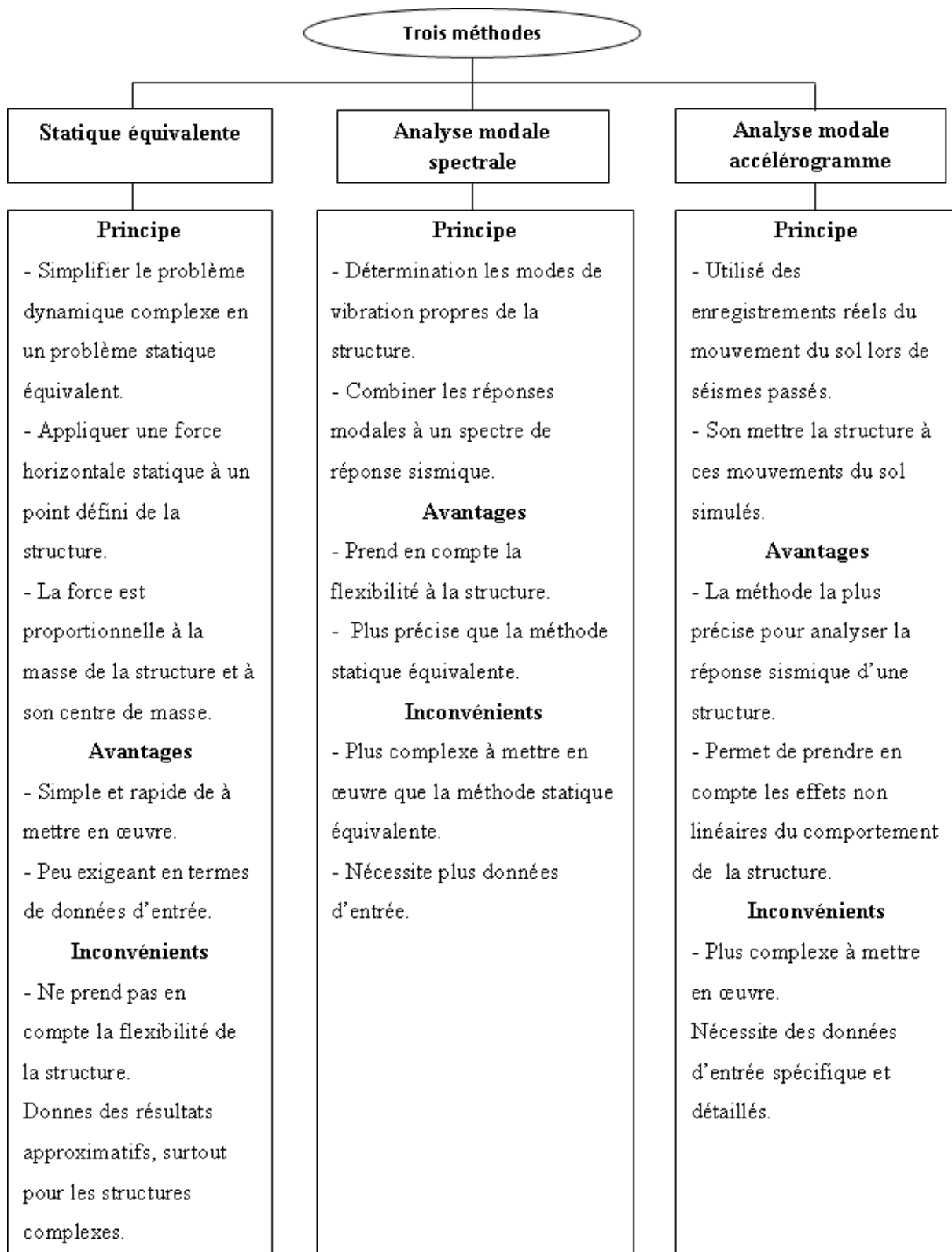


Figure V.1: Organigramme des trois méthodes d'analyse sismique.

V.4. Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2003](Art.4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_g}{g} = \begin{cases} 1.25 A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \text{ (1)} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \text{ (2)} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s (3)} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s (4)} \end{cases} \quad \text{(V.1)}$$

La méthode statique équivalente :

- **Calcul de la Force Sismique Totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : d’après [RPA99/2003](Art4.2.3)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(V.2)}$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone [Tableau (4.1) page35]
- D** : Facteur d’amplification moyen de sol [Tableau (4.3) page38]
- Q** : facteur de qualité..... [Tableau (4.4) page41]
- R** : Coefficient de comportement global de la structure..... [Tableau (4.3) page39]
- W** : poids total de la structure.

- **Coefficient d’Accélération de Zone A:**

Zone I, groupe d’usage 2, (D’après la classification sismique de wilaya de Tiaret : [RPA99/version2003] ; alors d’après les deux critères précédents on obtient :

A = 0,10

D: Facteur d’amplification dynamique moyen, Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \quad \text{(1')} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \quad \text{(2')} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \quad \text{(3')} \end{cases} \quad \text{(V.3)}$$

Avec :

T₁ et T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [Tableau (4.7) page45]

η : Facteur de correction d’amortissement [RPA99/version2003] (Art4.2) page4

mp

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad (\text{V.4})$$

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique. [Tableau (4.2) page35]

- **Estimation de la période de l'ouvrage T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à la partir de la formule empirique suivante : [RPA99/version2003] (Art4.2.4) (V.5)

Avec :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur de la structure mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. [Tableau (4.6) page42]

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule : donnée par le tableau dans (Art4.2.4) page42

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (\text{V.6})$$

Ou le D est la dimension du bâtiment mesurée à base dans la direction de calcul considérée.

- **Poids total de l'ouvrage W :**

W : La somme des poids des différents niveaux, donnée par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{V.7})$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

β : Coefficient de pondération. D'après le tableau [Tableau (4.5) page41]

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : [RPA99/version2003] (Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{V.9})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :(Art4.2.

$$F_t = 0,07 T.V \quad (V.10)$$

T est la période fondamentale de la structure " en seconde"

- La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : **(Art4.2.5) page43**

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (V.11)$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j

❖ Etude pratique : modélisation de la structure sur ROBOT

▪ Présentation du logiciel ROBOT :

Le logiciel ROBOT permet modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaires ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- Saisie graphique 2D et 3D
- Calcul de structure(RDM)
- Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier.....etc.

▪ **Lancement du programme ROBOT :**

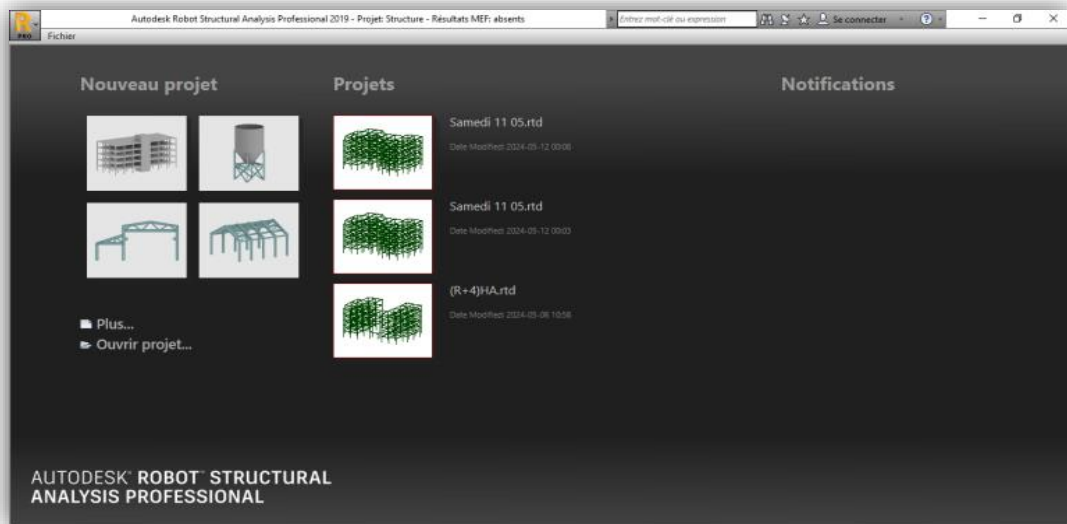


Figure V.2: Lancement du programme ROBOT.

▪ **L'environnement de travail :**

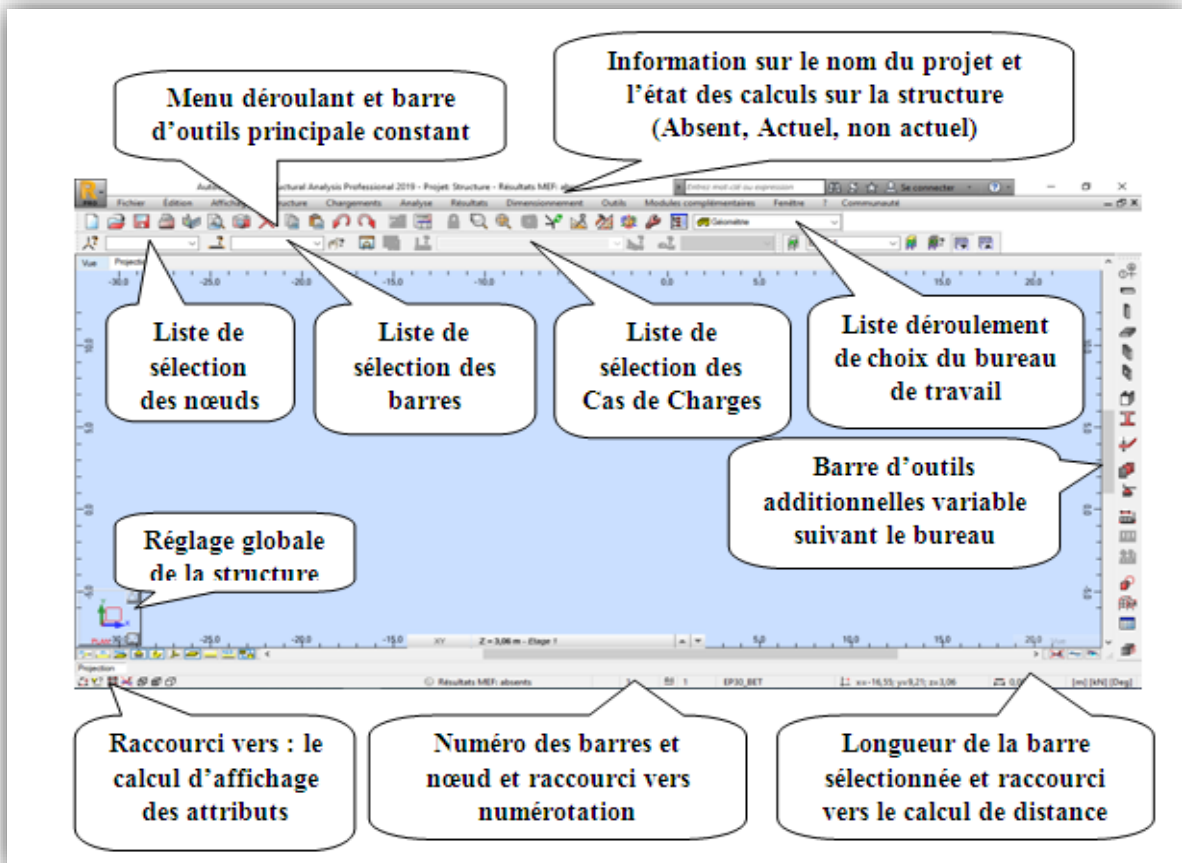


Figure V.3: Environnement du travail

- **Organigramme de calcul** : notre structure a étudié en béton armé

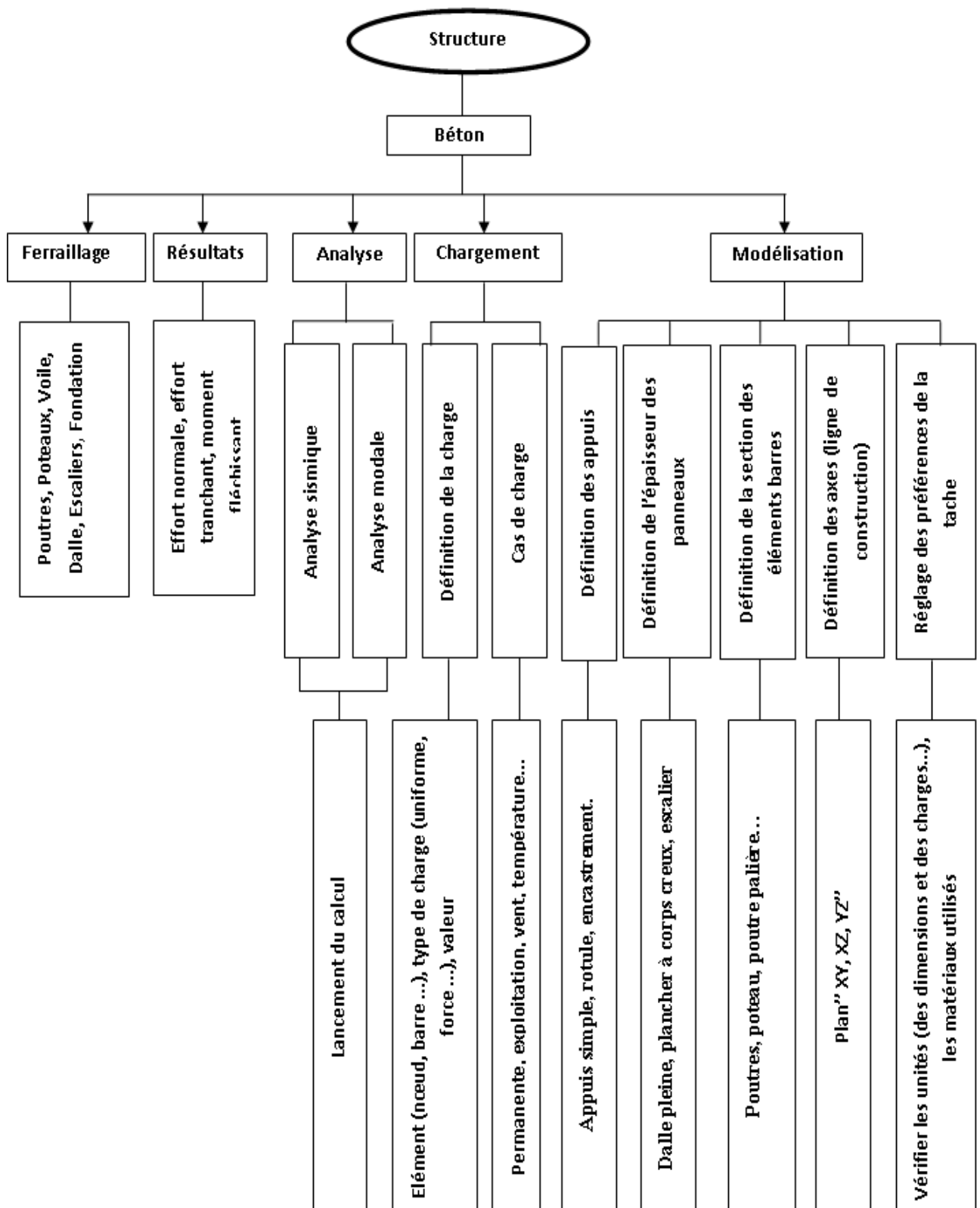


Figure V.4: Organigramme de calcul.

- L'organigramme des données : pour faire la modélisation

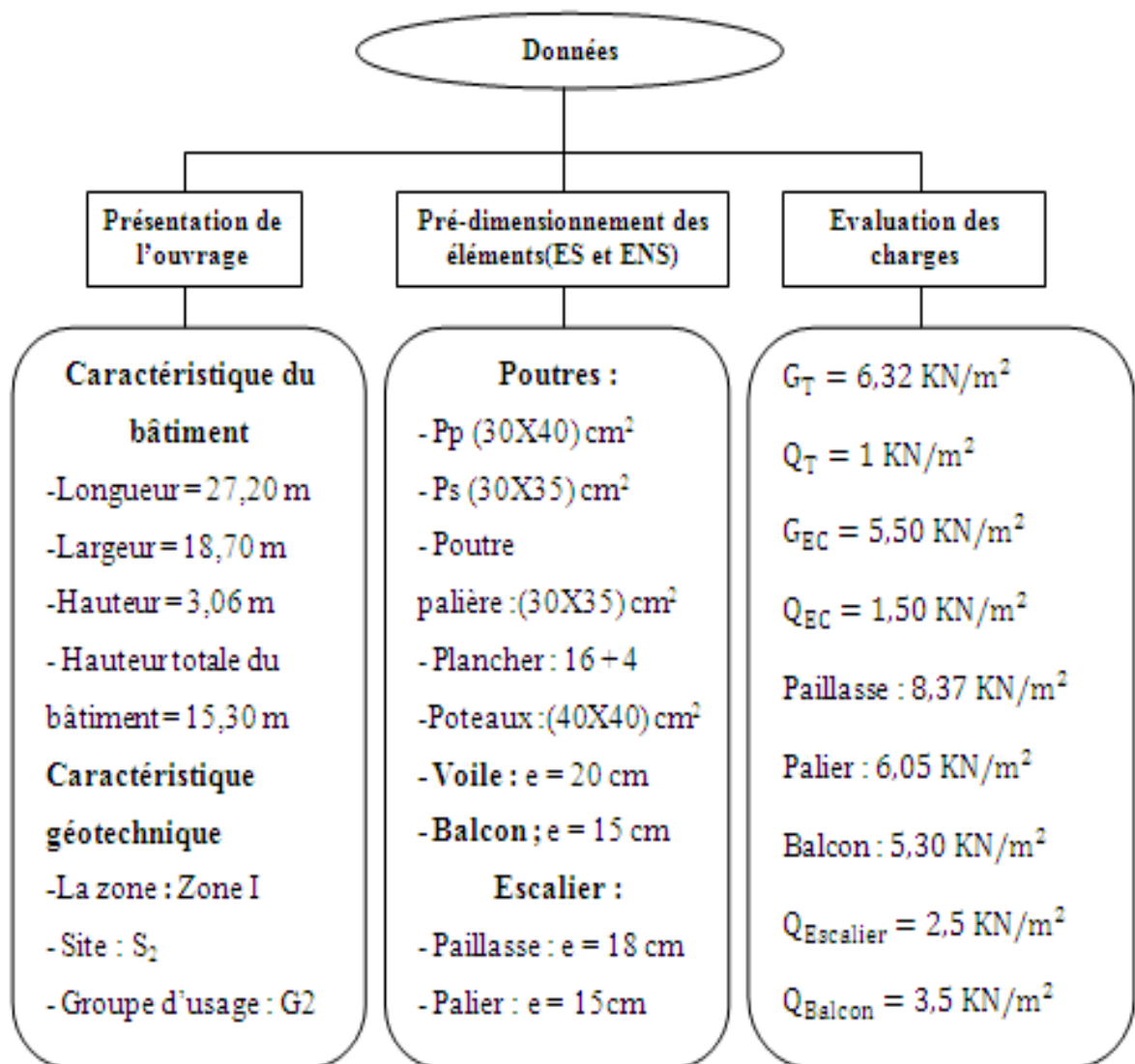


Figure V.5: Organigramme globale des données.

- Préférence de la tâche :

On introduit les normes avec lesquelles nous allons travailler :

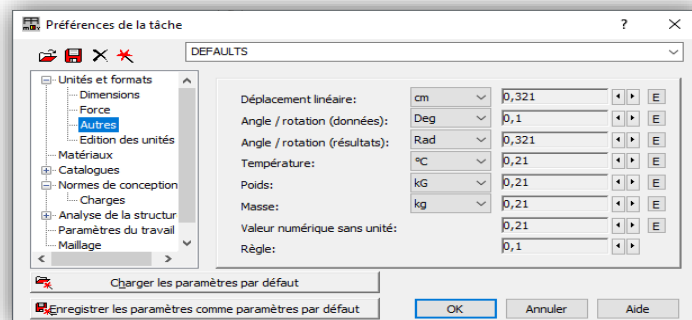



Figure V.6: Réglage des normes.

Tableau V.1: Réglage des normes.

unité		Matériaux	Normes de conception		Charge	
F	D		Béton armé	Géotechnique	Pondérations	Charges sismiques
KN	m	Béton20	BAEL91 mod.99	DTU 13.12	BAEL91	RPA99(2003)

▪ **Ligne de construction :**

On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions(x, y, z) puis on clique sur 

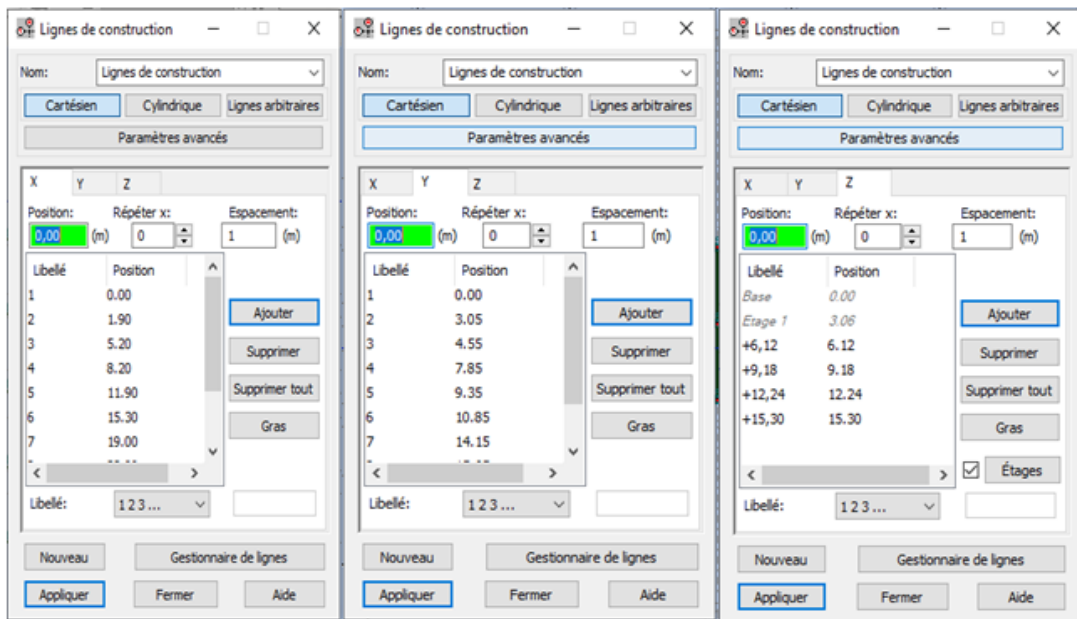



Figure V.7: Ligne de construction (position X, Y, Z).

▪ **Définition de la section :**

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé 

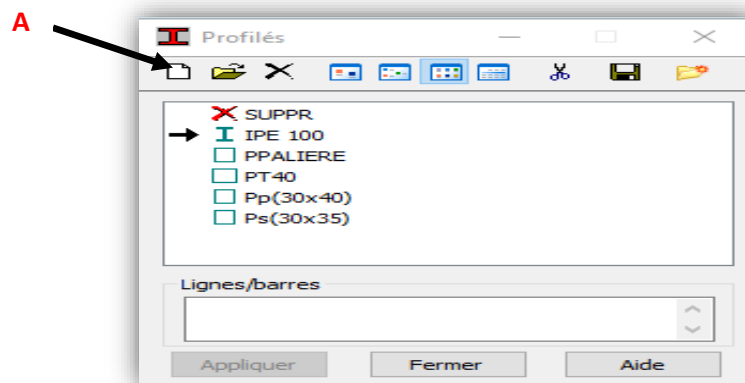


Figure V.8: Profil.

On clique sur le bouton **A** pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :

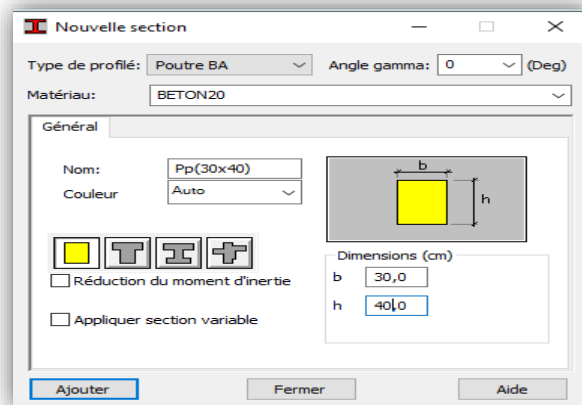


Figure V.9: Type de profilé Pp (30X40) ; Ps (30X35) ; PT40.

Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre** pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure :

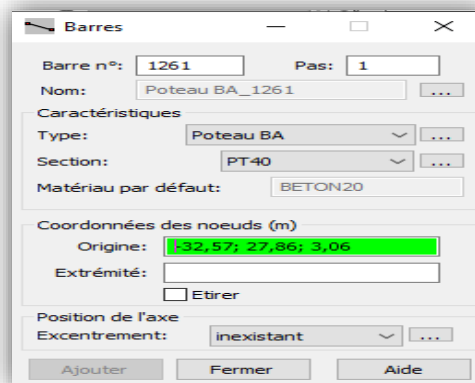


Figure V.10: Définition des barres.

On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrages pour dessiner les éléments de notre structure (poutre, poteau, ...etc.) par le point origine.

- **Définir les plancher et les voiles :**

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône panneaux pour définir le type de ferrailage (plancher BA)

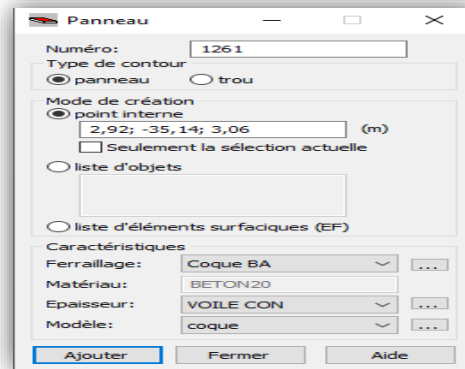



Figure V.11: Définition des panneaux.

On clique sur le bouton épaisseur EF  pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton **Ajouter** dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

Bouton **A** après Orthotrope

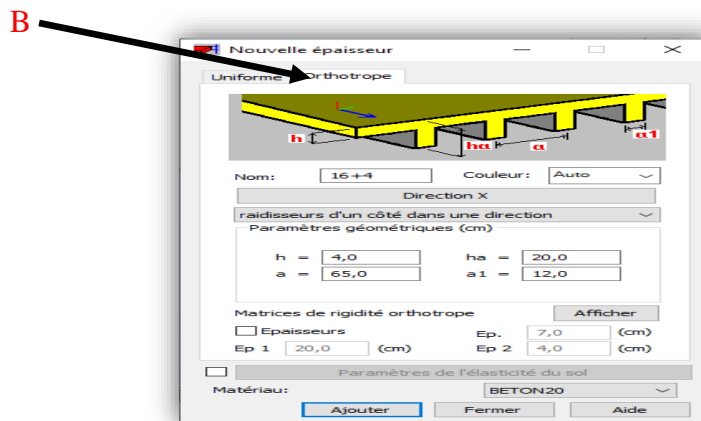


Figure V.12: Définition le plancher (16+4).

- Pour la dalle pleine :

On fait la même chose sauf dans la fenêtre : nouvelle épaisseur on clique sur uniforme :

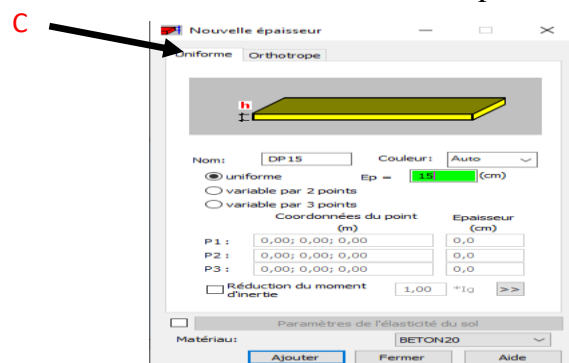


Figure V.13: Définition d'épaisseur des panneaux.

- Pour les balcons et les voiles :

La même chose avec les modifications d'épaisseur, en plus pour les voiles on choisit le ferrailage en voile.

- **Définition des liaisons rigides :**

On va menu **définition de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigide**  la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

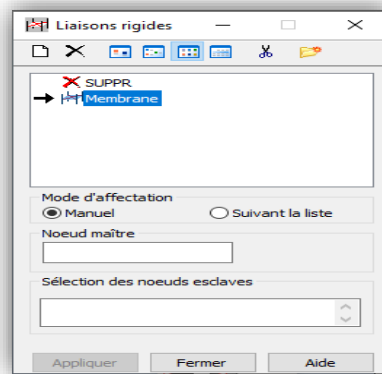



Figure V.14:Définition des liaisons rigides.

On clique sur l'icône **définir une nouvelle liaison rigide** et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître.

- **Définition de charge :**

On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charges (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature.

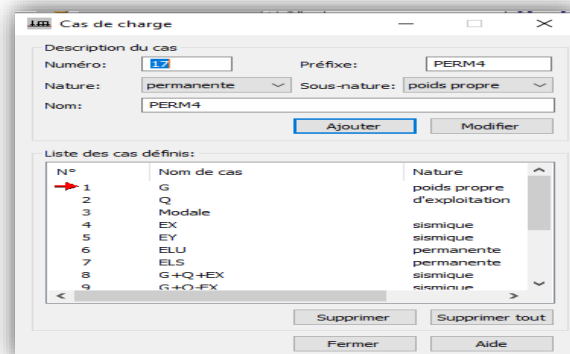



Figure V.15:Cas de charge.

La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charges on clique sur le bouton **Nouveau** pour ajouter le cas de charge.

- **Saisir la valeur de la charge :**

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :

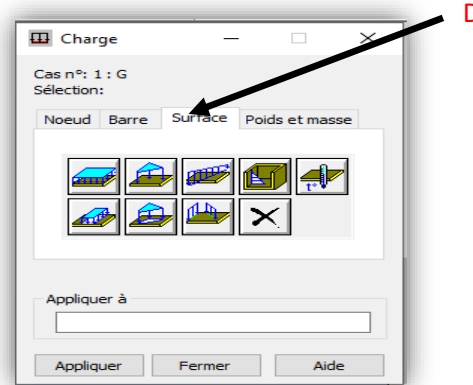


Figure V.16: Définition de la charge.

On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique) une fois la valeur est introduit on clique sur l'élément pour appliquer la charge. A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu **charge/comбинаisons manuelles**

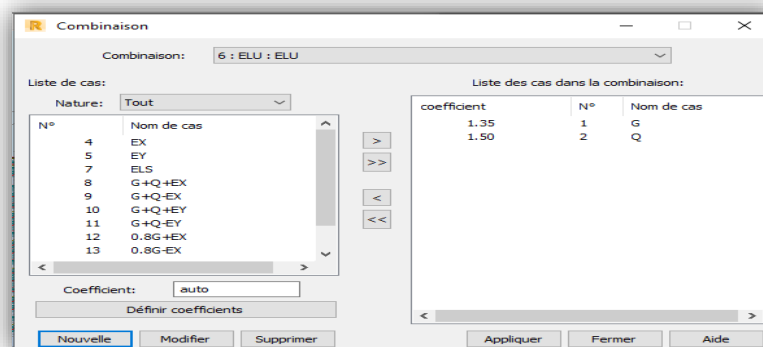



Figure V.17: Combinaisons.

- **Les conditions aux limites :**

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône  dans notre cas on choisit :

- ↳ **Nodaux** : encastrement pour les poteaux ;
- ↳ **Linéaire** : encastrement des voiles et des escaliers.

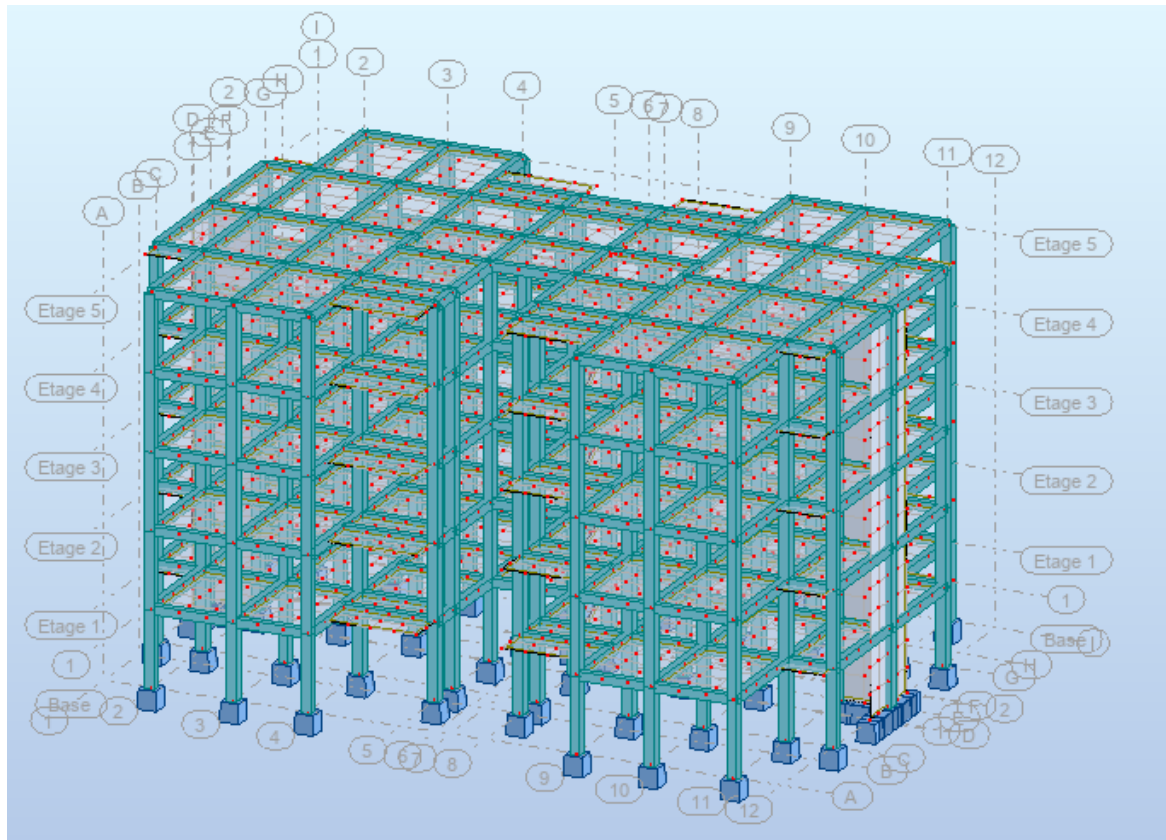


Figure V.18: Vue en 3D de la structure modélisée.

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

- ↳ Analyse modale ;
- ↳ Analyse sismique ;

On clique sur le bouton Analyse dans le menu pour définir le type d'analyse

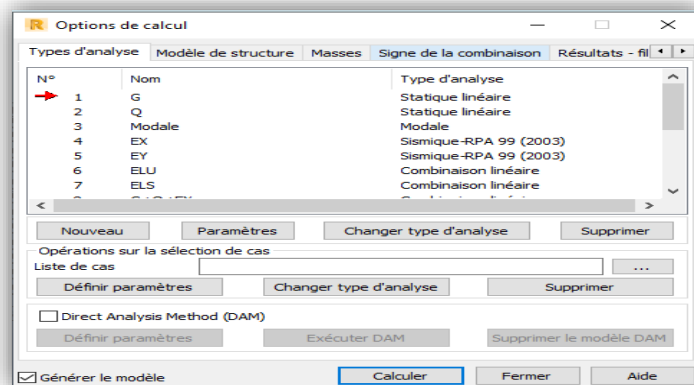


Figure V.19: Option de calcul.

On clique sur Nouveau pour choisir le type d'analyse (modale)

On va saisir le nombre des modes de notre structure 3 modes et la matrice des masses (cohérente), et l'amortissement et on clique sur **OK**.

On procède exactement de la même façon pour l'analyse sismique, on clique sur Nouveau et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**

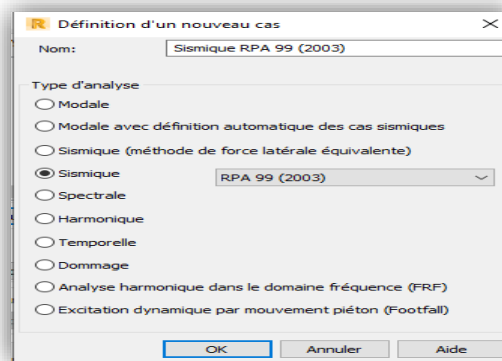


Figure V.20: Définition d'un nouveau cas.

On saisit la zone, le groupe d'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité.

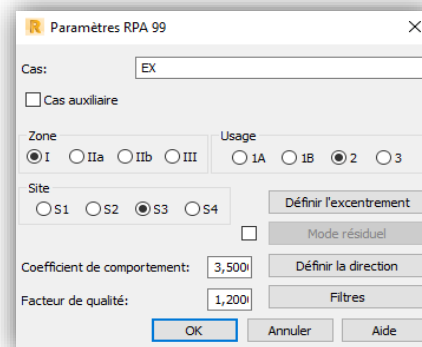



Figure V.21: Paramètres RPA99.

Lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on cliquant sur le bouton calculer  dans le menu.

Spectre de réponse :

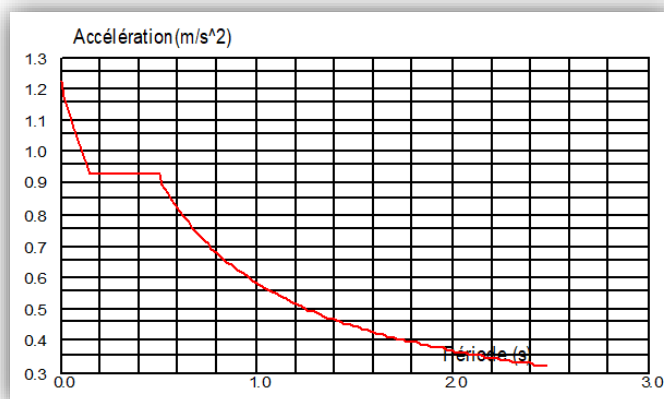


Figure V.22: Diagramme de spectre de réponse.

Les modes de vibration : Il ya trois modes

Tableau V.2: les modes de vibration.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
$T_1 = 0,44 \text{ s}$	$T_2 = 0,41 \text{ s}$	$T_3 = 0,36 \text{ s}$

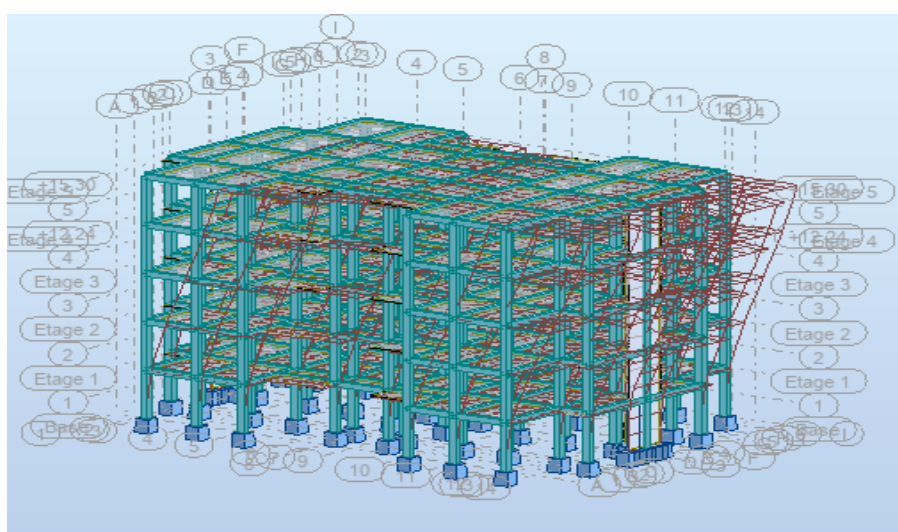


Figure V.23: Translation suivant x.

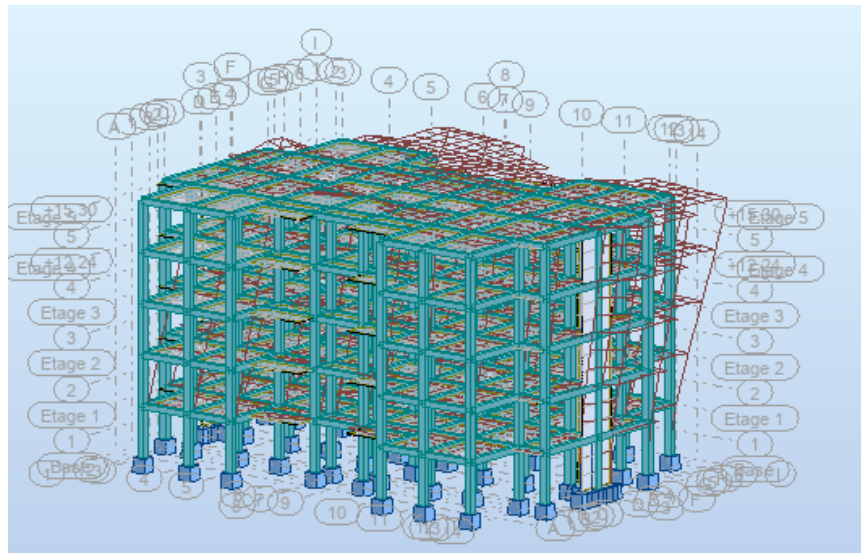


Figure V.24: Translation suivant Y.

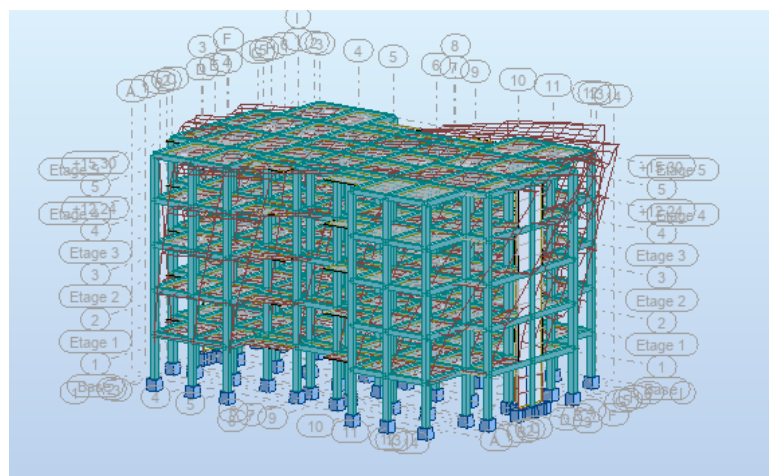


Figure V.15: Rotation suivant Z.

V.5. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :

V.5.1. Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Le calcul V_{st} à partir la formule(V.2) :

↳ Premièrement on a calculé le facteur de correction d'amortissement à partir la **formule (V.4)**

Dans les deux directions : $\xi = 7\%$

♦ On prend : $\eta_x = \eta_y = 0,882 > 0,7$ **Condition Satisfaite.**

Site ferme (S_3): $T_2 = 0,50$ s et $T_1 = 0,15$ s

Calcul la période T :

Dans le cas où la structure est contrevents par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la **formule (V.5)**

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Dans notre cas (structure mixte), le période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **(V.5)** et **(V.6)** on prend la période minimale

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}; 0,09 \frac{h}{\sqrt{L}} \right\}$$

✓ **Pour le sens longitudinal :**

$$T_x = \min\{0,39 \text{ s}; 0,26 \text{ s}\} \Rightarrow \text{donc: } T_x = 0,26 \text{ s}$$

✓ **Pour le sens transversal :**

$$T_y = \min\{0,39 \text{ s}; 0,32 \text{ s}\} \Rightarrow \text{donc: } T_y = 0,32 \text{ s}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

À partir la **formule (1') (V. 3)** :

$$T = 0,39 \text{ s} < T_2 = 0,4 \text{ s}$$

Dans les deux directions

$$D_x = D_y = 2,20$$

◆ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Bâtiment à usage d'habitation situé à Tiaret :

$$\begin{cases} \text{Zone sismique : } \mathbf{Z I} \\ \text{Groupe d'usage : } \mathbf{2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,10$$

◆ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Dans les deux directions :

$$R_x = R_y = 3,5$$

Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité Q est satisfait ou non.

✎ **Remarque :**

- Condition satisfaite pénalisée 0
- Condition non satisfaite pénalisée 0,05

Pour avoir la valeur de **P_q** tout dépend des six critères de Q, on a donnée dans le tableau suivant

Tableau V.3:Récapitulatif la pénalité à retenir " selon RPA99/v2003.

N° :	Critère q	P _q	
		Direction xx	Direction yy
01	Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
02	Redondance en plan	0,05	0
03	Régularité en élévation	0	0
04	Régularité en plan	0,05	0,05
05	Contrôle de qualité de matériaux	0,05	0,05
06	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Σ		0,20	0,20

Selon x :

$$Q_x = 1 + 4(0,05) = 1,20$$

Selon y :

$$Q_y = 1 + 4(0,05) = 1,20$$

$$Q_x = Q_y = 1,20$$

Détermination du poids total de la structure :

$$W = \sum W_i = 4400,78 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{0,10 \times 1,20 \times 2,20}{3,5} \times 4400,78 = 331,94 \text{ KN}$$

V.6. Vérification de la résultante des forces sismique :

L'interprétation des résultats avec logiciel ROBOT nous donne la résultante des forces sismiques à la base :

$$\text{Sens xx : } V_{dyx} = 1551,3 \text{ KN}$$

$$\text{Sens yy : } V_{dyy} = 1564,6 \text{ KN}$$

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st} \left\{ \begin{array}{l} V_{dyx} = 1551,3 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 256,55 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Satisfaite.} \\ V_{dyy} = 1564,6 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 256,55 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Satisfaite.} \end{array} \right.$$

V.7. Vérification du période :

La valeur de « T » calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus 30%.

$$T_{dy} = 0,44 \text{ s} < 1,3T_{st} = 0,51 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Conditions Satisfaite.}$$

V.8. Coefficient de participation modale :

On doit vérifier :

$$\sum \alpha \geq 90\%$$

Le logiciel ROBOT peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Sens longitudinal :

$$\Sigma \alpha_x = 91,51\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Sens transversale :

$$\Sigma \alpha_y = 90,95\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Nombre de mode considérer : [RPA99/v2003](4.3.4.a)

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_k < 0,2 \text{ s}$$

Avec :

N : le nombre des niveaux au-dessus du sol (N= 5 niveaux).

T_k : La période du mode K.

Alors : $K \geq 3\sqrt{5} = 6,71 \rightarrow K \geq 6$ modes donc on prend $K = 7$

$$T_7 = 0,03 \text{ s} < 0,2 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

V.9. Calcul et vérification des déplacements : [RPA99/v2003]

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k$$

Avec : $\bar{\delta}_k = 1\%h_e$ et $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

R : coefficient de comportement ; dans notre structure $R = 3,5$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

♦ **Sens longitudinal :**

Tableau V.4: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).

Sens longitudinal				Comparaison
Niveaux	δ _{ek} (m)	δ _k = R · δ _{ek}	Δ _K = δ _k - δ _{k-1}	1%h _e
4	0,009	0,0315	0,0315	0,0306
3	0,008	0,028	0,0035	0,0306
2	0,007	0,0245	0,007	0,0306
1	0,005	0,0175	0,0105	0,0306
RDC	0,002	0,007	0,007	0,0306

♦ **Sens transversal :**

Tableau V.5: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).

Sens transversal				Comparaison
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$	$1\%h_e$
4	0,013	0,0455	0,0455	0,0306
3	0,011	0,0385	0,0195	0,0306
2	0,008	0,028	0,0105	0,0306
1	0,005	0,0175	0,0105	0,0306
RDC	0,002	0,007	0,0105	0,0306

Remarque :

Le déplacement relatif ne dépasse pas les 1% h_e de la hauteur d'étage.

1% $h_e = 0,0306$ **Condition Satisfaite.**

CS: Selon le critère de justification de sécurité [RPA99/v2003] (Art5.10).

V.10. Justification de l'effet P – Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « K » ;

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K » ;

Δ_K : Déplacement relatif au niveau « K » ;

h_K : Hauteur d'étage « K » ;

- Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$ les effets P – Δ peut être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à partir d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur d'amplification :

$$\text{Facteur d'amplification : } \frac{1}{(1-\theta_k)}$$

Si $\theta_k > 0,20$: la structure est instable et doit être redimensionnée

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont données par les tableaux suivant :

◆ Sens longitudinal**Tableau V.6:** L'effet P – Δ sens longitudinal.

Niveaux	P_K (KN)	h_K (m)	Δ_K (KN)	V_x	θ_x
4	3861,73	3,06	0,0315	425,51	0,093
3	3789,59	3,06	0,0035	737,89	0,0037
2	3789,59	3,06	0,007	963,10	0,0041
1	3789,59	3,06	0,0105	1110,01	0,0040
RDC	3798,52	3,06	0,007	1181,13	0,0020

♦ Sens transversal :

Tableau V.7: L'effet $P - \Delta$ sens transversal.

Niveaux	P_K (KN)	h_K (m)	Δ_K (KN)	V_y	θ_y
4	3861,73	3,06	0,0455	422,90	0,0136
3	3789,59	3,06	0,0195	737,53	0,021
2	3789,59	3,06	0,0105	966,06	0,0061
1	3789,59	3,06	0,0105	1116,10	0,0040
RDC	3798,52	3,06	0,0105	1186,53	0,0029

$\theta_k < 0,10$: Donc l'effet $P - \Delta$ est négligeable pour les deux directions longitudinale et transversale.

Conclusion V :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Chapitre VI :

Calcul des éléments

structuraux

VI. Introduction :

L'étude des charges verticales et horizontales sont permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé logiciel robot qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.1. Combinaisons de calcul :

Pour assurer la stabilité structurelle, les éléments porteurs doivent être ferrailés par les combinaisons des charges conformément aux réglementations du BAEL91/modifié99 et du RPA99/v2003.

Tableau VI.1: Récapitulatif les combinaisons d'actions.

Combinaison fondamentale(BAEL91)	Combinaison accidentelle (RPA99/v2003)
ELU : $1,35G + 1,5Q$ ELS : $G + P$	$G + Q \pm E ; 0,8G \pm E$ $G + Q \pm 1,2E$

VI.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.1. Les armatures longitudinales :

D'après le RPA99/v2003 (Art 7.5.2.1) on a :

Section d'armature minimale : 0,5% de la section totale.

Section d'armature maximale $\left\{ \begin{array}{l} : 4\% \text{ de la section totale en zone courante.} \\ : 6\% \text{ de la section totale en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$

VI.2.1.1. Exemple de calcul :

a) Poutre principale de rive en travée (terrasse) :

$$M_t = 2,84 \text{ t.m} = 28400 \text{ N.m}$$

D'après la formule (III.9) : $\mu = 0,058 < \mu_l = 0,392$

A partir l'abaque [Annexe I] on prend : $\beta = 0,970$

D'après la formule(III.11) : $A_{app} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 3T14 p. m(4,62 cm² /ml)[Annexe II]

On fait le même calcul pour les autres poutres.

Les résultats des sollicitations de calcul, ainsi que leur section d'armatures correspondantes et les sections d'armature adoptées pour chaque niveau, sont organisées dans des tableaux présents ci-dessous.

Tableau VI.2:Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Niveaux	Positions	Moment de calcul(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	28,4	2,36	3T14	4,62
	Appuis	56	4,76	3T14+2T12	6,88
Etage	Travées	42	3,51	3T14	4,62
	Appuis	68,9	5,95	3T14+2T12	6,88

Tableau VI.3:Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaire

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	36,5	3,03	3T14	4,62
	Appuis	56,5	4,81	3T14+2T12	6,88
Etage	Travées	34,7	2,87	3T14	4,62
	Appuis	57,4	4,89	3T14+2T12	6,88

Tableau VI.4:Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	14,4	1,34	3T12	3,39
	Appuis	20,1	1,89	3T12	3,39
Etage	Travées	22,5	2,12	3T12	3,39
	Appuis	29,1	2,77	3T12	3,39

Tableau VI.5:Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaire

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	35	3,35	3T12	3,39
	Appuis	47,9	4,69	3T14+3T12	6,88
Etage	Travées	43,5	4,23	3T14	4,62
	Appuis	52,4	5,17	3T14+3T12	6,88

VI.3. Vérifications :**VI.3.1. Poutre principale (30X40)cm² :**

- **Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité):**

A partir la formule(IV.7) on prend : $A_{min} = 1,19cm^2 /ml$

$A_{cal} = 4,62 + 6,88 = 11,5 cm^2/ml > A_{min} = 1,19 cm^2/ml$ **Condition satisfaite.**

1) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$T_u = 20,11 KN$

D'après la formule(III.19) : $\tau_u = 0,186 MPa$

Calcul $\bar{\tau}_u$ à partir ma formule (III.20) ‘‘ Fissuration préjudiciable’’

$\tau_u = 0,186 MPa < \bar{\tau}_u = 2,93MPa$ **Condition Satisfaite.**

Pas de risque de cisaillement, les cadres sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

D'après la **formule (III.21)** : On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$

↳ **Espacement S_t :**

D'après la **formule (III.22)** : On prend : $S_t = 30 \text{ cm}$

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}, 12\phi_1\right)$

- $S_t = 10 \text{ cm}$

Vérification de la section d'armatures minimales :

$$(1) \dots \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} > \frac{\tau_u - 0,3k \times f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après la **formule (III.25)** selon [CBA93] (**Art.5.1.2.3**) :

- **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$(2) \dots \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max(0,093 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,186 \times 30}{235} = 0,024 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit noté L_s , et la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite de calcul τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime

D'après la **formule (III.29)** : $\tau_s = 2,592 \text{ MPa}$

Longueur de scellement droit

D'après la **formule (III.30)** : $L_s = 35,71 \text{ cm}$

Diamètre d'une barre $\phi = 14 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis ($b = 40 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barre avec un rayon r .

$$r = 5,5\phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants d'angle de 90°

$$\begin{cases} L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) \\ L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \quad \begin{cases} L_2 = 25,1 \text{ cm} \\ L_1 = 3,92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \quad \begin{cases} L_2 = 25,2 \text{ cm} \\ L_1 = 3,87 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le **RPA99/n2003** ; la longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\phi \text{ cm en Zone I} \Rightarrow \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 23,41 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :** $A_s = 4,62 \text{ cm/ml}$; $d = 36 \text{ cm}$

De la formule(III.15) : $15y^2 - 15 \times 4,62(32 - y) = 0$; On prend : $y = 10,06 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie :

A partir la formule(III.15) : $I = 43539,579 \text{ cm}^4$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

D'après la formule(IV.15) :

$$M_{\text{tser}} = 18,37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 4,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 20,11 \text{ KN} ; M_a = 37,87 \text{ KN.m}$$

$$\delta = \frac{M_a}{Z} = \frac{37,87}{0,9 \times 0,36} = 116,66 \text{ KN} > 20,11 \text{ KN}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\sigma_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec: } \Rightarrow \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} \text{ (ou } a \text{ est la largeur d'appui de la bielle)}$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais en tenant compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° ; on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

b = 30 cm; a = 25 cm

$\Rightarrow 0,53 \text{MPa} < 11,73 \text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition Satisfaite.**

• **Entraînement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement : $\psi_s = 1,5$ (pour HA)

n : Nombre d'armature longitudinales tendues

μ : Périmètre d'armature tendues ; $\mu = \pi \times \phi = 4,4 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{20,11 \times 10^3}{0,9 \times 0,36 \times 44 \times 6} = 2,35 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{ser}} = 2,35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 2,88 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition Satisfaite.**

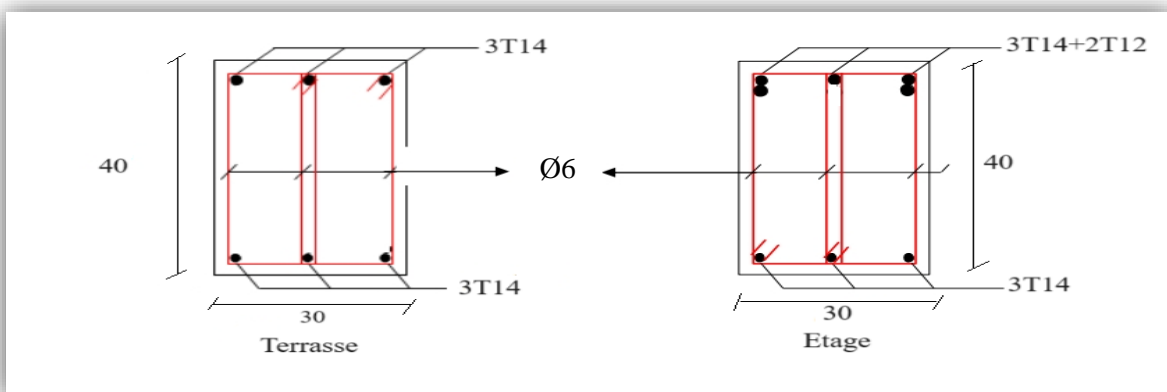


Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poutres principales de rive (Etage et Terrasse).

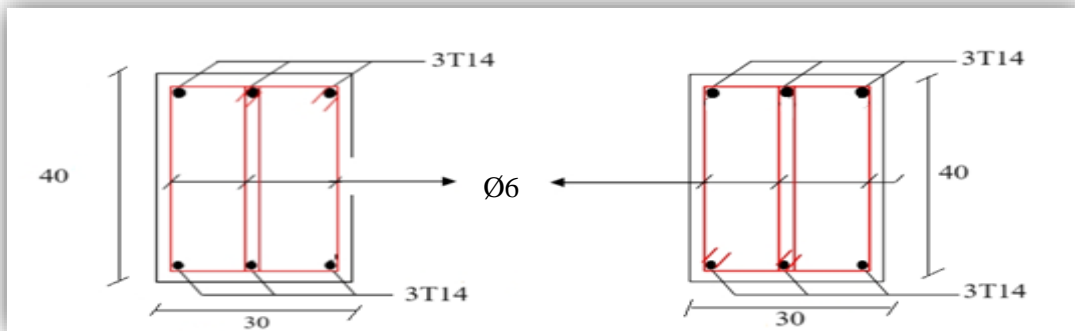


Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poutres principales intermédiaire (Etage et Terrasse).

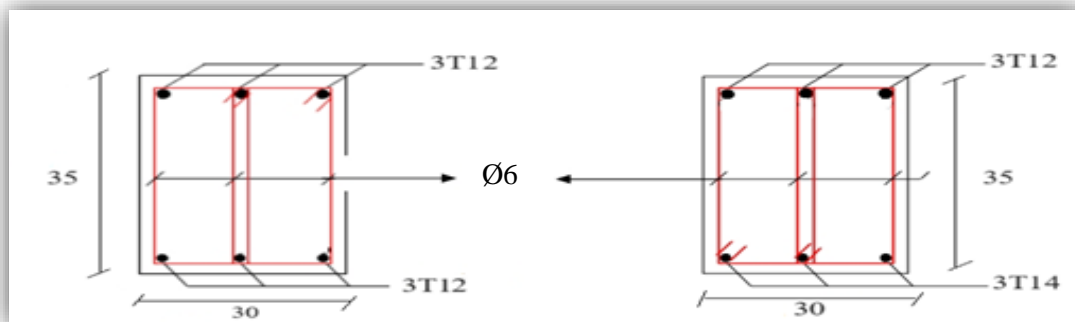


Figure VI.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaire de rive (Etage et Terrasse).

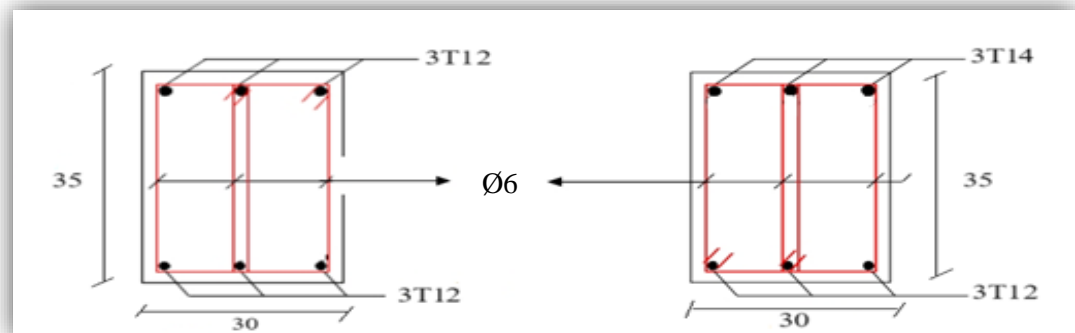


Figure VI.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaire intermédiaire (Etage et Terrasse).

VI.4. Ferrailage des poteaux :

En générale, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

a) Ferrailage exigé par le RPA99/v2003 :

- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera 0,7% (Zone I)
- Le pourcentage

- maximal des aciers sur toute la longueur seront 3% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm

$$A_{\min} = 0,7\% \times S = 0,7\% \times 40 \times 40 = 11,20\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 3\% \times S = 3\% \times 40 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 6\% \times S = 6\% \times 40 \times 40 = 96\text{ cm}^2$$

VI.5. Les sollicitations défavorables :

Les tableaux suivant donnent les sollicitations défavorables du premier de différents genres :

Tableau VI.6: Sollicitations du premier genre.

Combinaisons	A ₁		A ₂		A ₃	
Effort normale (t)	N _{min}	2,1	N _{max}	102,06	M _{max}	8,36
Moment (t.m)	Mc	0,12	Mc	0,06	Nc	4,1

Tableau VI.7: Sollicitations du deuxième genre.

Combinaisons	A ₁		A ₂		A ₃	
Effort normale(t)	N _{min}	85,59	N _{max}	119,1	M _{max}	6,08
Moment (t.m)	Mc	0,2	Mc	2,14	Nc	18,31

VI.5.1. Exemple de calcul :

- **Combinaison du premier genre (1^{ier} cas)**

$$N_{\max}=1020,6\text{KN}; M_{\text{cor}}=0,6\text{KN.m}$$

Détermination du centre de pression: $e = \frac{M}{N} = 5,88 \times 10^{-4} \text{ m}$

$$M_u = N_u(d - \frac{h}{2} + e) = 163,89\text{K N.m}$$

Vérification de la sur abondance de la section:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \times bh \\ M_u \leq N_u d(1 - \frac{0,514N_u}{bd\sigma_{bc}}) \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} 1020,6 \text{ KN} < 16161,12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ 163,89 \text{ KN.m} < \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \end{array}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires.

Le calcul des autres cas sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8: Combinaison du premier genre

Combinaisons	Centre de pression (m)	M_u (KN.m)	Vérification de la surabondance de la section
1 ^{ier} cas ($N_{min}; M_c$)	$5,71 \times 10^{-2}$	4,56	Oui
2 ^{ème} cas ($N_{max}; M_c$)	$5,88 \times 10^{-4}$	163,89	Oui
3 ^{ème} cas ($M_{max}; N_c$)	2,04	90,20	Oui

Tableau VI.9: Combinaison du deuxième genre

Combinaisons	Centre de pression (m)	M_u (KN.m)	Vérification de la surabondance de la section
1 ^{ier} cas ($N_{min}; M_c$)	$2,34 \times 10^{-3}$	138,95	Oui
2 ^{ème} cas ($N_{max}; M_c$)	$1,80 \times 10^{-2}$	212	Oui
3 ^{ème} cas ($M_{max}; N_c$)	0,33	89,72	Oui

Pour une section de béton (40x40) cm² (Zone sismique I)

$A_{adopté}$: 8T14 = 12,32 cm²

VI.6. Vérification

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité C4 (40x40) cm²

$T_{max} = 28,01$ KN

A partir la **formule (III.19)** : $\tau_u = \frac{28,01 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,195$ MPa

A partir la **formule (III.20)** : $\bar{\tau}_u = 2,93$ MPa "fissuration préjudiciable"

$\tau_u = 0,195$ MPa < $\bar{\tau}_u = 2,93$ MPa **Condition Satisfaite.**

Pas de risque de cisaillement

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

Selon [RPA99/v2003](Art.7.4.2.2) :

$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67$ mm ; On adopte : $\phi_t = 6$ mm

Les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ;

h_l : Hauteur totale de la section ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

S_t : L'espacement des armatures transversales ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur} \quad \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

a) Espacement :

Le RPA99/v2003, préconise les conditions suivantes :

Zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_1 = 30 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau, et les extrémités ou les barres se terminent à ce nœud. La figure ci-dessous fournit les longueurs de chaque barre qui doivent être prises en compte.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

On prend : $h' = 60 \text{ cm}$; $L' = 2h = 80 \text{ cm}$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 5,63 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{15 \times 2,5 \times 28,01 \times 10^3}{400 \times 235} = 11,17 \text{ mm} = 1,12 \text{ cm}$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{T \times b}$ En % est donné comme suit : $\lambda_g > 5,36 \Rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors} \quad \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte : $A_t = 10\phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

d) Vérification la section minimale d'armatures transversales :

D'après la formule (IV.) :

$$A_t = \frac{0,4 \times 40 \times 10}{400} = 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5,03 \text{ cm}^2 > 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

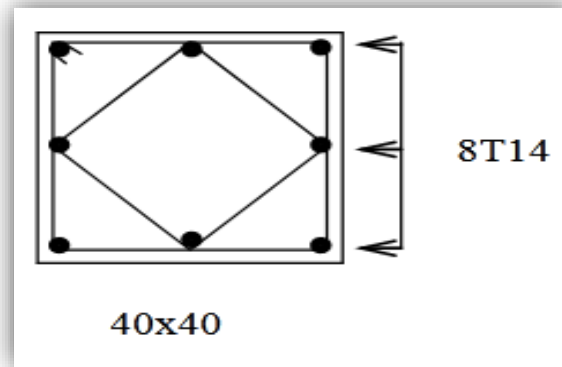


Figure VI.5: Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm.

VI.7. Calcul et ferrailage des voiles :

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait de torsion.
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comportement l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.7.1. Principe de calcul :

Les voiles considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$G + Q \mp E$ (Vérification du béton).

$0,8G \mp E$ (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99/v2003.

Les voiles en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversal

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes. C'est une méthode simplifiée qui admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

La contrainte maximale (σ_1) et (σ_2) sont calculées par la méthode de NAVIER (Méthode des contraintes) comme suit :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M \times v}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

Pour le calcul des contraintes, il existe trois cas :

- **1^{er} cas** : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$

La section est entièrement comprimée (figure VI.78). Le ferrailage de cette section sera calculé par le pourcentage minimum exigé par les RPA99/v2003, donnée par :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

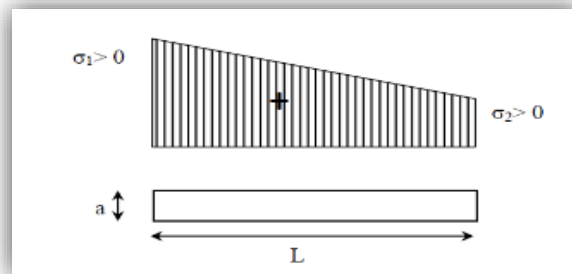


Figure VI.6: Section entièrement comprimée.

- **2^{ème} cas** : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est entièrement tendue (figure). Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction.

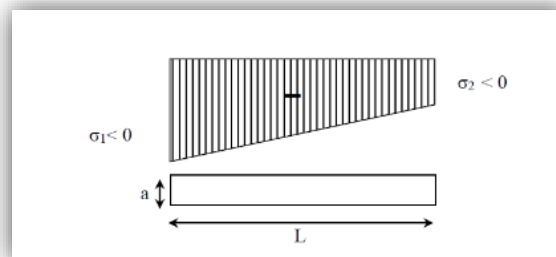


Figure VI.7: Section entièrement tendue.

- **3^{ème} cas** : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est partiellement comprimée. Dans ce cas, on calcule le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.

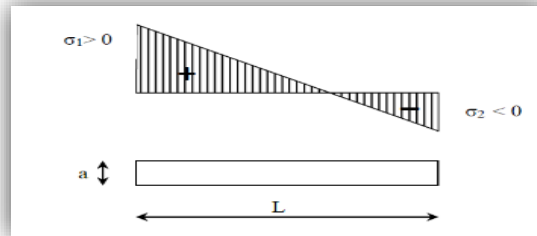


Figure VI.8: Section partiellement comprimée.

- **Exemple de calcul**

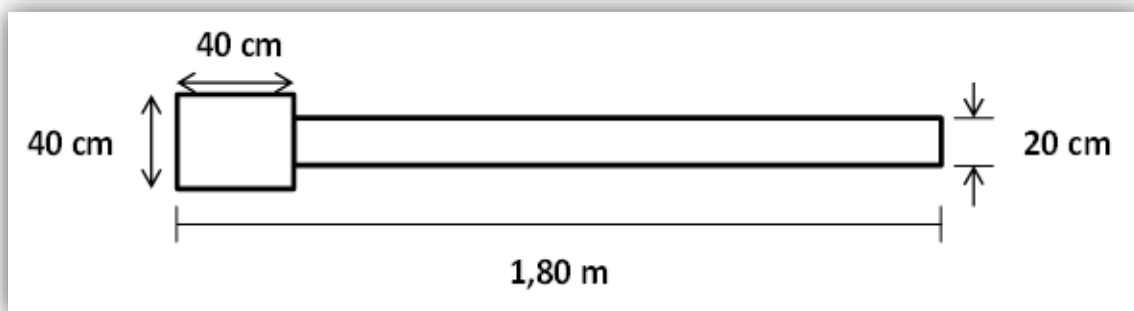


Figure VI.9: Schéma du voile+ poteau.

$$A = (0,4 \times 0,4) + (0,2 \times 1,40) = 0,44 \text{ m}^2$$

$$I = 0,0972 \text{ m}^4$$

$$N = 251,50 \text{ KN} ; M = 49,22 \text{ KN.m}; v = \frac{1,4}{2} + 0,4 = 1,1 \text{ m} ; T = 10,23 \text{ KN}$$

VI.8. Détermination des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{251,50}{0,44} + \frac{49,22 \times 1,1}{0,0972} = 1,13 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{251,50}{0,44} - \frac{49,22 \times 1,1}{0,0972} = 0,0146 \text{ MPa} \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, (σ_1 et σ_2) > 0 , la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/v2003 :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10 \text{ mm}} = 20 \text{ mm} ; \text{ On prend } D = 12 \text{ mm}$$

- **L'espacement « S_t »:** selon le BAEL91, on a :

$$S_t \leq \min(2a; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(40; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99/v 2003** on a :

$$S_t \leq \min(1,5a; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(30; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL91}}; S_{t \text{ RPA99}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

Le choix de la section des armatures verticale est **7T14 = 10,78 cm²/ml**

VI.9. Calcul des armatures horizontales :

D'après le RPA99/v2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient **7T14 = 10,78 cm²/ml**

VI.10. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, on prend des épingles de $\phi 8$

VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement :

$$\text{Selon [RPA99/v2003] (Art.7.2.2) : } \tau_u = \frac{1,4 T}{a \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 10,23 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 3,06} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,026 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 4,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

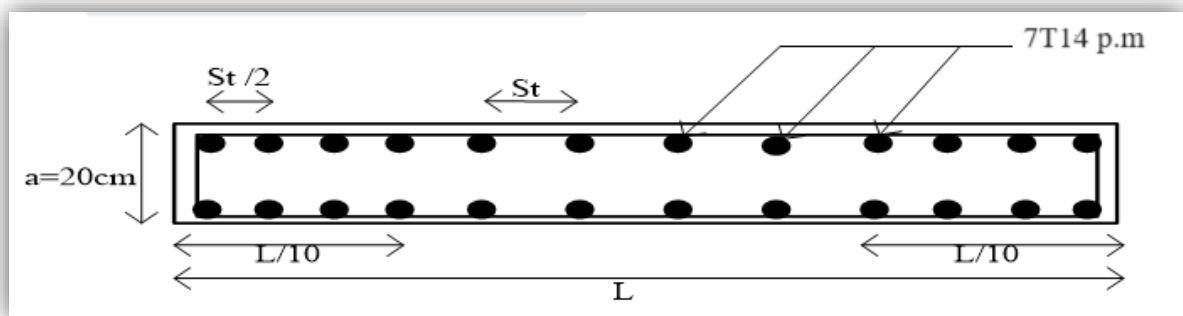


Figure VI.10: Disposition des armatures verticale dans les voiles.

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

VII. Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble. Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de contrainte du sol.

• **L'organigramme**

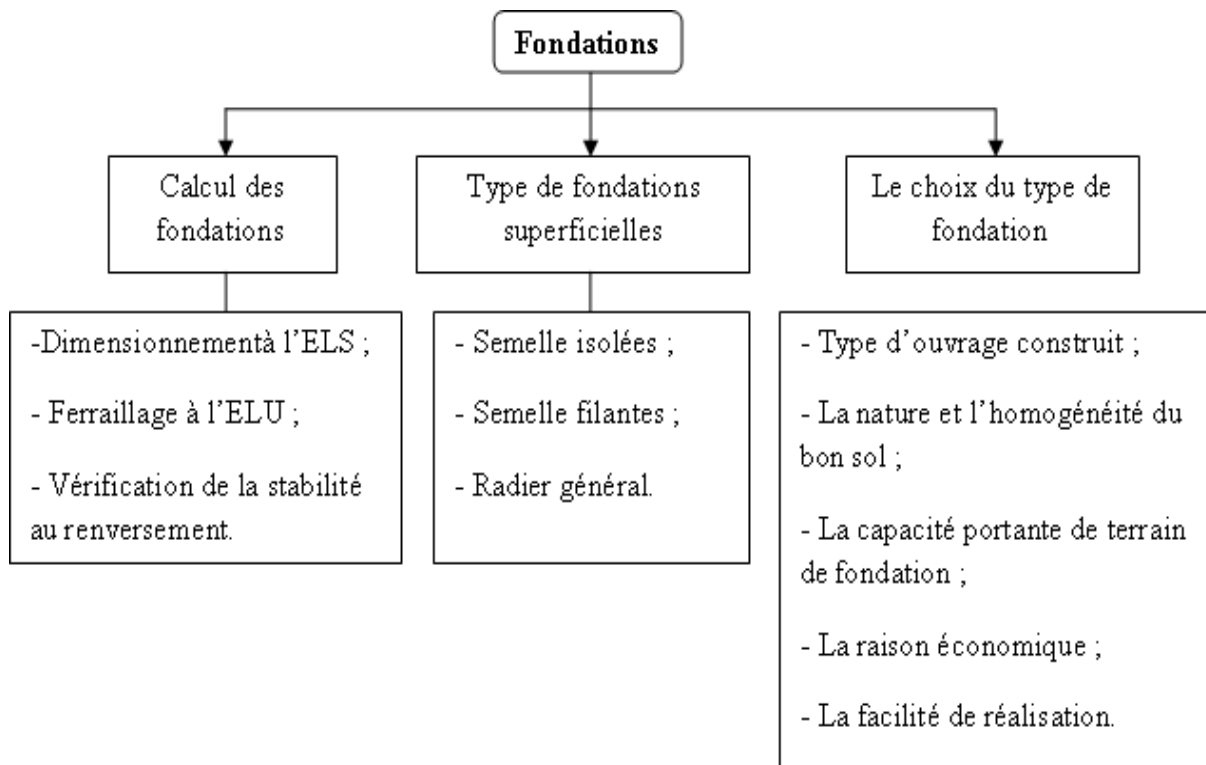


Figure VII.3: L'organigramme récapitulatif le calcul et le type, choix des fondations.

VII.1. Avantages et inconvénients des fondations superficielles :

Tableau VII.10: Avantages et inconvénients des fondations superficielles.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Facilité d'installation - Cout économique - Adaptabilité à divers terrains - Rapidité de construction 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacité portante limitée - Risque de mouvement du sol - Sensibilité aux intempéries - Mauvaise isolation contre l'humidité

VII.2. Combinaisons action

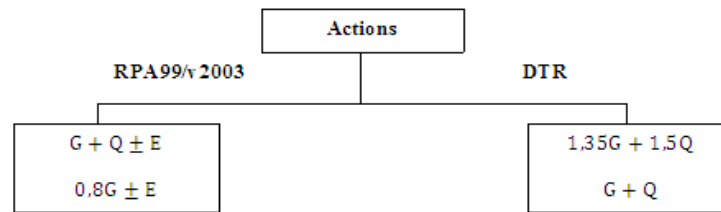


Figure VII.2: Organigramme des combinaisons d'action.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

La surface de la semelle est soumise par :

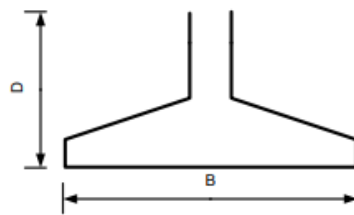
$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bar} = 220 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VII.3. Définition des fondations superficielles :

En général, on dit qu'une semelle est superficielle si le rapport : $\frac{D}{B} < 4$



a) Fondations isolées (ponctuelles) :

Il s'agit de semelles isolées sous poteaux (un seul poteau).

Dimensions : les dimensions en plan B et L.

Catégorie inclut les semelles carrées : $(\frac{B}{L} = 1)$ et les semelles circulaires (de diamètre B).

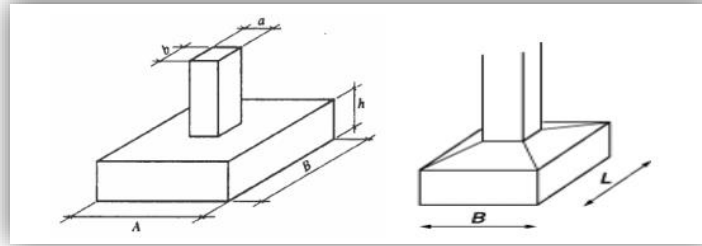


Figure VII.4: Semelle isolées sous poteaux.

b) Fondation continues (linéaire) :

Ce sont des fondations constituées par des semelles continues sous murs ou une rangée de piliers / colonnes. Généralement de grande longueur ($\frac{L}{B} > 10$).

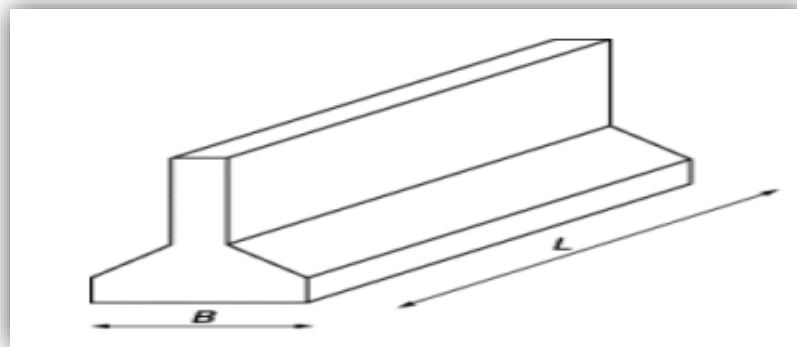


Figure VII.5: Semelle continue sous mur.

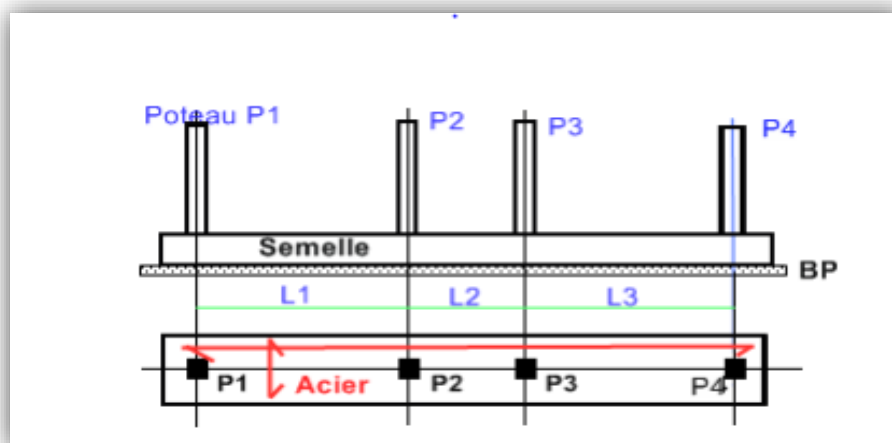


Figure VII.6: Semelle continue sous poteaux.

c) Fondations superficielles (radiers) :

Est une fondation superficielle de plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable et de

dimensions B et L importantes. Ce type est généralement réservé aux sols dont la portance est au moins égale à 1 bar.

- **Calcul de contrainte admissible du sol** : est la valeur maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et de risque de rupture du sol

☞ **Remarque**

Le type de fondation adopté pour notre structure comporte des **Semelle isolées** et **Semelle jumelles, filantes**.

La surface des semelles isolées revenant à chaque poteau de notre structure sont données par le tableau(VII.52) suivant :

Tableau VII.11: La surface de la semelle revenant à chaque poteau.

Semelles	N_{ser} (KN)	$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$ (m ²)
1	245,7	1,12
2	435,2	1,98
3	581,91	2,65
4	645,5	2,93

VII.4. Dimensionnement des semelles :

A) Semelle isolées :

On choisit les dimensions de la semelle **A** et **B** de telle sorte qu'elles soient dans le même rapport que les dimensions a et b de la section droite du poteau :

A-1) Semelle S_1 :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ telque [poteax (40x40)]}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1$$

Donc : A= B (homogénéité entre les dimensions de la semelle et celle du poteau).

On a :

$$\left(\frac{q}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{sol} \right) \Rightarrow \left(A \cdot B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}} \right) \quad \text{(VII.1)}$$

$$A \geq \sqrt{11200} = 105 \text{ tel que : } N_{ser} = q_{ser} = 245,7 \text{ KN ; } M_{ser} = 1,5 \text{ KN.m et}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ KN}$$

On adopte : A = 110 cm

Redimensionner : (150x150) cm

Modes de rupture de fondation superficielle :

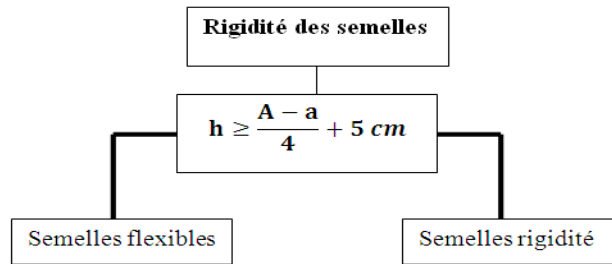


Figure VII.7: les modes de rupture de fondation superficielle.

• **La hauteur utile d :**

Puisque $A=B \Rightarrow d_a = d_b$

Telle que : $d_a \geq \frac{A-a}{4}$ (VII.2)

$d_a \geq \frac{150 - 40}{4} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$

Alors : $h = d + C$; (VII.3)

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$

• **Le patin e :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 13,2 \text{ cm} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm} \quad \text{(VII.4)}$$

• **Hauteur équivalente :**

$h_{eq} = \frac{h+e}{2}$ (VII.5)

$h_{eq} = \frac{35 + 15}{2} = 25 \text{ cm}$

• **Poids de la semelle et du remblai :**

Données :

$\gamma_b = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$; $\gamma_{sol} = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$; $D = 2 \text{ m}$

$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq}$ (VII.6)

$P_S = 25 \times 1,50^2 \times 0,25 = 14,06 \text{ KN}$

$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol}$ (VII.7)

$P_R = (2 - 0,25)(1,50^2 - 0,4^2) \times 17 = 62,18 \text{ KN}$

Donc :

$Q_{ser} = 254,7 + 14,06 + 62,18$ (VII.8)

$Q_{ser} = 321,94 \text{ KN}$

Type de répartition :

$$\begin{cases} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,15 \times 10^2}{321,94} = 0,47 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)} \quad \text{(VII.9)}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{A^2} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{(VII.10)}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{321,94 \times 10^3}{150^2} \left(1 + \frac{3 \times 0,47}{150} \right) = 14,44 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 15 \frac{N}{cm^2} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

On adopte : Coffrage 150x150x35

VII.5. Ferrailage :

VII.5.1. Calcul des armature (à L'ELU) :

Avec : $M_u = 2,2 \text{ KN.m}$; $N_u = 339,5 \text{ KN}$

$$\begin{cases} e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{220}{339,5} = 0,65 \text{ cm} \\ \frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{0u} < \frac{b}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)} \quad \text{(VII.11)}$$

$$\begin{cases} e_{0u} = 0,65 \text{ cm} \\ \frac{A}{24} = \frac{150}{24} = 6,25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{0u} < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézioidale)} \quad \text{(VII.12)}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

Le premier direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deusième direction : Lit superieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{A} \right) (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} \quad \text{(VII.13)}$$

$$A_A = A_B = \frac{339,5 \times 10^3 \left(1 + 3 \times \frac{0,65}{150} \right) (150 - 40)}{8 \times 30 \times 348 \times 10^2} = 4,52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 (9,05cm²) (4T12+4T12)

Espacement :

$$S_t = \frac{A - 2C}{n - 1} ; S_t = \frac{B - 2C}{n - 1} \quad \text{(VII.14)}$$

Avec :

n-1 : le nombre des barres -1.

$$S_t = \frac{150 - 2 \times 5}{8 - 1} = 20 \text{ cm}$$

Tableau VII.3: Ferrailage des semelles isolées.

Semelle	d(cm)	h(cm)	h _{éq} (cm)	Choix(cm ²)
S₁(150x150)	35	40	30	8T12
S₂(170x170)	40	45	30	NI : T12
				NS : T10
S₃(180x180)	40	45	30	NI : T12
				NS : T10
S₃(210x210)	45	50	35	NI : T12
				NS : T10

B) Semelles jumelles

Tableau VII.: Récapitulatif les efforts normaux et les moments.

Semelles	ELS		ELU	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
S_{J1}	493,2	2,8	678,6	4,1
S_{J2}	1310,4	2,4	1457	3,6

D'après la formule(VII.11) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

Donc : $A = \frac{a}{b} \times B$; $S = A \times B$; $S = \frac{a}{b} B^2$;

$$B = \sqrt{\frac{S \cdot b}{a}} \tag{VII.15}$$

$$A \times B \geq \frac{2 \times 493,2 \times 10^{-2}}{1,5} = 6,58 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{6,58 \cdot 0,4}{0,4}} = 2,57 \text{ m} ; A = B = 260 \text{ cm}$$

D'après la formule(VII.2) : d = 55 cm, h = 60 cm

On adopte : coffrage 260x260x 55

- **Type de répartition**

D'après la **formule (VII.11, 12)** : Répartition trapézoïdale

VII.6. Vérification des contraintes:

D'après la **formule(VII.10)** :

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 14,69 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} < 15 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

D'après la **formule(VII.13)** :

$$A_A = A_B = \frac{678,6 \times 10^3 (1 + 3 \frac{0,60}{260}) (260 - 40)}{8 \times 55 \times 348 \times 10^2} = 9,82 \text{ cm}$$

On adopte : 9T12(10,18cm²)

C) Semelle filante :

a) Dimensionnement :

$$N_{\text{ser}} = 1280,2 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 4,7 \text{ KN.m} ; L = 4,6 \text{ m}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{ser}}}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{N_{\text{ser}}}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 185 \text{ cm} \quad \text{(VII.16)}$$

On adopte : A = 200 cm

b) Condition de raideur :

$$h = \sqrt[4]{\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4 \times \frac{3K}{E_b}} \quad \text{(VII.17)}$$

$$\text{Avec : } K = 0,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$E_b = 30822,43 \text{ MPa}$$

$$h = 14,36 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm

c) Longueur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_b \times I}{K \times A}} ; \text{ Avec } I : \text{ Moment d'inertie} \quad \text{(VII.18)}$$

$$I = 1,29 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$l_e = 34,88 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e = 54,76 \text{ m}$$

$$L = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 54,76 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Semelle rigide.}$$

d) Calcul des poids :

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_b \times A \times h \times L = 46 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1326,2 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times L} \left(1 + \frac{3 \times e_{0\text{ser}}}{L} \right) \quad \text{(VII.19)}$$

AN:

$$\sigma_{\text{moy}} = 14,42 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 15 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

VII.7. Ferrailage :

VII.7.1. Calcul des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 100 = 1442 \frac{\text{KN}}{\text{cm}}$$

$$M_T = \frac{q \times x^2}{2}; \left(x = \frac{A}{2} = 100 \text{ cm} \right)$$

$$M_T = 72,1 \text{ KN.m}$$

• **Suivant la largeur :**

$$\mu = \frac{72,1 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 12,47} = 0,11 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,942$$

$$A_S = 6,10 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 (6,79cm²)** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adpt}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

VII.8. Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure.

VII.8.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (30x35) cm²

VII.8.2. Ferrailage de longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 1,06 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Selon RPA99/v2003 :

$$A = 0,6\% b.h \Rightarrow A = 6,30 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 (6,79 cm²)

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

Conclusion générale

Conclusion générale :

Au terme de ce projet de fin d'études lequel a été une opportunité propice pour mettre en œuvre nos connaissances inculquées durant notre cursus de formation, ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

La démarche est axée sur deux volets:

- D'une part « stabilité » le contreventement et la bonne disposition des voiles.
- Et d'autre part « économie » l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

Nous avons également pris conscience de l'évolution significative du domaine du Génie Civil à tous les niveaux, notamment dans le domaine de l'informatique avec des logiciels de calcul tels que l'Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, que nous avons appris à utiliser lors de la réalisation de ce projet.

En vertu de cette étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Référence bibliographique

Référence bibliographique**Réglementation :**

☞ Règlement Parasismique Algérienne [RPA99version 2003].

☞ Règle de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé [CBA93].

☞ Document technique réglementaire [DTR.B.C.2.2], charges permanentes et surcharges d'exploitation.

☞ Béton armé aux Etat Limite [BAEL91].

☞ BETON ARME Guide de calcul « H.Renaud et J. Lamirault »

☞ Support du cours Béton Armé « Mr. BARAKA Abdelhak ».Centre Universitaire de Béchar (2005/2006).

☞ Abdelouafi El Ghoulbwouri MODULE Béton Armé (Notes de cours Béton Armé).

☞ B. Boudërba, Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés).Polycopié de cours, Centre Universitaire EL- Wancharissi, Tissemsilt.

☞ Jean – Pierre MOUGIN (Béton armé B.A.E.L.91 et D.T.U. associés) Guide de calcul.

☞ A .KASSOUL, Polycopié de cours Bâtiment 1. Université HassibaBenbouali, Chlef.

☞ Dr. BERRADIA Mohammed, Polycopié de cours projet structure en béton armé. Université HassibaBenbouali, Chlef(2019/2020).

☞ Dr.MIMOUNI.M, Polycopié de cour génie parasismique Master2. Université Ibn Khaldoun Tiaret (2023/2024).

☞ Dr.KRIM.A, Polycopié de cour structure en béton armé Master2. Université Ibn Khaldoun, Tiaret (2023/2024).

☞ Dr. ADJOU DJ M'hamed, Polycopie de cour calcul Assisté par Ordinateur Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Université Hassiba Ben Bouali, Chlef.

☞ Dr.MIMOUNI.M, Polycopié de cour Structure en béton armé2 Master1. Université Ibn Khaldoun Tiaret (2022/2023).

Site :

<https://images.app.goo.gl/hRtVkhcxyybmmHa38>

<file:///C:/Users/User/Downloads/bases-du-beton-arme.pdf> (WWW.GenieCivilPDF.com)

Mémoire :

Mr. GUIDOUM.Kadda, GUIMOUR. Aneur, « Etude d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation implanté à Tiaret » UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2019/2020.

Mr. DIALO. Kadiatou, Mlle.TAOUAFHouria, « Etude d'un bâtiment en béton armé en(R+7) à usage d'habitation situé à Tiaret » UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2021/2022.

Outil informatique 🖨️:

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019;
- RDM6;
- BEAMDISIGN;
- SOCOTEC
- WORD 2010
- Powerpoint2010;

Annexes

ANNEXE I

μ	α	β	μ	α	β	μ	α	β
0,000	0,0000	1,000	0,080	0,1044	0,958	0,160	0,2192	0,912
0,002	0,0025	0,999	0,082	0,1071	0,957	0,162	0,2223	0,911
0,004	0,0050	0,998	0,084	0,1098	0,956	0,164	0,2253	0,910
0,006	0,0075	0,997	0,086	0,1126	0,955	0,166	0,2284	0,909
0,008	0,0100	0,996	0,088	0,1153	0,954	0,168	0,2314	0,907
0,010	0,0126	0,995	0,090	0,1181	0,953	0,170	0,2345	0,906
0,012	0,0151	0,994	0,092	0,1208	0,952	0,172	0,2376	0,905
0,014	0,0176	0,993	0,094	0,1236	0,951	0,174	0,2407	0,904
0,016	0,0202	0,992	0,096	0,1264	0,949	0,176	0,2438	0,902
0,018	0,0227	0,991	0,098	0,1292	0,948	0,178	0,2469	0,901
0,020	0,0253	0,990	0,100	0,1320	0,947	0,180	0,2500	0,900
0,022	0,0278	0,989	0,102	0,1348	0,946	0,182	0,2531	0,899
0,024	0,0304	0,988	0,104	0,1376	0,945	0,184	0,2563	0,897
0,026	0,0329	0,987	0,106	0,1404	0,944	0,186	0,2594	0,896
0,028	0,0355	0,986	0,108	0,1432	0,943	0,188	0,2626	0,895
0,030	0,0381	0,985	0,110	0,1460	0,942	0,190	0,2657	0,894
0,032	0,0407	0,984	0,112	0,1489	0,940	0,192	0,2689	0,892
0,034	0,0432	0,983	0,114	0,1517	0,939	0,194	0,2721	0,891
0,036	0,0458	0,982	0,116	0,1546	0,938	0,196	0,2753	0,890
0,038	0,0484	0,981	0,118	0,1574	0,937	0,198	0,2785	0,889
0,040	0,0510	0,980	0,120	0,1603	0,936	0,200	0,2818	0,887
0,042	0,0537	0,979	0,122	0,1631	0,935	0,202	0,2850	0,886
0,044	0,0563	0,977	0,124	0,1660	0,934	0,204	0,2882	0,885
0,046	0,0589	0,976	0,126	0,1689	0,932	0,206	0,2915	0,883
0,048	0,0615	0,975	0,128	0,1718	0,931	0,208	0,2948	0,882
0,050	0,0641	0,974	0,130	0,1747	0,930	0,210	0,2980	0,881
0,052	0,0668	0,973	0,132	0,1776	0,929	0,212	0,3013	0,879
0,054	0,0694	0,972	0,134	0,1805	0,928	0,214	0,3046	0,878
0,056	0,0721	0,971	0,136	0,1835	0,927	0,216	0,3079	0,877
0,058	0,0747	0,970	0,138	0,1864	0,925	0,218	0,3113	0,875
0,060	0,0774	0,969	0,140	0,1893	0,924	0,220	0,3146	0,874
0,062	0,0801	0,968	0,142	0,1923	0,923	0,222	0,3179	0,873
0,064	0,0827	0,967	0,144	0,1952	0,922	0,224	0,3213	0,871
0,066	0,0854	0,966	0,146	0,1982	0,921	0,226	0,3247	0,870
0,068	0,0881	0,965	0,148	0,2012	0,920	0,228	0,3280	0,869
0,070	0,0908	0,964	0,150	0,2042	0,918	0,230	0,3314	0,867
0,072	0,0935	0,963	0,152	0,2072	0,917	0,232	0,3348	0,866
0,074	0,0962	0,962	0,154	0,2102	0,916	0,234	0,3383	0,865
0,076	0,0989	0,960	0,156	0,2132	0,915	0,236	0,3417	0,863
0,078	0,1016	0,959	0,158	0,2162	0,914	0,238	0,3452	0,862

μ	α	β	μ	α	β	μ	α	β
0,240	0,3486	0,861	0,322	0,5042	0,798	0,406	0,7080	0,717
0,242	0,3521	0,859	0,324	0,5084	0,797	0,408	0,7138	0,714
0,244	0,3556	0,858	0,326	0,5126	0,795	0,410	0,7197	0,712
0,246	0,3591	0,856	0,328	0,5169	0,793	0,412	0,7256	0,710
0,248	0,3626	0,855	0,330	0,5211	0,792	0,414	0,7316	0,707
0,250	0,3661	0,854	0,332	0,5254	0,790	0,416	0,7377	0,705
0,252	0,3697	0,852	0,334	0,5298	0,788	0,418	0,7438	0,702
0,254	0,3732	0,851	0,336	0,5341	0,786	0,420	0,7500	0,700
0,256	0,3768	0,849	0,338	0,5385	0,785	0,422	0,7563	0,697
0,258	0,3804	0,848	0,340	0,5429	0,783	0,424	0,7627	0,695
0,260	0,3840	0,846	0,342	0,5473	0,781	0,426	0,7691	0,692
0,262	0,3876	0,845	0,346	0,5563	0,777	0,428	0,7757	0,690
0,264	0,3912	0,844	0,348	0,5608	0,776	0,430	0,7823	0,687
0,268	0,3985	0,841	0,350	0,5653	0,774	0,432	0,7890	0,684
0,270	0,4022	0,839	0,352	0,5699	0,772	0,434	0,7959	0,682
0,272	0,4059	0,838	0,354	0,5745	0,770	0,436	0,8028	0,679
0,274	0,4096	0,836	0,356	0,5792	0,768	0,438	0,8098	0,676
0,276	0,4133	0,835	0,358	0,5839	0,766	0,440	0,8170	0,673
0,278	0,4171	0,833	0,360	0,5886	0,765	0,442	0,8243	0,670
0,280	0,4208	0,832	0,362	0,5933	0,763	0,444	0,8317	0,667
0,282	0,4246	0,830	0,364	0,5981	0,761	0,446	0,8392	0,664
0,284	0,4284	0,829	0,368	0,6077	0,757	0,448	0,8469	0,661
0,286	0,4322	0,827	0,370	0,6126	0,755	0,450	0,8547	0,658
0,288	0,4361	0,826	0,372	0,6175	0,753	0,452	0,8627	0,655
0,290	0,4399	0,824	0,374	0,6225	0,751	0,454	0,8709	0,652
0,292	0,4438	0,822	0,376	0,6275	0,749	0,456	0,8792	0,648
0,294	0,4477	0,821	0,378	0,6325	0,747	0,458	0,8877	0,645
0,296	0,4516	0,819	0,380	0,6376	0,745	0,460	0,8964	0,641
0,298	0,4555	0,818	0,382	0,6428	0,743	0,462	0,9054	0,638
0,300	0,4594	0,816	0,384	0,6479	0,741	0,464	0,9146	0,634
0,302	0,4634	0,815	0,386	0,6531	0,739	0,468	0,9338	0,626
0,304	0,4674	0,813	0,388	0,6584	0,737	0,470	0,9438	0,622
0,306	0,4714	0,811	0,390	0,6637	0,735	0,472	0,9542	0,618
0,308	0,4754	0,810	0,392	0,6691	0,732	0,474	0,9650	0,614
0,310	0,4794	0,808	0,394	0,6745	0,730	0,476	0,9761	0,610
0,312	0,4835	0,807	0,396	0,6799	0,728	0,478	0,9878	0,605
0,314	0,4876	0,805	0,398	0,6854	0,726			
0,316	0,4917	0,803	0,400	0,6910	0,724			
0,318	0,4958	0,802	0,402	0,6966	0,721			
0,320	0,5000	0,800	0,404	0,7023	0,719			

ANNEXE II :

Tableau des Armatures (en Cm^2)

Diamètre ϕ (mm)	Masse linéique (Kg/ml)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,02
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,90
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,40
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,10
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,41
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,10
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,7

ANNEXE III :

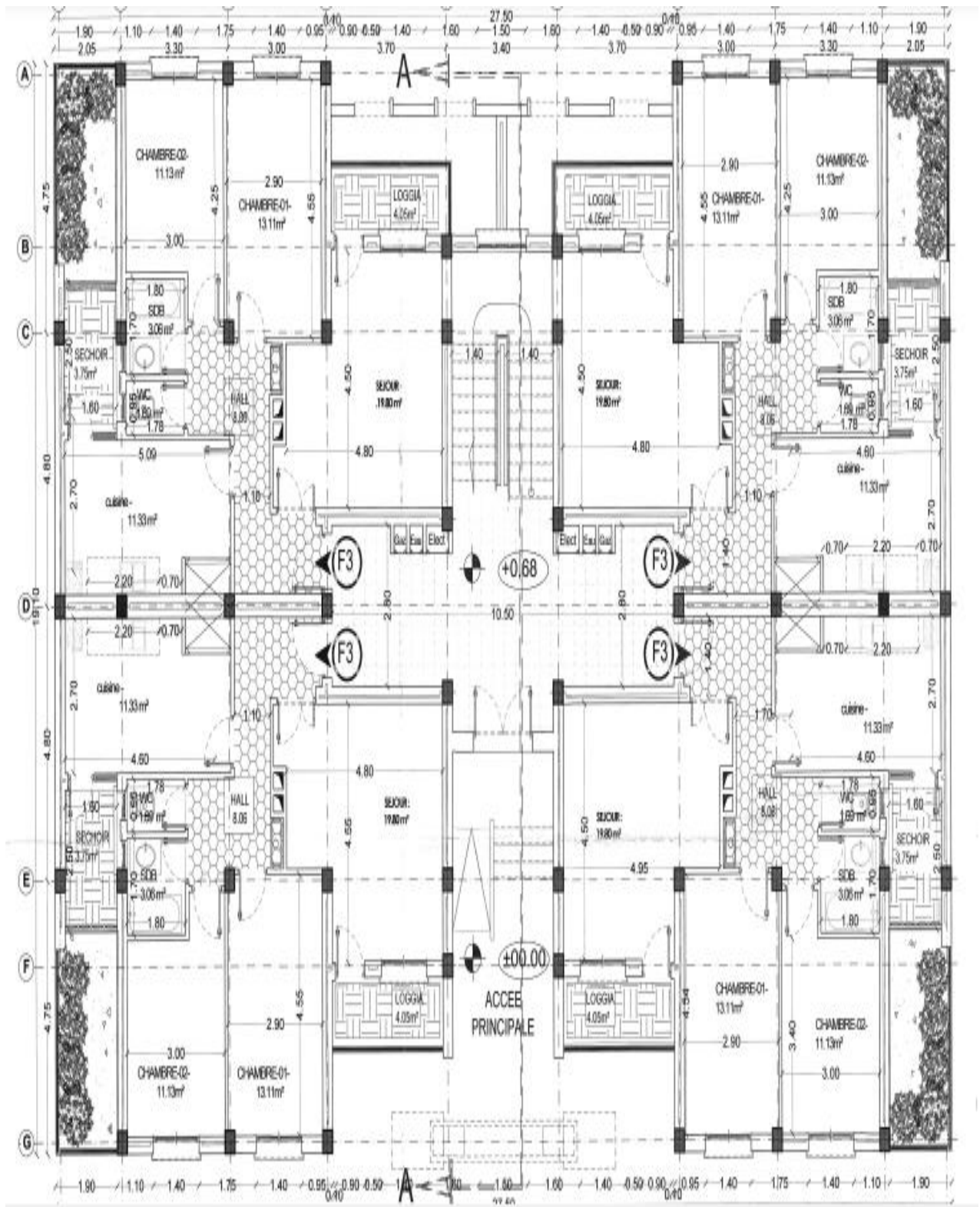
Valeur de $1000\epsilon_l ; \alpha_l ; \mu_l$ et β_l pour situation durable $\gamma_s = 1,15$

	Nuance	f_e (MPa)	$1000 \epsilon_l$	α_l	μ_l	β_l
Ronds Lisses	FeE215	215	0,935	0,789	0,432	0,684
	FeE235	235	1,022	0,774	0,427	0,690
Haute Adhérence	FeE400	400	1,739	0,668	0,392	0,733
	FeE500	500	2,174	0,617	0,372	0,753

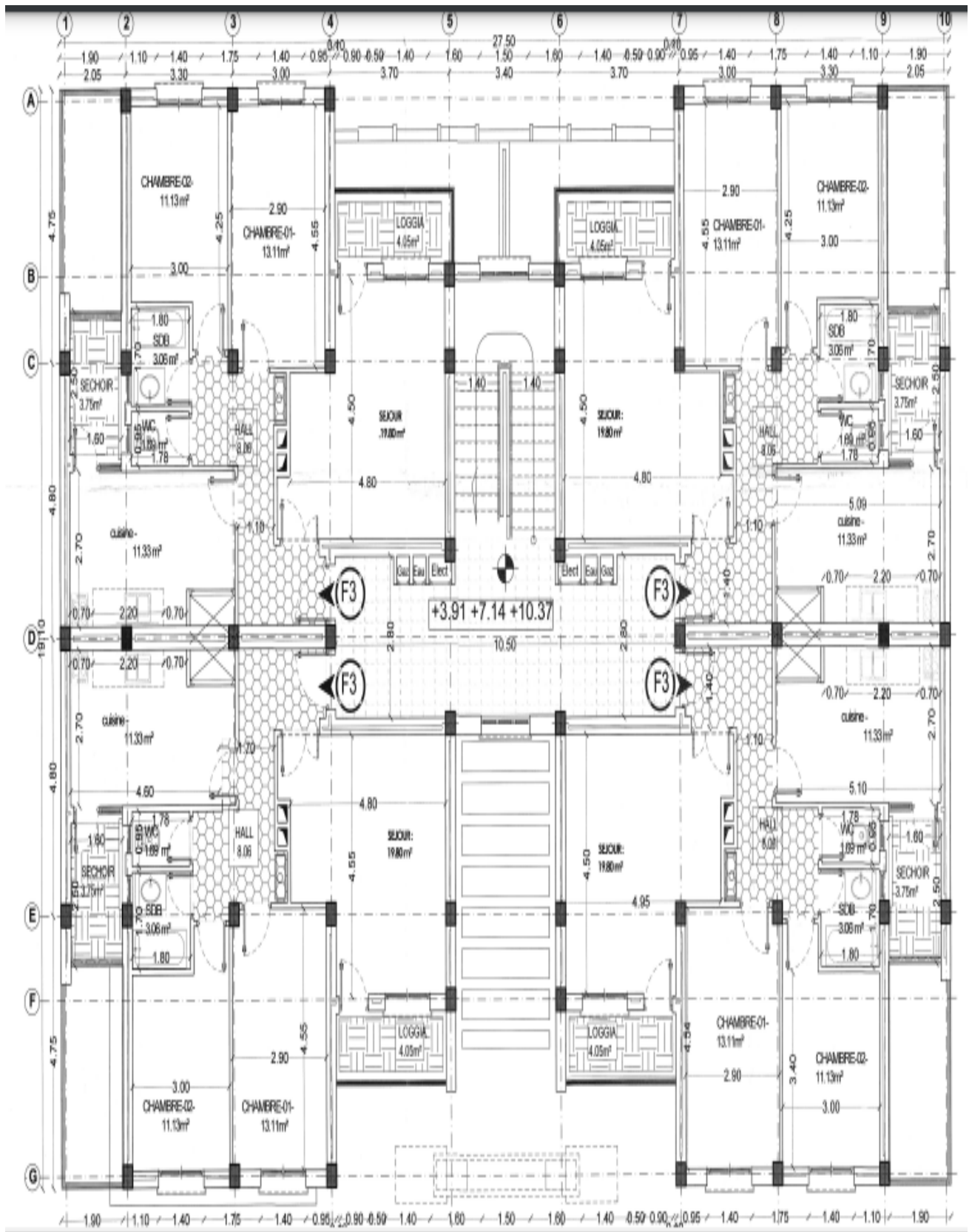
ANNEXE IV :

Plan d'aménagement

❖ Vue en plan RDC.

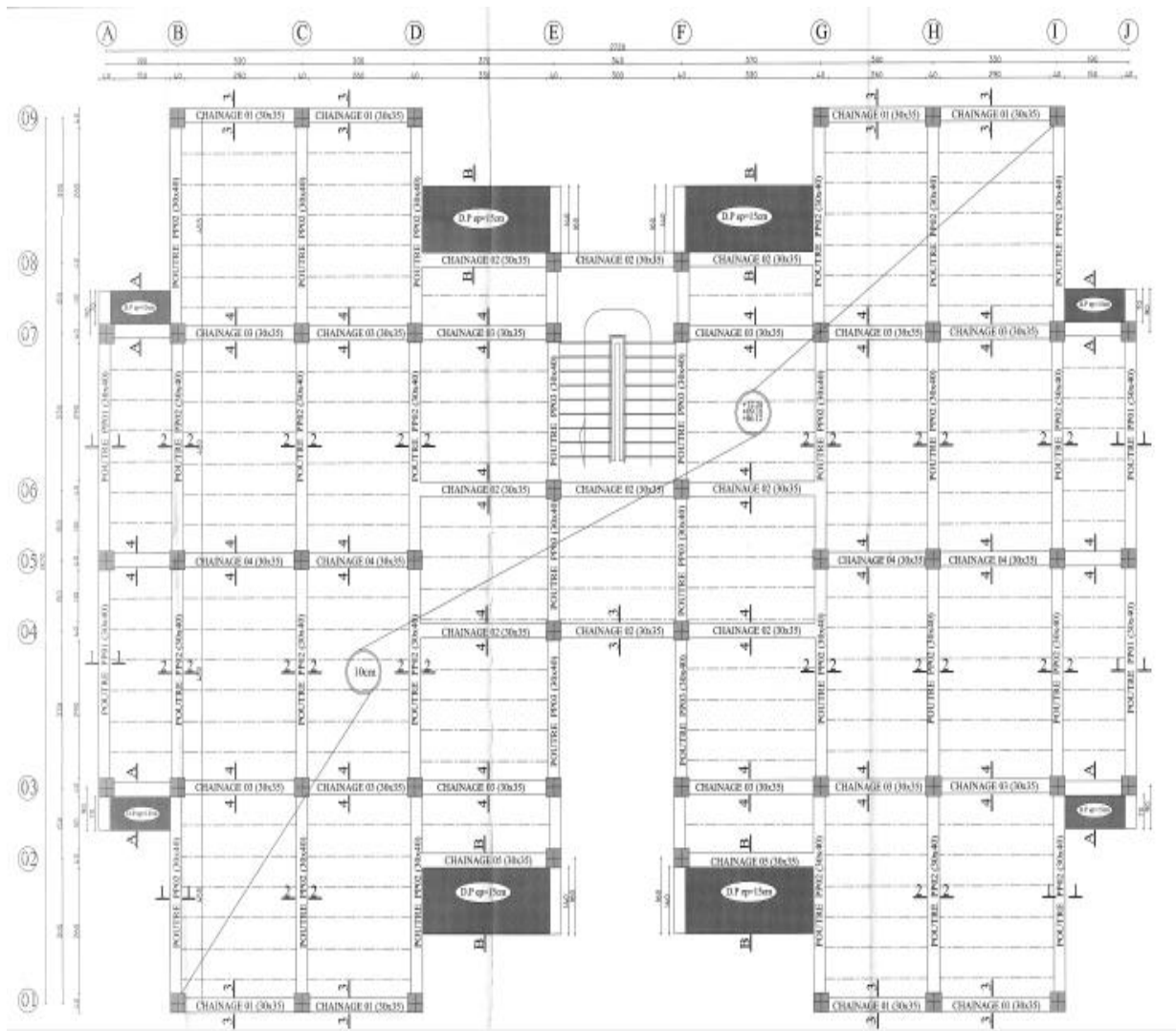


❖ Vue en plan étage courant

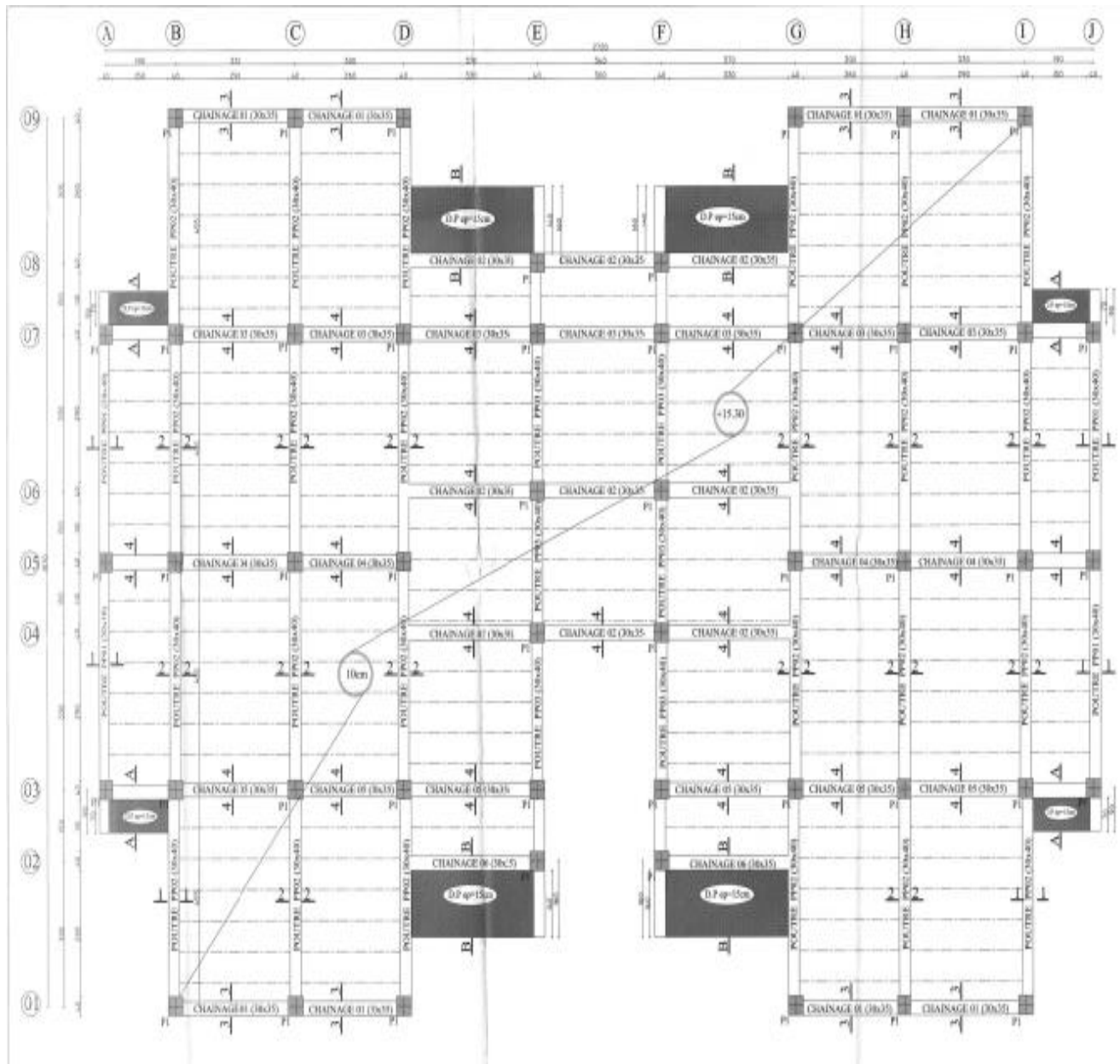


Plan de coffrage :

Disposition des poutrelles « RDC et 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} Etages »

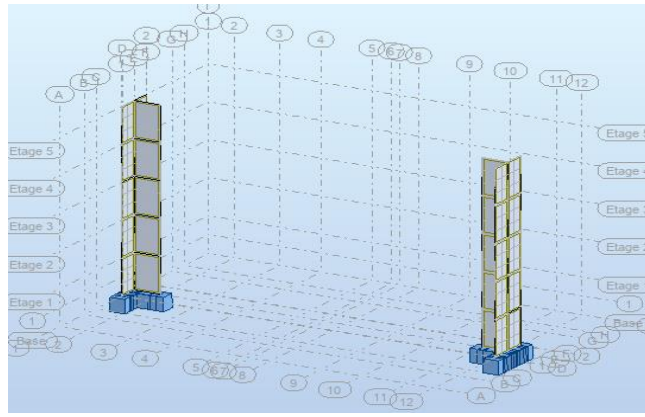


Disposition des poutrelles « terrasse »

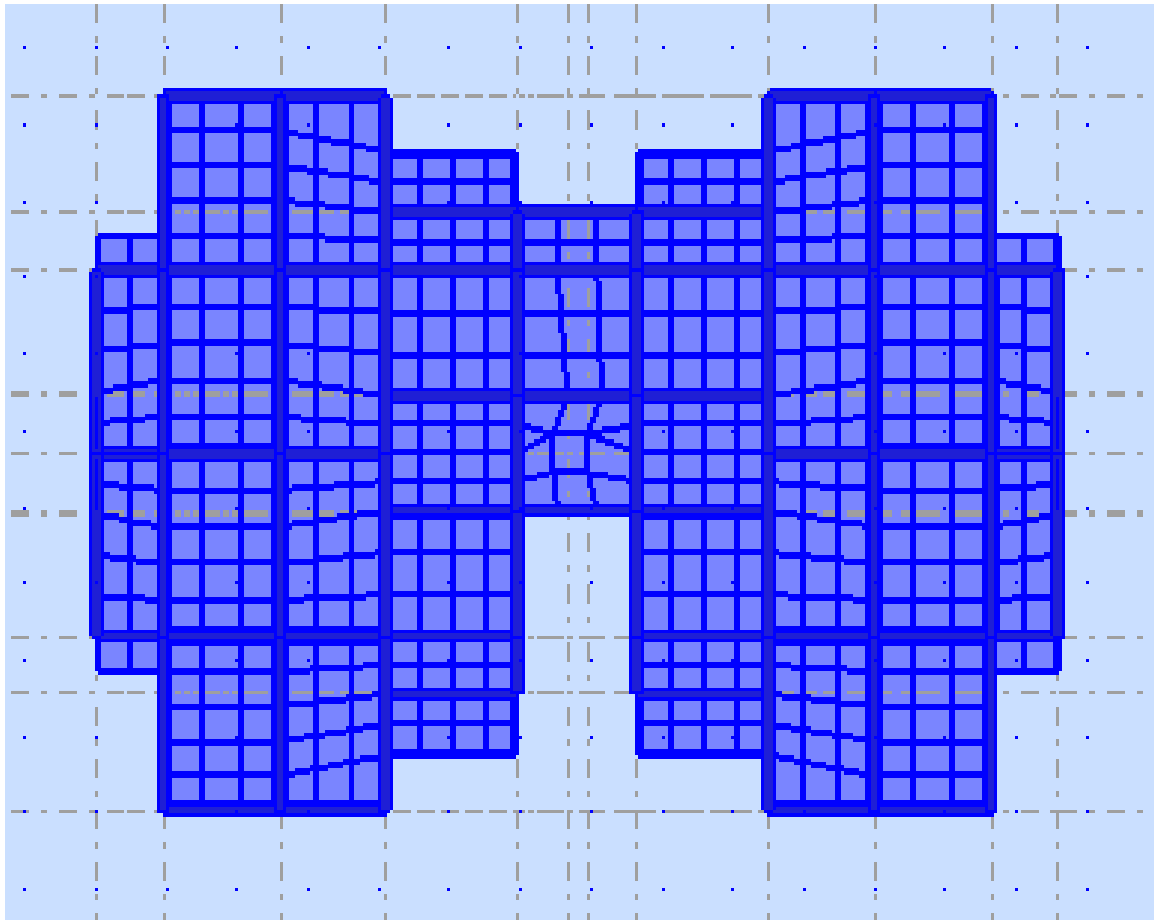


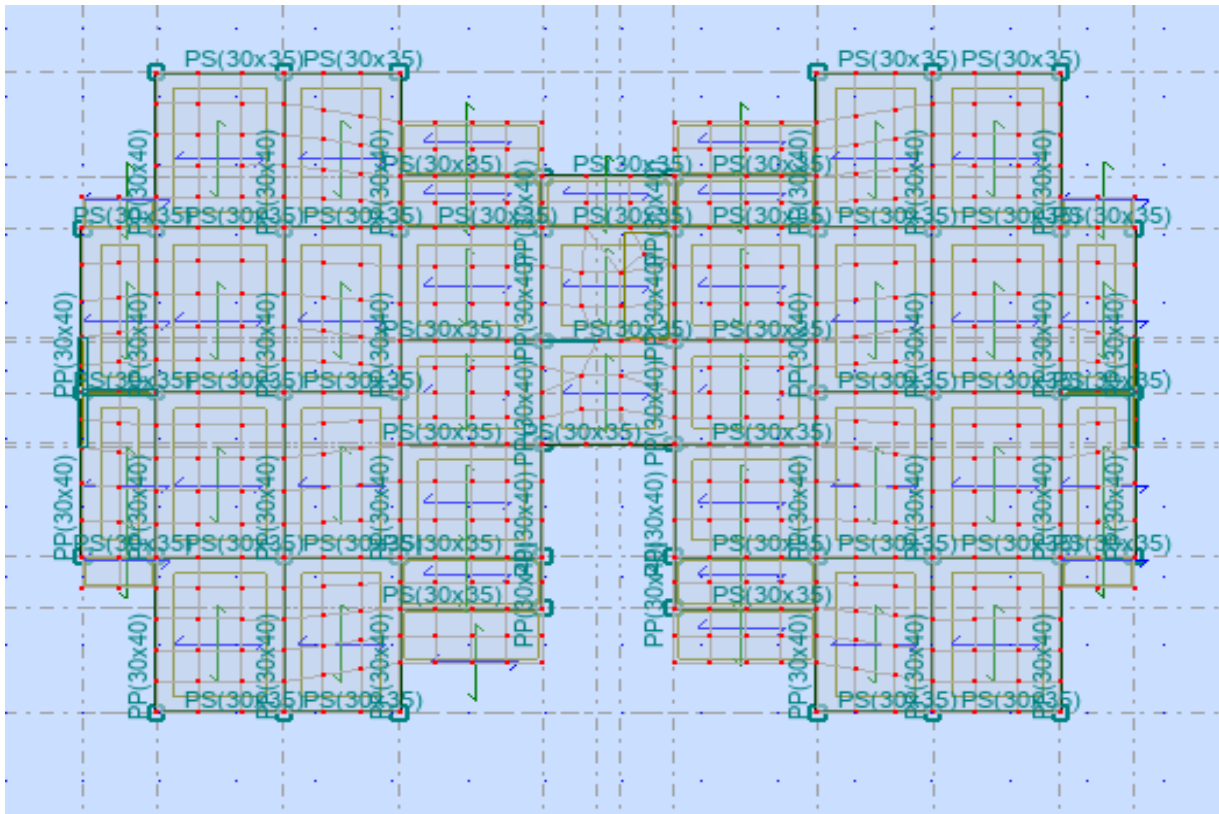
ANNEXE V :

❖ Système de contreventement



❖ Vue en 2D





Unité de calcul

Force :

$$1 \text{ Kg} = 10 \text{ N}$$

$$1 \text{ t} = 10^4 \text{ N}$$

Pression:

$$1 \text{ bar} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 10 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ KN} = 100 \text{ Kg}$$

$$1 \text{ MPa} = 10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ MPa} = 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$1 \text{ MPa} = 10^2 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$1 \text{ MN} = 10^6 \text{ N}$$