

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master
Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

GUEMROUD Khadidja

SAADI Nawel


Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation
situé à Tissemsilt- Zone de Moyenne sismicité

Soutenu publiquement le .../06/2025 devant le jury composé de :

Mr. DRAICHE Kadda	Professeur	Président
Me. OUAZIR Khatima	MCB	Encadrante
Mr. TLIDJI Youcef	Professeur	Examineur
Mr BENFARHAT Rabia	MCA	Examineur

PROMOTION: 2024/2025



Remerciements

Au nom de dieu le tout puissant et le très miséricordieux par la grâce duquel j'ai pu réaliser ce travail

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance À Madame Dr. **OUAZIR KHATIMA** pour avoir accepté de Diriger cette thèse, pour ses orientations dont j'ai bénéficié, ses conseils Judicieux, sa compréhension et sa gentillesse. Il m'a réservé des moments Précieux pour mener à bien ce travail.

J'exprime mon profond respect et mes vifs remerciements les

Travail jury de soutenance.

Enfin, mes remerciements vont à tous ceux et à toutes celles, qui ont Contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Dédicace

Que tous les remerciements soient à Allah s'il me donne sa bénédiction en ce moment, car toutes les louanges soient à Allah, le Seigneur des mondes, et la prière et la paix soient sur son noble Prophète.

Je dédie la récompense de ce diplôme à celui qui m'a élevé sur ses mains et m'a enseigné les valeurs et les principes à celui qui m'a ouvert la voie de la Science.

{ Mon père bien-aimé, qu'Allah le protège }

Et je dédie le fruit de mes efforts et de mes études à celle qui, après Dieu, a eu le premier crédit de ma maturité pour se plonger dans les domaines de la Science et terminer mes études à celle qui a été mon refuge dans ce voyage du dialecte de sa langue en me priant.

{ Chère maman, qu'Allah la protège }

Et aux bougies qui éclairent mon chemin { frère mes sœurs mon binôme et ma copine IBTISSAM }.

Je vous dédie à tous la récompense de cet effort et de cette recherche, vous avez toujours été mon inspiration, alors je marche sur vos traces après avoir fait confiance à Allah Tout-Puissant.

Qu'Allah vous récompense avec tout le meilleur et vous récompense avec la meilleure récompense.





*D*édicace

*J*e dédie ce travail à :

*M*on mari plus grand soutien

*A*mes enfants bien aimes Zakaria ,Retaje ,Remas

*A*toute ma famille Saadi ,en particulier mon père et ma mère , a la précieuse famille Bouchouka , a tous collègues de la direction des équipements publics.

*A*tous mes collègues de promotion Génie Civil.

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime trouveront l'expression de ma plus profonde gratitude.



NAWEL

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+5), le projet sera situé dans la wilaya de Tissemsilt, classée en zone de moyen sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) modifié en 2003.

La structure est contreventée par un système mixte.

Après le pré dimensionnement 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 2020. 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 trois types de fondations : semelle isolée et semelle filante et semelle jumelles.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Fondations, RPA99/version 2003, BAEL91 modifié 99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2020.

Abstract

This work presents a technical study of a reinforced concrete residential Building consisting of a ground floor and four stories (G+5), with a plan irregularity. The project will be located in the wilaya of Tissemsilt, classified as a Average seismicity zone (Zone IIa) 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 2020. 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 Three types of foundations: isolated footings and continuous footings and binoculars .

Keywords: Building, Reinforced Concrete, Foundations, RPA99/version 2003, Modified BAEL91/99, CBA93, Autodesk Robot Structural Analysis 2020.

ملخص

هذا العمل يقدم دراسة مفصلة لمبنى يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق سكنية، والذي سيتم تنفيذه في ولاية تسمسيلت، المصنفة في المنطقة الثانية أوفقا للنظام متوسط زلزاليا 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 برنامج باستخدام Autodesk Analysais Structural Robot Professional 2020 اللوائح التنظيمية، وهي الخرسانة المسلحة في حالة الحدود 91 يتم حساب تسليح جميع العناصر وفق "المعدل 99، حساب الخرسانة المسلحة 93 والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003. أخيرا، يُظهر دراسة البنية التحتية أن أساسات هذا المبنى تتكون من ثلاثة أنواع: أساسات مفردة وأساسات مستمر وأساسات مزدوجة .

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

Autodesk Robot Structural 2023

Liste des abréviations

Abréviation	Signification
RDC	Rez-de- chaussée
γ_{BA}	Poids volumique de béton armé
γ_B	Poids volumique de béton non armé
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 deformation instantanée de béton
γ_b	Coefficient partiel du béton
E	Raccourcissement longitudinal
V	Coefficient de poison
HAfe400	Acier longitudinal à haute adherence
FeE235	Acier transversal rondes 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 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 sense des poutrelles
RPA99/2003	Règlement Parasismique Algérienne
p_P	Pouter principal
Cv	Condition vérifie

N_G	Effort normal dû aux charges permanents
N_Q	Effort normal dû aux charges exploitation
I	Rayon de gyration
I	Moment d'inertie de la section
B	Aire de la section de béton
L_f	Langueur de flambement
N_u	Effort normal admissible à l'ELU
λ	Enlacement mécanique
Br	Section réduite du Poteau obtenue en déduisant de la section réelle
As	Section armature dans le Poteau
α	Coefficient de l'élancement
M	Moment en general
M_t	Moment en travée
M_w	Moment a l'appui de gauche
M_e	Moment a l'appui de droit
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 proper de l'acrotère
C_p	Facture de force horizontale
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facture d'accélération de zone
Q	Facture de qualité
R	Coefficient de comportement
W	Poids total de la structure
T₁ et T₂	Période caractéristique, associée à la catégorie du site
η	Facture de correction d'amortissement
$\xi(\%)$	Percentage 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 permanents
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.2. coût coffrage.....	7
Figure I.2. Acrotère.....	8
Figure I.3. Eprouvette(16x32).....	10
Figure I.4. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Figure I.5. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	11
Figure I.6 Diagramme des déformations limites de la section.....	14
Figure I.7 Diag Contraintes –Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle).....	16
Figure I.8. Diagramme rectangulaire simplifié.....	16
Figure I.9 Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	17
Figure I.10. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	20
Figure I.11. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	21
Figure II.1: L'organigramme récapitulatif des pré-dimensionnement.....	25
Figure II.2: Dimensionnement de plancher à corps creux.....	29
Figure II.3: Plancher terrasse inaccessible.....	29
Figure II.4: Plancher étage courants.....	30
Figure II.5: Coupe transversale du mur extérieur.....	31
Figure II.06: Coupe de voiles en élévation.....	38
Figure II.07: Coupe de voiles en plan.....	38
Figure III.1: Détail d'un plancher en corps creux.....	40
Figure III.2: Section considérée pour le calcul du ferrailage. "SOCOTEC".....	42
Figure III .3 : Schéma explicatif des efforts tranchants.....	44
Figure III-4: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	60
Figure III-5. Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse.....	64
Figure III-6. Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse.....	66
Figure III.7. Schéma d'une dalle de compression.....	66
Figure IV.1 : Schéma statique de L'acrotère.....	69
Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	73
Figure IV.3: Schéma du ferrailage de l'escalier.....	80
Figure IV.4: Schéma statique de la poutre palière.....	81
Figure IV.5: Schéma du ferrailage de la poutre palière.....	84
Figure IV.6: Schéma du balcon.....	85
Figure IV.7: Schéma de ferrailage d balcon.....	88

Figure V.1: Organigramme des trois méthodes d'analyse sismique.....	92
Figure V.2: Lancement du programme ROBOT.....	96
Figure V.3: Environnement du travail.....	96
Figure V.4: Organigramme de calcul.....	97
Figure V.5: Organigramme globale des données.....	98
Figure V.6: Préférences de la tache.....	99
Figure V.7: Les unités et formats.....	99
Figure V.8: Les matériaux.....	99
Figure V.9: Normes de conception.....	100
Figure V.10: Ligne de construction (position X, Y, Z).....	10
Figure V.11: Profil.....	101
Figure V.12: Type de profilé Pp (30X40).....	102
Figure V.13: Ps (30X35).....	102
Figure V.14: Type de profilé poteau (40X40).....	102
Figure V.15: Définition d'épaisseur.....	103
Figure V.16: Définition le plancher (16+4).....	103
Figure V.17: Cas de charge.....	103
Figure V.18: Définition de la charge.....	104
Figure V.19: Combinaisons.....	104
Figure V.20: Vue en 3D de la structure modélisée.....	105
Figure V.21: Vue en 2D de la structure modélisée.....	105
Figure V.22 : Les charges permanentes et exploitations appliquées sur la structure.....	106
Figure V.23: Option de calcul.....	106
Figure V.24: Définition d'un nouveau cas.....	107
Figure V.25: Paramètres RPA99.....	107
Figure V.26: Diagramme de spectre de réponse.....	108
Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poutres.....	121
Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm.....	129
Figure VI-3 : schéma du type 1 et poteau.....	133
Figure VI-4 : schéma du type 2 et poteau.....	134
Figure VI.5: Disposition des armatures verticale dans les voiles type 1.....	136
Figure VI.5: Disposition des armatures verticale dans les voiles type 2.....	136
Figure VII.1: Semelle isolées sous poteaux.....	140
Figure VII.3: Semelle continue sous poteaux.....	141

Figure VII.4 : les modes de rupture de fondation superficielle.	141
Figure VII.5 : les modes de rupture de fondation superficielle.....	142
Figure VII.6 : Ferrailage des longrines.....	151

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Valeurs de la section nette de poids d'acier selon son diamètre.....	18
Tableau . Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	19
Tableau II.1: Récapitulatif les sections des poutres.	27
Tableau II.2: Vérification selon RPA99 les conditions (poutres principale et secondaire).....	27
Tableau II.3: Récapitulatif les sections des poutres.	28
Tableau II.4: Vérification selon RPA99 les conditions (poutres principale et secondaire).	28
Tableau II.5: Dimensions de plancher à corps creux.	29
Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).	30
Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.	31
Tableau II.8: Evaluation des charges du Murs extérieures selon DTR.	32
Figure II.9: Dégression des charges d'exploitation	33
Tableau II.10: Récapitulatif les majorations des efforts de compression.....	34
Tableau II.11: Vérifications de coffrage des poteaux.....	37
Tableau III-1- Résultats de vérification de condition no fragilité	54
Tableau IV.1: Récapitulatif l'évaluation et combinaison des charges à ELU et ELS.....	70
Tableau IV.2: Récapitulatif les caractéristiques de calcul.	70
Tableau IV.3: Vérification les conditions de la flèche.	80
Tableau IV.4: Vérification selon RPA99 les conditions (Poutre palière).	81
Tableau IV.5: Ferrailage de la poutre palière.	82
Tableau IV.6: Vérification les conditions de la flèche.	84
Tableau IV.7: Charge permanente (G) de balcon.	85
Tableau IV.8: Récapitulatif le ferrailage du balcon.....	86
Tableau IV.9: Vérification de la condition de la flèche.....	88
Tableau V-1 : Pourcentage d'amortissement critique (ξ)	94
Tableau V.2: les modes de vibration.....	108
Tableau V.3: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).	111
Tableau V.4: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).	111
Tableau V.5: L'effet $P - \Delta$ sens longitudinal	112
Tableau V.6: L'effet $P - \Delta$ sens transversal.....	112

Tableau VI-1. Hypothèses générales pour tous les éléments.	115
Tableau VI.2: Récapitulation du ferrailage des poutres principales.....	117
Tableau VI.3.: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires.....	117
Tableau VI-4- les sollicitations défavorables du premier genre	123
Tableau VI-5- les sollicitations défavorables du deuxième genre	123
Tableau VII.01: Avantages et inconvénients des fondations superficielles	138

Table de matière

CHAPITRE I

Présentation du projet et les hypothèses de calcul

I.1. Introduction :.....	4
I.1. La Collaboration entre l'architecte et l'ingénieur :.....	4
I.2. – les défis de l'ingénieur :.....	4
I.3. Présentation du projet :	4
I.4. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :.....	5
I.4.1. En plan :.....	5
I.5. Conception structurelle :.....	5
I.5.1. Choix du système de contreventement :	5
I.5.2. Infrastructure :.....	5
I.5.3. Les planchers :	5
I.5.4. Maçonnerie :	7
I.5.5. Escaliers :.....	7
I.5.6. Acrotère :	7
I.5.7. Terrasse.....	8
I.5.8. Balcons.....	8
I.5.9. Revêtement :	8
I.5.10. La toiture :.....	8
I.6. Réglementation utilisée :.....	8
I.7. Les caractéristiques des matériaux :.....	9
I.7.1. Le Béton :.....	9
I.7.1.1. Définition :	9
I.7.1.2. Compositions du béton :	9
I.7.1.3. Dosage de béton :.....	10
I.7.1.4. Résistant cette caractéristique à la compression : f_{cj} ,.....	10
I.7.1.5. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :.....	13
I.7.1.6. Caractéristiques des aciers :	18

I.8. Combinaisons d'actions :	22
I.9. Les logiciels utilisés :	23

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction	25
II.2.Pré- dimensionnement des éléments :	25
II.2.1. Pré dimensionnement des	25
II.2.1.1. Poutres secondaires.....	27
II.3.Les planchers :	28
II.4. Evaluation des charges et surcharges	29
II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :	32
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :	32
II.5.2- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	33
II.5.3Pré-dimensionnement des voiles :	37

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1. Introduction	40
III.2. Planchers à corps creux	40
III.3. Dimensionnement des poutrelles.....	40
III.3.1. Calcul de la largeur de poutrelle (b) :	41
III.4. Calcul des poutrelles	42
III.4.1.Méthodes de calcul.....	42
III.4.1.. 1.Méthode forfaitaire [BAEL91] (B.6.221)	42
III.4.1.2 -Les types des poutrelles :	44
III.4.2.- Calcul des poutrelles des planchers RDC et étage courant :	44
III.4.2.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	44
III-5-Ferraillage	53
III-6-Vérification :	54
III-7-Ferraillage de la dalle de compression :	66
III -8-Conclusion	67

CHAPITRE IV

Dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1.Introduction :.....	69
IV.1.1. Calcul des sollicitations :	69
IV.1.1.1. Evaluation et combinaison des charges :	70
IV.1.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :	71
IV.1.1.3-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section.....	71
IV.1.1.4. Vérification des contraintes (ELS)	72
IV.1.1.4.1. Moment de service :	72
IV.1.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :.....	73
IV.2.Etude d'escalier.....	74
IV.2.1. Introduction :.....	74
IV.2.2. Vérification	78
IV.2.3. Etude de la poutre palière :.....	80
IV.3. Le balcon :.....	80
IV.3.1. Evaluation et combinaison des charges :	85
Conclusion IV.4 :	88

CHAPITRE V

Etude Sismique

V.1.Introduction :.....	90
V.2..Objectif de l'étude dynamique :	90
V.3. Méthodes d'estimation des forces sismiques :.....	90
V.4. Classification de l'ouvrage :.....	91
V.5. Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2003] (Art.4.3.3)	93
V.6. Calcul de la force sismique totale :.....	93
V.7. Réglage des préférences et des préférences de l'affaire :.....	99
V.8. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :	108
V.8.1.Calcul de la force statique équivalente :.....	108
V.9.Vérification de la résultante des forces sismique :	110
V .10.Conclusion :.....	113

VI.I. Introduction :	115
VI.2. Les combinaisons de calcul :	115
VI.3. Ferrailage des poutres :	116

CHAPITRE VI

Ferrailage Des éléments structuraux

VI.3.1. Les armatures longitudinales :	116
VI.3.2. Exemple de calcul :	116
VI.3.2.1. Vérification du ferrailage de la poutre :	117
VI.3.3- Méthode de calcul :	122
VI-4- Exemple de calcul :	122
VI-5- Introduction :	129
VI.6. Le système de contreventement :	130
VI.6.1- Conception :	130
VI.6.2. Calcul :	130
VI.6.3. Le principe de calcul :	130
VI.6.4. La méthode de calcul :	131
VI.7. Conclusion :	136

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII .1. Introduction :	138
VII .2. Etude de sol :	138
VII .3. Stabilité des fondations :	138
VII .4. Combinaisons action :	139
VII .5. Définition des fondations superficielles :	140
VII.6. Dimensionnement des semelles et calcul Ferrailage :	141
VII.6.1. Semelle isolées :	141

CHAPITRE VIII

Devis quantitatif et estimatif

VIII .1. Définition Devis :	153
VIII .2. Devis estimatif :	154

VIII .2.1. Inclure dans un devis estimatif :.....	155
VIII .2.2. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif	155
VIII .2.2.1. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif Contenu pour faire un bon devis :	157
VIII .2.2.2. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif	157
VIII .2.2.3. Devis et métré quantitatif estimatif	157
Conclusion générale	168
Référence bibliographique	170



Introduction générale

Le spécialiste en génie civil a pour mission de concevoir et de réaliser des tout en garantissant la sécurité des personnes et des biens. Il doit intégrer des critères structuraux, fonctionnels économique (en optimisant les couts), esthétique et durables pour assurer la solidité et la pérennité de l'ouvrage.

Pour cela les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les exigences architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens RPA99/2003.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

Le Projet traite concerne technique d'un bâtiment en R+5 destine aune usage d'habitation.

Ce Projet est situé à Tisseemsilt, classée en zone de sismicité moyenne (zone II), et l'objectif de cette étude est d'analyser les différent liés à sa conception, sa construction et son fonction.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2020.

Le travail a été élaboré comme suite :

- ✓ Premier chapitre : Présentation du projet et les hypothèses de calcul
- ✓ Deuxième chapitre : Pré-dimensionnement des éléments structuraux
- ✓ Troisième chapitre : Etude des planchers
- ✓ Quatrième chapitre : Dimensionnement des éléments non structuraux
- ✓ Cinquième chapitre : Etude sismique et modélisation numérique
- ✓ Sixième chapitre : Ferrailage Des éléments structuraux
- ✓ Septième chapitre : Etude de l'infrastructure
- ✓ Huitième chapitre : Devis quantitatif et estimatif
- ✓ Enfin, nous conclurons par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation du projet et les hypothèses de calcul

I.1. Introduction :

Ce chapitre se propose d'analyse détaillée du projet, mettant en lumière ses caractéristiques géométriques et géotechniques du bâtiment, ainsi que les définitions fondamentales. Le travail à rendre doit inclure :

- Une présentation et une description complet du projet.
- Les matériaux utilisés.
- Les hypothèses de calcul retenues.
- Les règlements et les normes appliquée.

I.1. La Collaboration entre l'architecte et l'ingénieur :

L'architecte et l'ingénieur travaillent en étroite collaboration pour concilier créativité et rigueur technique. L'architecte Privilégie l'esthétique, la fonctionnalité et la conception globale, tandis que l'ingénieur assure la stabilité et la sécurité de la structure. Cette synergie permet de réalise des projets alliant innovation et respect des contraintes techniques.

I.2. – les défis de l'ingénieur :

- mobilise toute les ressources nécessaires (budget, main –d'ouvreur,) pour mener à bien l
- trouver un équilibre entre théorie et pratique lors de la conception et de la réalisation.
- Élaborer des plans précis et conformes aux règlement en vigueur, tout en s'adaptant aux éventuels problèmes rencontrés lors de l'exécution.
- garantir un contrôle qualité rigoureux pour respecte les spécifications techniques et les normes établies

I.3. Présentation du projet :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voire le plan architectural, qui est presque de forme « I »

- Hauteur totale du bâtiment : **18,36 m.**
- Hauteur des étages courants : **3.06m.**

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone (IIa), l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.4.1. En plan :

- La longueur totale	23.70 m.
- La largeur totale (RDC et 5 ^{er} étage)	13.10 m.
- Hauteur de premier étage	3.06 m.
Hauteur des étages courants	3.06 m.
Hauteur de comble habitable	18.36 m.
Hauteur d'acrotère	0.7 m.
Hauteur totale sans acrotère	18.36 m.
Hauteur totale y compris l'acrotère	19.06 m.

Données sismique de site :

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II a). Selon la règle (Art 3.1 RPA 99/version 2003).

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 1.95 \text{ bars}$.

Le site est nommé **meuble (S3)** (Art 3.3.1 RPA 99/version 2003)

I.5. Conception structurelle :

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différents critères de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable
- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.5.1. Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse cinq niveaux (19,13 mètres) et est situé en zone II a. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA 99/version 2003) et le choix va se porter sur une ossature mixte composée de :

- Poteaux et poutres formant un système auto-stables en béton armé transversaux et longitudinaux.

- Voiles de contreventement en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).
- Pour système de contreventement mixte, il Ya lieu de vérifier ce qui suit :
- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20%**des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %**de l'effort tranchant d'étage.

I.5.2. Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisées béton armé en assura

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.5.3. Les planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions principales :

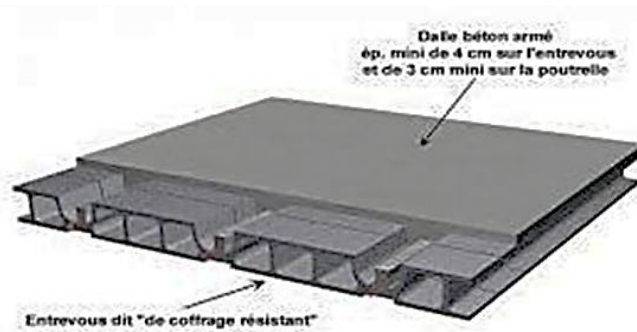
- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre elles sur charges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages Pour ce bâtiment le choix du maitre de l'ouvrage s'est porté sur :

Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de **60 cm**, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (**4 à 5 cm**) en béton armé.

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

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût coffrage.



1. Plancher en dalle pleine :

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans le palier de repos des escaliers.

I.5.4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15 et 10cm**

D'épaisseurs séparées d'une lame d'air de **5cm**.

- **Murs intérieurs** : seront réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.5.5. Escaliers :

Notre bâtiment présente 2 types d'escalier :

1. Escaliers composés de deux volées et un palier de repos seront exécutés en dalle pleine en béton armé. Ils sont coulés surplace.

Escaliers balancés :

- En béton armé
- En bois.

I.5.6. Acrotère :

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé d'une hauteur égale à **60 cm** et de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I.2. Acrotère.

I.5.7. Terrasse : dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment est inaccessible.
- Une autre accessible (comble et toiture).

I.5.8. Balcons :

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

I.5.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment test constitué par :

- Uncarrelage de **2 cm** pour les chambres, les couloirs et escaliers.
- De la céramique couvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (**e = 2 cm**).
- Mortier déciment (**e = 3 cm**). Pour crépissages des façades extérieures.
- Mortier de pose de carrelage (**e = 2 cm**).
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 1 cm**).

I.5.10. La toiture :

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevrons, de liteaux et de tuiles à emboitements.

I.6. Réglementation utilisée :

- **RPA, DTRB.C2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites]).
- **DTRB.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTRB.C2-4.7** (règlement neige évent R.N. V1999)

I.7. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant

la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

I.7.1. Le Béton :

I.7.1.1. Définition :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition " les adjuvants" :

La masse volumique de béton est égale à **2500 Kg/m³**.

Le poids volumique de béton :

- **2300 à 2400 daN/m³** s'il n'est pas armé
- **2500 daN/m³** s'il est armé

I.7.1.2. Compositions du béton :

- **Ciment** : joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Granulats** : comprennent les sables et les pierrailles :
- **Sables** : sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.
- La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.
- **Graviers** : sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.

I.7.1.3. Dosage de béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment portland artificiel.
- 400 l de sable (**D < 5 mm**).
- 800 l de gravillons (**D ≤ 25 mm**).
- 175 l d'eau.

I.7.1.4. Résistant caractéristique à la compression : f_{cj} ,

Le béton est définiras résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. elle est déterminée à la base d'écrasements

compression axiale après **28 jours** de durcissement pour notre projet on prend : $f_{c28}=25\text{Mpa}$

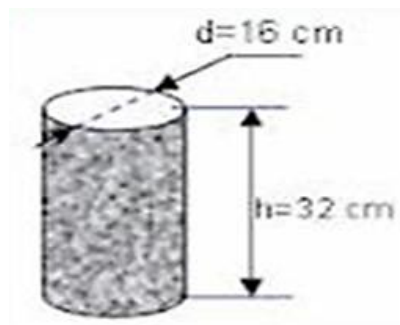


Figure I.3. Eprouvette (16x32)

En cas des calculs en phase de réalisation, On adoptera les valeurs de f_{cj} à (**j**) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} \begin{cases} \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ j.} \end{cases}$$

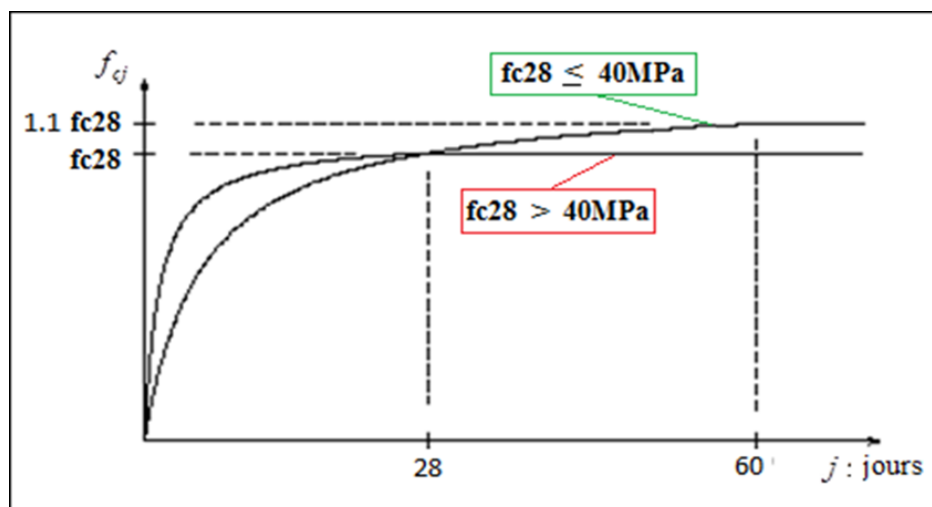


Figure I.4. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Lors que les sollicitations' exercer un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon **BAEL 91(Art 2-1-11)** comme suite :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4.76 + 0.83j)} \text{ [MPa]} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1.4 + 0.957j)} \text{ [MPa]} & \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Résistance à la traction (Art2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est onventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{c28})^{2/3} & \text{si } f_{c28} \geq 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

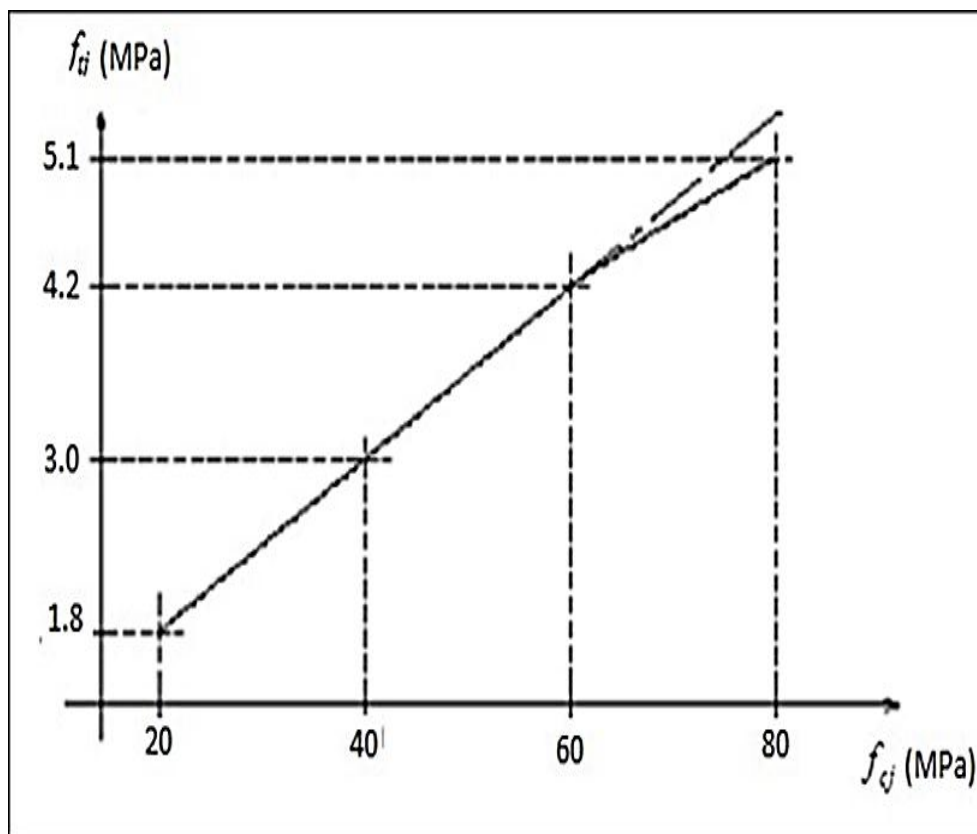


Figure I.5. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec} \quad f_{cj} \ll 60 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art A2, 1, 12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

Déformation du béton :

Module de déformation longitudinale : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91.

• Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (J) jours noté E_{ij} est égale à (art A – 2 .1. 21 BAEL91) : dans notre cas :

.1. 21 BAEL91) : dans notre cas :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{BAEL91 Art2. 1. 21})$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

• Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (art A – 2.1.22 BAEL91) : dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{BAEL91 Art2. 1. 22}) \\ E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le module instantané priséga là trois fois le module différé: ($E_{ij} = 3E_{vj}$).

-Module de déformation transversale :

Le module de déformation Trans versaient « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

-Coefficient de Poisson:(BAEL91, artA 2.1.3) :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} v=0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée} \\ \text{à ELU). } v=0.2(\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations... (Section non} \\ \text{fissurée à ELS).} \end{array} \right.$$

I.7.1.5. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

1 Définition de l'état limite :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul :

a) Etat limite ultime (ELU) :(BAEL91/Art A.4.3,41)

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).
- Hypothèse de calcul à l'ELU :
- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :
- Pivot A : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- Pivot B : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- Pivot C : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

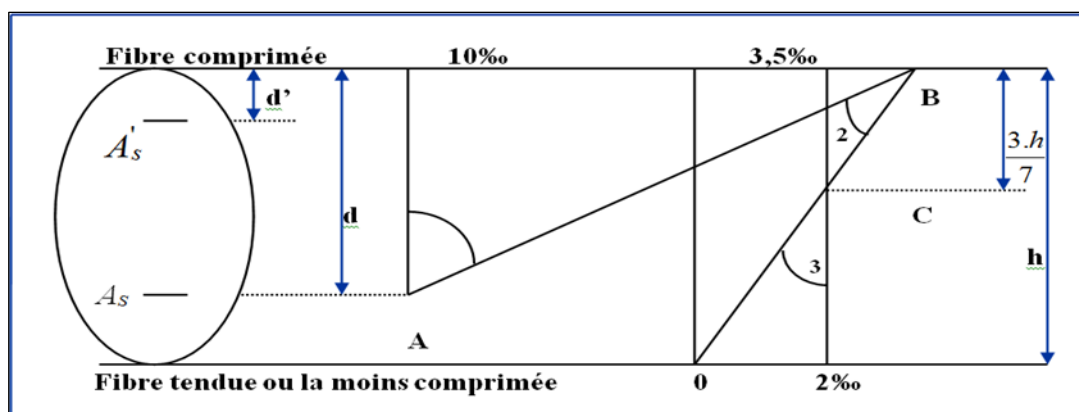


Figure I.6 Diagramme des déformations limites de la section

b) Etat limite de service (ELS) :(BAEL91/Art4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouverture excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives tin confortables
- Pertes d'étanchéité.

Hypothèse de calcul là L'ELS :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence .

2 Les contraintes limites :

– À l'état limite ultime(ELU) :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

Tel que : γ_b = Coefficient des écriture partiel.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable (S.D).} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A).} \end{cases}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour no tracas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\begin{cases} f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa} & \text{en (S.D)} \\ f_{bu} = 18.48 & \text{en (S.A)} \end{cases}$

– À l'état limite de service(ELS) :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{art 4-5 .2BAEL91})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

3 Diagramme contraintes déformations :

a) À l'état limite ultime(ELU) :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans le diagramme réel de déformation donné sur la Figure I.11 ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰(état élastique), $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$
- D'une partie rectangle (état plastique), $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ (compression avec flexion).

ϵ_{bc} : La déformation (raccourcissement) du béton à la compression.

$$Si : 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} = (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$$

$$Si : 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

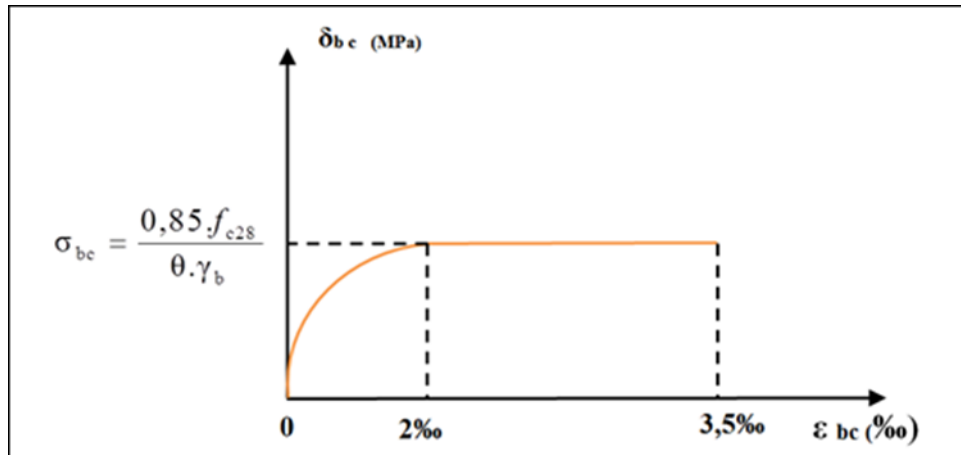


Figure I.7 DiagContraintes –Déformations du béton à l’ELU (parabole rectangle)

- Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser roudi gramme rectangulaire simplifié (B.A.E.L91 modifié 99.p81) :

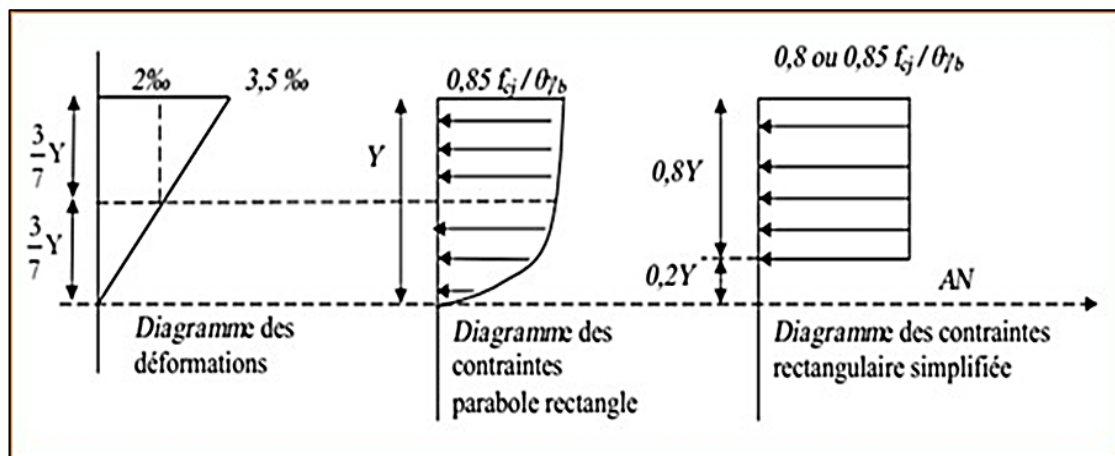


Figure I.8. Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distance de $0,2y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante $0,8y$ la contrainte a pour valeur :

$$\frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Pour les zones comprimées dont largeur est croissant ou constante vers les}$$

fibres les plus comprimées.

$\frac{0.80.f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

b) À l'état limite de service(ELS) :

Le béton est considéré comme élastique et léaire .la relation contrainte déformation est illustré dans la figure suivante :

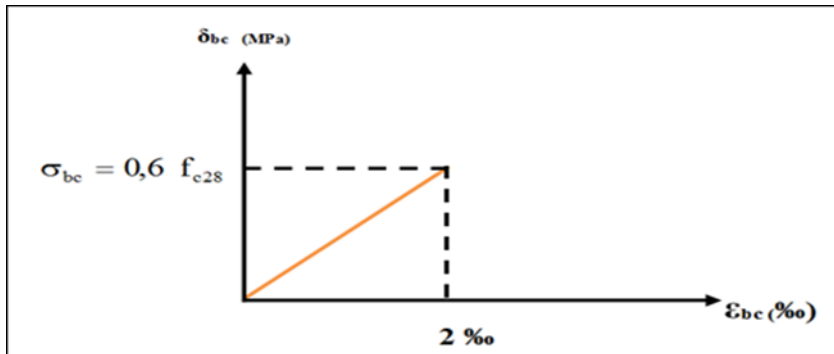


Figure I.9 Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

a) Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangente elle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/Art5.1,1)}$$

V_u =valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b =valeur de la longueur de la section cisailée.

d =Valeur de la hauteur utile($d=h-c$).

b) Contrainte tangente conventionnelle :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d_{bc}} \quad [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{(BAEL91art}$$

A. 5.1.21)

b_0 :Longueur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile($0.9h$ positiond'aciers endus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{cases}$$

L'Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

I.7.1.6. Caractéristiques des aciers :

Caractéristiques géométriques :

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Tableau I.1. Valeurs de la section nette de poids d'acier selon son diamètre

\varnothing (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,22	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864
	2									

Caractéristiques mécaniques :

F_e (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2%** (limite d'élasticité garantie) en **MPa**.

Tableau I.2 Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
	F _e E22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
Ronds lisses	F _e E24	235	E ping les delevage des pièces
			préfabriquées
Barres HA	F _e E40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
Type 1et 2	F _e E50	500	Emploi courant(armatures longitudinales)
Fils tréfiles	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droite soude
HA Type 3	F _e TE50	500	treillis.
Fils tréfiles	TL50Φ>6mm	500	Treillis ou dés unique en emploi courant
lissesType4			
	TL50Φ≤6mm	520	(dalles de compression).

• **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est priséga là : $E_s=200000MPa$ selon (BAEL 91, art A.2.2, 1).

• **Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de POISSON(ν)des aciers est pris égal à 0,3.

1 Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) Contrainte limite ultime à l'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91(art.A.4.3.2) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} f_e : \text{Limite d'élasticitéde l'acier: } f_e = 400 \text{ Mpa} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situation durables.} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

Pour notre cas :

$\begin{cases} 348 \text{ Mpa} & \dots \dots \dots \text{ situations durables.} \\ 400 \text{ Mpa} & \dots \dots \dots \text{ situation accidentelles.} \end{cases}$

• **Diagramme contraintes-déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

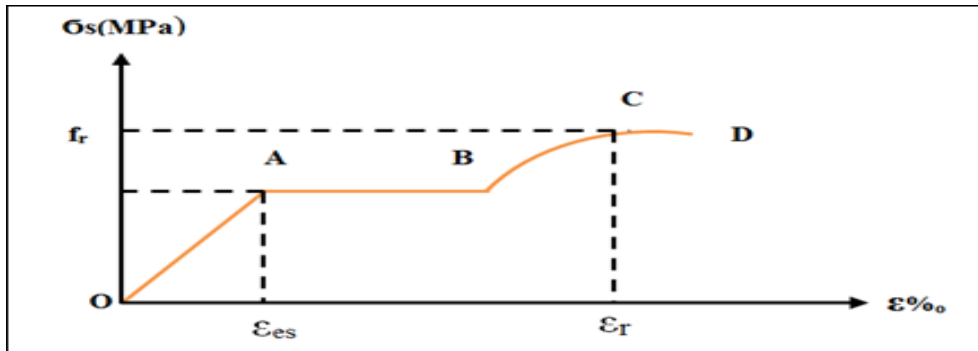


Figure I.13. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspond dans ta la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone OA :** Domaine élastique linéaire.
- **Zone AB :** Domaine plastique.
- **Zone BC :** Domaine de raffermissment.
- **Zone CD :** Domaine de striction

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon

(BAEL91/Art2.2.2):

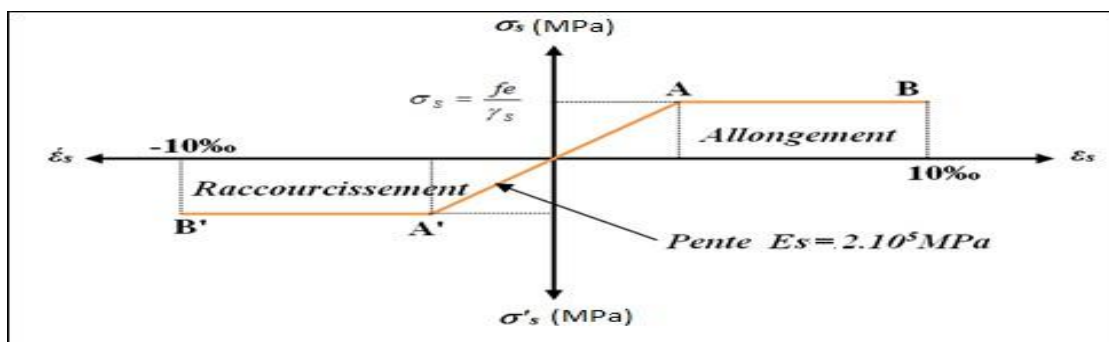


Figure I.14. Diagramme contraintes-déformations de calcul

$$\xi_L = \frac{F_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$\text{Si : } \xi_s < \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \xi_s \times E_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668 \text{ Mpa}$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha_L (1 - 0.4\alpha_L) = 0.392$$

a) Contrainte limite de service à l'ELS :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures.

D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2)** aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3)** cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right)$$

n : coefficient de fissuration.

n=1.6.....pour les aciers à Haute Adhérence(HA) si $\emptyset \geq 6\text{mm}$ n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec $\emptyset < 6\text{mm}$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

n=1 pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6..... pour les aciers à Haute Adhérence(HA)

2 Protection des armatures:(Art A.7-2.4BAEL91):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C \geq 5cm:** Pour les éléments exposés lame ,aux embrunsouaux brouillard salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C \geq 3 cm:** les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux. Canal d'eau...)

- **C ≥ 1 cm**: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations. Donc dans notre bâtiment on prend :

$$\begin{cases} C = 3 \text{ cm} & \text{les éléments situés au contact d'un liquide.} \\ C = 2 \text{ cm} & \text{les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.} \end{cases}$$

Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

– **Les actions permanentes (G)** : Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres, ...etc.

– **Les actions variables (Q_i)** : Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, etc.

– **Les actions accidentelles (F_a)**: Ce sont des actions du sa des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion, ...etc.).

I.8. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

Combinaison du BAEL 91 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

1 Combinaisons d'actions données par le RPA 99 version 2003 :

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.9. Les logiciels utilisés :

- ROBOT version 2020
- AUTOCAD

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction

Le dimensionnement préliminaire des composants porteurs (les dalles, les poutres, les poteaux, les voiles) est soumis à des règles basées sur l'expérience. Cette étape constitue le fondement et la justification de la résistance, de la stabilité et de la pérennité de l'ouvrage face aux sollicitations ultérieures :

- Sollicitations verticales

Ces dernières sont attribuées aux charges constantes et aux surcharges d'exploitation des planchers, poutrelles, poutres et poteaux, qui sont finalement transmises au sol via les fondations.

- Sollicitations horizontales Ces forces sont généralement d'origine sismique et sont nécessaires pour les éléments de contreventement formés par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les composants de la structure respecte les règles du CBA93 (B.A.E.L 91) et du R.P.A 99 Ver. 2003.

II.2. Pré- dimensionnement des éléments :

- L'organigramme de ce travail

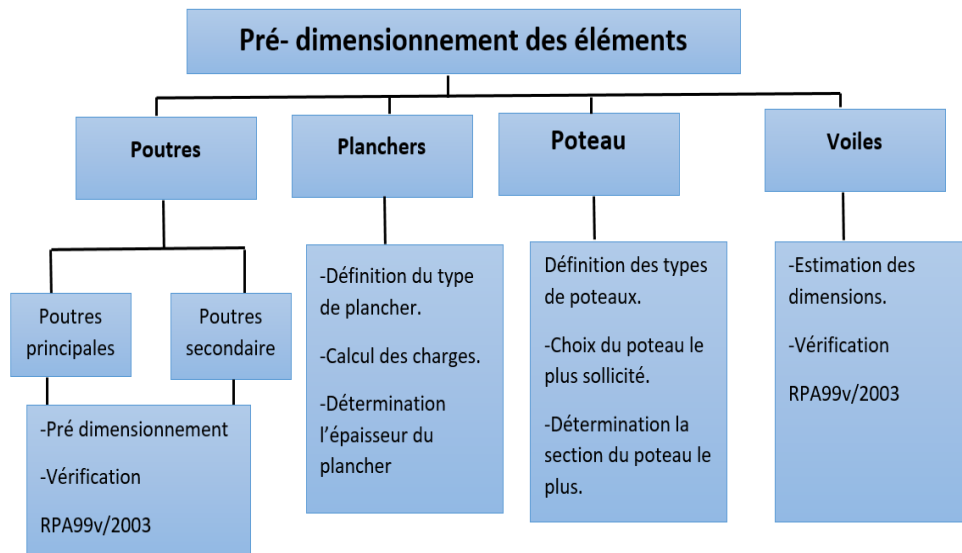


Figure II.1: L'organigramme récapitulatif des pré-dimensionnement Des éléments structuraux.

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres, constituées de béton armé coulé sur site, ont pour fonction de transmettre les charges et surcharges provenant des planchers vers les éléments verticaux (poteaux, voiles).

On identifie les poutres principales qui servent de soutien aux poutrelles, et les poutres secondaires qui fournissent le renfort.

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 :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 (Art 7.5.1)

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

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

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

Avec :

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

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

❖ Sens transversal (porteuse)

$$L_{max} = 5.65 \text{ m}$$

Selon le BAEL91 la condition de la flèche :

$$\frac{565}{15} \leq h \leq \frac{565}{10}$$

$$37.67 \text{ cm} \leq h \leq 56.5 \text{ cm}$$

On Prend : $h = 40 \text{ Cm}$

La largeur de poutre doit vérifier :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \text{ Cm} \leq b \leq 28 \text{ Cm}$$

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.2.1.1. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles $L_{max} = 3.85 \text{ m}$

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

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$25.33 \text{ Cm} \leq h \leq 38.5 \text{ Cm}$ **On prend : $h = 35 \text{ Cm}$**

-La largeur de poutre doit vérifier :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

$10.5 \text{ Cm} \leq b \leq 24.5 \text{ Cm}$ **On prend : $b = 30 \text{ Cm}$**

Donc la section retenue pour la poutre secondes 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)
Pouters principaux	(30× 40) cm ²
Pouters seconds	(30× 35) 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	
	$30 > 20 \text{ Cm}$	$30 > 20 \text{ Cm}$	✓
$h \geq 30$	$40 > 30 \text{ Cm}$	$35 > 30 \text{ Cm}$	✓
	$\frac{40}{30} = 1.33 < 4$	$\frac{35}{30} = 1.17 < 4$	✓

Donc toutes les conditions sont satisfaisantes.

Vérification selon le RPA99version2003 : (Art 7.5.1)

Tableau II.3: 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	
	30 > 20 Cm	30 > 20 Cm	✓
h ≥ 30	40 > 30 Cm	35 > 30 Cm	✓
	$\frac{40}{30} = 1.33 < 4$	$\frac{35}{30} = 1.17 < 4$	✓

Donc toutes les conditions sont satisfaisantes.

II.3. Les planchers :

Les planchers sont des surfaces, généralement horizontales, qui délimitent les étages et soutiennent le revêtement de sol.

Étant donné que notre structure est destinée à des usages variés, nous optons pour un plancher en corps creux.

Planchers à corps creux :

Étant donné la souplesse et la rigidité du plancher, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche. Il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

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

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

h_t : La hauteur totale du plancher.

$$L = \min [L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)]$$

$$\Rightarrow L = \min [3,85 ; 5.65] \text{ m} = \mathbf{3,85\text{m}}$$

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

Tableau II.4: Dimensions de plancher à corps creux.

(cm) = Lps - bpp	$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$	Le choix
355 cm	15.78 cm	On prend h _t = 20cm

On adopte un plancher d'une épaisseur :

16cm : l'épaisseur de corps creux.
 4cm : Dalle de compression

} ht = 20 cm

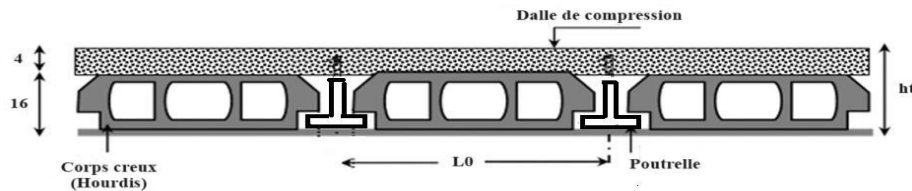


Figure II.2: Dimensionnement de plancher à corps creux.

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)

- Charges permanentes

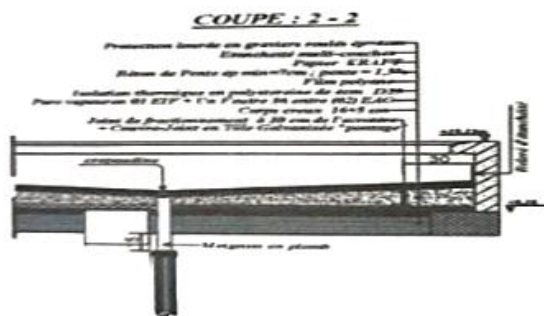


Figure II.3: Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux (selon DTR).

N	COMPOSANTS	épaisseur	Poids volumique (KN /m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protections	4	0.2	0.8
2	Étanchéité multicouche	2	0.6	0.12
3	Isolation thermique à liégé	4	4	0.16
4	Plancher à corps creux	16+4	/	2.8
5	Enduit en plâtre	2	0.10	0.20
6	Forme de pente en béton armé	7	22	1.54
G(KN/m ²)				5.62

↪ 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)
- Charges permanent

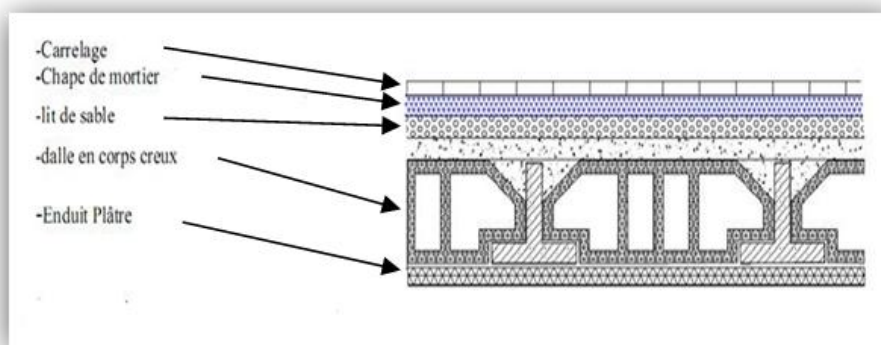


Figure II.4: Plancher étage courants

Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courants en corps creux selon DTR.

N	COMPOSANTS	Epaisseur	Poids volumique (KN /m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	2	0.20	0.4
2	Mortier de pose	2	0.20	0.4
3	Sable fin	2	18	0.36
4	Planché à corps creux	16+4	/	2.8
5	Enduite en plâtre	2	0.10	0.2
5	Cloison léger	10	9	0.9
G (KN/m ²)				5.06

↪ Surcharge d'exploitation

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

■ Maçonneries :

- Murs de façade (extérieurs) :

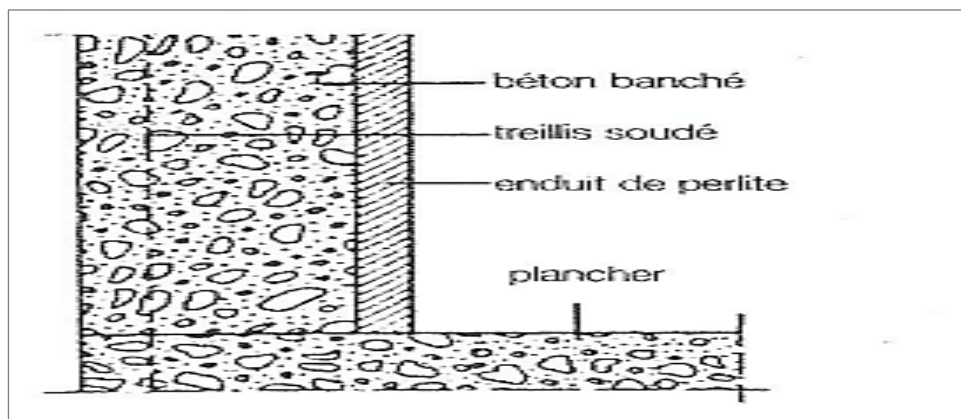


Figure II.5: Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.7: Evaluation des charges du Murs extérieures selon DTR.

N	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN /m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit extérieure en ciment	1.5	18	0.27
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Brique creuse	15	9	1.35
	Enduit en ciment intérieure	1.5	0.10	0.15
G(KN/m ²)				2.67

☒ Remarque

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire 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"

$$G_{\text{mur ext}} = 0,7 \times 2,67 = 1.87 \text{KN/m}^2$$

II.5. Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers-poutres, ils supportent les charges verticales et contribuent à la stabilité de la structure face aux contraintes 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

- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.
- 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 à l'ELU et vérifier selon [RPA99/version2003] (Art7.4.1)
- Vérifier la section à l'ELS.

II.5.2- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Figure II.6: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1.00
06	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
05	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
04	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
03	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.01
02	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
01	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

- **Choix du poteau le plus sollicité**
- **La surface reprise par le poteau le plus sollicité**

$$S_p = \left(\frac{5.65}{2} + \frac{4.7}{2}\right) \times \left(\frac{3.85}{2} + \frac{3.55}{2}\right) = 19.15 \text{ m}^2$$

Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

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

Application numérique :– **Poids propres des poutres principales**

$$G_{pp} = \left(\frac{5.65}{2} + \frac{4.7}{2} \right) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 6 = 93.15 \text{ KN/ml}$$

– **Poids propres des poutres secondaires**

$$G_{ps} = \left(\frac{3.85}{2} + \frac{3.55}{2} \right) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 6 = 58.28 \text{ KN/ml}$$

– **Poids du plancher terrasse et des plancher courants**

$$(G_t + 5G_{Ec}) \times S = [(5.62 + (5 \times 5.06) \times 19.15] = 592.12 \text{ KN}$$

– **Effort normal du aux charges permanentes**

$$N_G = P_{PL} + P_{PP} + P_{PS}$$

$$N_G = P_{pL} + P_{pp} + P_{ps} = 592.12 + 58.28 + 93.15 = 743.54 \text{ KN.}$$

– **Effort normal du aux charges d'exploitation**

$$N_Q = Q \times S = 7.75 \times 19.15 = 148.41 \text{ KN}$$

AL'ELU :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_U = ((1.35 \times 743.54) + (1.5 \times 148.41)) = 1226.39 \text{ KN}$$

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%

Tel que : $N^* = 1,1N_U$

$$N_u = 1,1 \times 1226.39 = 1349.03 \text{ KN}$$

Détermination la section du poteau ($a \times b$) cm^2

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

Doit vérifier que :

Avec :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal ultime (compression).

B_r : Section réduite du poteau.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

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 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau ; pour une section rectangulaire ($a \times b$), cette aire réduite vaut :

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

- 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'élanement :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)\right]} \\ \text{Soit } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right) \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \\ \text{Soit } \beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

On le pourcentage d'armature :

$$\frac{A}{B_r} = 0,8\% \quad (\text{Zone IIa}) \quad [\text{Tiaret}][\text{RPA99/version2003}] \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

Avec :

λ : Élanement 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) : $h_0 = 3,06\text{m} = 306\text{cm}$

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

$$N_U = 1226,39 \text{ KN}$$

Détermination de « a »

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

$$\frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{214,20}{\lambda}$$

$$a\lambda = 214,2\sqrt{12} \quad \Rightarrow \quad \frac{214,2\sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ Cm}$$

On adopte : **a=40cm**

Détermination de « b » :

$$\lambda = \frac{214,2}{11,55} = 18,55 < 50$$

Détermination de « b » :

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

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 0,008 \times [38(b-2)] = 0,304 \times (b-2) \quad (\text{cm}^2/\text{ml}).$$

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 1226,39 \leq 0,8 \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b-2) \times 400}{1,5 \times 10} \right]$$

$$1226,39 \leq 0,8 [70,37 \times (b-2) + 8,11 \times (b-2)]$$

$$1226,39 \leq 62,78(b-2) \Rightarrow 19,53 \leq b-2 \Rightarrow b \geq 19,53 + 2 = 21,53 \text{ cm}$$

On prend : **b = 40cm**

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

• 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
$1 < \frac{a}{b} < 4$	$0,25 < 1 < 4$	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.5.3. Pré-dimensionnement des voiles :

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

D'une part, les voiles sont utilisés pour résister aux forces horizontales (sismiques et/ou de vent) qui agissent sur le bâtiment, et d'autre part, ils dissipent les efforts verticaux (poids propre) qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges constantes et charges additionnelles. Les actions horizontales: Conséquences des séismes et/ou du vent. Les voiles qui fournissent le soutien contre le vent.

● 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 $h_e = 3,06$ m (Elle est le même pour tous les niveaux) et de condition de rigidité aux extrémités suivants :

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

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

$$e \geq \frac{h_e}{25} \quad ; \quad e \geq \frac{286}{25} = 11.44 \text{ Cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \quad ; \quad e \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ Cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad e \geq \frac{286}{20} = 14.30 \text{ Cm}$$

$$e \geq \max(e_{min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20})$$

$e \geq \max(15; 11.24; 13; 14.30)$ Cm On prend : $e = 20$ cm

$L \geq 5 \times 20 = 100$ cm ; On prend : $L = 100$ cm

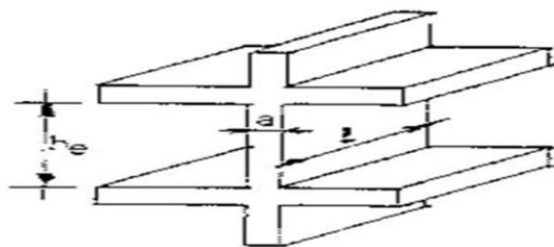


Figure II.07: Coupe de voiles en élévation.

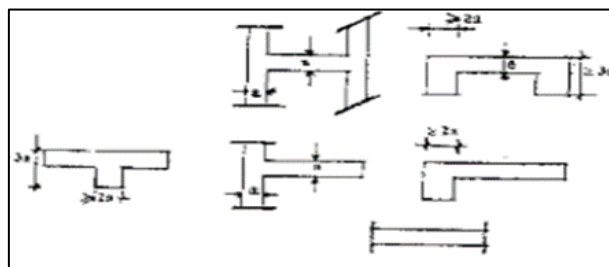


Figure II.08: Coupe de voiles en plan.

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions : • La résistance : ils doivent porter leur propre poids et les charges additionnelles d'exploitation qui leur sont imposées ; • L'isolation : ils assurent une isolation thermique et acoustique pour les divers niveaux. La structure analysée comporte uniquement un genre de planchers : Planchers à corps creux : ils sont constitués de poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles, qui ont une section en T et sont disposées selon la portée courte, fonctionnent dans une seule direction.

III.2. 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.

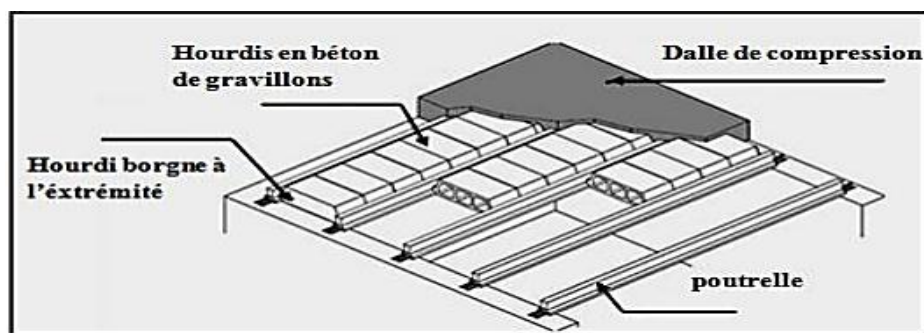


Figure III.1: Détail d'un plancher en corps creux.

III.3. 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 :

- Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :
- Hauteur du plancher : $h_t = 20$ cm
- Épaisseur de la nervure : $h_0 = 4$ cm

– Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.3.1. Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$\begin{cases} 0,3h_0 \leq b_0 \leq 0,7h_0 \\ 0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,7 \times 20 \end{cases}$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \quad \rightarrow \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 0,6h_0 \leq b_0 \leq 8h_0 \end{cases}$$

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 :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$q_s = (G + Q) \times b$$

Avec :

G : Charge permanente du plancher terrasse ou courant.

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

Applications numériques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 385 - 30 = 355 \\ b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{355}{10} = 35,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \\ b_1 = \min(26,5 ; 34 ; 28) \text{ cm} \rightarrow \text{Donc on prend: } b_1 = 26,5 \text{ cm} \\ b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc : **b=65cm**

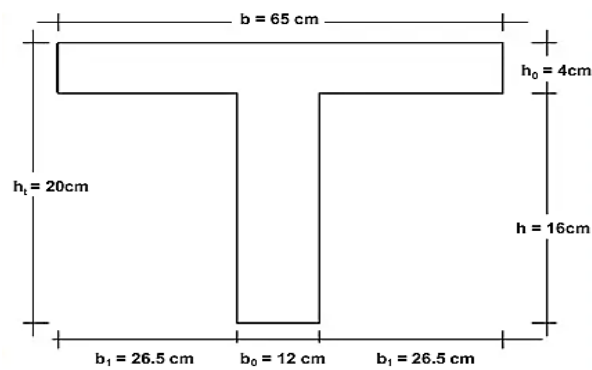


Figure III.2: Section considérée pour le calcul du ferrailage. "SOCOTEC"

III.4. Calcul des poutrelles

III.4.1.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.4.1.1.Méthode forfaitaire [BAEL91] (B.6.221)

Pour calcul les poutrelles il existe plusieurs méthodes, le règlement BAEL 91 propose une méthode pour le calcul des moments qui appelé « la méthode forfaitaire ».

Les conditions d'application de la méthode :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1,25 ;

$$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Le principe de la méthode forfaitaire

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante

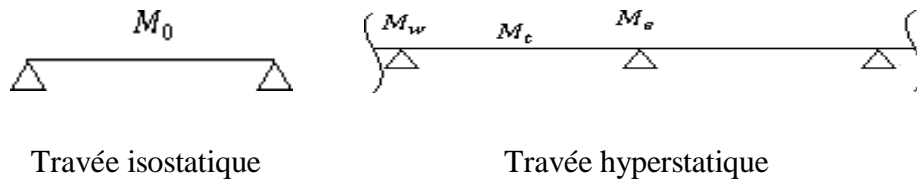


Figure III-3 : Principe de calcul des moments.

M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : le moment maximale dans la travée étudiée.

M_w : le moment sur appui gauche de la travée.

Permanent G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

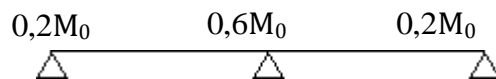
$$b) M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Effort tranchant

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

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

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

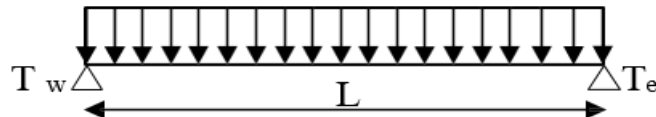


Figure III .3 : Schéma explicatif des efforts tranchants

III.4.1.2 -Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher :

Plancher RDC+ETAGES COURANTS

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	5,06	1,5	0,65	5.90	4.26
Terrasse inaccessible	5.62	1	0,65	5.91	4.30

III.4.2.- Calcul des poutrelles des planchers RDC et étage courant :

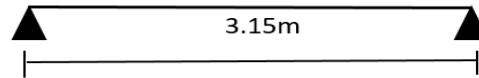
III.4.2.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1) La surcharge d'exploitation :
 - Plancher RDC : G = 5,06 kN/m² ; Q = 1,5kN/m²
 - Q = 1,5 KN/m² < 2G = 10.12KN/m².....Condition Vérifiée.
 - Poutres à inerties transversales constantes.....Condition Vérifiée.
 - Le rapport $0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

- Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants :

1- Type de poutrelles :

Le 1^{er} type :

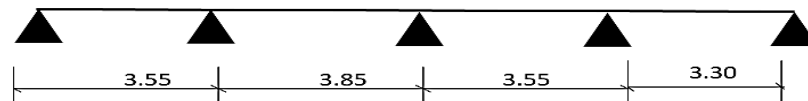


$$0.85 \leq \frac{3.15}{3.15} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1 \leq 1.25$$

Condition vérifié

Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

Le 2^{ème} type :



$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.85} \leq 1$$

ion vérifié

$$0.85 \leq \frac{3.85}{3.55} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.08 \leq 1.25$$

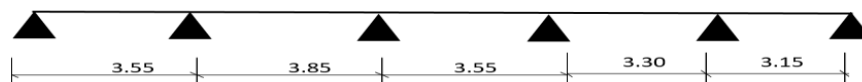
Condition vérifié

$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.30} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.07 \leq 1.25$$

Condition vérifié

Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

Le 3^{ème} type :



$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.85} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 0.92 \leq 1.25$$

Condition vérifié

$$0.85 \leq \frac{3.85}{3.55} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.08 \leq 1.25$$

Condition vérifié

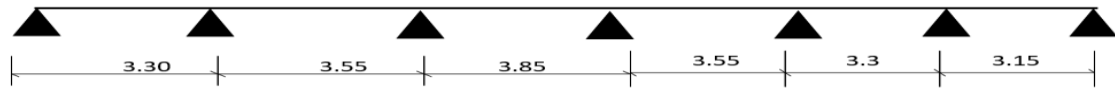
$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.30} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.07 \leq 1.25$$

Condition vérifié

$$0.85 \leq \frac{3.30}{3.15} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.04 \leq 1.25$$

Condition vérifié

Le 4^{ème} type :



$$0.85 \leq \frac{3.30}{3.55} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 0.92 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.85} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 0.92 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$0.85 \leq \frac{3.85}{3.55} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.08 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifié}$$

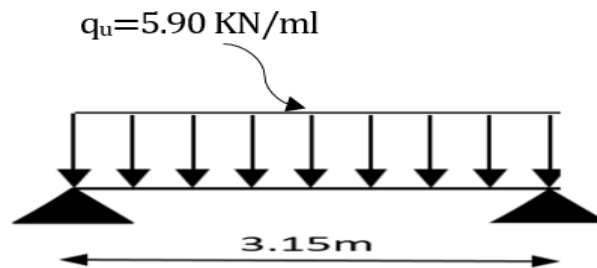
$$0.85 \leq \frac{3.55}{3.3} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.07 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$0.85 \leq \frac{3.30}{3.15} \leq 1.25 \rightarrow 0.85 \leq 1.04 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifié}$$

Le 1^{er} type :

Calcul :

Calcul des moments isostatiques :



ELU :

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.15^2}{8} = 7.32 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_B = 0.2 M_0^{AB} = 0.2 \times 7.32 = 1.46 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments travée :

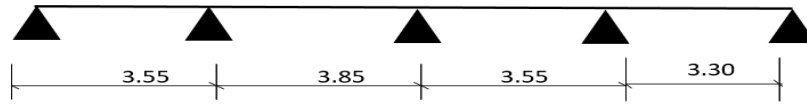
$$M_t^{AB} = 0.85 M_0^{AB} = 0.85 \times 7.32 = 6.22 \text{ KN.m}$$

Travée AB :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} + \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.46 - 1.46}{3.15} + \frac{5.9 \times 3.15}{2} = 9.29 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.46 - 1.46}{3.15} - \frac{5.9 \times 3.15}{2} = -9.29 \text{ KN}$$

Le 2^{ème} type :



Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.55^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.85^2}{8} = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.55^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.3^2}{8} = 8.03 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 9.29 = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.2M_0^{DE} = 0.2 \times 8.03 = 1.61 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments travée :

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}; 1.05M_0^{AB}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{AB} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \max \begin{cases} 6.27 \text{ KN.m} \\ 5.89 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{AB} = 6.27 \text{ KN.m}$$

Moments travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{BC}; 1.05M_0^{BC}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{BC} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \max \begin{cases} 6.76 \text{ KN.m} \\ 5.84 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{BC} = 6.76 \text{ KN.m}$$

Moments travée CD :

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{CD} \end{cases}$$

$$M_0^{CD} \geq \max \begin{cases} 5.42 \text{ KN.m} \\ 4.97 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{CD} = 5.42 \text{ KN.m}$$

Moments travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{DE} \end{cases}$$

$$M_0^{DE} \geq \max \begin{cases} 5.45 \text{ KN.m} \\ 5.09 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{DE} = 5.45 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.86 - 5.47}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 9.45 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.86 - 5.47}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -11.48 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5.47 - 4.37}{3.85} + \frac{5.9 \times 3.85}{2} = 11.64 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5.47 - 4.37}{3.85} - \frac{5.9 \times 3.85}{2} = -11.07 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 4.65}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 10.10 \text{ KN}$$

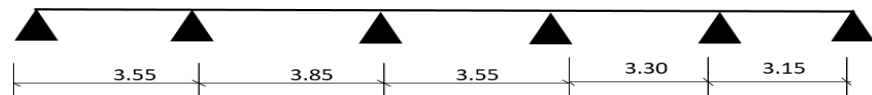
$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 4.65}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -10.55 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.65 - 1.61}{3.3} + \frac{5.9 \times 3.30}{2} = 10.65 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.65 - 1.61}{3.30} - \frac{5.9 \times 3.30}{2} = -8.81 \text{ KN}$$

Le 3^{ème} type :



Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.55^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.85^2}{8} = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.55^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.3^2}{8} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.15^2}{8} = 7.32 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 9.29 = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 3.71 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.2M_0^{DE} = 0.2 \times 7.32 = 1.46 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments travée :

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}; 1.05M_0^{AB}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6.27 \text{ KN.m} \\ 5.89 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{AB} = 6.27 \text{ KN.m}$$

Moments travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{BC}; 1.05M_0^{BC}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6.76 \text{ KN.m} \\ 5.84 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{BC} = 6.76 \text{ KN.m}$$

Moments travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M_0^{CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.89 \text{ KN.m} \\ 5.89 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{CD} = 5.89 \text{ KN.m}$$

Moments travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{DE} \end{array} \right.$$

$$M_0^{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 4.54 \text{ KN.m} \\ 4.29 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{DE} = 4.54 \text{ KN.m}$$

Moments travée EF :

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{EF}; 1.05M_0^{EF}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^{AB} \end{cases}$$

$$M_t^{EF} \geq \max \begin{cases} 5.09 \text{ KN.m} \\ 4.64 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{EF} = 5.09 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.86 - 5.47}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 9.45 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.86 - 5.47}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -11.48 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5.47 - 4.37}{3.85} + \frac{5.9 \times 3.85}{2} = 11.64 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5.47 - 4.37}{3.85} - \frac{5.9 \times 3.85}{2} = -11.07 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.71}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 10.65 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.71}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -10.28 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{3.71 - 4.01}{3.3} + \frac{5.9 \times 3.30}{2} = 9.64 \text{ KN}$$

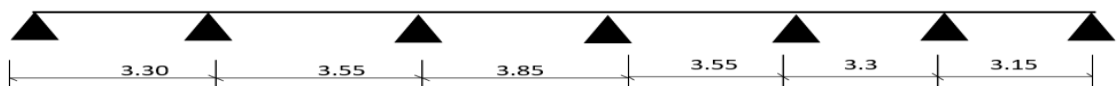
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{3.71 - 4.01}{3.30} - \frac{5.9 \times 3.30}{2} = -9.82 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.01 - 1.46}{3.15} + \frac{5.9 \times 3.15}{2} = 10.10 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.01 - 1.46}{3.15} - \frac{5.9 \times 3.15}{2} = -8.48 \text{ KN}$$

Le 4^{ème} type :



Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.3^2}{8} = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.55^2}{8} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.85^2}{8} = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.15^2}{8} = 7.31 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 8.02 = 1.61 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.2M_0^{FG} = 1.46 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments travée :**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}; 1.05M_0^{AB}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.47 \text{ KN.m} \\ 5.09 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{AB} = 5.4 \text{ KN.m}$$

Moments travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{BC}; 1.05M_0^{BC}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.44 \text{ KN.m} \\ 4.97 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{BC} = 5.44 \text{ KN.m}$$

Moments travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{CD}; 1.05M_0^{CD}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$M_0^{CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 11.68 \text{ KN.m} \\ 5.84 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{CD} = 11.68 \text{ KN.m}$$

Moments travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{DE}; 1.05M_0^{DE}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^{DE} \end{array} \right.$$

$$M_0^{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 5.87 \text{ KN.m} \\ 4.96 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow M_0^{DE} = 5.87 \text{ KN.m}$$

Moments travée EF :

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{EF}; 1.05M_0^{EF}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^{EF} \end{cases}$$

$$M_0^{EF} \geq \max \begin{cases} 4.72 \text{ KN.m} \\ 4.29 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{EF} = 4.72 \text{ KN.m}$$

Moments travée FG :

$$\begin{cases} M_t^{FG} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0^{FG}; 1.05M_0^{FG}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^{FG} \end{cases}$$

$$M_t^{FG} \geq \max \begin{cases} 5.07 \text{ KN.m} \\ 4.63 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow M_0^{FG} = 5.07 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.61 - 4.61}{3.30} + \frac{5.9 \times 3.30}{2} = 8.82 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{1.61 - 4.61}{3.30} - \frac{5.9 \times 3.30}{2} = -10.64 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.61 - 4.37}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 10.54 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.61 - 4.37}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -10.40 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 4.37}{3.85} + \frac{5.9 \times 3.85}{2} = 11.35 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 4.37}{3.85} - \frac{5.9 \times 3.85}{2} = -11.35 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.72}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 10.65 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.72}{3.30} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -10.28 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.72}{3.55} + \frac{5.9 \times 3.55}{2} = 10.65 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.37 - 3.72}{3.55} - \frac{5.9 \times 3.55}{2} = -10.28 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.01 - 1.46}{3.15} + \frac{5.9 \times 3.15}{2} = 10.10 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{l} - \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.01 - 1.46}{3.15} - \frac{5.9 \times 3.15}{2} = -8.48 \text{ KN}$$

Les sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 11.68 \text{ KN.m} \\ M_{aint} = 5.47 \text{ KN.m} \\ M_{a\ rive} = 1.86 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 11.64 \text{ KN} \end{cases}$$

III-5- Ferrailage

$$M_t = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 4 \times 65 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tb} = 59.07 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 11.68 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la Tableau de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension

$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

a-En travée :

$$M_t = 11.68 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.05 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.20} = 0.039$$

$$0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.05 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 1.9 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte 3T10 avec $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$

a- En appuie

Les appuis intermédiaires :

$$M_t = 5.47 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{aint}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.05 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.20} = 0.099$$

$$0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_s = \frac{M_{aint}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.47 \times 10^3}{0.948 \times 18 \times 348} = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 1T10 filante + 1T10 Chapeau $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

Les appuis de rive :

$$M_t = 1.86 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{arrive}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1.86 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.20} = 0.034$$

$$0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_{arrive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.86 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **1T10 = 0.79 cm².**

III-6- Vérification :

a- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{\left[(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2})) \right]}{b \times h_0 + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \left(20 \times \frac{4}{2} \right) \right) + (12 \times (20 - 4) \left(\frac{20 - 4}{2} \right))}{65 \times 4 + (12 \times (20 - 4))} = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times V_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = 15486.92 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.92 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Tableau III-1- Résultats de vérification de condition no fragilité

	(cm ²)	(cm ²)	Condition
Travées	2,36	0,38	Vérifiée
Appuis central	0.92	0,38	Vérifiée
Appuis de rive	0,30	0,38	Vérifiée

a- Vérification à l'E.L. S :**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A_s(d - y) = 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

b-2-Moment d'inertie :

$$\frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.27 \times 10^3}{8323.05} \times 3.91 = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{11.64 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25; 5) = \min(3.75 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa}$$

Condition Vérifiée

a- Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(5.71; 10; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 5 \text{ mm}$ **b-L'espaceur :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

c-La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t \times b_0} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)^{-0.3 \times K \times f_{tj}}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{3.85}{2} + \frac{4.37 - 4.37}{5.9 \times 3.85}$$

$$X = 1.93 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = 0.1 \text{ m}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11.64 \left[1.93 - \frac{0.1}{2}\right]}{1.93} = 11.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11.03 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51 \text{ Mpa}$$

D'après (1)

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq \frac{(0.51 - (0.3 \times 1 \times 2.1)) \times 12 \times 1.15}{0.9 \times 235} = -7.17 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

• Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \max(0.26; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times 12}{235} = 0.02 \text{ cm}$$

On prend le max entre (2) et (3) \Rightarrow

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0.02 \text{ cm } S = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En trouve } A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\Phi_l) = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_l = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appuie}}{Z} = \frac{M_{appuie}}{0.9d} = \frac{4.37}{0.9 \times 18 \times 10^{-2}}$$

$$F_u = 26.97 \text{ KN} > T_u = 11.64 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{on doit avoir } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8f_{c28} \cdot b_0}$$

$$a \geq \frac{2 \times 11.64 \times 1.15}{0.85 \times 25 \times 12 \times 10} = 0.0104m = 1.04cm$$

$$a' = c - c' - 2$$

a' : La largeur d'appui

c : La largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(41; 16,2) = 16,2cm$$

$$a = 16,2cm > 1,04$$

Condition vérifiée

a-Entraînement des armatures :

j-1-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9 \times d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\Psi_s = 1,5$ pour H.A

T : L'effort tranchant max ; $T = 11.64 KN$

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \times \Phi = 1 \times 3,14 = 3,14cm$

$$\tau_{ser} = \frac{11.64 \times 10^3}{16.2 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 0.76MPa$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{ser} = 0,76MPa \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15MPa$$

Condition vérifiée

b - Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\sigma_l}{4\tau_s} f_e = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30\text{cm}$), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r » :

$$\text{On adopte une courbure égale à : } r = 5,5\Phi_l = 5,5\text{cm}$$

b- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{385} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow 0,051 \geq 0,044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{M_{0ser}} \rightarrow \frac{20}{385} \geq \frac{5,27}{15 \times 7,89} \rightarrow 0,051 \geq 0,044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{3,6}{400} = 9 \times 10^{-3} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée.

On a :

$$G = 5,06 \text{KN/m}^2$$

$$P = G + Q = 5,06 + 1,5 = 6,56 \text{KN/m}^2$$

$$J = G - 0,90 = 4,16 \text{KN/m}^2$$

Pour $b= 0,65\text{m}$

$$G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{KN/m}^2$$

$$P = 6,56 \times 0,65 = 4,26 \text{KN/m}^2 \dots$$

$$J = 4,16 \times 0,65 = 2,70 \text{KN/m}^2$$

c-Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \times \frac{G \times L^2}{2} = 0,85 \times \frac{3,29 \times 3,85^2}{8} = 5,18 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \times \frac{P \times L^2}{2} = 0,85 \times \frac{4,26 \times 3,85^2}{8} = 6,70 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \times \frac{J \times L^2}{2} = 0,85 \times \frac{2,7 \times 3,85^2}{8} = 4,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.88 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de gravité :

$$y = \frac{\sum A_i y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n A'_s (h - c')}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_s + n A'_s}$$

$$y = \frac{(65 \times 4) \left(20 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times 2 + 15 \times 0.92(20-2)}{(65 \times 4) + (20-4)12 + 15 \times 2.36 + 15 \times 0.92}$$

$$y = 13.03 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15 A_s (d-y)^2 + 15 A'_s (y-c')^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times 13.03^3 - \frac{(65-12)(13.03-4)^3}{3} + \frac{12(20-13.03)^3}{3} + 15 \times 2.36(18-13.03)^2 + 15 \times 0.92(13.03-2)^2$$

$$I = 38831.33 \text{ cm}^4$$

- Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \times Z} = \frac{5.18 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 18} = 135.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Sp} = \frac{M_p}{A \times Z} = \frac{6.70 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 18} = 175.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \times Z} = \frac{4.25 \times 10^3}{2.36 \times 0.9 \times 18} = 111.63 \text{ Mpa}$$

Calcul de ; μ_p ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 135.49 + 2.1} \right] \right) \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_{Sp} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 175.25 + 2.1} \right] \right) \\ \mu_J = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] \right) = \max \left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 111.63 + 2.1} \right] \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_G = 0.54 \\ \mu_p = 0.62 \\ \mu_J = 0.48 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{12}{65}) \times 0.011} = 5.23 \rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.09$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{(1+h \times \mu)}$$

$$I_{Fi}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 38831.33}{(1 + 5.23 \times 0.54)} = 11169.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV}^G = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_V \times \mu_G)} = \frac{1.1 \times 38831.33}{(1 + 2.09 \times 0.54)} = 20066.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^P = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_P)} = \frac{1.1 \times 38831.33}{(1 + 5.23 \times 0.62)} = 10068 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^J = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_P)} = \frac{1.1 \times 38831.33}{(1 + 5.23 \times 0.48)} = 12167.97 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{5.18 \times 10^3 \times 385^2}{10 \times 32164.2 \times 11169.52} = 0.21 \text{ cm}$$

$$f_{GV} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fV}^G} = \frac{5.18 \times 10^3 \times 385^2}{10 \times 10818.88 \times 20066.92} = 0.35 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^P} = \frac{6.7 \times 10^3 \times 385^2}{10 \times 32164.2 \times 10068} = 0.30 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^J} = \frac{4.26 \times 10^3 \times 385^2}{10 \times 32164.2 \times 10068} = 0.19 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.35 - 0.19) + (0.30 - 0.21)$$

$$\Delta f_t = 0.25$$

$$\Delta f_{max} = \frac{L}{400} = \frac{385}{400} = 0.96$$

Donc : $\Delta f_t = 0.25 < \Delta f_{max} = 0.96$ condition vérifiée

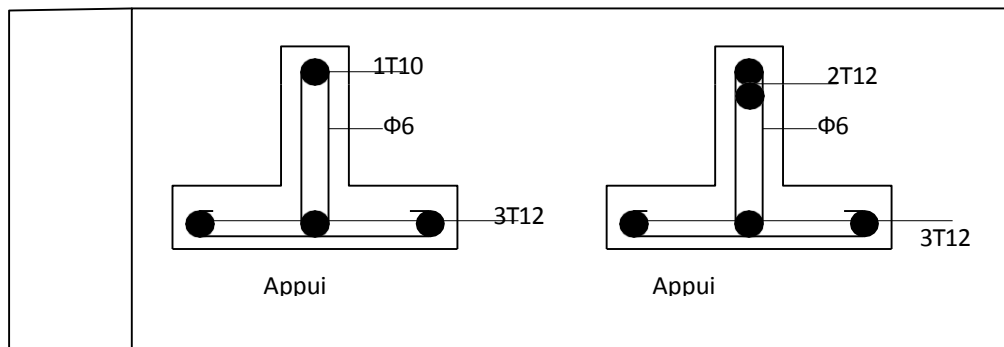
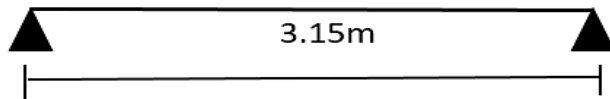
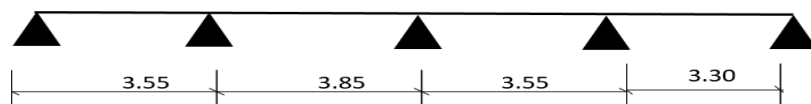
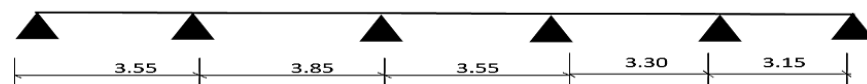
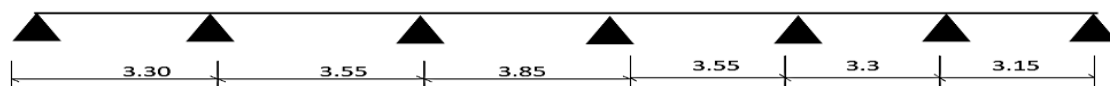


Figure III-4: dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants

Calcul des poutrelles du plancher terrasse :**Il existe deux types :****- Type de poutrelles :**Le 1^{er} type :Le 2^{ème} type :Le 3^{ème} type :Le 4^{ème} type :

Dans ce plancher, on a utilisé logiciel RDM6 pour calculer les efforts tranchants, les moments sur travées et en appuis.

1. Calcul les moments et les efforts tranchants de chaque type :

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Type01 (1travées)

$$M_{appui} = 6.23KN.m$$

$$M_{travées} = 15.75KN.m$$

$$T_{max} = 9.29KN$$

Type02 (4travées)

$$M_{appui} = 8.52KN.m$$

$$M_{travées} = 13.73KN.m$$

$$T_{max} = 11.83KN$$

Type03 (5travées)

$M_{appui} = 8.43KN.m$

$M_{travées} = 13.73KN.m$

$T_{max} = 11.80KN$

Type04 (6travées)

$M_{appui} = 7.16KN.m$

$M_{travées} = 12.85KN.m$

$T_{max} = 11.13KN$

ELS : Par RDM6*

Type01 (1travées)

$M_{appui} = 1.08KN.m$

$M_{travées} = 15.75KN.m$

Type02 (4travées)

$M_{appui} = 6.21KN.m$

$M_{travées} = 13.63KN.m$

Type03 (5travées)

$M_{appui} = 16.13KN.m$

$M_{travées} = 13.73KN.m$

Type04 (6travées)

$M_{appui} = 5.12KN.m$

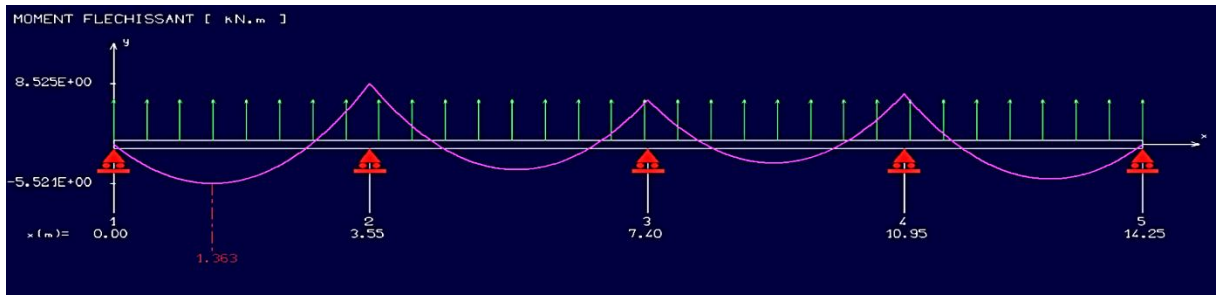
$M_{travées} = 19.46KN.m$

Les moments type :

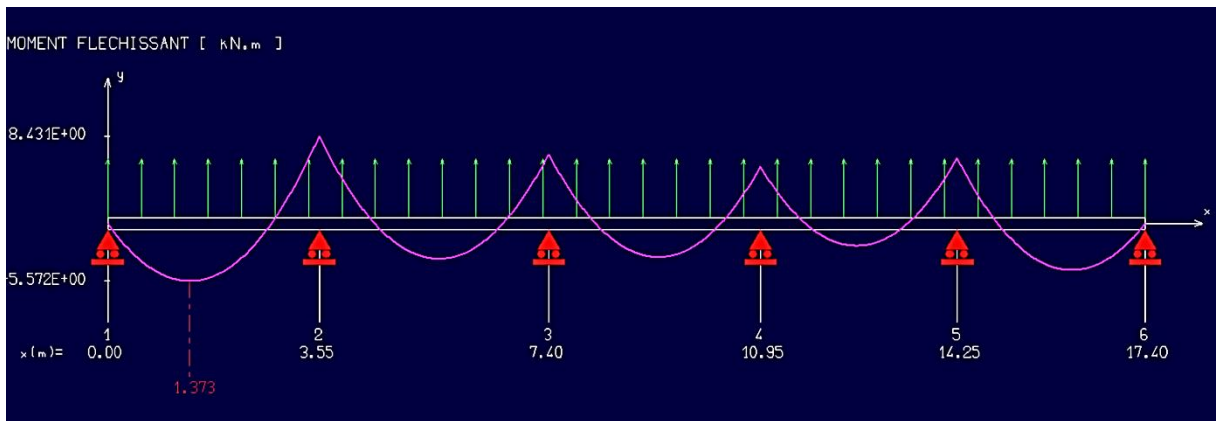
Type01 :



Type02 :



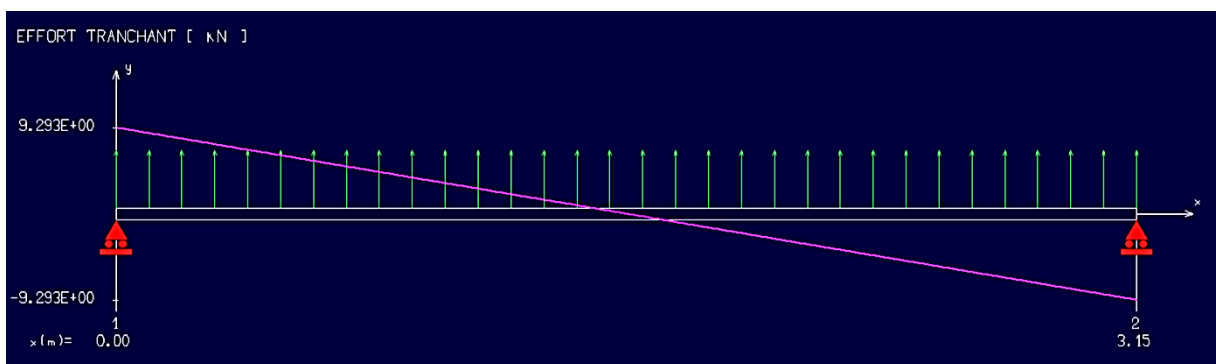
Type03 :



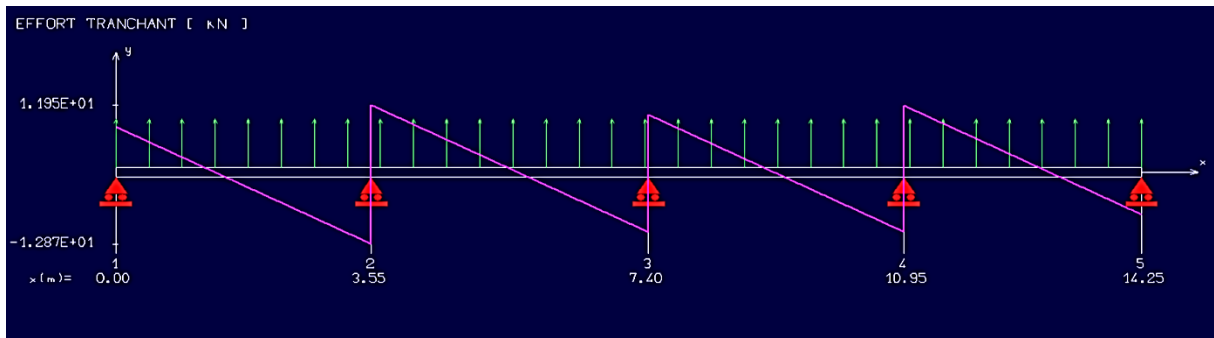
Type04 :

Les efforts tranchants des types :

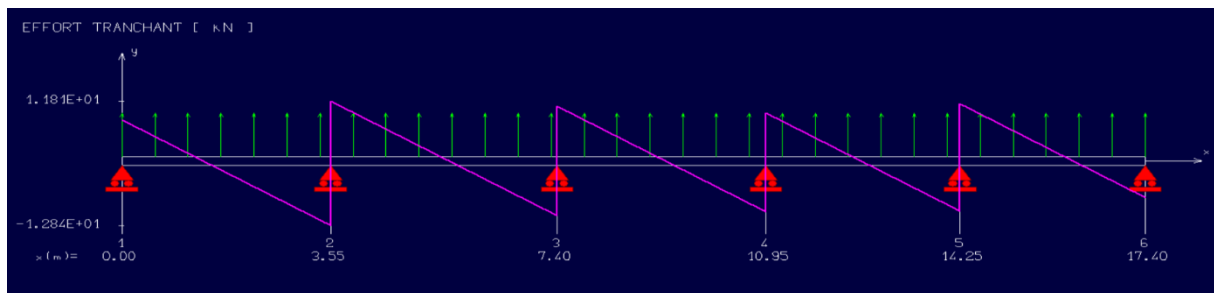
Type01:



Type02 :



Type03 :



Type04 :

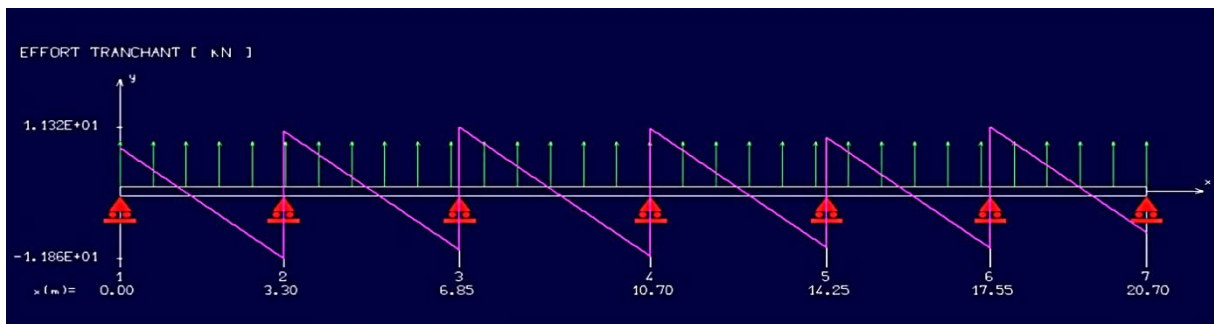


Figure III-5. Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse

- Calcul du ferrailage des poutrelles :
- Calcul des armatures longitudinales :

■ ELU

$$\begin{cases} M_{amax} = 8.52 \text{ KN.m} \\ M_{tmax} = 15.76 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 11.83 \text{ KN} \end{cases}$$

a-En travée

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_t = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 4 \times 65 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tb} = 59.07 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 15.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.76 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.76 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.20} = 0.052$$

$$0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.76 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T12 avec $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

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

$$A_s = 2.58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

b-En appuie

$$M_t = 8.52 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{aint}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.52 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.20} = 0.154$$

$$0.154 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.916$$

$$A_s = \frac{M_{aint}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.52 \times 10^3}{0.916 \times 18 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 1T10 filante + 1T10 Chapeau $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

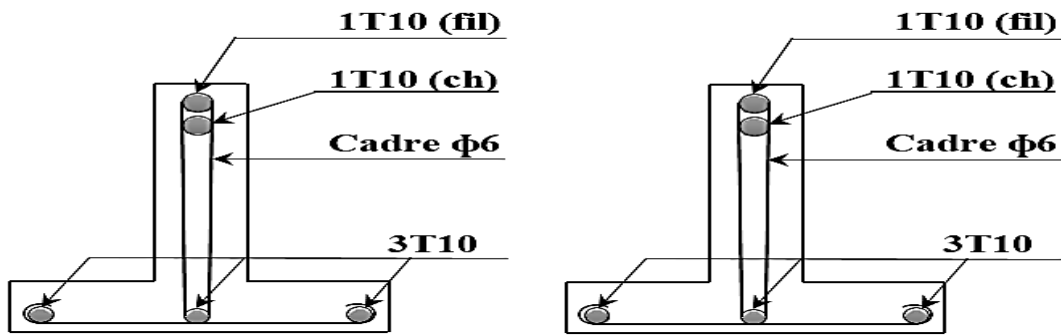


Figure III-6. Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse

III-7- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudés).

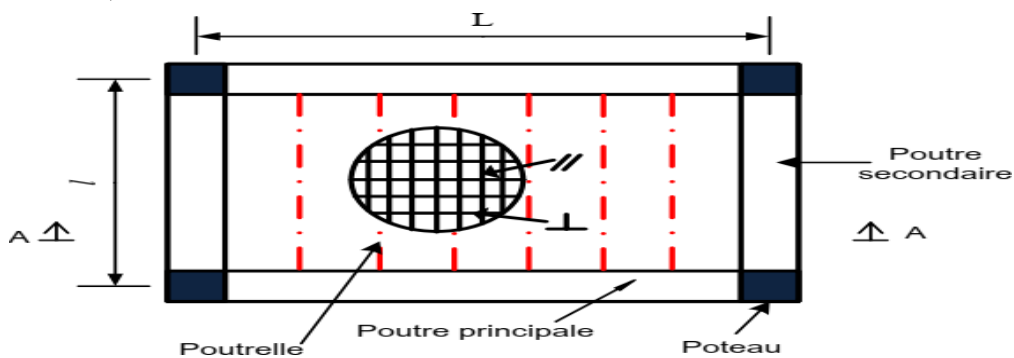


Figure III.7. Schéma d'une dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm ; elle est armée d'un quadrillage de barres dont la dimension de mailles ne doit pas dépasser :

20 cm (5 p. m) pour les armatures \perp aux poutrelles ; 33 cm (3 p. m) pour les armatures \parallel aux poutrelles.

a) -Section minimale des armatures \perp aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm/ml}^2$$

$$A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm/ml}^2$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm/ml}^2$$

Avec St = 20cm

IV-8- Conclusion

L'étude d'un plancher de terrasse et d'étage est une tâche complexe qui requiert des compétences pointues et une connaissance approfondie du génie civil. Grâce à une analyse minutieuse et l'utilisation d'outils et de techniques adéquats, les ingénieurs peuvent élaborer des planchers sûrs, efficaces, durables et rentables, contribuant de cette façon à la qualité et à la valeur générale du bâtiment.

CHAPITRE IV

Dimensionnement des éléments non structuraux

IV.1.Introduction :

L'acrotère est une protection installée sur le bord d'une terrasse, il garantit la sécurité en servant de barrière contre les chutes.

On le considère comme une console en ce qui concerne sa base sur la terrasse, soumise à son propre poids et aux charges horizontales qui résultent d'une la main courante et lors du tremblement de terre, un moment de renversement se produit.

- La hauteur $h = 70 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

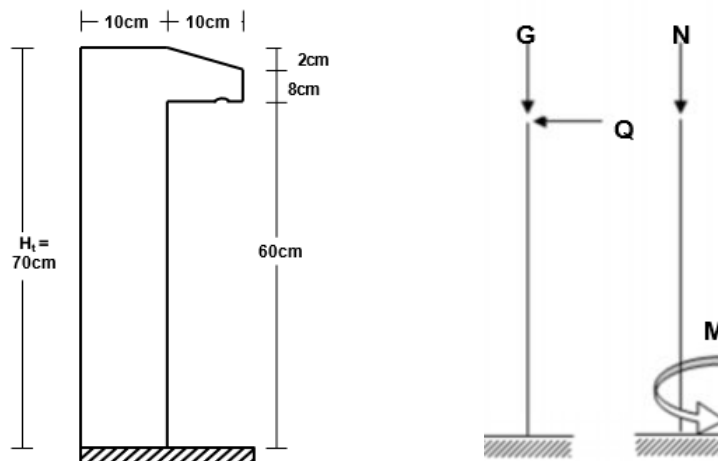


Figure IV.1 : Schéma statique de L'acrotère.

IV.1.1. Calcul des sollicitations :

- Poids propre

$$P_{\text{Propre}} = S \times \gamma_B$$

La surface de l'acrotère

$$s = \left[0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.08 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right] = 0.079 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = S \times \gamma_b = 0.079 \times 25 = 1.975 \text{ KN/ml}$$

Périmètre de l'acrotère

$$P = [0.7 + 0.1 + 0.1 + \sqrt{0.02^2 + 0.1^2} + 0.1 + 0.6 + 0.08] = 1.78 \text{ m}$$

$$P_{\text{Enduit}} = (0,18 \times 2) \times 1.78 = 0.641 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 1,975 + 0,641 = 2,616 \text{ KN/ml}$$

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

IV.1.1.1. Evaluation et combinaison des charges :

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

	ELU		ELS	
$N_u(KN)$	1,35G	3,53	G	2.616
$T_u(KN)$	1,5Q	1,5	Q	1
$M_u(KN.m)$	1,5Q×h	1.05	Q×h	0,7

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)
25	8	14.20	204.35	235	2	100	10

Calcul de ferraillage (ELU) :

Calcul de l'excentricité

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

$$e_{0u} = \frac{1.05}{3.53} = 0.297 \text{ m}$$

Centre de pression :

$$e_p = \frac{0.1}{2} = 0.05m < 0.297m$$

Donc, le centre de pression est situé hors de la zone délimitée par les armatures.

Vérification de la compression partielle ou entière de la section :

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - c \right]$$

$$M_u = \left[3.53 \left[0.297 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] \right] = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$(d-c')-M_u \leq [0.337h - (0.81c')]f_{bu} \times b \times h$$

$(d - c') N_u - M_u$

$$(d - c')xN_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 3.53 - 1.15 = -0.90 \text{ kN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81c') \times f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.797 \text{ kN.m}$$

$$-0.90 \text{ kN.m} < 24.797 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du ferrailage (E.L.U.)

Avec : $d = 0,9 \times h = 0,09 \text{ m}$

$$M_u = 1.05 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.05 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 14.20} = 0.009$$

$$\mu = 0.009$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.0113$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0113 = 0.995$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 204.35 \text{ MPa}$$

On calcul :

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.05 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 204.35} = 0.573 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.336 - \frac{3.53 \times 10^3}{100 \times 204.35} = 0.573 - 0.172 = 0.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.1.1.3. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

1- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2.616 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.70}{2.616} = 0.267 \text{ m} = 26.7 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.23 \times \left(\left(\frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \right) \times \left(\frac{e_{0s} - 0.45d}{e_{0s} - 0.185d} \right) \right)$$

$$A_{smin} = 0.23 \times \left(\left(\frac{9 \times 100 \times 2.1}{235} \right) \times \left(\frac{26.7 - 0.45 \times 9}{26.7 - 0.185 \times 9} \right) \right) = 1.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : on adopte **4 8 p. m** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Avec un espacement de 25cm

a) L'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A_r = 4 6 p. m = 1, 13 cm²/ml**

IV.1.1.4. Vérification des contraintes (ELS)

IV.1.1.4.1. Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2.616 \left[0.267 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.78 \text{ KN.m}$$

2- 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 :

$$50y^2 + 30.15y - 271.35 = 0$$

Donc : on prend **y = 0.45**

c) Moment d'inertie : d'après la formule (III.16)

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 0.45^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (9 - 0.45)^2 = 2207.08 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0.78 \times 10^3}{2207.08} \times 0.45 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **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''

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (156.67 \text{ MPa}; 201.63) = 156.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0.78 \times 10^3}{2207.08} (9 - 0.45) = 45.32 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 45.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 156.67 \text{ MPa}$ **Condition Satisfaite.**

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

Selon [CBA93] (Art.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \times \frac{2.1}{1.15}; 4\right) = \min(2.74 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.74 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \tau_u = 2,74 \text{ MPa}$ **Condition satisfaite.**

IV.1.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

Après à la version 2003 du RPA 99, l'examen des éléments non structuraux face aux forces horizontales doit se faire en suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15 **C_p :** Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 2.616 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2.616 = 1.25 \text{ kN}$$

F_p = 1.25 kN < 1,5Q = 1,5 kN ; **Condition Vérifiée**

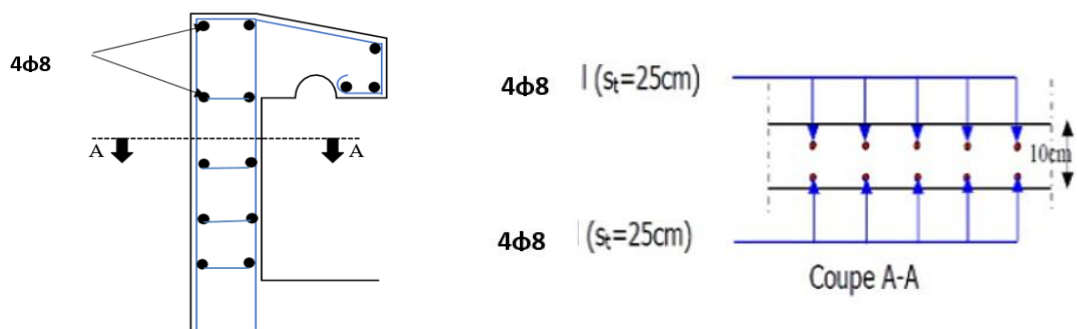


Figure IV.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2 Etude d'escalier

IV.2.1. Introduction :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- **L'embranchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs.
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.
- **La contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives. La hauteur des marches des escaliers intérieurs varie de 17 à 20 cm. Dans le dimensionnement d'escalier, la contremarche est désignée par la lettre **H**.
- **La marche** : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. On distingue deux principaux types de marches :
 - La marche droite, de forme rectangulaire.
 - La marche balancée de forme trapézoïdale dans les escaliers balancés.

Caractéristiques techniques : Pour étage courant et RDC :

Avant le dimensionnement des escaliers, on détermine les différentes grandeurs de ces éléments.

À partir de la formule de **BLONDEL** :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \quad \begin{cases} m = 64\text{cm} \\ H = \frac{H_e}{2} \\ L = 2.4m \end{cases}$$

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 240 + 306)n + 306 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

On prend n (nombre de contres marches) $n = 9$

$$\begin{cases} n - 1 (\text{nombre des marches}) n - 1 = 8 \end{cases}$$

La hauteur de la contre marche h :

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow 9.20\text{cm} \leq e_v \leq 13.80\text{cm} \rightarrow e_v = 15\text{cm}$$

Epaisseur du palier :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{15}{\cos 29.54} = 17.24 \rightarrow e_p = 18 \text{ cm}$$

La descente de charges :

a) Paillasse :

Matériaux	Epaisseur(cm)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage Horizontal	2	0.2	0.4
Mortier en ciment Horizontal	2	0.2	0.4
Lit de sable	2	0.18	0.36
Revêtement en carrelage vertical	2×0.58	0.2	0.23
Mortier en ciment Vertical	2×0.58	0.2	0.23
Paillasse	15	0.25/cos29.54	4.31
Poids des marches	h/2	0.22	1.87
Garde-corps			0.1
Enduit en plâtre	2	0.1/cos28	0.23

$$G=8.13\text{kN/m}^2 ; \quad Q=2.5\text{kN/m}^2$$

$$q_u=(1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1\text{m} = 14.73\text{kN/m}$$

$$q_{ser}=(G+Q) \times 1\text{m} = 10.63\text{kN/m}$$

Palier :

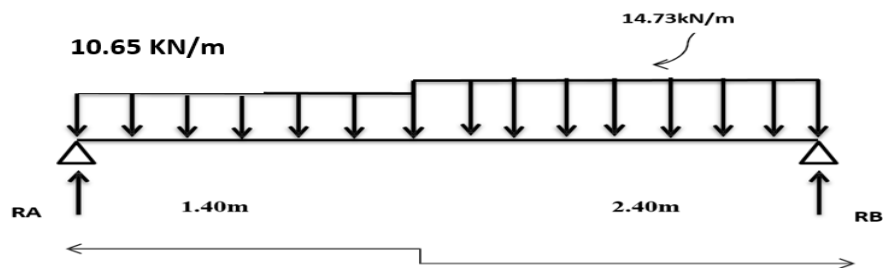
Matériaux	Epaisseur (cm)	d(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Revêtement En carrelage	2	0.2	0.4
Mortier en ciment Horizontal	2	0.2	0.4
Lit de sable	2	0.18	0.36
Enduit en plâtre	2	0.1	0.2
Poids propre du palier	15	0.25	3.75

$G=5.11\text{kN/m}^2$; $Q=2.5\text{kN/m}^2$

$q_u=(1.35G+1.5Q) \times 1\text{m}=10.65\text{kN/m}$

$q_{ser}=(G+Q) \times 1\text{m}=7.61\text{kN/m}$

Le schéma statique :



• **Détermination du moment et des efforts tranchants :**

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

– **Réactions des appuis**

$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_p \times (1.4) + q_{palier} \times (2.4) = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B = (14.73 \times 2.4) + (10.65 \times 1.4) = 50.26 \text{ KN}$

$R_A=23.32 \text{ KN} \rightarrow R_B = 26.93 \text{ KN}$

Efforts tranchant et moment fléchissant :

– Section 1-1 :

- $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\Sigma f/y = 0 - T - qx + RA = 0$$

$${}_{(x)} = -10.65x + 23.32$$

$$\Sigma M_f/G = 0 = -M_f - \frac{q}{2} \times x^2 + R_A x = 0$$

$$M_{f(x)} = -5.32x^2 + 23.32x$$

X	0	1.40
${}_{(x)}$ (kN)	23.61	8.41
${}_{(x)}$ (kN.m)	0	22.22

- $0 \leq x \leq 2.4 :$

$$\Sigma f/y = 0 = {}_{(x)} + R_B - qx = 0$$

$${}_{(x)} = 14.73x - 26.93$$

$$\Sigma M_f/G = 0 = M_f - \frac{q}{2} \times x^2 - R_B x = 0$$

$$M_{f(x)} = -7.36x^2 + 26.93x$$

Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$${}_{(x)} = q_{paillasse}x - R_B = 0 = 14.73x - 26.93 = 0$$

$$\rightarrow X = R_B / q_{paillasse} \rightarrow X = 1.83 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = +R_B x - \frac{q}{2} x^2 = 26.93 \times 1.83 - 7.32 \times 1.83^2$$

$$M_{\max} = 24.76 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 23.61 \text{ kN}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 24.76 = 20.05 \text{ kN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 24.42 = 9.90 \text{ kN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Caractéristique	$h_{travée} = 15\text{cm}$ $h_{appui} = 18\text{cm}$	$b = 100\text{cm}$	$F_e E = 235\text{Mpa}$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$d_{travée} = 0,9.h = 13.5\text{cm}$ $d_{appui} = 0,9.h = 16.2\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	α $A_{cal} (\text{cm}^2)$	α $A_{adoptir} (\text{cm}^2)$	$A_r = A_{adoptir} \cdot 4$	A_r (adoptée)
Travée	20.05	0,077	0,960	7.57	8T12/ml = 9.05cm ² $S_t = 20\text{cm}$	2.26	4T10/ml = 3.14cm ² $S_t = 25\text{cm}$
Appuis	9.90	0,026	0,987	3.02	4T10/ml = 3.14cm ² $S_t = 33\text{cm}$	0.79	2T8/ml = 1.01 cm ² $S_t = 25\text{cm}$

IV.2.2. Vérification

1) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$T_u = 23.54\text{kN}$

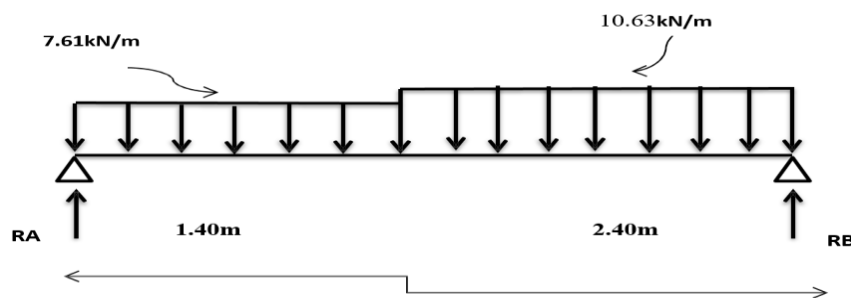
$\tau_u = 0,17\text{MPa}$ " Fissuration préjudiciable"

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

$\tau_u = 0,17\text{MPa} < \tau_u = 3,25\text{MPa}$

Condition Satisfaite.

Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



* Pour la pailasse :

$$Q_s = (G + Q) = 10.63 \text{ kN/m}$$

* Pour le palier :

$$Q_s = (G + Q) = 7.61 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0\text{ser max}} = 17.73 \text{ kN.m} ; A_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max}} = 17.73 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 16.75 \text{ kN}$$

* Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 17.73 = 15.07 \text{ kN.m}$$

* Moment sur appui :

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 17.73 = 7.09 \text{ kN.m}$$

• Position de l'axe neutre :

De la formule (III.15) :

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

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 9.05 (13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 135.75y - 1832.62 = 0$$

On prend $y = 4.84$

Détermination du moment d'inertie : à partir la formule (III.16)

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4.84^3}{3} + 15 \times 9.05 (13.5 - 4.84)^2 ; I = 10341.98 \text{ cm}^4$$

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

D'après la formule (III.17) :

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

$$\text{Avec : } M_{\text{ser}} = 17.73 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.73 \times 10^3}{10341.98} \times 4.84 = 8.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.29 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Satisfaite

Sur appui :

$$M_a = 7.09 \text{ kN.m} ; A_{as} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \eta = 15 ; d = 16,2 \text{ cm}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\text{D'après : } 50y^2 - 1144,53 + 70,65y = 0$$

On prend : $y = 4,13 \text{ cm}$

- Détermination du moment d'inertie : $I = 12640,80 \text{ cm}^4$
- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} : D'après la formule(III.17) :

$$\sigma_{bc} = 2,31 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition Satisfaite.

Les conditions sont satisfaites alors les armatures calculées conviennent.

- Vérification de la flèche :

Tableau : Vérification les conditions de la flèche.

	$A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$b = 100 \text{ cm}$	$d = 13,5 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$7.08 > 3,33 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c}$	$4.18 \times 10^{-3} = 5 \times 10^{-3}$		Oui

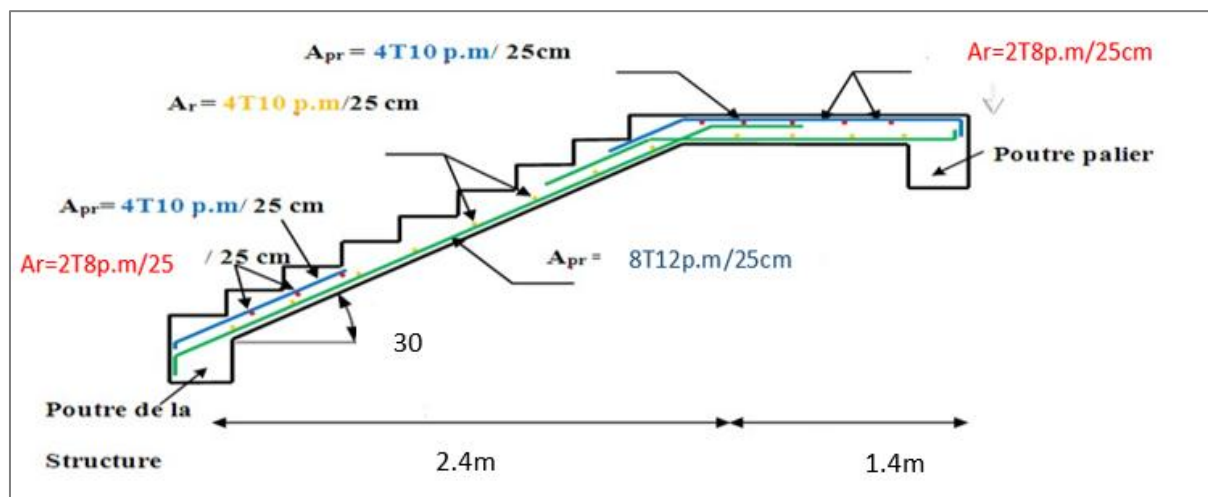


Figure IV.3: Schéma du ferrillage de l'escalier.

IV.2.3. 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 :

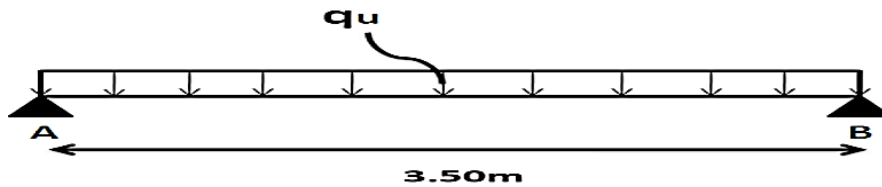


Figure IV.4.:Schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

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

Donc : $d = 0.9h \rightarrow d = 27\text{cm}$

La largeur b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9.45\text{cm} \leq b \leq 12.6\text{cm} \text{ Le RPA99 préconise. } b = 30$$

Donc on prend : $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30 \end{cases}$

1. 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
$h \geq 30$	$30 > 30 \text{ cm}$	Oui
$\frac{h}{b} \leq 4$	$1 < 4$	Oui

- Charge supportée par la poutre :

- Le poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$
- Poids de mur situé sur la poutre : $9 \times 0,15 \times 3.06/2 = 2.07\text{KN/m}$
- L'effet de l'escalier sur la poutre palière : $T_u = 23.54 \text{ KN /m (linéaire)}$

$$\text{On a: } q_u = 1,35(2,25 + 2.07) + 23.54 = 29.37 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = 2,25 + 2.07 + 23.54 = 27.86 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{27.86 \times 3.5^2}{8} = 42.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 32.26 \text{ KN. m}$$

$M_a = 0,4M_0 = 17.06 \text{ KN.m}$

***Le Ferrailage :**

Tableau IV.3: Ferrailage de la poutre palière.

Caractéristique	h=35cm	b=30cm	d=0,9h=27cm	σ_s =MPa	F_e =235MPa
/	M(KN.m)	μ	B	A_s (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	32.26	0,104	0.945	6.18	6.79 soit 6T12
En appui	17.06	0,054	0.972	3.18	4,62 Soit 3T12

a. Vérifications :

• **Condition de non fragilité :**

D'après la formule(IV.7) : $A_{\text{min}} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée : $6.18 > 1,14 \text{ cm}^2$

En appuis : $3.18 > 1,14 \text{ cm}^2$

– **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$Q_{\text{ser}} = 27.26 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} ; M_0 = \frac{27.26 \times 3.5^2}{8} = 41.74 \text{ KN.m}$

$M_{\text{tser}} = 0,85 \times 41.74 = 35.48 \text{ KN.m}$

$M_{\text{aser}} = 0,4 \times 41.74 = 16.70 \text{ KN.m}$

• **En travée :**

– **Position de l'axe neutre :** $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 27 \text{ cm}$

De la : $15y^2 - 15 \times 6.79(27 - y) = 0 ;$ On prend : $y = 10.15 \text{ cm}$ Détermination du moment d'inertie : $I = 302384.11 \text{ cm}^4$

– **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

D'après : $M_{\text{tser}} = 35.48 \text{ KN.m}$

$\sigma_{bc} = 7.38 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 7,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition Satisfaite.**

Les armatures calculées à l'ELU conviennent.

► **Sur appui :**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 ; y = 9,97 \text{ cm}; I = 43539,579 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{aser}} = 17,30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,19 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Satisfaire}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{29,37 \times 3,5}{2} = 51,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{51,40}{30 \times 27} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition Satisfait.

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 :**

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

$$\Rightarrow S_t \leq \min(24,3 ; 40 \text{ cm}) ; \text{ On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

– **Vérification de la flèche : Selon [BAEL91] (B.6.5.2)**

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

$$\text{Zone nodal } S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\phi_L)$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\phi_L$$

• **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.

$M_{tser} = 35.48 \text{ KN.m}$		$M_{0ser} = 41.74 \text{ KN.m}$	$L = 3,00 \text{ m}$
Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$	$1,17 \times 10^{-1} > 6,25 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{n}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0s}}$	$1 \times 10^{-1} > 8,50 \times 10^{-2}$		Oui
$\frac{A_{smax}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$7.62 \times 10^{-3} < 1,78 \times 10^{-2}$		Oui

Donc il est inutile de calculer la flèche.

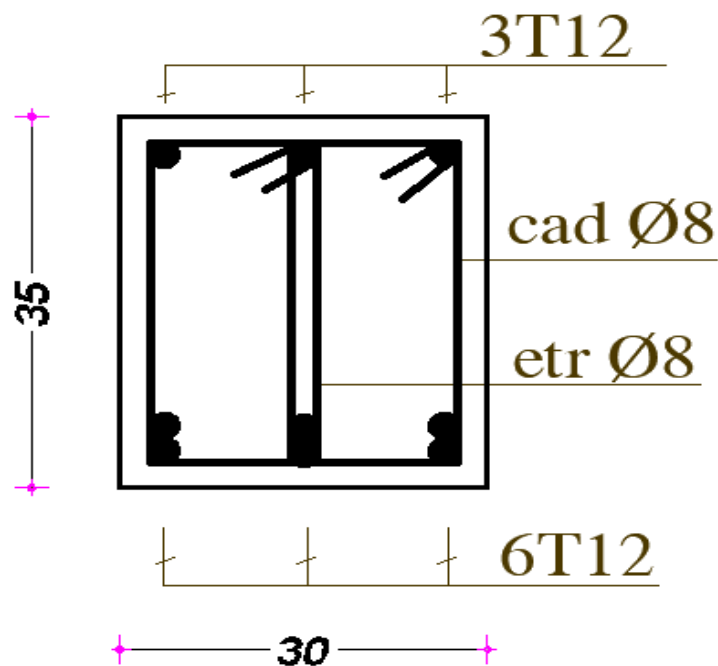


Figure IV.19: Schéma du ferrailage de la poutre palière.

IV.3. Le balcon :

Un balcon est un composant architectural qui se définit comme une surface s'avancant hors du mur d'un bâtiment. Il se trouve généralement à l'extérieur de la structure.

Les balcons en console sont soutenus à une seule extrémité par un encastrement idéal. L'encastrement peut être réalisé en ancrant l'élément en porte-à-faux dans un mur, une poutre ou un plancher.

Le Balcon selon les règles usuelles de pré dimensionnement est conditionnée par :

Dimensions : $L = 1,40 \text{ m}$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{20} ; 4,67 \text{ cm} \leq e \leq 7 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de la dalle de balcon est : $e = 15 \text{ cm}$

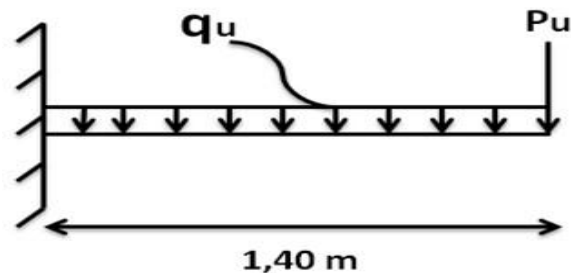


Figure IV.6: Schéma du balcon .

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)	0,40
02	Mortier de ciment (2cm)	0,40
03	fin de sable (2cm)	0,36
04	Dalle pleine (15cm)	3,75
05	Enduit en ciment (2cm)	0,40
	ΣG_i	5,31

Charge d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{balcon pour locaux à usage d'habitation})$$

Charge à l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,41 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m on aura :

$$Q_u = 12,41 \times 1 \text{ m} = 12,41 \text{ KN/ml}$$

Charge à l'ELS :

$$Q_{\text{ser}} = G + Q \times 1 \text{ m} = 5,31 + 2,5 = 8,81 \text{ KN/ml}$$

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 :

$$P_m = (\gamma_{\text{mur}} \times b \times h) \times 1\text{m} = (9 \times 0,10 \times 1,20) \times 1\text{m} = 1,08 \text{ KN}$$

Enduit en ciment :

$$P_{\text{enduit ext}} = (\gamma \times b \times h) \times 1\text{m} = (18 \times 0,025 \times 1,20) \times 1\text{m} = 0,54 \text{ KN}$$

$$P_{\text{enduit int}} = (\gamma \times b \times h) \times 1\text{m} = (18 \times 0,015 \times 1,20) \times 1\text{m} = 0,324 \text{ KN}$$

$$P_{\text{enduit}} = 0,54 + 0,324 = 0,864 \text{ KN}$$

Charges totales :

$$P = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,08 + 0,864 = 1,94 \text{ KN} \quad P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,94 = 2,62 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,94 \text{ KN}$$

Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Le calcul se faire pour une bande de 1m linière

A L'ELU :

$$\begin{cases} M_{\text{max}} = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p \times L = \frac{12,41 \times 1,4^2}{2} + 2,62 \times 1,4 = 15,83 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = q_u \times L + p = 12,41 \times 1,4 + 2,62 = 19,99 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{\text{max}} = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p \times L = \frac{8,81 \times 1,4^2}{2} + 1,94 \times 1,4 = 11,35 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = q_u \times L + p = 8,81 \times 1,4 + 1,94 = 14,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Récapitulatif le ferrailage du balcon.

Tableau IV.9: Récapitulatif le ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	B	d (cm)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}$
15.83	0,061	0,969	13,5	3.48	4T14=6.16 Cm ² S _t = 25cm	1,54	4φ8=2,01cm ² S _t = 25cm

Vérification :

Condition de non fragilité :

A partir la formle (IV.7) :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 13,5 \times 100 \times \frac{2,1}{235} = 2,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,77 \text{ cm}^2$$

Condition Satisfaite.

Contrainte de Cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{20 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.015 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{y_b}; 4 \text{ MPA}\right); \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4) = \min(2.74 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,015 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

..... **Condition satisfaite.**

Il n'y a pas de risque de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

● La vérification des contraintes à l'ELS :

Position de l'axe neutre : $A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 13,5 \text{ cm}$

De la formule (III.15) :

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

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 6.16 (13.5 + y) = 0$$

$$50y^2 + 92.4y - 1247.4 = 0$$

$$y = 6.20 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 6.20^3}{3} + 15 \times 6.16 (13.5 - 6.20)^2$$

$$I = 12868,26 \text{ cm}^4$$

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

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

Avec : $M_{ser} = 11.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.35 \times 10^3}{12868.26} \times 6.20 = 5.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Condition Satisfaite

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min \left(\frac{2}{3} \times 235 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 156.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11.35 \times 10^3}{12868.26} (13.5 - 6.20) = 96.58 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 96.58 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 156.57 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

Tableau IV.10: Vérification de la condition de la flèche.

$A_s = 6.16 \text{ cm}^2/ml$ $e = 15 \text{ cm}$ $L = 1,40 \text{ m}$		
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
$\frac{A_{s \text{ max}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$	$4.56 \times 10^{-3} < 1,78 \times 10^{-2}$	Oui

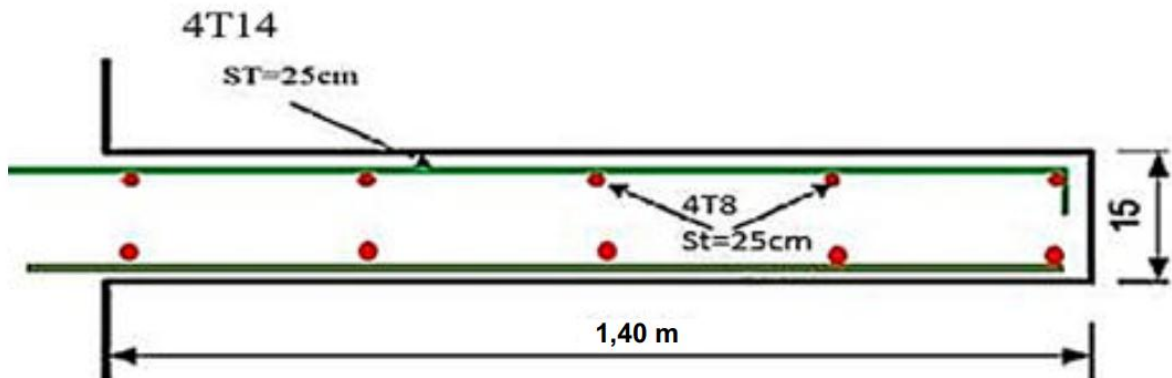


Figure IV.7: Schéma de ferrailage d balcon.

Conclusion IV.4. :

L'étude des éléments non structurés de la structure, tels que les escaliers et les acrotères, vise à garantir le confort et la sécurité des individus.

CHAPITRE V

Etude sismique et modélisation numérique

V.1.Introduction :

L'étude sismique des bâtiments constitue un domaine fondamental de l'ingénierie parasismique, dont l'objectif principal est d'évaluer la capacité d'une structure à résister aux tremblements de terre. Cette évaluation est cruciale pour assurer la sécurité des occupants et minimiser les dommages matériels en cas de séisme.

Calcul sismique :

Le calcul sismique représente un ensemble de méthodes et de techniques utilisées pour déterminer les charges sismiques auxquelles une structure sera soumise lors d'un tremblement de terre, ainsi que pour évaluer sa capacité à résister à ces charges. Il s'agit d'un élément essentiel de la conception parasismique, qui vise à garantir la sécurité des bâtiments et des infrastructures en cas de séisme.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique a pour but de garantir une rigidité optimale et une résistance adéquate aux sollicitations sismiques, permettant ainsi de réduire les dommages potentiels tout en respectant que sont l'efficacité économique, la robustesse et la qualité architectural Pour mener à bien cette analyse, nous utiliserons le logiciel **ROBOT 2020**.

V.3. Méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être réalisé par les trois méthodes prévues par le : **[RPA99/version2003]** (**Art4.1.1**)

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Conformément le **RPA99/version2003**, notre structure est implantée et classée dans une zone de moyen sismicité (Zone IIa).

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant

le logiciel de calcul de structures ROBOT.

V.4. 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 Tisseemsilt, (Zone II), 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 :**

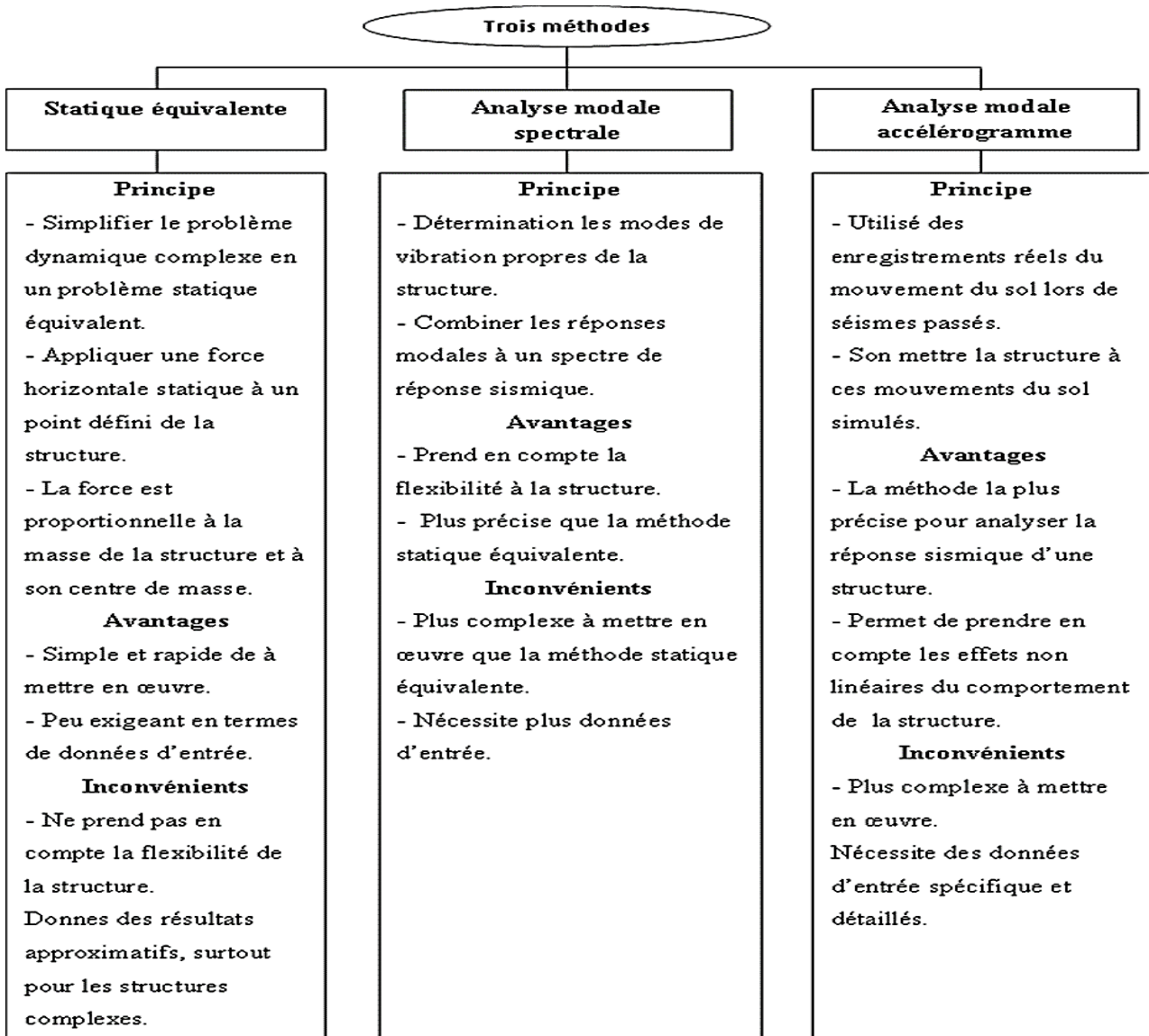


Figure V.1: Organigramme des trois méthodes d’analyse sismique.

V.5. Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2003] (Art.4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_g}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \quad (1) \\ 2.5(1.25\eta A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad (2) \\ 2.5\eta(1.25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad (3) \\ 2.5\eta(1.25A) (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \quad (4) \end{cases}$$

V.6. 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 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

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 IIa, groupe d'usage 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Tissemsilt :

[RPA99/version2003] ; alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0,15$$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule (4.3) du RPA99/version 2003 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

– $\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique. [Tableau (4.2) page35]

Tableau V-02 : Pourcentage d'amortissement critique (ξ)

Remplissage	Portiques	Pourcentage d'amortissement critique (ξ)
Dense	En béton armé	7%

On opte $\xi = 7 \%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.7$$

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)

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

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

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Où le D est la dimension du bâtiment mesurée à base dans la direction de calcul considérée.

Où 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 :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- **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)

$$V = F_t + \sum F_i$$

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 :

$$F_t = 0.07T.V$$

T est la période fondamentale de la structure " en seconde "

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

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher ou

s'exerce la force F_i h_j : Niveau

du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j

■ Modélisation de la structure sur ROBOT

Présentation du logiciel ROBOT :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents

types de structures. Le logiciel Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ;

La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

- Lancement du logiciel Robot Structural Analysis :

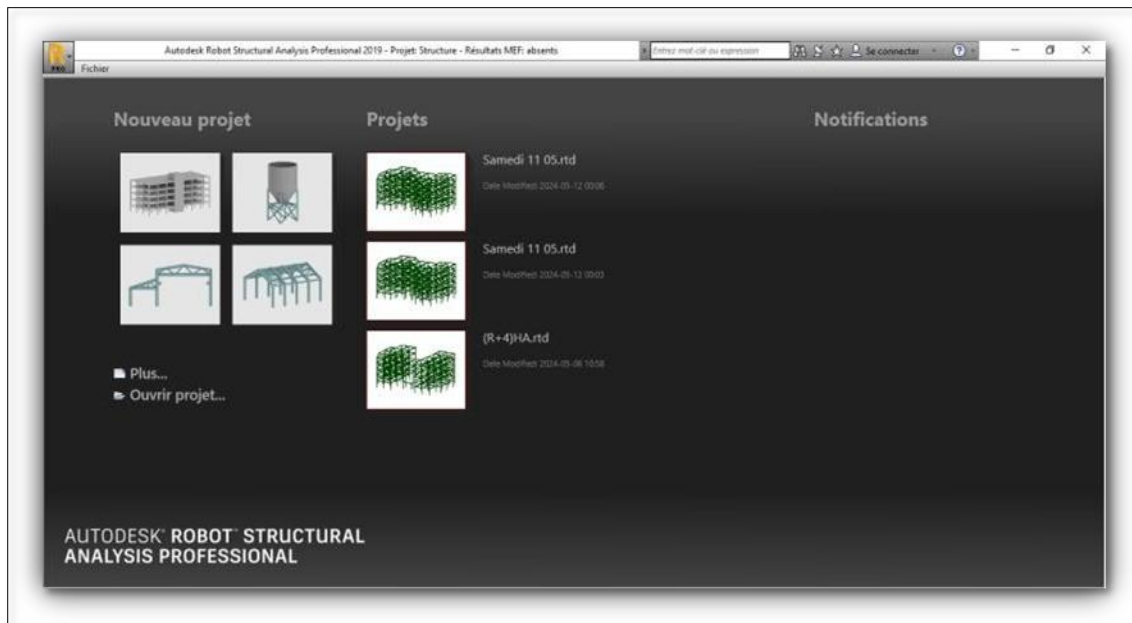


Figure V.2: Lancement du programme ROBOT.

▮ L'environnement de travail :

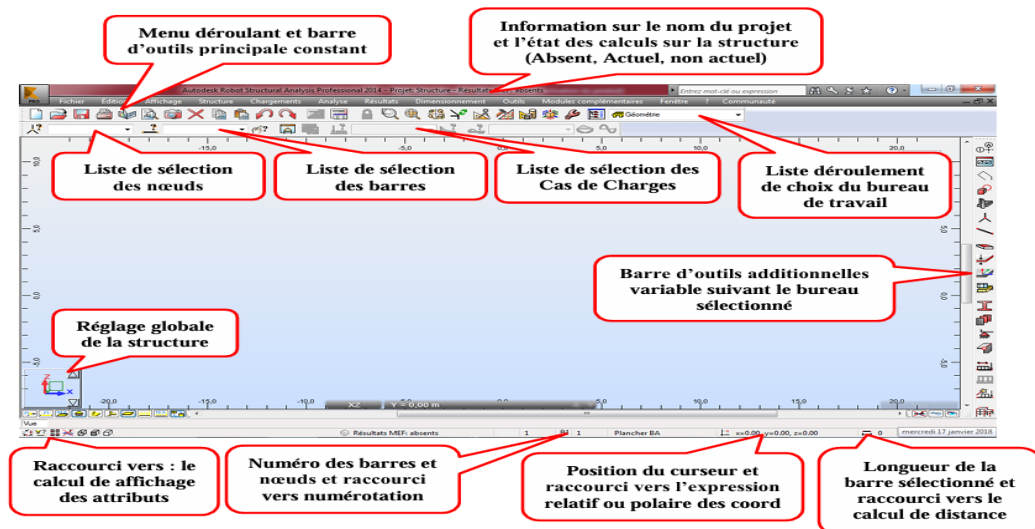


Figure V.3: Environnement du travail

► **Organigramme de calcul** : notre structure a étudié en béton armé

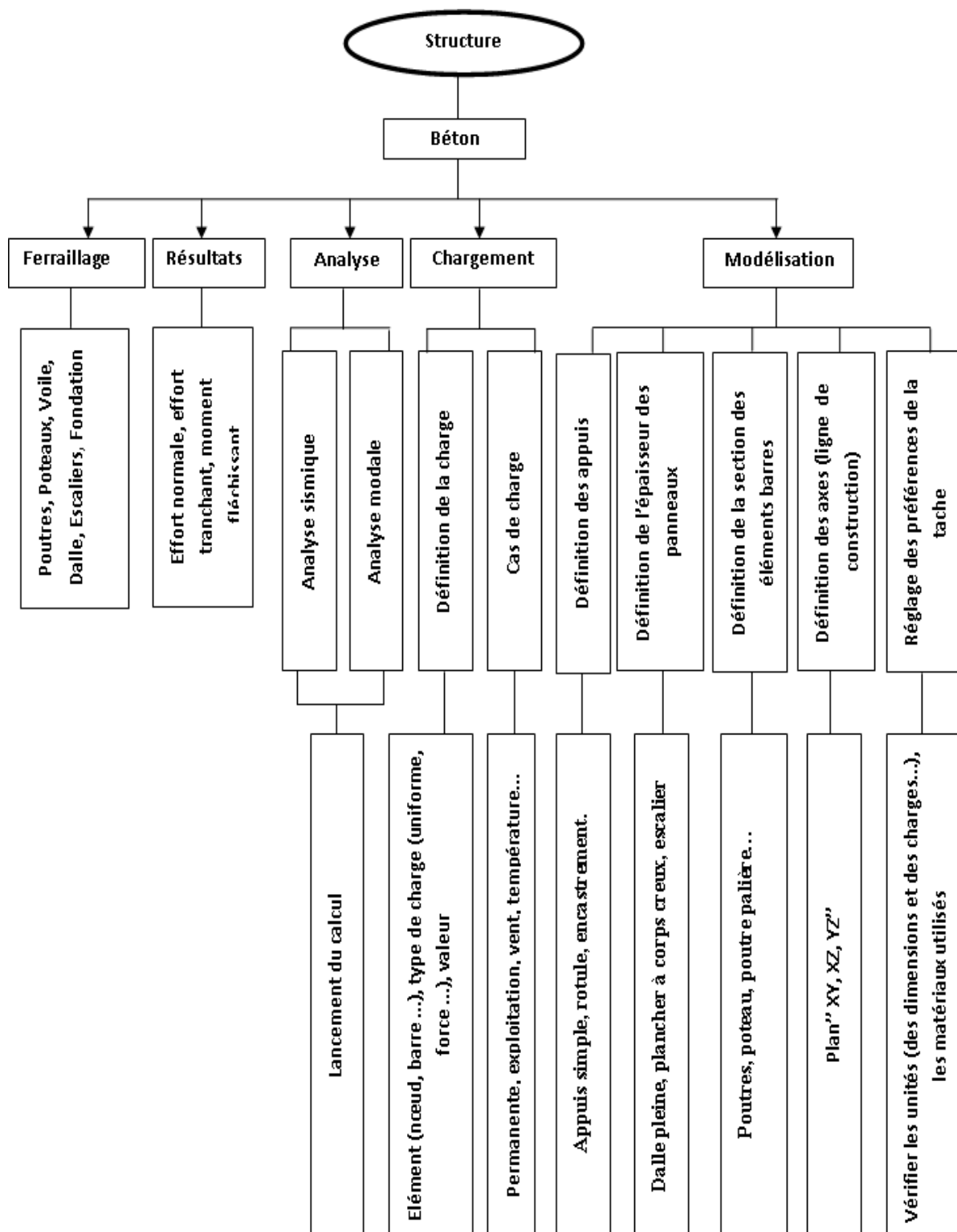


Figure V.4: Organigramme de calcul.

► L'organigramme des données : pour faire la modélisation

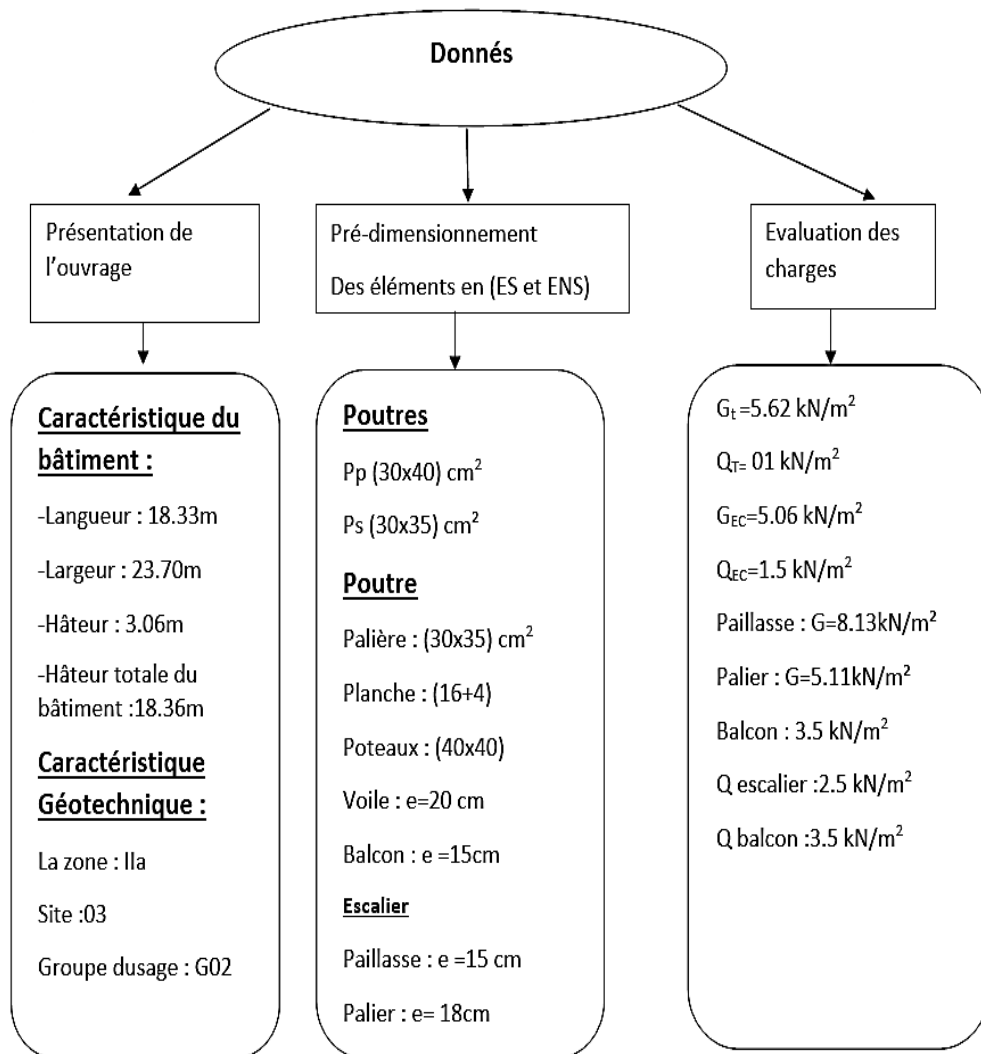


Figure V.5: Organigramme globale des données.

V.7. Réglage des préférences et des préférences de l'affaire :

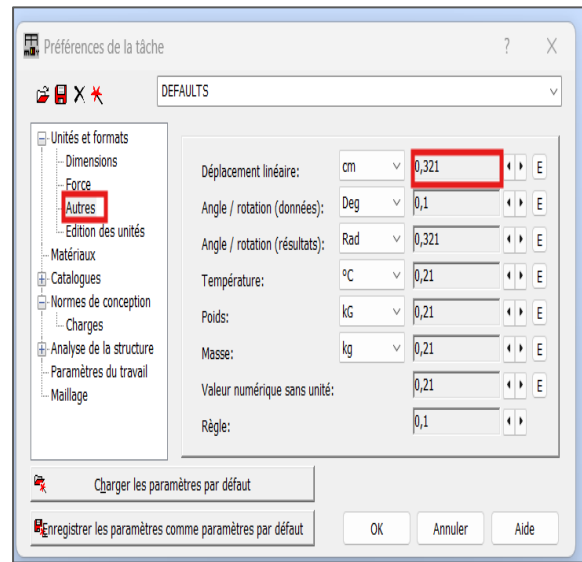
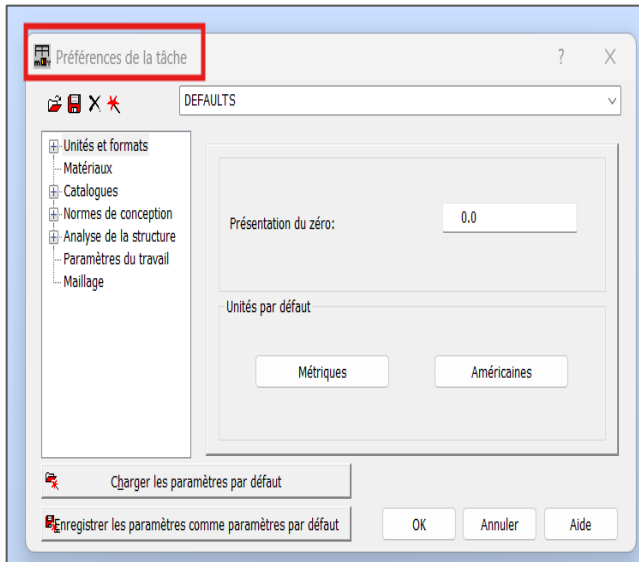


Figure V.6: Préférences de la tache

Figure V.7: Les unités et formats

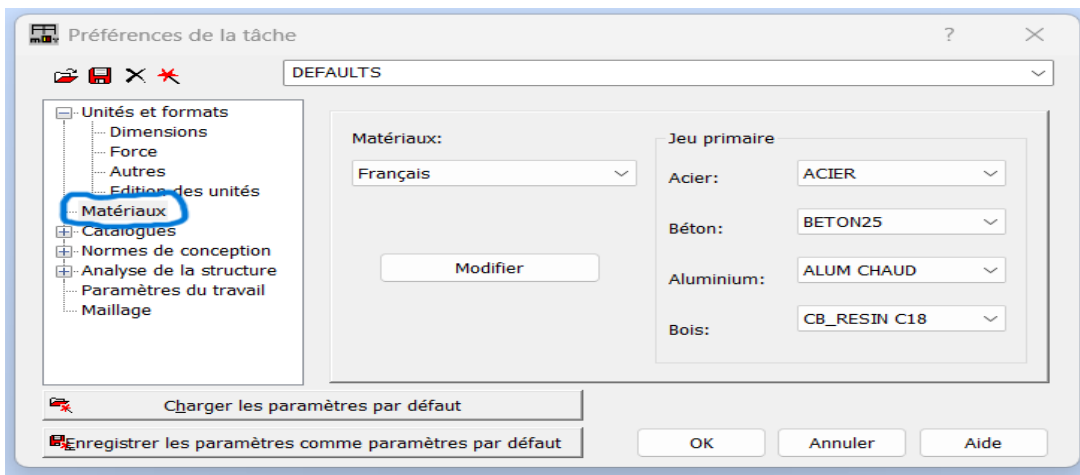


Figure V.8: Les matériaux

Normes de conception

Robot contient plusieurs règlements et on peut choisir la norme utilisée dans notre pays par le menu déroulant :

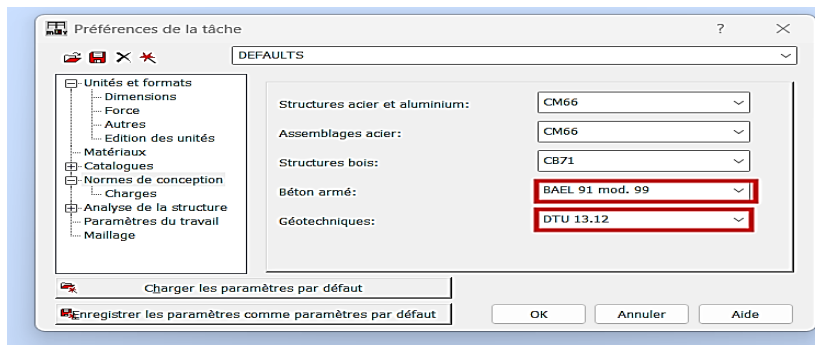
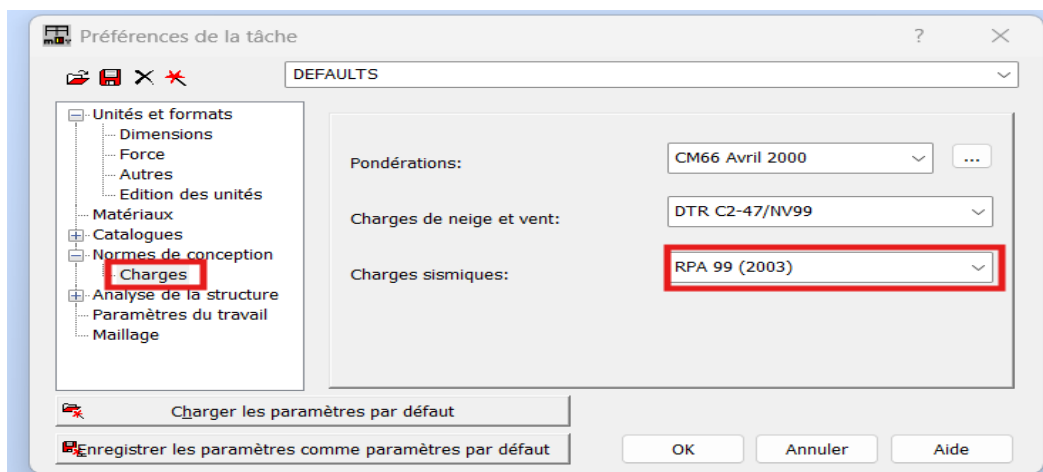



Figure V.9: Normes de conception

La même chose pour les charges sismiques et climatiques :



▀ **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 

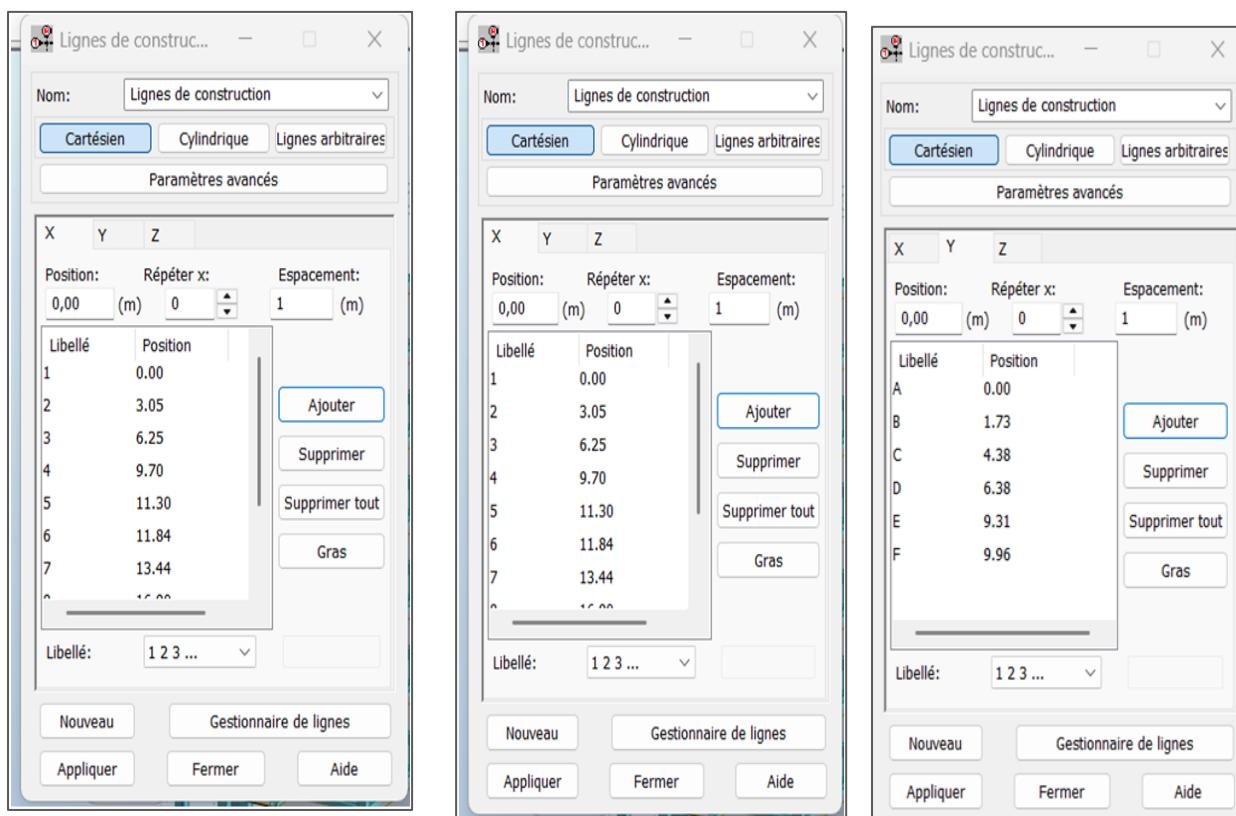


Figure V.10: Ligne de construction (position X, Y, Z).

▮ Définition de la section :

Vous pouvez maintenant définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical en cliquant sur l'icône "Profilé".

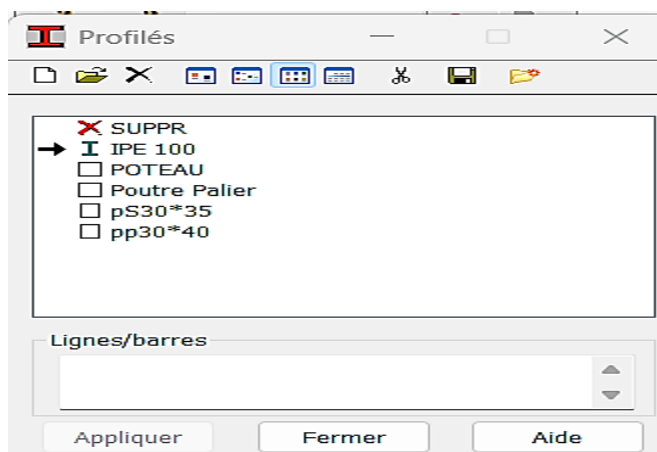


Figure V.11: Profil.

On clique sur le bouton pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :

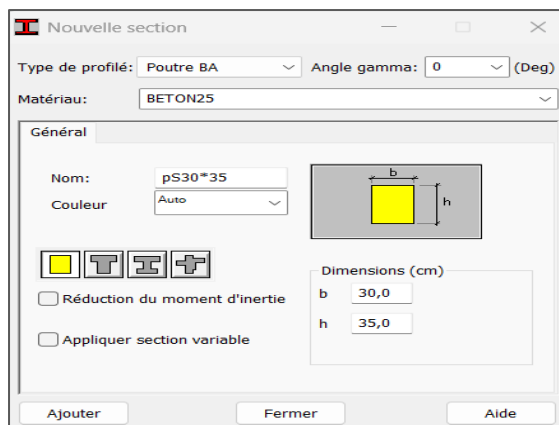


Figure V.12: Type de profilé Pp (30X40)

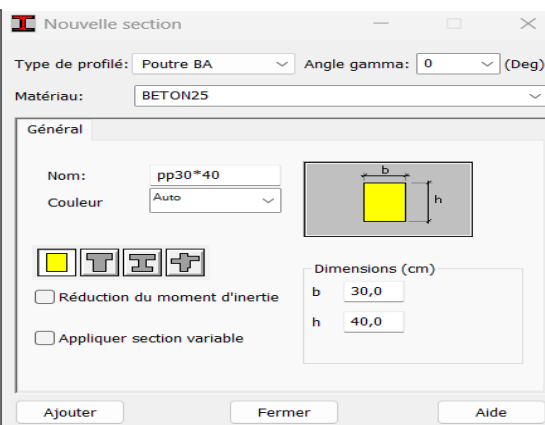


Figure V.13: Ps (30X35)

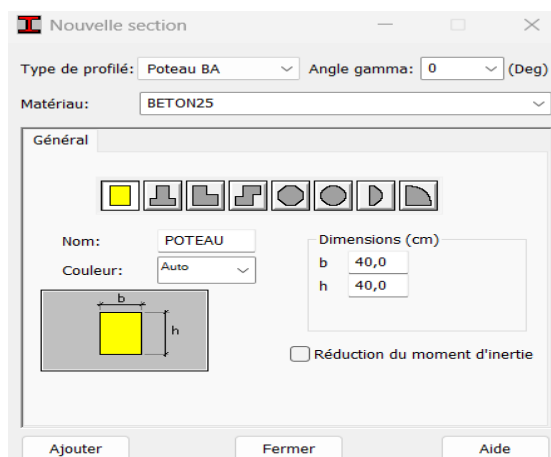


Figure V.14: Type de profilé poteau (40X40)

Les planchers dalles :

Menu « Structure » / Plancher

. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, choisir : l'épaisseur, le modèle, la méthode

De définition...

. En cas de besoin, passer à la création d'une nouvelle épaisseur.

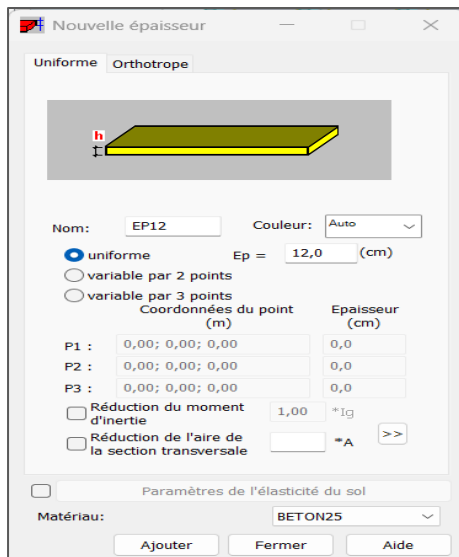


Figure V.15: Définition d'épaisseur des panneaux.

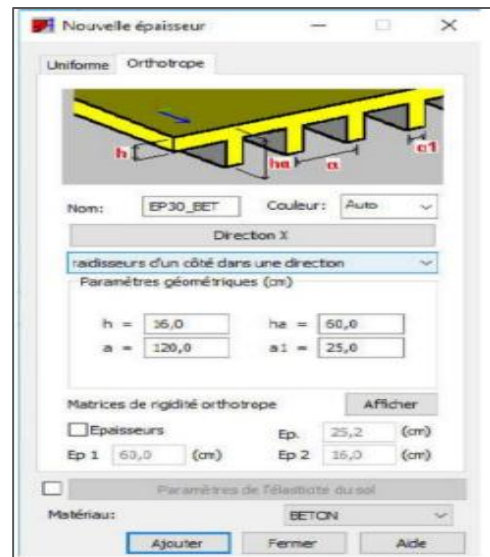


Figure V.16: Définition le plancher (16+4).

Pour les balcons et les voiles :

De même pour les modifications d'épaisseur, et en plus, pour les voiles, on sélectionne le ferrailage en voile.

Définition de charge :

Cliquez sur l'icône correspondante pour spécifier la nature de chaque charge (permanente, exploitation ou sismique) via la liste "Nature".

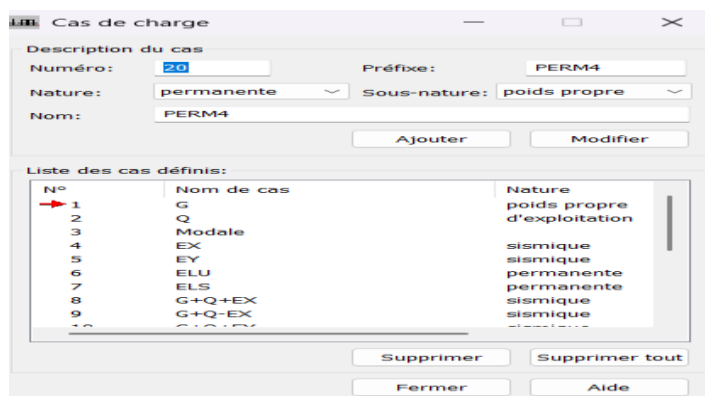


Figure V.17: Cas de charge

► Saisir la valeur de la charge :

Choisissez le type de charge (G pour permanente ou Q pour exploitation), puis sélectionnez "Autres charges" via l'icône (J) et optez pour "Charge surfacique sur barre par objet 3D". Entrez ensuite la valeur correspondante dans la zone "Valeur".

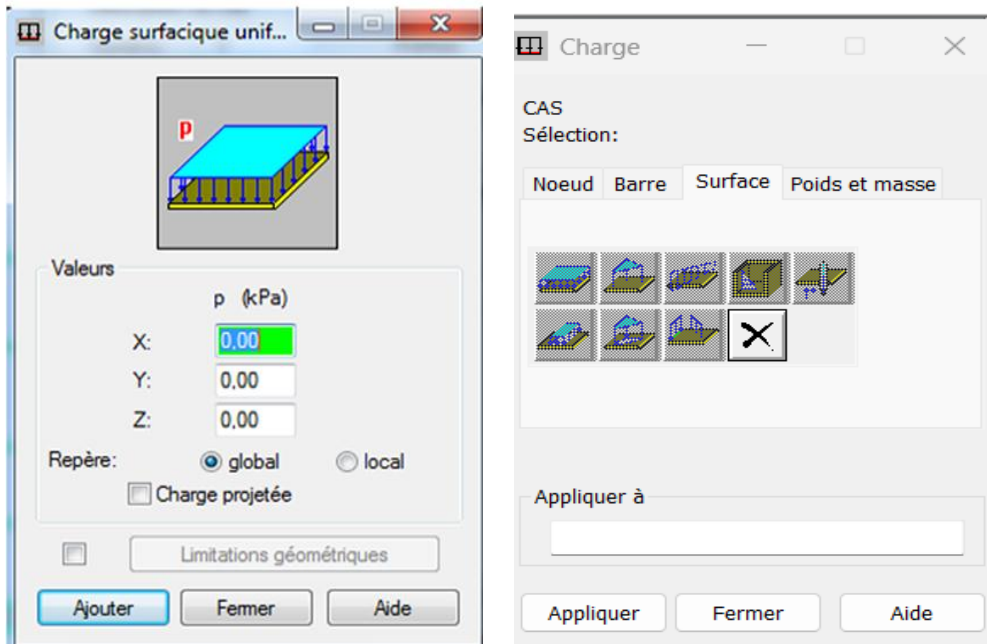


Figure V.18: Définition de la charge.

Après avoir sélectionné le cas de charge, introduisez sa valeur selon le type (charge sur barre ou charge surfacique). Une fois la valeur saisie, cliquez sur l'élément pour appliquer la charge. Ensuite, pour définir les combinaisons de charges possibles, accédez au menu dédié.

Charge/combinaisons manuelles

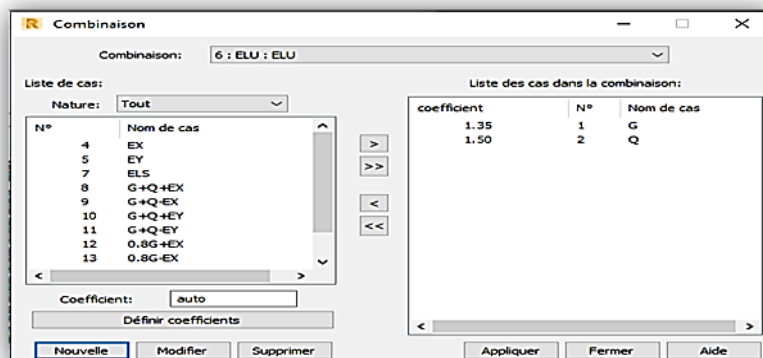


Figure V.19: Combinaisons

Les conditions aux limites :

Pour définir les appuis de la structure, cliquez sur l'icône correspondante. Dans notre cas, nous choisissons :

- Nodaux : encastrement pour les poteaux.
- Linéaire : encastrement pour les voiles et les escaliers.

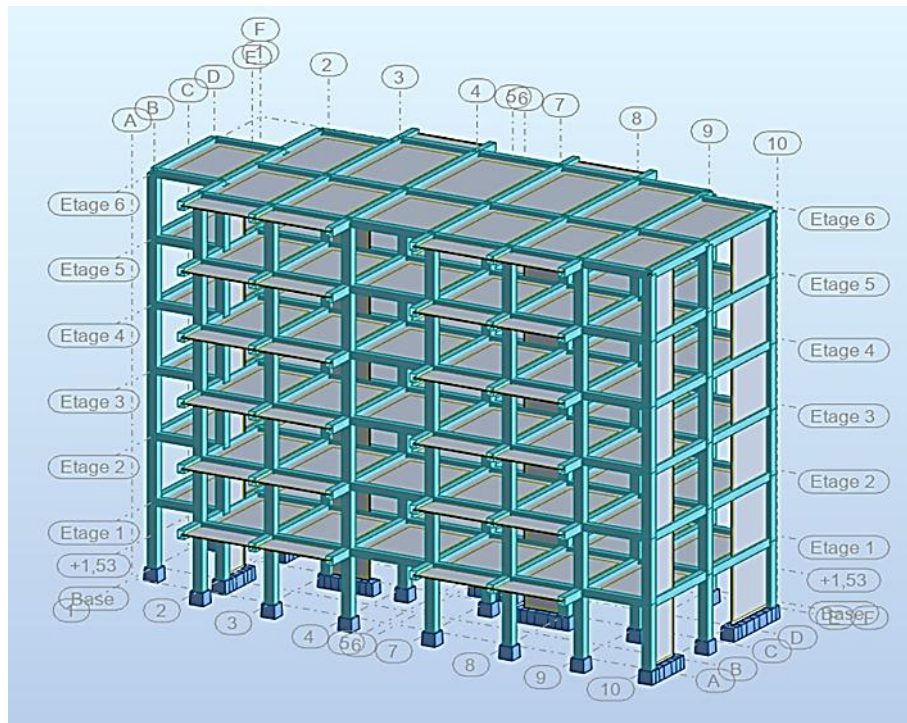


Figure V.20: Vue en 3D de la structure modélisée.

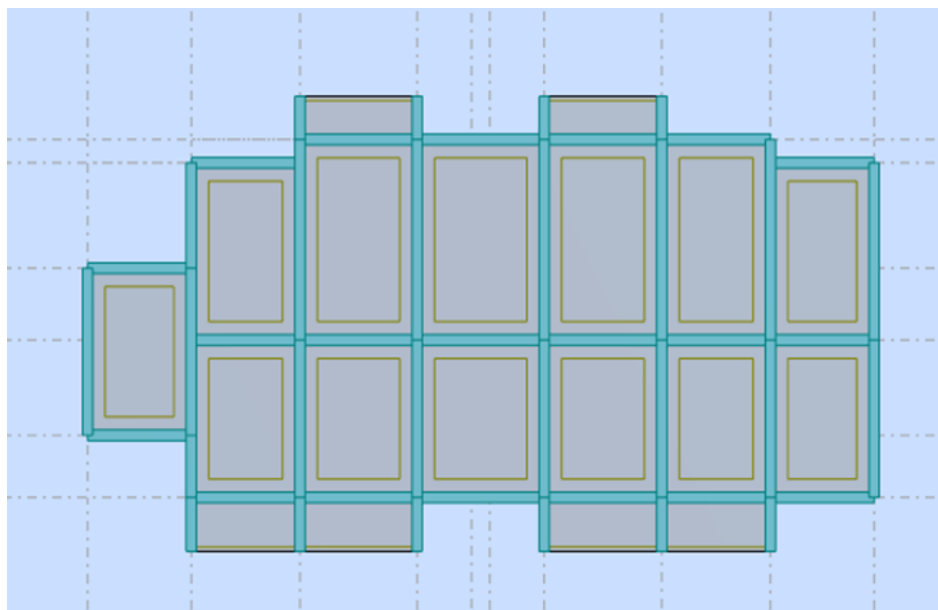


Figure V.21: Vue en 2D de la structure modélisée.

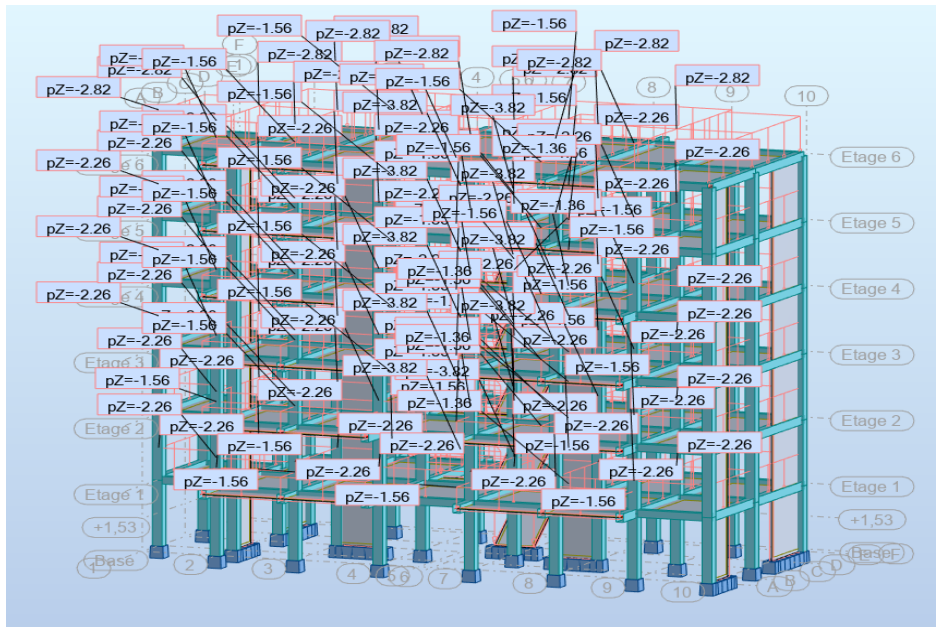
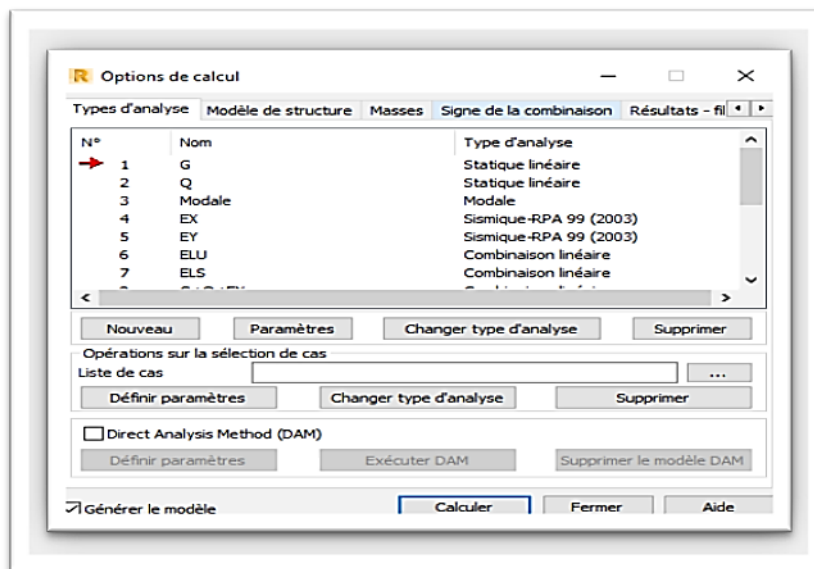


Figure V-22 : Les charges permanentes et exploitations appliquées sur la structure.

Après la modélisation, définissez le type d'analyse qui peut être

- Analyse modale
- Analyse sismique

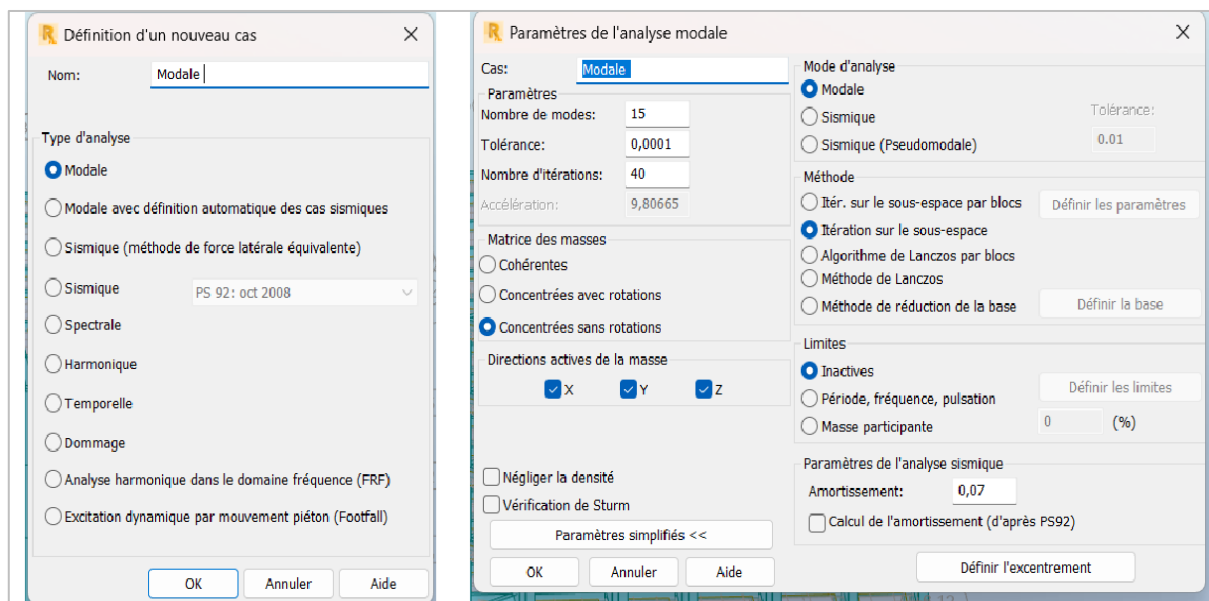


Cliquez sur le bouton "Analyse" dans le menu pour sélectionner le type d'analyse approprié

Figure V.23: Option de calcul.

Lors de l'analyse modale de la structure, on calcule toutes les grandeurs de base décrivant les modes propres de la structure. Pour ce faire, on suit les étapes suivantes : allez au menu déroulant "Analyse" puis sélectionnez "Type d'analyse", choisissez "Nouveau" et sélectionnez "Modale". Ensuite, définissez le nombre de modes souhaités, configurez les paramètres simplifiés, et réglez

l'amortissement à 0,07 conformément aux recommandations du RPA 99 version 2003. Enfin, validez avec "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**

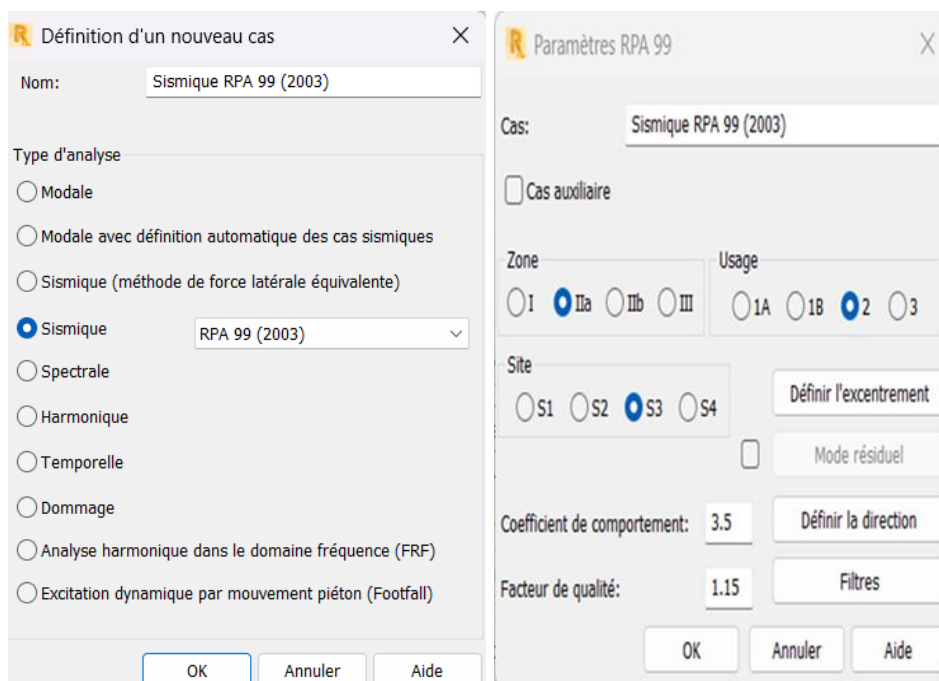


Figure V.22: Définition d'un nouveau cas. **Figure V.23:** Paramètres RPA99.

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 :

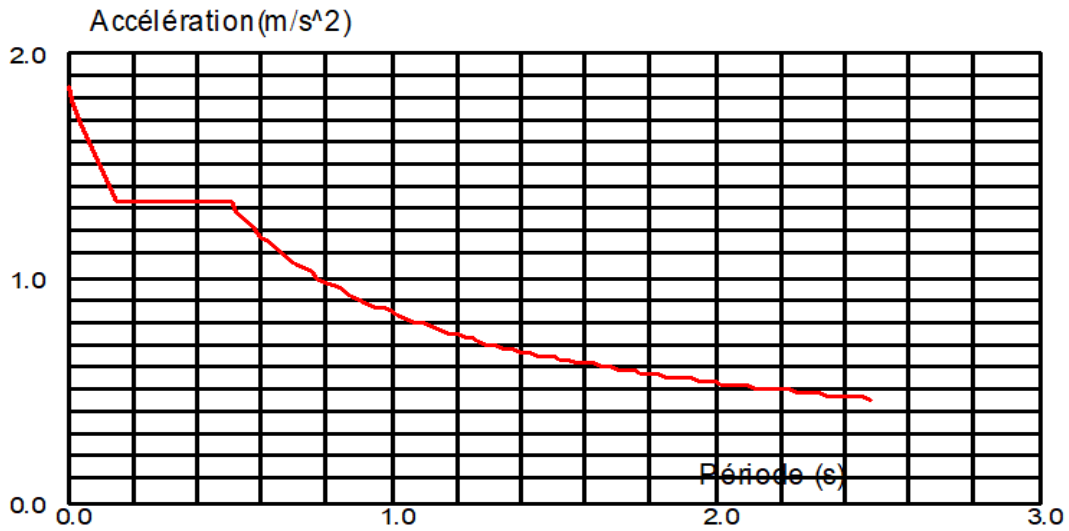


Figure V.26: Diagramme de spectre de réponse.

Les modes de vibration :

Tableau V.2: les modes de vibration.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
$T_1 = 0,50 \text{ s}$	$T_2 = 0,40 \text{ s}$	$T_3 = 0,31 \text{ s}$

V.8. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :

V.8.1. Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques obtenue par combinaison modale doit atteindre au moins 80 % de celle calculée par la méthode statique équivalente. En d'autres termes, V_{dy} doit être supérieure ou égale à 0,8 fois V_{st} .

On prend : $\eta_x = \eta_y = 0,882 > 0,7$**Condition Satisfaite**

-Période caractéristiques (T1, T2):

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA99/version 2003(en fonction de la nature du sol).

TableauV-03 : Périodes caractéristiques (T1, T2)

$$T_x = \min \{0,44 \text{ s} ; 0,48 \text{ s}\} \Rightarrow \text{donc : } T_x = 0,44 \text{ s}$$

✓ **Pour le sens transversal :**

$$T_y = \min \{0,44 \text{ s} ; 0,51 \text{ s}\} \Rightarrow \text{donc : } T_y = 0,44 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \text{ m}$$

• **Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$ [Formule 4.4]

		P_q	
N° :	Critère 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		0,15	0,15

Tableau V.3: Récapitulatif la pénalité à retenir " selon RPA99/v2003.

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,0 + 0,05 + 0,0) = 1.15$$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Donc : $R=3.5$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Donc : $R=3.5$

$$W = \Sigma W_i = 12408.53 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 12408.53 = 1055.56 \text{ KN}$$

V.9 Vérification de la résultante des forces sismique :

L'analyse des résultats obtenus avec le logiciel ROBOT permet de déterminer la résultante des forces sismiques à la base de la structure. Cette information est cruciale pour évaluer la stabilité et la résistance de la structure face aux charges sismiques.

	V_{dx}	V_{dy}
Force sismique	1238.18 KN	1158.70 KN

Tableau V-04 : Valeurs de la force sismique totale

$$V_{dy} \geq 80\%V_{st} \begin{cases} V_{dyx} = 1238.18 \geq 80\%V_{st} = 844.45KN.. \text{Condition Satisfaite} \\ V_{dyx} = 1158.70 \geq 80\%V_{st} = 844.45KN.. \text{Condition Satisfaite} \end{cases}$$

Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dy} = 0.50 \text{ s}$$

$$T_{dy} = 0.50 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.44 = 0.57sec$$

Calcul du facteur de la participation massique :

Vérification des facteurs de participation massique :

Sens transversal :

$$S_{\alpha y} = 90.73 \% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Sens longitudinal :

$$S_{\alpha x} = 93.39 \% > 90 \% \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

I.1. Calcul et vérification des déplacements : [RPA99/v2003]

Sous l'effet des forces horizontales, la structure subit des déformations latérales. Pour garantir sa stabilité, les déplacements relatifs entre deux étages 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 $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

♦ **Sens longitudinal :**

Tableau V.3: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).

Niveaux	δ (cm)	$\delta_k=R*\delta$	$\Delta k=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%he
5	3,988	0,13958	0,01813	0.0306
4	3,47	0,12145	0,02293	0.0306
3	2,815	0,09853	0,02748	0.0306
2	2,03	0,07105	0,02968	0.0306
1	1,182	0,04137	0,02688	0.0306
RDC	0,414	0,01449	0,01449	0.0306

◆ Sens transversal :

Tableau V.4: Déplacement relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).

Niveaux	δ (cm)	$\delta_k=R*\delta$	$\Delta k=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%he
5	2,69	0,09415	0,01729	0.0306
4	2,196	0,07686	0,01855	0.0306
3	1,666	0,05831	0,01911	0.0306
2	1,12	0,03920	0,01796	0.0306
1	0,607	0,02125	0,01432	0.0306
RDC	0,198	0,00693	0,00693	0.0306

Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

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 de l'étage « k ».

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$ les effets **P Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de

l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable au et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par les tableaux suivant :

- **Sens longitudinal**

Tableau V.5: L'effet $P - \Delta$ sens longitudinal

Px (kg)	Hk (m)	Δk	Vx (Kn)	Θ_x
210183,43	3,06	0,01813	375,69	0,03251
206133,9	3,06	0,02293	680,54	0,02225
206133,9	3,06	0,02748	924,7	0,01963
206133,9	3,06	0,02968	1104,09	0,01776
206133,9	3,06	0,02688	1217,73	0,01458
206133,9	3,06	0,01449	1264,31	0,00757

- **Sens transversal :**

Tableau V.6: L'effet $P - \Delta$ sens transversal.

Py	Hk	Δk	Vy	Θ_y
210183,43	3,06	0,01729	391,16	0,02977
206133,9	3,06	0,01855	687,39	0,01783
206133,9	3,06	0,01911	900,02	0,01403
206133,9	3,06	0,01796	1059,28	0,01120
206133,9	3,06	0,01432	1164,08	0,00812
206133,9	3,06	0,00693	1203,08	0,00381

On observe que la condition précédente est satisfaite à tous les niveaux

V .10.Conclusion :

L'étude sismique est cruciale pour concevoir des bâtiments sûrs et performants dans les zones sismiques. Grâce à des analyses approfondies, des simulations numériques précises

et des principes de conception parasismique éprouvés, les ingénieurs peuvent concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques, protégeant ainsi les occupants et contribuant à un environnement bâti plus résilient.

CHAPITRE VI

Ferrailage Des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

Les structures des bâtiments se composent de deux types d'éléments principaux. D'une part, les éléments porteurs principaux comme les poteaux, les poutres et les voiles qui assurent la stabilité et la résistance aux forces externes. D'autre part, les éléments secondaires tels que les escaliers, les acrotères, les planchers et les balcons qui ne contribuent pas directement à la résistance sismique mais sont essentiels pour la fonctionnalité du bâtiment. L'analyse des portiques, constitués de poteaux et de poutres, est cruciale pour garantir la solidité de l'ouvrage sous diverses sollicitations.

VI.2. Les combinaisons de calcul :

Le calcul et le ferraillage des éléments structuraux sont essentiels pour garantir la stabilité et la résistance des bâtiments face aux charges sismiques et verticales. Les combinaisons de charges définies par les règlements BAEL 91 et RPA 99/2003 doivent être prises en compte pour assurer la sécurité et la durabilité des structures.-Combinaison fondamentale(BAEL91) :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + P \end{cases}$$

-Combinaison accidentelle (RPA99/v2003) :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases}$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Effort sismique.

Tableau VI-1. Hypothèses générales pour tous les éléments.

	f_{c28}	f_{t28}	f_{bc}	δ_s	Fe	Type de fissuration	Type d'acier
Cas général	25Mpa	2.1Mpa	14.17Mpa	348Mpa	400Mpa	Fissuration préjudiciable	Haute adhérence
Cas accidentel	25Mpa	2.1Mpa	18.48Mpa	400Mpa	215Mpa	Fissuration préjudiciable	Rond lisse

VI.3. Ferrailage des poutres :**IV.3.1. Les armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/2003 (Article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h_t$.
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{zone coura} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{zone de recouvrement} \end{cases}$
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\emptyset \text{ en zone I et II} \\ 50\emptyset \text{ en zone III} \end{cases}$

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une

- situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront conçues pour résister aux charges permanentes et aux sollicitations de longue durée, tandis que sur appuis, elles seront dimensionnées pour résister aux situations accidentelles telles que les séismes. Cette approche garantit la stabilité et la sécurité de la structure dans diverses conditions.

IV.3.2. Exemple de calcul :

a) Poutre principale sur travée (terrasse) :

$$M_t = 57.99 \text{ KN.m}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la poutre $h = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{57.99 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.080 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} A = \frac{57.99 \times 10^3}{0.958 \times 36 \times 400} = 4.20 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

a) Poutre principale sur (terrasse) :

$$M_t = 39.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{86.48 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.12 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} A = \frac{86.48 \times 10^3}{0.940 \times 36 \times 400} = 6.39 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

Le même processus de calcul est appliqué aux autres poutres de la structure. Les résultats des sollicitations de calcul, ainsi que les sections d'armatures correspondantes et celles adoptées pour chaque niveau, sont résumés dans des tableaux présentés ci-dessous pour une meilleure organisation et clarté.

Tableau VI.2: Récapitulation du ferraillage des poutres principales.

Niveaux	Positions	Moment de Calcul (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	57.99	4.20	3T14	4.62
	Appuis	86.48	6.39	3T12+3T12	6.78
Etage	Travées	77.26	5.69	3T12+3T12	6.78
	Appuis	109.63	8.29	3T14+3T14	9.24

Tableau VI.3.: Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires.

Niveaux	Positions	Moment de calcul (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	Choix (mm)	$A_s(cm^2)$
Terrasse	Travées	39.12	3.22	3T12	3.39
	Appuis	51.94	4.33	3T1	4.62
Etage	Travées	98.09	8.66	3T14+3T14	9.24
	Appuis	108.09	9.50	3T12+3T14	9.55

VI.3.2.1.Vérification du ferraillage de la poutre :

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_{adopt} > A_{min}$ *condition vérifiée.*

2) Contrainte de cisaillement :

$$T_u = 50.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{50.97 \times 10}{30 \times 36} = 0.47 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times 25; 5 \text{ Mpa}) = \min(3.25; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Les cadres, disposés perpendiculairement à l'axe de la poutre, garantissent une résistance optimale au cisaillement, éliminant ainsi tout risque de défaillance.

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; Q_L\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11.42; 30; 14)$$

On prend $\phi_t = 12 \text{ mm}$

a-1-L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

a-2-Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30; 12Q_L\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 30; 16.8 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

b-3-Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

a- Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \times \gamma_s \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3K + f_{tj}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

D'après la formule (III.25) selon [CBA93] (Art.5.1.2.3) :

Pourcentage minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right\} = \max\{0.24; 0.4\} = 0.4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}$$

On prend le max (1) et (2)

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

Ancrage des armatures tendues :

L'ancrage des armatures tendues nécessite une longueur de scellement droit "Ls" suffisante pour équilibrer la contrainte d'adhérence "τs" entre l'acier et

le béton. Cette longueur est calculée en fonction du diamètre " Φ " de la barre d'armature et de la valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi_l \cdot f_e}{4 \cdot \tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2 \cdot 1,9r - L_2}{1,87}$$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

Alors :

$$\rightarrow \Phi = 1,4 \begin{cases} L_2 = 26,5 \text{ cm} \\ L_1 = 3,17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \Phi = 1,2 \begin{cases} L_2 = 25,2 \text{ cm} \\ L_1 = 3,87 \text{ cm} \end{cases}$$

-La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$40\phi \text{ cm}$ en Zone I $\Rightarrow \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 56 \text{ cm}$

$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$

$M_{\text{ser}} = 23,41 \text{ kN.m}$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 36 \text{ cm}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 4,62(36 - y) = 15y^2 + 69,3y - 2494,8$$

On prend : $y = 10,79 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30}{3} \times 10.79^3 + 15 \times 4.62(36 - 10.79)$$

$$I = 62886.45 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé **σ_{bc}** :

$$\sigma_b = \frac{M_{tser}}{I} \cdot y = \frac{38.25 \times 10^3}{62886.45} \times 10.79 = 6.56 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 6.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\bar{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$M_a = 70.02 \text{ Kn.m} ; \quad T = 50.97 \text{ KN}$$

$$\delta = \frac{M_a}{Z} = \frac{70.02}{0.9 \times 0.36} = 216.11 \text{ KN} > 50.97 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_s}{S} \rightarrow \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \cdot b}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \{\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{2b}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{cc28}}{\gamma_b}$$

Afin de prendre en compte la légère différence de l'inclinaison de la biellette par rapport à 45°, il est nécessaire de vérifier que les conditions de résistance sont satisfaites pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

$$\frac{2T}{a \cdot b} < \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 f_{c28} \cdot b}$$

$$a \geq \frac{2 \times 50.97 \times 1.15}{25 \times 30 \times 10} = 0.0156 \text{ mm} = 1.56 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4$$

$$a' = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 ; 32,4) = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm} > 31.56 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

f-1) Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\Psi_s = 1,5$ pour H. A

T : L'effort tranchant max ; T = 50.97 KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \times \Phi = 1,4 \times 3,14 = 4.4cm$

$$\tau_{ser} = \frac{50.97 \times 10^3}{32.4 \times 4.4 \times 6 \times 10^2} = 0.60 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

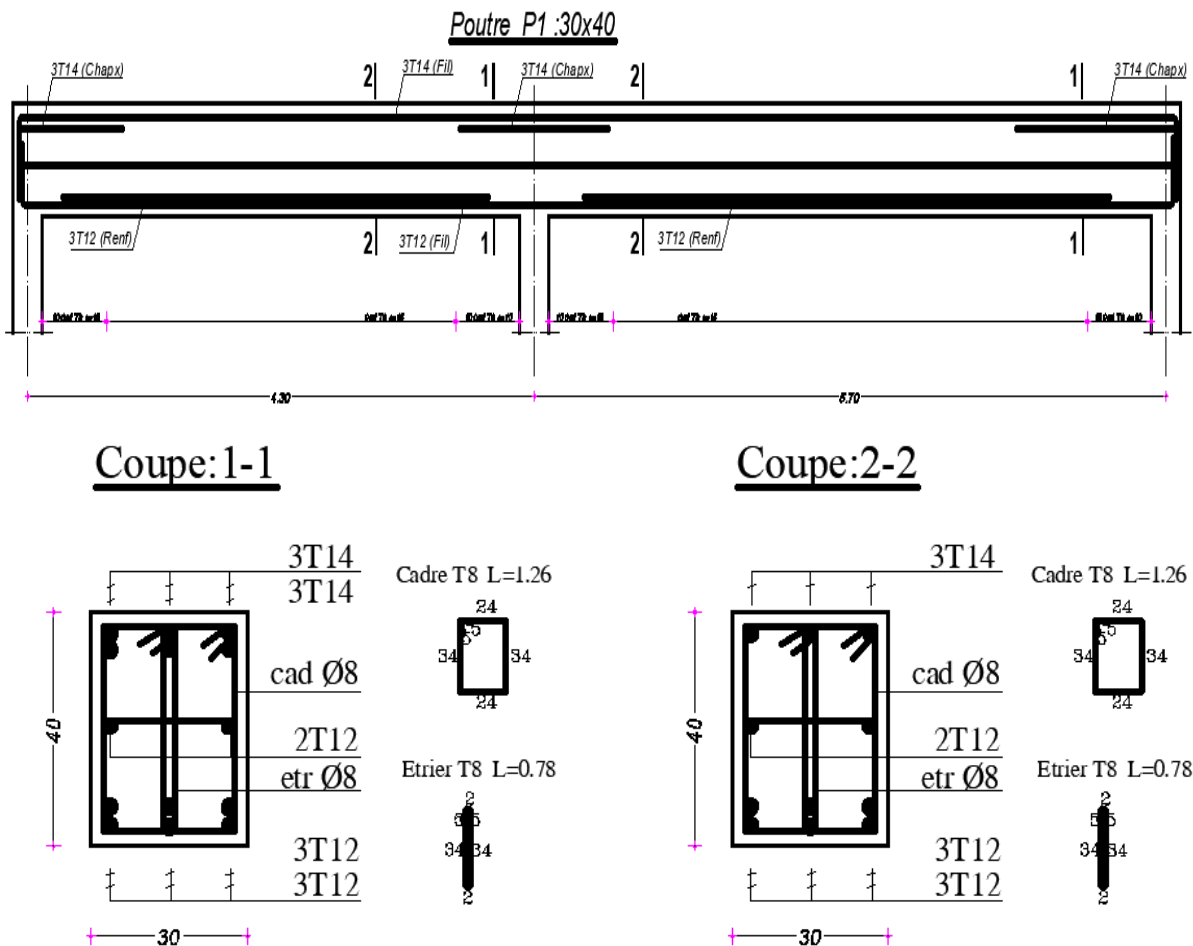


Figure VI.4: Schéma de ferrailage des poutres

-Ferraillage des poteaux :

VI.3.3-Méthode de calcul :

Le calcul des poteaux nécessite une analyse en flexion composée, car ils sont soumis à des sollicitations combinées : moment de flexion, effort normal et effort tranchant. Les armatures doivent être dimensionnées pour résister à ces efforts, avec une section maximale déterminée à partir des 6 combinaisons de charges suivantes.

$$\text{premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

$$\text{Deuxième genre: } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \Rightarrow \Rightarrow$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$) :

situation accidentelle				situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

Ferraillage exigé par R.P.A 99 version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)

Famille de poteaux	Asmin=0,8%b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(40x40) cm ²	12,8cm ²	64cm ²	96 cm ²

Tableau VI-5 : les sections min et max, imposée par le RPA 99 version 2003.

VI-4- Exemple de calcul :

a- Les sollicitations défavorables :

Le Tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre :

Etage		Type (40×40)
Combinaison		
A	$N_{max}(KN)$	926.85
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	18.72
B	$N_{min}(KN)$	7.84
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	16.27
C	$M_{max}(KN.m)$	48.29
	$N_{coresspondant}(KN)$	135.86

Tableau VI-6- les sollicitations défavorables du premier genre

Le Tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre.

Etage		Type (40×40)
Combinaison		
A	$N_{max}(KN)$	1235.48
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	43.26
B	$N_{min}(KN)$	648.05
	$M_{coresspondant}(KN.m)$	36.24
C	$M_{max}(KN.m)$	80.46
	$N_{coresspondant}(KN)$	533.87

Tableau VI-7- les sollicitations défavorables du deuxième genre

a- Calcul d'un poteau :

Un seul type de poteau sera calculé en détail (40x40). Données :

- Poteaux de section carrée (40x40) cm².
- Enrobage : $c = 2.5$ cm.

- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 36\text{cm}$.
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 400\text{MPa}$ (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers : $f_e = 235\text{MPa}$ (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur $h = a = b = 40\text{cm}$.

a- Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} \times b \times h$$

$$M_u \leq d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$).

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h_t$$

$$\{ A_{adoptée} = \max \{ A_1, A_2, \dots, A_{min} \} \}$$

Combinaison de 1er genre :

1^{er} cas :

$$e = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{18.72}{926.85} = 0.02\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 926.85 \left(0.036 - \frac{0.50}{2} + 0.02 \right) = 120.49 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq d \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 926.85 < 1836.43 \text{ KN condition vérifiée.} \\ 120.49 < 926.85 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{926.85 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17} \right) \\ 445.36 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$)

2^{er} cas :

$$N_{\min} = 7.84 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{16.27}{7.84} = 2.07 \text{ m}$$

$$M_u = 7.84 \left(0.36 - \frac{0.50}{2} + 2.07 \right) = 17.09 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} 7.84 < 1836.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 16.27 < 7.84 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{7.84 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17} \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ 2.77 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : la section est non surabondante ($A_2 \neq 0$)

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c)b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0.36 - 0.025)7.84 = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$2.63 \text{ KN.m} < 259.71 \text{ KN.m}$$

3^{er} cas :

$$M_{\max} = 48.29 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{\max} = 135.86 \text{ KN}$$

$$e = \frac{48.29}{135.86} = 0.356 \text{ m}$$

$$M_u = 135.86 \left(0.36 - \frac{0.50}{2} + 0.356 \right) = 63.31 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} 135.86 < 1836.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 48.29 < 135.86 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{135.86 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17} \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ 32.17 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : la section est non surabondante ($A_3 \neq 0$).

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c)b \cdot h \cdot \sigma_{bc}$$

$$45.51 \text{ KN.m} < 259.71 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Combinaison du deuxième genre :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1235.48 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 43.26 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{43.26}{1235.48} = 0.035m$$

$$M_u = 1235.48(0.36 - \frac{0.50}{2} + 0.035) = 179.14 KN.m$$

Vérification de là sur abondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq d \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Leftrightarrow$$

$$\begin{cases} 1235.48 KN < 1836.43 KN \quad . \text{condition vérifiée.} \\ 43.26 < 1235.48 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{1235.48 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17}\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \qquad \qquad \qquad = 939.45 KN \end{cases}$$

Donc : la section est sur abondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=0$).

2^{er} cas :

$$N_{min} = 648.05 KN \Leftrightarrow M_{cor} = 36.24 KN.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{36.24}{648.05} = 0.056m$$

$$M_u = 648.05 \left(0.36 - \frac{0.50}{2} + 0.056\right) = 107.58KN.m$$

Vérification de là sur abondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq d \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 648.05 KN < 1836.43 KN \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 36.24 < 648.05 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{648.05 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17}\right) \\ \qquad \qquad \qquad = 147.54 KN \end{cases}$$

..... condition vérifiée.

Donc : la section est sur abondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=0$).

3^{er} cas :

$$M_{max} = 80.46 KN.m \Leftrightarrow N_{cor} = 533.87KN$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{80.46}{533.87} = 0.150m$$

$$M_u = 533.87 \left(0.36 - \frac{0.50}{2} + 0.150\right) = 138.80KN.m$$

Vérification de là sur abondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq d \left(1 - \frac{0.514N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 533.87 < 1836.46 KN \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 80.46 < 533.87 \times 0.36 \left(1 - 0.514 \times \frac{533.87 \times 10^4}{360 \times 400 \times 14.17}\right) \\ \qquad \qquad \qquad = 166.35 KN \end{cases}$$

..... condition vérifiée

Donc : la section est sur abondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=0$).

Section minimales :

$$A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t = 0.8\% \times 40 \times 40 = 12.8cm^2$$

On adopte 10T14 =15.39cm²

Ferraillage des poteaux :

Tableau VI-8- récapitulatifs de ferraillage des poteaux.

Vérification de la contrainte de cisaillement:

Le poteau le plus sollicité (40x40) cm²

$$T_{max} = 56.50KN$$

Niveau	Com	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			Amin	Aadoptée
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40x40)	(a)	926.85	18.72	0	1235.48	43.26	0	11.2	4T14+4T16 =14.20
	(b)	7.84	16.27	1.29	648.05	36.24	0		
	(c)	135.86	48.29	3.85	533.87	80.46	0		

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{56.50 \times 10}{36 \times 40} = 0.5MPa$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 5MPa) = 3.25MPa$$

$\tau_u = 0.39MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ condition vérifiée, pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

on prend $\phi_t = 6mm$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur égal à 2.5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

S_t : espacement des armatures transversales.

-Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm) = 15cm$. Soit $S_t = 10cm$.

-En zone courte : $S_t \leq 15\phi_l = 21cm \Rightarrow$ Soit $S_t = 15cm$.

Détermination de la zone nodale :

La zone modale est constitué par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) = \max(51cm, 40cm, 40cm, 60cm) = 60cm$$

$$L' = 2h' = 60 \times 2 = 120 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.36 > 5 \Rightarrow \lambda_g = 2.5$$

Donc :

$$A_t = \frac{15 \times 2.5 \times 56.50}{40 \times 400} = 0.13cm^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{T \times b}$$

En % est donné comme suit : $\begin{cases} \lambda_g > 5 \text{ Donc } 0.3\% \\ \lambda_g > 5 \text{ Donc } 0.8\% \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} \text{zone modale: } A_t = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2cm^2 \\ \text{zone courante: } A_t = 0.3\% \times 15 \times 40 = 1.8cm^2 \end{cases}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u, 0.4) = 0.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.5 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.5 \times 40 \times 10}{400} = 0.5cm^2$$

$0.5cm^2 \geq 0.4cm^2$ condition vérifiée.

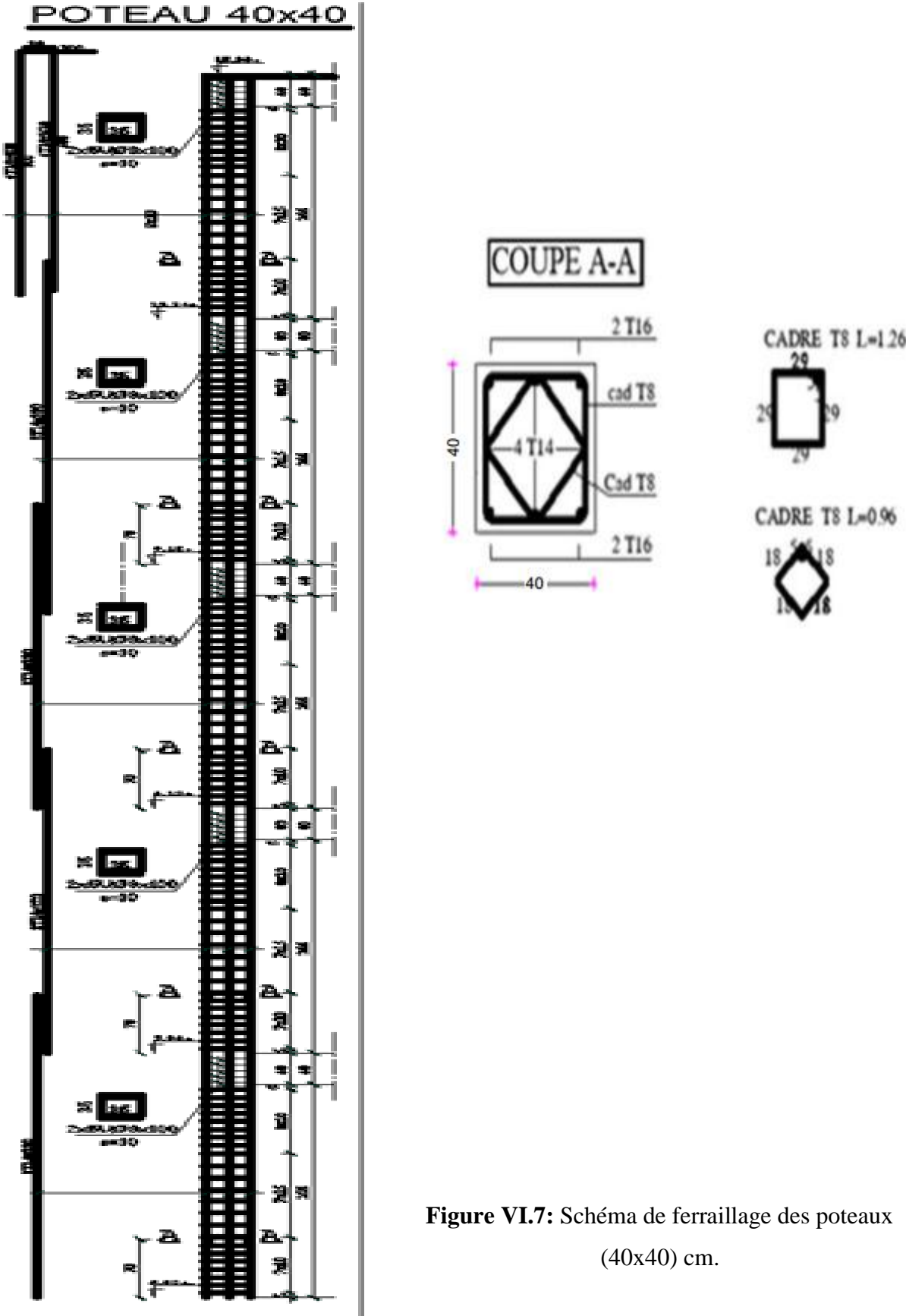


Figure VI.7: Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm.

VI-5- Introduction :

Le voile, également désigné sous le terme de mur en béton armé, constitue un élément de construction vertical, dont les dimensions sont nettement plus grandes que l'épaisseur. Ainsi, tout poteau « allongé » dont la longueur est égale ou supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. Sa fonction principale est souvent celle de contreventement. Ces éléments comportent généralement des armatures de comportement fixées par défaut, ainsi que des armatures de flexion ou de cisaillement établies par des calculs.

Le modèle le plus simple d'un voile correspond à une console parfaitement fixée à sa base, soumise à une charge verticale résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges horizontales liées à l'action du vent ou des séismes. Ainsi, le voile subit un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant M . Cela implique que les voiles devront être dimensionnés en fonction de la flexion composée et du cisaillement.

VI.6. Le système de contreventement :

Le système de contreventement structural est un ensemble d'éléments conçus pour garantir la stabilité d'un bâtiment face aux forces horizontales. Ces forces proviennent de divers facteurs tels que le vent, les séismes, les chocs et le freinage. Le système de contreventement mixte (mur-cadre) est une combinaison de deux types de structures qui suivent des lois de comportement différentes, ce qui entraîne la formation de forces pouvant changer de direction aux niveaux supérieurs. Ce système offre une solution efficace et flexible pour assurer la stabilité des structures face aux forces horizontales, notamment pour les bâtiments à plusieurs étages et les régions à forte activité sismique. Par conséquent, il est crucial d'accorder une attention particulière à ce type de structure.

Les voiles doivent être placés de manière à respecter les conditions suivantes :

Les voiles doivent être positionnés pour minimiser l'excentricité et éviter les problèmes de torsion.

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés pour éviter une flexibilité excessive du plancher.

L'emplacement des voiles doit être équilibré pour ne pas déséquilibrer la structure, en maintenant des rigidités proches dans les deux directions principales

VI.6.1- Conception :

-Les voiles doivent être positionnés de manière à éviter toute excentricité importante.

- Les voiles ne doivent pas être excessivement espacés.
- L'emplacement des voiles doit être équilibré pour ne pas déséquilibrer la structure.

VI.6.2. Calcul :

Lors des calculs structuraux, il est essentiel de considérer un modèle qui intègre tous les éléments structuraux, notamment les portiques et les voiles. Cela permet de prendre en compte les lois de comportement spécifiques à chaque type de structure, assurant ainsi une analyse plus précise et fiable du comportement global de la structure.

VI.6.3. Le principe de calcul :

: L'étude des voiles consiste à les analyser en tant qu'éléments structuraux soumis à un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant, en tenant compte du cas le plus défavorable selon les différentes combinaisons de charges.

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton
- $0,8G \pm E$; Calcul des aciers de flexion

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature.

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

VI.6.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

A : Section du voile.

I : Moment d'inertie.

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre

la plus éloignée. On distingue 3 cas :

Premier cas : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone

tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

Deuxième cas : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $\frac{F_t}{f_e}$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA99/2003 :

-Si : $A_v < A_{min} = 0,15 \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$ on ferraille avec A_v .

Troisième cas : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

-Armatures verticales :

Selon le RPA, les voiles doivent avoir un pourcentage minimal de 0,15 % de la section du béton pour résister aux contraintes de flexion composée. Les armatures sont disposées en deux nappes parallèles. En raison des changements de direction possibles du séisme, le ferrailage est placé de manière symétrique dans le voile. Le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures horizontales :

Il est essentiel de répartir uniformément les armatures horizontales parallèlement aux faces du mur sur toute sa longueur ou sur l'élément de mur délimité par des ouvertures. Les barres horizontales doivent être orientées vers l'extérieur. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est défini comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %

- En zone courante : 0,10 %

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

Armatures de coutures :

L'effort tranchant est repris par des aciers de couture le long des joints de reprise de coulage, dont la section est calculée selon une formule spécifique.

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

Ferrailage des voiles :**Type I :**

$$A = 0.466m^2$$

$$I = 0,159m^4$$

$$V=1.1 \text{ m}$$

$$N= 307.65KN$$

$$M= 1263.14KN.m$$

$$V_u= 892.64 \text{ KN}$$



Figure VI-8 : schéma du type I et poteau.

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{307.65 \times 10^{-1}}{0.466} + \frac{1263.14 \times 10^{-1} \times 1.1}{0.159} = 940.07 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{307.65 \times 10^{-1}}{0.466} - \frac{1263.14 \times 10^{-1} \times 1.1}{0.159} = -807.85 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$ Donc la section est partiellement comprimée, on calcule longueur de la zone tendue.

Calcul de la longueur de la zone tendu :

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_1}{L} \Rightarrow \frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_1}{L-X}$$

$$\sigma_1 X = \sigma_2 (L - X) \Rightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot X = \sigma_2 \cdot L$$

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{807.85}{807.75 + 940.07} = 0.89m$$

Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{807.85(0.89-0.4)}{0.89} = 444.77 t/m^2$$

2. Ferrailage du Voile :

$$F = \sigma_2 \frac{a}{2} \cdot X$$

$$F = 807.85 \times \frac{0.20}{2} \times 0.89 = 71.89 t$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{71.89}{34800} = 22.29 cm^2$$

$$A_v = 22.29 \times \frac{0.466}{0.178} = 58.35 cm^2$$

3. Les armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 89.264}{4000} = 31.24 cm^2$$

4. La section d'armature verticale totale :

$$A_{vt} = A_v + A_c = 31.24 + 58.35 = 89.59 cm^2$$

On adopte :

En zone d'about : 2x (7T14) (2x 21.56cm²)

5. En zone courante : 2x 2x8T14 (2x12.32 cm²)

Soit : 443.12 + 49.28 = 92.4 cm²

Type II :

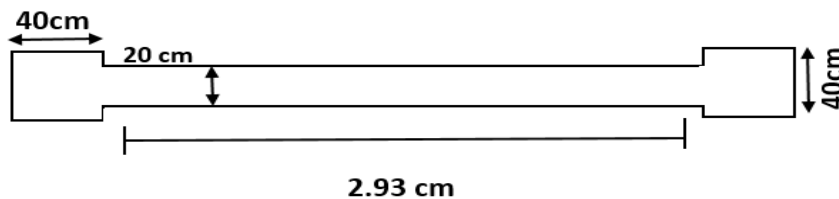


Figure VI-2 : schéma du type 2 et poteau.

$$A = 0.826 m^2$$

$$I = 0.961 m^4$$

$$V = 1.66 m$$

$$N = 237.97 KN$$

$$M = 1460.92 KN.m$$

$$V_u = 403.77 KN$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{237.97 \times 10^{-1}}{0.826} + \frac{1460.92 \times 10^{-1} \times 1.66}{0.961} = 282.59 t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{I} = \frac{237.97 \times 10^{-1}}{0.826} - \frac{1460.92 \times 10^{-1} \times 1.66}{0.961} = -223.54 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$ Donc la section est partiellement comprimée, on calcule longueur de la zone tendue.

Calcul de la longueur de la zone tendu :

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_1}{L} \Leftrightarrow \frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_1}{L-X}$$

$$\sigma_1 X = \sigma_2 (L - X) \Leftrightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot X = \sigma_2 \cdot L$$

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{223.54}{223.54 + 223.54} = 0.89 \text{ m}$$

Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{223.54(1.47 - 0.4)}{1.47} = 444.77 \text{ t/m}^2$$

- **Ferrailage du Voile :**

$$6. \quad F = \sigma_2 \frac{a}{2} \cdot X$$

$$7. \quad F = 223.54 \times \frac{0.20}{2} \times 1.47 = 32.86 \text{ t}$$

$$8. \quad A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{32.86}{34800} = 9.44 \text{ cm}^2$$

$$9. \quad A_v = 9.44 \times \frac{0.826}{0.294} = 26.52 \text{ cm}^2$$

$$10. \quad A_c = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 40.377}{4000} = 15.55 \text{ cm}^2$$

$$11. \quad A_{vt} = A_v + A_c = 15.55 + 26.52 = 42.07 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$12. \quad \text{En zone d'about} \quad : (6T14) \quad (18.48 \text{ cm}^2)$$

$$13. \quad \text{En zone courante} \quad : 2 \times 8T14 \quad (2 \times 10.78 \text{ cm}^2) \text{ Soit : } 18.48 + 24.64 = 43.12 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L=1m).

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1}{10} a(\text{mm})$$

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200 = 20mm$$

On adopte $D = 12mm$.

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 :

$$S_t \leq \min (1,5a ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (30 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{t \text{BAEL91}} ; S_{t \text{RPA99}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

-Calcul des armatures horizontales :

D'après le RPA99/v2003, on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soient **8T14 = 12.32 cm²/ml**

- Calcul des armatures transversales :

Selon les normes D.T.R-B.C-2.42 et BAEL91, lorsque le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, des épingles de diamètre $\phi 8$ sont utilisées.

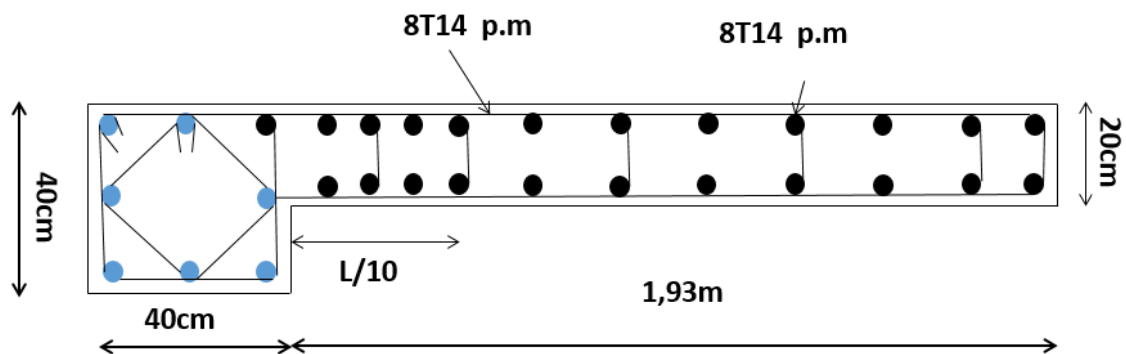


Figure VI.9: Disposition des armatures verticale dans les voiles type 1.

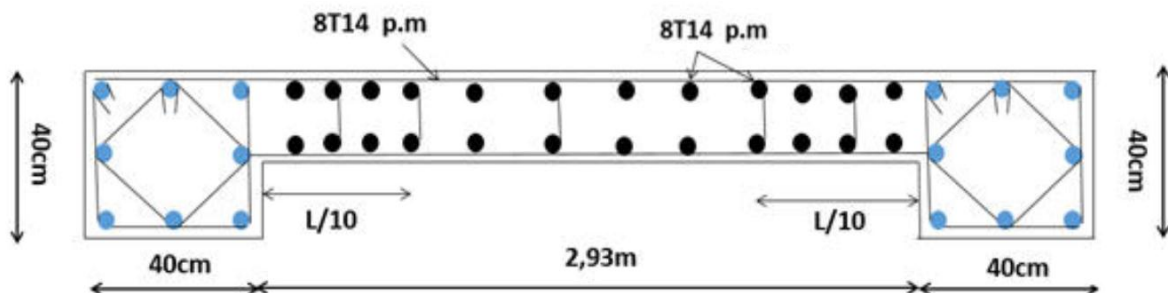


Figure VI.10: Disposition des armatures verticale dans les voiles type 2.

VI.7.Conclusion :

Les éléments principaux sont essentiels pour résister et transmettre les efforts, les exigences minimales d'armature fixées par le RPA99/2003 privilégient la sécurité par rapport à l'économie.

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII .1. Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

Différents types de fondations :

a) Fondations superficielles

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations superficielles sont :

- Les fondations fonctionnelles, constituées par des semelles isolées sous poteaux ;
- Les fondations linéaires, constituées par des semelles continues sous poteaux ou murs;
- Les fondations surfaciques, constituées par des radiers et cuvelages sous poteaux ou murs.

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

Tableau VII. 1: Avantages et inconvénients des fondations superficielles

VII .2. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on a du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable doit donner la valeur de la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 2 à 4m.

VII .3. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol : qui sont des forces verticales ascendantes ou des cédantes et des forces obliques (adhérence, Remblais). Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

- **Facteurs de choix du type de fondation:**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs Paramé très don tonicité:

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale et transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

- **Choix de type de fondations:**

En ce qui concerne notre ouvrage , on peut choisi entre:

- Semelle isolée.
- Semelle jumelles.
- Semelle filantes .

VII .4.Combinaisons action :

D'après RPA99/V2003 et DTR

- A L'état courant : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$
- A L'état accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

- 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 :

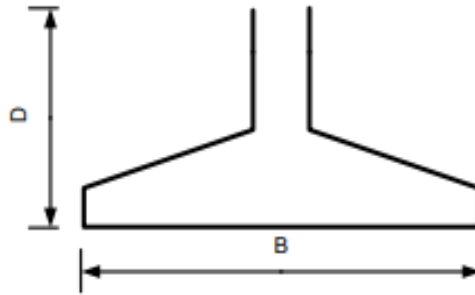
- La surface de la semelle est sonnée par :

$$50 \% > \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{S_{semelle}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.95 \text{ bar} = 195 \text{ KN/m}^2$$

VII .5.Définition des fondations superficielles :



En général, on dit qu'une semelle est superficielle si le rapport : $\frac{D}{B} < 4$.

a) Fondations isolées :

Il s'agit de semelles isolées sous poteaux (un seul poteau).

Dimensions : les dimensions en plan B et L.

Catégorie inclut les semelles carrées : $\left(\frac{B}{L} = 1\right)$ et les semelles circulaires (de diamètre B).

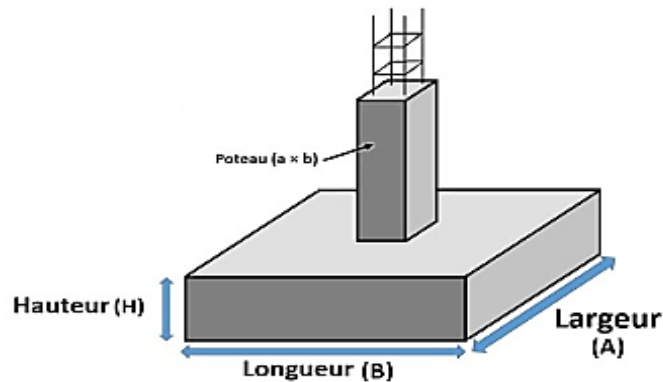


Figure VII.4: Semelle isolées sous poteaux

a) Fondation continues (linéaire) :

Ce sont des fondations constituées par des semelles continues sous murs ou une rangée de piliers / colonnes. Généralement de grande longueur ($\frac{B}{L} > 10$).

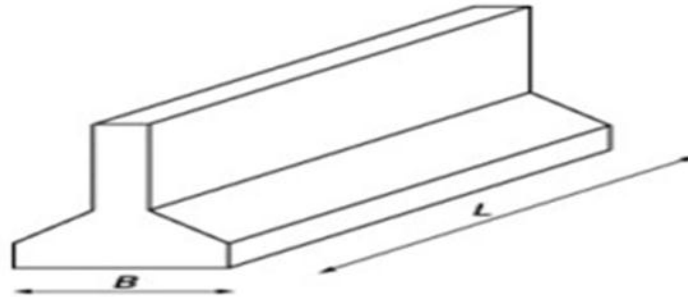


Figure VII.5: Semelle continue sous mur.

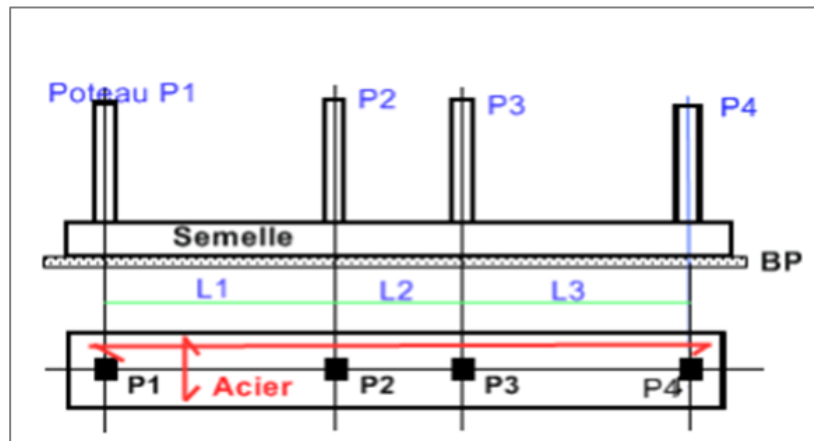


Figure VII.2: Semelle continue sous poteaux.

VII.6. Dimensionnement des semelles et calcul Ferrailage :

VII.6.1. 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 :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \text{ Tel que [poteaux (40x40)]}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1$$

Donc : $A = B$ (homogénéité entre les dimensions de la semelle et celle du poteau).

On a:

$$\left(\frac{q}{A \times B} \leq \sigma_{sol}\right) \rightarrow (A \times B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}})$$

$N_{ser} = q = 672.00 \text{ KN}$; $M_{ser} = 23.9 \text{ KN.m}$ et $\sigma_{sol} = 1,95 \text{ bar} = 195 \text{ KN}$

$$A \geq \sqrt{3.44} = 1.85 \text{ m}$$

On adopte : $A = B = 230 \text{ cm}$

Modes de rupture de fondation superficielle :

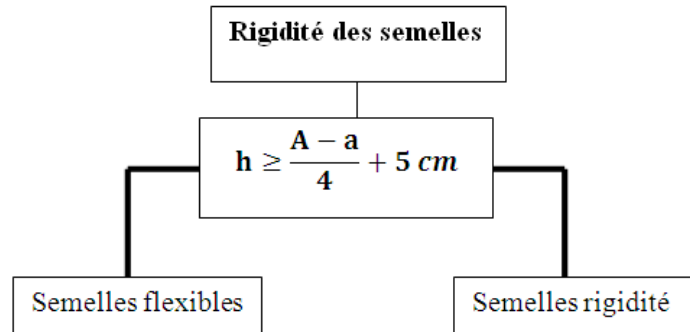


Figure VII.3 : les modes de rupture de fondation superficielle.

- hauteur utile d :

Puisque $A=B$ donc : $da = db$

$$da \geq \frac{A-a}{4} = \frac{230-40}{4} = 47.50 \text{ cm}$$

$$da = 50 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$;

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

- Le patin e :

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \text{ don c} \begin{cases} e = 13,2 \text{ cm} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} = e = 15 \text{ cm}$$

- Hauteur equivalent:

$$h_{eq} = \frac{h+e}{2} = \frac{55+15}{2} = 35 \text{ cm}$$

- Poids de la semelle et du remblai :

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KNm}^3$; $\gamma_{sol} = 17 \text{ KNm}^3$; $D = 2 \text{ m}$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq}$$

$$P_S = 25 \times 2.3^2 \times 0,35 = 46.28 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq}) (A^2 - a^2) \gamma$$

$$P_R = (2 - 0,35) (2.3^2 - 0,4^2) \times 17 = 143.896 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_{ser} = 672 + 25 + 143.896 \quad Q_{ser} = 840.896 \text{ KN}$$

• **Type de répartition :**

$$\begin{cases} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{239}{672} = 0,35 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{230}{6} = 38,33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{A^2} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A}\right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 159,42 \text{ KN/m}^2$$

On adopte : Coffrage 230x230x55

• **Ferraillage :**

Calcul des armatures (à L'ELU) :

Avec : $M_u = 33,2 \text{ KN.m}$; $N_u = 92,60 \text{ KN}$

$$\begin{cases} e_{0s} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33,2}{92,60} = 0,35 \text{ cm} \\ \frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_{0s} < \frac{a}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

$$\begin{cases} e_{0s} = 0,35 \text{ cm} \\ \frac{A}{6} = \frac{230}{6} = 38,33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_{0s} < \frac{a}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

La première direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A}\right) (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_A = A_B = 12,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12T16

Espacement :

$$St = \frac{A - 2C}{n - 1} ; \quad St = \frac{B - 2C}{n - 1}$$

Avec :

n-1: le nombre des barres-1.

$$St = \frac{230 - 2 \times 5}{12 - 1} = 20,00$$

St = 20 cm

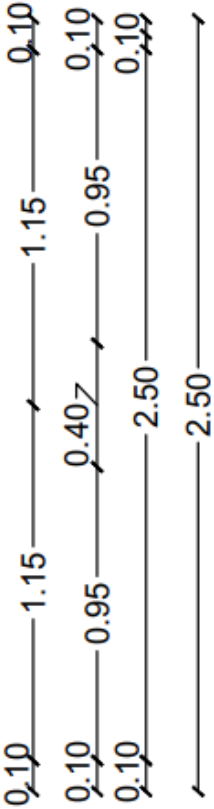
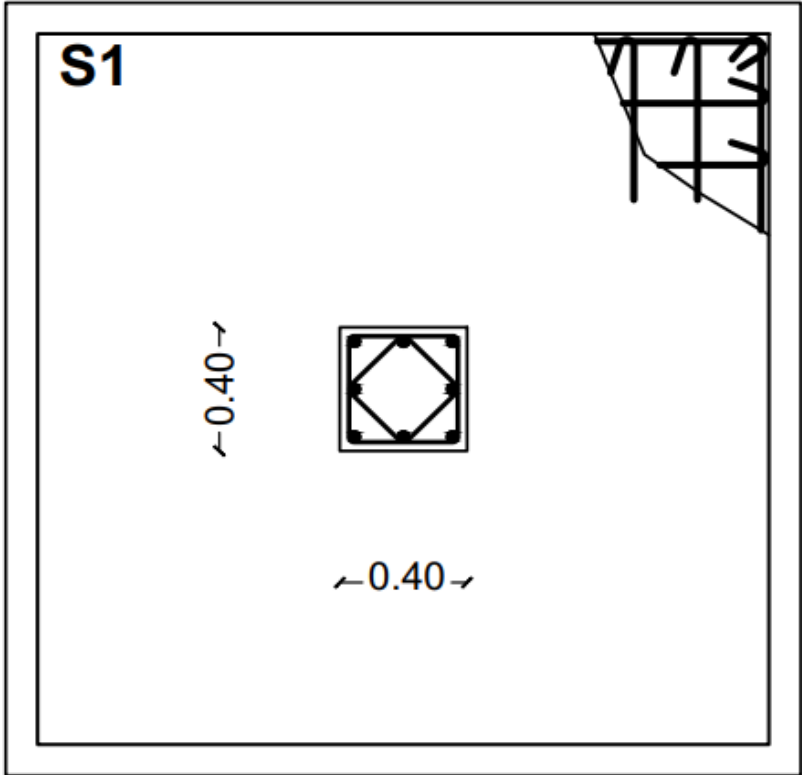
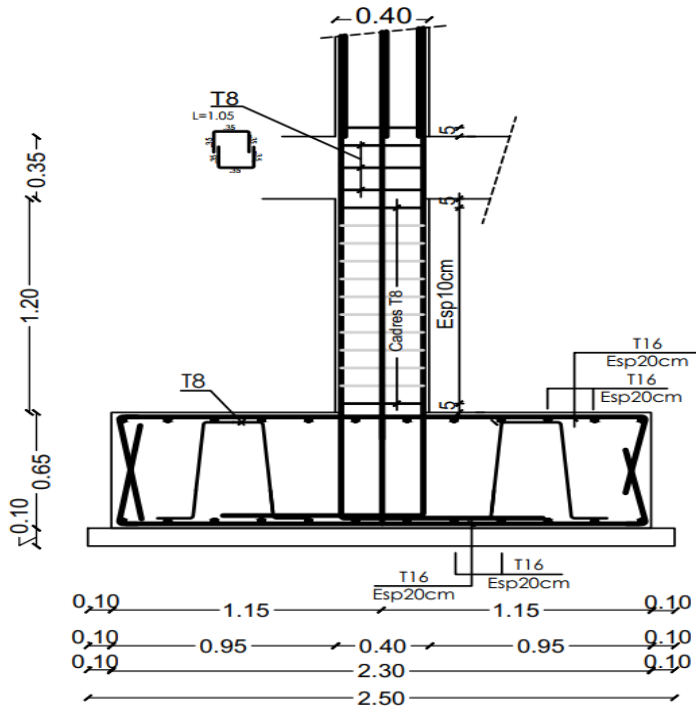


Figure VII.4 : Ferrailage semelle isolées

Semelles jumelles:**- Dimensionnement :**

$$N_{\text{ser}} = 1344.4 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 47.8 \text{ KN} \cdot \text{m} ; L = 3.35 + d_1 = 3.75$$

a) Point d'application X_c :

$$X_c = \frac{\sum NiXi}{\sum Ni} = \frac{672.00 \times 0,5 + 672.00 \times 3.75}{1344.4} = 2.14 \text{ m}$$

On prend : 2.15m

Donc : $L = 2.15 \text{ m}$

$$d_2 = 2,15 - 2.14 + d_1 = 0,41 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{N}{B(d_1 + L + d_2)} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

En général pour les semelles filantes on fixe le débord $d=d_1=d_2$ et seul B reste à déterminer

$$B \geq \frac{N * 1,1}{\sigma_{\text{sol}}(2d+L)} = \frac{13444 * 1,1}{195(0,41+2,15)} = 3.29 \text{ m}$$

On a dopte: $B=330 \text{ cm}$

- La hauteur utile d :

$$\text{Semelle rigide : } \frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$75.50 \leq d \leq 190 \text{ cm}$$

$$d = 75.50 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$;

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 75.50 + 5 = 80.00 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

- Poids de la semelle :

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_S = \gamma \times B \times L_b \times h$$

$$P_S = 25 \times 3.30 \times 2.15 \times 0,8 = 141.90 \text{ KN}$$

- Poids de remblai :

$$P_R = (D - h_{\text{eq}})(A^2 - a^2)\gamma$$

$$P_R = (2 - 0,35) \left((3.3^2) - (0,4^2) \right) \times 17 = 300.97 \text{ KN}$$

Donc :

$$q_{\text{ser}} = 1344.4 + 141.90 + 300.9$$

$$q_{ser} = 1787.20 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{A^2} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A}\right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 164.00 \text{ KN/m}^2$$

On adopte : Coffrage 525x230x 55

- **Ferraillage :**

Calcul des armature à L'ELU :

$$\text{Avec : } N_u = 926.00 \text{ KN} \quad M_u = 33.20 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.20}{926} = 0.35 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{330}{6} = 55 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0s} = 0.35 \text{ cm} \\ \frac{B}{24} = \frac{330}{24} = 17.75 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{24} \text{ Répartition trapézioidale}$$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures dans les deux directions.

La première direction : Lit inférieure ($A_B \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_A \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A = A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N \left(1 + \frac{3e_{0s}}{A}\right) (A - a)}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

$$A_A = A_B = 12.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : 13T16

Espacement :

$$St = \frac{A - 2C}{n - 1} ; St = \frac{B - 2C}{n - 1}$$

Avec :

n-1: le nombre des barres-1.

$$St = \frac{330 - 2 \times 5}{13 - 1} = 26.66$$

$$St = 27 \text{ cm}$$

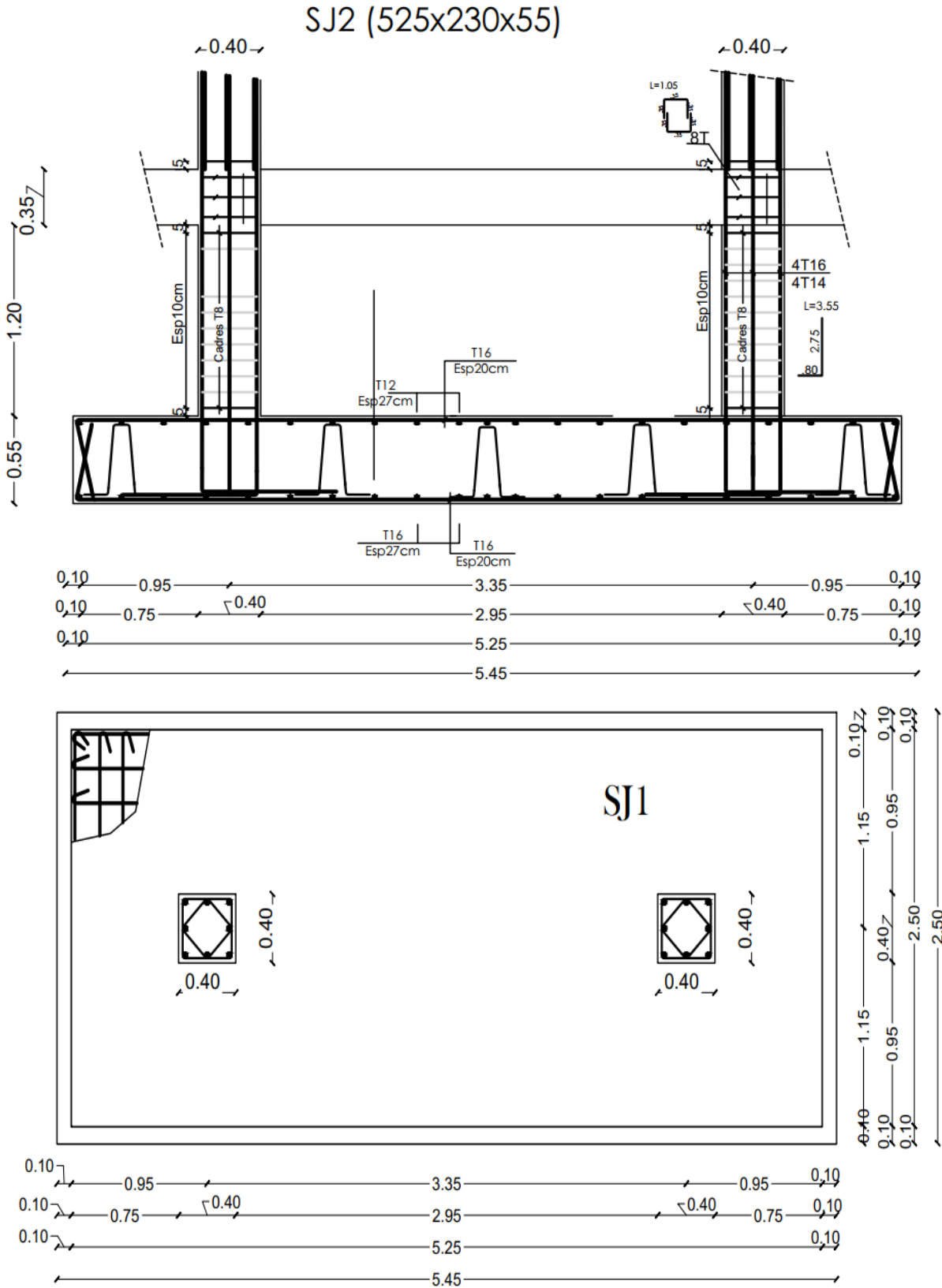


Figure VII.5 : Ferrailage semelles jumelles

Semelle filante:

- **Dimensionnement :**

$$N_{\text{ser}} = 1488.49 \text{KN} ; M_{\text{ser}} = 35.74 \text{KN.m} ; L = 5.27 \text{ m}$$

• **Point d'application X_c :**

$$X_c = \frac{\sum NiXi}{\sum Ni} = \frac{1488,49 * 0,5 + 370,78 * 2,15 + 1068,82 + 5,27}{1432,1} = 1,03 \text{ m}$$

On prend : 1.05 m

Donc : $L = 2.10 \text{ m}$

$$d_2 = 2.10 - 5.27 + d_1 = 2,77 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B(d_1 + L + d_2)} \leq \sigma_{sol}$$

En général pour les semelles filantes on fixe le débord $d=d_1=d_2$ et seul B reste à déterminer

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}(2d+L)} = 1,00 \text{ m}$$

On prend : $A=1.40 \text{ cm}$

• **La hauteur utile d:**

$$\text{Semelle rigide : } \frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$25.00 \leq d \leq 100 \text{ cm}$$

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } h = d + C ;$$

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 25.00 + 5 = 30.00 \text{ cm}$$

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

• **Dimensionnement des poutres de libage :**

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{9} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{6}$$

$$L_{\text{max}} = 5.27$$

$$58.55 \leq h \leq 87.83 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

• **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4Eb \times I}{K \times A}} \text{ Avec } I : \text{Moment d'inertie}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = 250,93 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = 540,20 \text{ cm} \geq L = 527 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle :**

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_S = \gamma \times B \times L_b \times h$$

$$P_S = 25 \times 1,4 \times 2,10 \times 0,40 = 24,70 \text{ KN}$$

- **Poids de poutre de libage :**

Données : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P_l = \gamma \times B \times L \times h$$

$$P_l = 25 \times 0,4 \times 2,10 \times 0,4 = 24,70 \text{ KN}$$

- **Poids de remblai :**

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma$$

$$P_R = (2 - 0,35) \left((2,9^2 - 0,4^2) \right) \times 17 = 280,24 \text{ KN}$$

Donc :

$$q_{ser} = 1432,1 + 80,85 + 26,4 + 280,24$$

$$q_{ser} = 1819,6 \text{ KN}$$

- **Type de répartition :**

$$\begin{cases} e_{0s} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,15}{1432,1} = 0,15 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_{0s} < \frac{B}{6} \text{ Répartition trapézioidale}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{Q_{ser}}{B \times L} \left(1 + \frac{3e_{0s}}{L} \right) \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 183,9 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol}$$

On adopte : Coffrage 117 x 140 x 35

- **Ferraillage :**

Calcul des armatures (à L'ELU) :

Avec : $N_u = 1488,49 \text{ KN}$

On applique la méthode des bielles pour calculer la section d'armatures

$$A_B = \frac{N(B-b)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 20,53 \text{ cm}^2 (5,27 \text{ m}) \text{ ou } 2,10 \text{ cm}^2 (1 \text{ m})$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm² St = 25cm pour 1 m

Les armateurs de répartition sont :

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm² St = 25cm

• **Ferraillage de poutre libage :**

$$Q = \frac{1819,6}{5,27} = 345,27 \text{ KN/m}^2$$

Grand travée (L = 2.10m) :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 345,27 * \frac{5,27^2}{8} = 190,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 161,76 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 95,15 \text{ KN.m}$$

Travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{161,76 \times 10^3 (N)}{40 (cm) \times (40,50)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \mathbf{0,173}$$

$$\mu = \mathbf{0,173}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,240}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,940}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{161,76 \times 10^3}{0,890 \times 40,5 \times 348} = \mathbf{12,89 \text{ cm}^2}$$

Appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{95,15 \times 10^3 (N)}{40 (cm) \times (40,5)^2 (cm) \times 14,17 (MPa)} = \mathbf{0,102}$$

$$\mu = \mathbf{0,102}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,065}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,973}$$

La section d'armature nécessaire pour armer, à l'ELU de résistance, la bande de 1,00 m est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{95,15 \times 10^3}{0,890 \times 40,5 \times 348} = \mathbf{7,58 \text{ cm}^2}$$

Les sections d'armatures deviennent :

- En appuis : $A_s = 12,89 \text{ cm}^2$ Soit : 4T14 fil + 2T14 ch , $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_s = 7,58 \text{ cm}^2$ Soit : 4T14 fil + 4T14 ch , $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

- **Détermination du diamètre de s'armatures transversales :** D'après le B.A.E.L 99

(A.5.1.23), on a :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \square_{\min}; \frac{b_0}{10} \right) (\text{mm})$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{400}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min (11.42 ; 14 ; 40)$$

$$\phi \leq 12$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

- Espacement des cadres :

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

$$St \leq \min (40,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

D'après le RPA99/2003 :

a) Zone nodale :

$$St \leq \{ h/4 ; 30\text{cm} ; 12\phi l \} = \{ 11,42\text{cm} ; 30\text{cm} ; 19,2\text{cm} \}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

b) Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 35,00\text{cm} \rightarrow St = 35 \text{ cm.}$$

Quantité d'armatures transversal : D'après[RPA99/version2003] (Art.7.5.2)

$$A_{\text{tmin}} = 0,003Stb = 0,003 \times 15 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

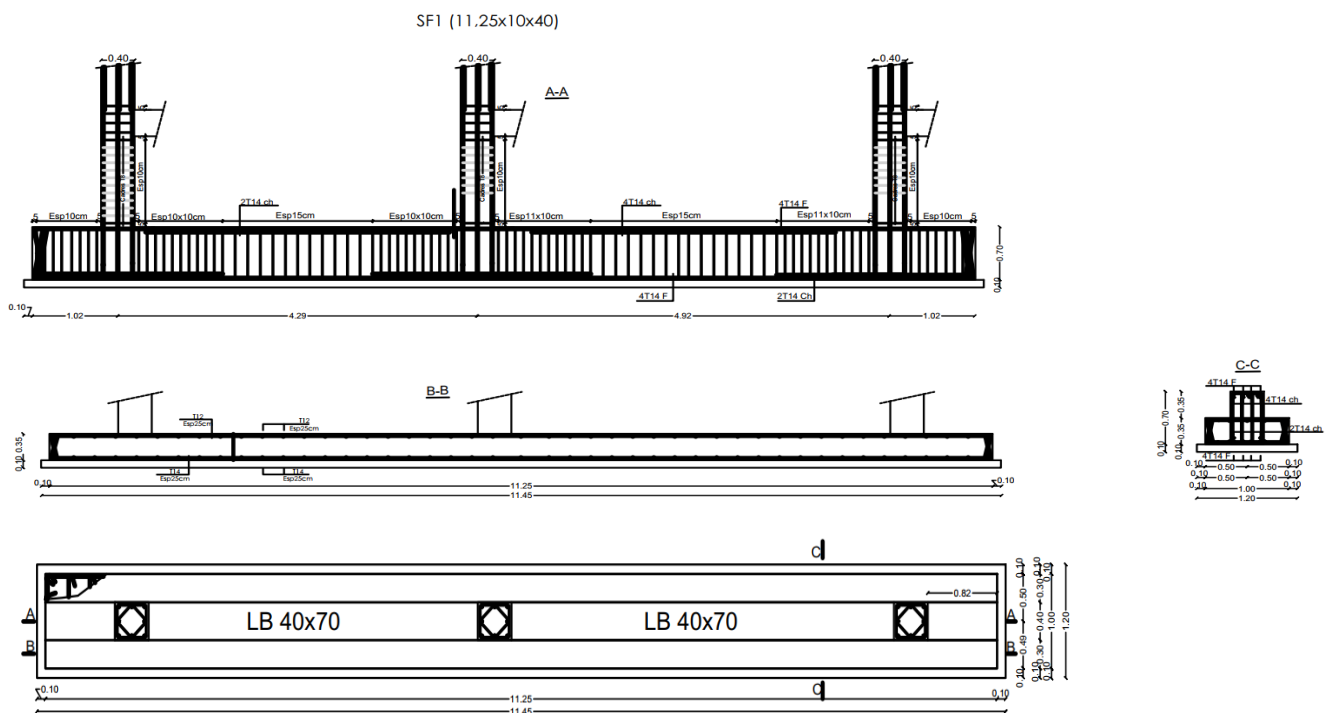


Figure VII.6 : Ferrailage semelle filante

VII.4. Calcul des longrines :

Afin d'empêcher les points d'appui d'un bloc de se déplacer les uns par rapport aux

autres dans le plan horizontal, ils doivent être reliés par un réseau bidirectionnel de longrines ou un dispositif similaire qui fonctionne pour résister à ce mouvement.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont données comme suit :

- (25x30) cm² : Sites de catégories S2 et S3 ;
- (30x30) cm² : Sites de catégories S4.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la force de traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Zone Site	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

TableauVII.4: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

. Ferrailage des longrines :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à min (20 cm ; 15∅).

Dimensions : (25x30) cm² ; α = 12 (S3, zone IIa)

Le ferrailage minimal est de : Amin = 0.6% x b x h = 0.006 x 25 x 30 = 4.5 cm²

N =1344,46 KN

$$F = \frac{1488.49}{12} = 124.04KN \geq 20KN \dots \dots \dots \text{Conditionsatisfait.}$$

. Calcul des armatures :

• Armatures longitudinales

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{99.23}{348} = 3.56 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

On adopte 4T14 soit $6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

• Armatures transversales : D'après le CBA93, le diamètre des armatures transversales est donné par

$$\phi_t \leq \min(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(12 ; 2.00 ; 25) = 2.00 \text{ mm}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A est donnée par : 0.3%. s.b.

Avec, s est l'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit

$$St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_l) \text{ En zone nodale}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre.

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ En zone courante}$$

• Espacement :

$$St = \min(20\text{cm} ; 15\phi_l) = \min(20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$St = 10\text{cm} \text{ En zone nodale}$$

$$St = 15\text{cm} \text{ En zone courante}$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A est donnée par : 0.3%. s. b.

$$A_{t \min} = 0.003 \times 12 \times 25 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

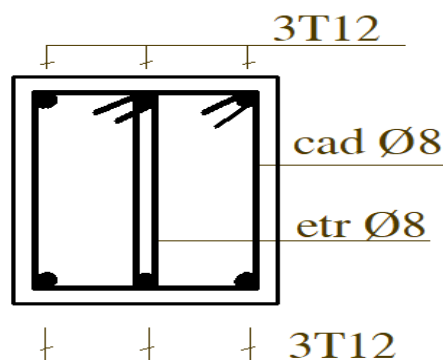


Figure VII.4 : Ferrailage des longrines.

CHAPITRE VIII

Devis quantitatif et estimatif

VIII .1.Définition Devis :

Le devis est généralement présenté sous forme d'un tableau contenant toutes les informations concernant l'ensemble des étapes d'un chantier.

Il est possible de le transmettre par voie postale ou par voie électronique et il peut être remis en main propre.

Une fois le document signé par les deux parties, il se transforme en un véritable contrat soumis à la législation en vigueur, c'est-à-dire qu'il doit :

Contenir des mentions obligatoires.

Avoir un cadre d'application. Avoir une procédure de modification. Être réglementé par la loi.

Que contient un devis ?

Le devis doit nécessairement contenir une description détaillée des estimations de tous les travaux prévus par le prestataire.

De cette façon, il est possible d'avoir une idée précise du matériel qui sera utilisé et ce aux niveaux qualitatif et quantitatif.

En outre, elle permet de se renseigner sur la main d'œuvre nécessaire et son coût.

Le devis doit être daté et si, il ne mentionne aucune date de fin de validité, alors il ne sera valable que pour un certain laps de temps, déterminé par la nature de la fonction et des usages de la profession à laquelle appartient le fournisseur.

Elaborer un devis clair et compréhensible :

On dit que les bons comptes font les bons amis, cette expression s'applique également dans vos relations professionnelles.

Que vous travailliez dans une agence de traduction ou en tant qu'indépendant, l'élaboration d'un devis constitue une étape déterminante pour décrocher un projet de traduction.

Si vous proposez une offre juste et attractive à votre client, vous pourrez non seulement gagner le projet, mais également fidéliser ce nouveau client et en attirer d'autres. Voici quelques conseils qui vous aideront à établir vos prochains devis.

Examinez en détail le document d'origine : Un devis ne s'établit pas uniquement sur le nombre de pages ou sur un nombre approximatif de mots.

Vous devez étudier en détail le document à traduire de façon à éviter les mauvaises surprises lors de la réalisation du projet.

Le délai : vous n'aviez pas envisagé que certaines étapes du projet puissent prendre plus de temps que prévu. Par exemple, le contenu à traduire est très technique ou encore, vous devez

localiser des tableaux, des graphiques ou des images. Par conséquent, le délai de livraison établi ne correspond plus à la charge réelle de travail.

Vous devez pourtant respecter le délai car vous vous êtes engagé auprès de votre client. Le prix : une fois le projet lancé, il est fortement déconseillé de revoir le prix de la prestation à la hausse, car votre client a établi un budget en fonction du devis.

Il ne sera pas satisfait si vous augmentez le prix au dernier moment.

Établissez un devis clair et précis à l'aide d'outils informatiques :

Le recours à des outils informatiques (comme les logiciels d'aide à la traduction) peut vous aider à établir un devis de manière précise car il est en mesure de calculer le nombre exact de mots.

De plus, il est important de prendre en compte les répétitions présentes dans le document original.

Un logiciel peut facilement calculer les segments ou phrases qui se répètent.

Vous pourrez ainsi proposer une offre sur mesure et plus attractive à votre client. Ce dernier appréciera en prime votre transparence et votre honnêteté à son égard.

Réduisez les délais et les coûts grâce aux logiciels d'aide à la traduction. Grâce aux logiciels, vous pouvez constituer une mémoire de traduction ou une base terminologique pour chaque client.

Ces outils vous permettent d'ajouter les répétitions et d'enregistrer les expressions et phrases que l'on retrouve fréquemment dans les différents projets du client. Par conséquent, ils simplifient le processus de traduction et aident à réduire les délais et les coûts.

« Faites donc bien attention lorsque vous évaluez un devis car une erreur peut non seulement nuire à votre crédibilité, mais aussi traduire un manque de compétence aux yeux de votre clientèle. »

VIII .2. Devis estimatif :

Un devis estimatif est un document que vous fournissez à un client potentiel.

Il décrit l'ensemble des éléments afférents à la prestation ou au produit sur lesquels ils se renseignent, tels que, par exemple :

- Les services que vous fournirez
- Les délais de réalisation des travaux
- Une chronologie des références du projet en cours de route
- Le coût des matériaux et des services pour terminer le projet
- Une estimation du coût total

Le devis estimatif permet au client de prévoir le budget à allouer à son projet et, dans de nombreux cas, il lui permet également de décider avec quel fournisseur de services il va signer, car il demandera probablement des estimations à plus d'un entrepreneur ou fournisseur de services.

Gardez à l'esprit qu'un devis estimatif n'est que cela – une *estimation*.

Il s'agit d'une estimation éclairée des coûts potentiels et des délais, basée sur votre expertise dans le domaine et d'autres projets similaires que vous avez réalisés. Au départ, vous n'avez peut-être pas tous les détails dont vous avez besoin pour donner un devis définitif et détaillé, mais vous pouvez toujours donner une estimation approximative.

VIII .2.1. Inclure dans un devis estimatif :

Ce que vous incluez dans votre devis estimatif dépend du type de services que vous fournissez, mais voici quelques éléments de base à considérer :

- Coordonnées de l'entreprise
- Une description du projet/un aperçu des services que vous fournirez
- Le coût connexe des matériaux requis pour fournir les services
- Ce qui ne sera pas inclus dans le projet
- Calendriers et dates d'achèvement du projet
- Coût total des services
- Modalités de paiement
- Termes et conditions

VIII .2.2. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif

Lorsque vous rédigez un devis estimatif, vous ne devez pas la traiter comme un simple élément de votre liste de tâches.

Vraiment, c'est un outil de vente — il vous donne une opportunité de vous démarquer du lot. Étant donné que vous serez probablement en concurrence avec d'autres entrepreneurs ou prestataires de services pour le projet que vous estimez, faites tout ce qui est en votre pouvoir pour présenter des estimations à la fois professionnelles et convaincantes.

Voici quelques façons de rédiger un devis estimatif efficace :

Rencontrez le client pour discuter de ses besoins et pensez à prendre des notes détaillées.

Clarifiez autant de points que possible et répondez à toutes leurs questions afin que vous puissiez fournir l'estimation la plus précise possible.

Poser plus de questions signifie que vous serez en mesure de fournir une estimation plus détaillée et approfondie, et cela créera plus de confiance avec le client potentiel.

Ne minimisez pas le coût du projet juste pour obtenir le contrat.

Bien sûr, vous n'êtes probablement pas le seul fournisseur de services que le client envisage d'engager, mais essayer d'être le plus bas soumissionnaire juste pour obtenir le travail ne vous rendra pas service.

Présentez le prix pour lequel vous seriez heureux de faire le travail. Si le client refuse, il n'était probablement pas fait pour vous.

Si vous débutez en affaires, vous aurez peut-être l'impression de devoir entreprendre vos premiers projets à un tarif inférieur jusqu'à ce que vous acquériez plus d'expérience.

Assurez-vous simplement de couvrir vos coûts et de générer des bénéfices.

Présentez votre devis estimatif rapidement.

Idéalement, vous devriez fournir l'estimation au client potentiel dans les 24 à 48 heures après l'avoir rencontré ou parlé avec lui.

Cela montre que vous êtes à la fois professionnel et enthousiaste au sujet du travail.

De plus, certains clients veulent aller vite, donc le premier à soumettre une estimation pourrait tout simplement remporter le projet par défaut.

■ Établir un devis

Une formalité encadrée par la loi

Une formalité par principe non obligatoire :

En principe, l'établissement d'un devis n'est pas obligatoire pour les professionnels. Néanmoins faire un devis est fortement recommandé.

En effet, la réalisation de ce document permet :

D'encadrer et sécuriser la relation commerciale entre le professionnel et son client.

D'informer les consommateurs sur les prix pratiqués.

Devis obligatoire pour certains professionnels :

En revanche, dans certains secteurs d'activités, l'établissement d'un devis est obligatoire. C'est le cas :

- Des professionnels de la santé.
- Des professionnels du déménagement.
- Des professionnels du bâtiment et de la construction.
- Des entreprises de déménagement.

VIII .2.2.1. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif

Contenu pour faire un bon devis :

Les mentions obligatoires : Qu'il soit obligatoire ou non pour le professionnel d'établir un devis, ce document doit contenir certaines mentions obligatoires :

L'identité du professionnel et du client ; La date à laquelle le devis est réalisé ; La description des prestations à effectuer ; Le prix de la prestation ou du bien ; La somme totale à payer ; L'absence de l'une ou l'autre de ces mentions est puni par la loi d'une peine d'emprisonnement et d'une amende et peut entraîner la nullité du devis.

Les mentions facultatives : Outre ces mentions obligatoires les professionnels ont la possibilité, pour faire un devis, d'ajouter des informations supplémentaires et facultatives sur ce document telles que : Le montant de l'acompte ; Les conditions de règlement du prix ; Les pénalités de retard.

VIII .2.2.2. Conseils pour rédiger un bon devis estimatif

Engagements pour les parties :

Juridiquement, le devis est une offre de contrat proposée par un professionnel à un client : Le client a l'obligation de payer le prix ; Le professionnel est tenu d'exécuter les travaux ou de livrer le bien.

Toute modification du devis doit faire l'objet d'un avenant au devis. En l'absence d'avenant, les parties ne sont pas engagées à exécuter les modifications pour le professionnel ou, à payer le surplus de prix engendré par ces modifications pour le client.

Établir un devis est l'occasion pour le professionnel de faire accepter aux clients ses conditions générales de vente.

En effet, les professionnels ont l'obligation de fournir à leur client certaines informations concernant : Les modalités de paiement ; Les délais de livraison ; Les règles en matière de droit de rétractation.

VIII .2.2.3. Devis et métré quantitatif estimatif

1. Le devis ou métré quantitatif estimatif

Le métré quantitatif estimatif ou devis quantitatif estimatif est le document par lequel il est possible d'estimer le coût des travaux pour la réalisation d'un ouvrage de construction (ou une partie de celui-ci) ou des coûts pour son entretien futur.

Son utilisation est très répandue dans les travaux privés comme document contractuel pour la régulation de la relation entre le client et l'entreprise de construction et il s'agit d'une des principales pièces écrites attachées aux contrats dans le domaine BTP.

Le métré quantitatif estimatif est préparé par le métreur ou l'économiste de la construction sur la base d'un projet et est utilisé à la fois par le maître d'ouvrage que les entreprises chargées de l'exécution des travaux.

Le client ou le maître d'ouvrage sur la base des documents de métré peut développer :
Un budget économique des investissements nécessaires pour la réalisation des ouvrages.

L'appel d'offres aux entreprises de construction appelées pour l'exécution des travaux.

L'entreprise sur la base des documents de métré peut : Proposer son offre pour la réalisation des ouvrages prévus par les plans d'exécution.

Déterminer les besoins de chantier pour la réalisation des ouvrages conçus.

2. La différence entre le métré et le métré quantitatif estimatif

Bien que dans la pratique courante et professionnelle le document de métré quantitatif estimatif et celui de métré soient souvent confondus, ils constituent deux documents différents.

Le métré, pour le calcul des quantités des différents ouvrages contenus dans un projet.

Le métré quantitatif estimatif ou devis quantitatif estimatif, pour le calcul de ces quantités et l'estimation des coûts totaux pour l'exécution des travaux. Il est clair que nous ne pourrions jamais établir un métré quantitatif estimatif sans avoir établi précédemment un métré des quantités parce qu'il est obtenu en combinant la quantité de travail et un prix unitaire unique.

Comment puis-je faire le métré quantitatif ?

Pour la saisie et la rédaction d'un métré quantitatif estimatif, le métreur doit suivre une séquence logique résultante des phases suivantes : Classification des travaux (catégories de travaux) ; Mesure des travaux (mesures et quantités) ; Évaluation des prix unitaires (prix et sous-détail des prix).

La première phase est la « classifications des travaux » dans différents groupes de travail homogènes : le but est d'associer de façon unique la description qualitative du travail à sa quantification précise (mesure) et son prix unitaire (liste de prix).

La deuxième phase est la « mesure des travaux » et consiste à évaluer la juste quantité pour chaque élément du métré nécessaire à la mise en œuvre du projet dans le but de rendre le mesurage de la quantité simple, traçable et vérifiable.

La troisième phase est la « évaluation des prix unitaires » et consiste à attribuer à chaque travail, décrit et mesuré, un prix unitaire. Les prix unitaires estimés peuvent être

déduits synthétiquement (listes de prix, bordereaux des prix ou bases de prix) ou analytiquement (analyse des prix ou sous-détails des prix).

VIII . 3. Le Métré

Le métré a pour but l'évaluation des ouvrages du bâtiment, en partant de leur mesurage. C'est à la fois une science, une technique et un art.

Science par l'application des connaissances mathématiques de base, nécessaires à l'établissement et au calcul des quantités d'ouvrage.

Technique : par la connaissance des matériels et matériaux, ainsi que des conditions de leur emploi ou de leur mise œuvre, pour répondre à la fois aux règles de la construction et aux règlements régissant celle-ci :

Arts : par les facultés d'observation, d'adaptation et de déduction nécessaires au choix des quantités à établir et des valeurs à leur appliquer. Il constitue une comptabilité particulière, à la fois matière et argent permettant l'estimation préalable, la conduite de l'exécution et la facturation des travaux.

Le métré- ses actes : Le métré comprend un certain nombre d'actes, dont l'énumération sera donnée plus loin.

La connaissance de tous ces actes et de leur définition exacte, est essentielle à la formation du métreur, même si celui-ci n'a pas à les pratiquer tous.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
PROJET: REALISATION D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION A TISSEMSILT
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
1.00	1/ TERRASSEMENT				
1.01	Décapage de la terre végétale d'une ép = 25 cm	M³	110,00	200,00	22 000,00
1.02	Fouille en puits et en tranchée sur terrain de nature meuble exécutées avec engins mécanique et réglage manuel des parois jusqu'au bon sol.	M³	572,80	400,00	229 120,00
1.03	Apport des terres de bonne qualité et mise en Remblais , avec étalage par couches successives de 20 cm comprenant compactage, arrosage.	M³	371,95	400,00	148 780,80
1.04	Transport à la décharge publique des terres provenant des déblais, à un rayon dépassant 05 Km.	M³	843,36	200,00	168 672,00
	S/TOTAL TERRASSEMENT				568 572,80
2.00	2 / TRAVAUX EN INFRASTRUCTURE ET ASSAINISSEMENT				-
2.01	Béton de propreté dosé à 250 kg/m3 s/semelles et longrines	M3	100,50	6 000,00	603 000,00
2.02	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles isolées ou filantes	M3	60,10	32 000,00	1 923 200,00
2.03	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour longrines	M3	27,50	23 000,00	632 500,00
2.04	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour avant poteaux	M3	6,80	32 000,00	217 600,00
2.05	Hérissonage en pierre sèche de 15 cm	M2	399,84	400,00	159 936,00
2.06	Plate forme en B.A dosé à 350 kg/m3 avec treillis-soudé	M2	399,84	1 200,00	479 808,00
2.07	Soubassement sous longrines avec un mur mixte de pierre et de béton banché dosé à 250 kg/m3	M3	145,50	4 000,00	582 000,00
2.08	Regard en béton armé avec tampon en béton armé sur cadre en en ferronnerie y compris socle en pierre sèche				-
	50 x 50 x 70	U	4,00	6 000,00	24 000,00
	60 x 60 x 60	U	8,00	8 000,00	64 000,00
2,09	F/P de canalisation en P.V.C PN6 rigide pour réseau d'assainissement interieur Q 200	ML	55,00	2 400,00	132 000,00
2,10	F/P de PVC Ø 110 pour passage de cable eletrique	ML	25,00	300,00	7 500,00
	S/TOTAL INFRASTRUCTURE ET ASSAINISSEMENT				4 825 544,00
3,00	3 / TRAVAUX EN SUPERSTRUCTURE				-
3,01	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux	M3	67,30	32 000,00	2 153 600,00
3,02	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres et chainages	M3	160,50	32 000,00	5 136 000,00
3,03	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour dalle pleine	M3	12,50	32 000,00	400 000,00
3,04	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour escaliers + paillasse	M3	8,20	30 000,00	246 000,00
3,05	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour acrotère et trappe d'accès	M3	9,85	20 000,00	197 000,00
3,06	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour linteaux et appuis de fenêtre	M3	8,35	20 000,00	167 000,00
3,07	Plancher corps creux (16 + 4)	M2	1 610,00	2 800,00	4 508 000,00
	S/TOTAL SUPERSTRUCTURE				12 807 600,00
4	4/ MACONNERIE ET ENDUIT				-

4,01	Fourniture et réalisation de maçonnerie double parois en briques creuses (10+15+ lame d'aire selon plan d'architecture) y compris toutes sujestion	M2	1 870,00	1 600,00	2 992 000,00
4,02	Fourniture et réalisation de maçonnerie simple parois en briques creuses ep: 0,10 m	M2	1 565,00	1 200,00	1 878 000,00
4,03	Fourniture et réalisation d'enduit intérieur au mortier de ciment sur murs	M2	4 995,00	400,00	1 998 000,00
4,04	Fourniture et réalisation d'enduit extérieur au mortier de ciment sur murs et sous plafonds	M2	1 565,00	400,00	626 000,00
4,05	Fourniture et réalisation d'enduit intérieur au mortier de ciment sous plafond	M2	2 325,00	400,00	930 000,00
S / TOTAL MACONNERIE					8 424 000,00
5.00	5/ REVETEMENT				
5.01	Revetement en carrelage granito de 1er choix de (33x33) poncés et lustrés pour (Logts, Sechoir, Balcon et la cage d'escalier) y/c tts sujestion	M2	1 696,00	1 600,00	2 713 600,00
5.02	F/P de faience de 1er choix pour cuisine (0,60 m), SDB (1,50 m) et WC (1,50 m) (20x40) y compris baguette au coin et frise et ttes sujétions de mise en œuvre	M2	400,00	2 400,00	960 000,00
5.03	Fourniture et pose d'une chape de redressement en grain de mer (Mingnonnette) destinée pour les cages d'escaliers sur une hauteur 1,50 fini avec une corniche en bois y compris toutes sujestion de bonne execution	M2	253,50	500,00	126 750,00
5.04	Revêtement plinthe en faience de couleur autre que le noir	ML	2 400,00	300,00	720 000,00
5.05	Revetement de table de travail de potager en marbre blanc de 3cm d'ep avec arrete arrondie coté face	M2	30,00	20 000,00	600 000,00
5.06	F/ Pose de marches et c/marches en granito 1er choix	M2	47,50	1 400,00	66 500,00
S / TOTAL REVETEMENT					5 186 850,00
6.00	6/ ETANCHEITE				
6.01	Fourniture et Pose de pare vapeur composé de EIF+EAC+01 36S	M2	430,00	600,00	258 000,00
6.02	Isolation thermique par plaques de polystyrene de 4 cm d'ép	M2	430,00	400,00	172 000,00
8.03	Forme de pente en béton ep moyenne 0.04 m y compris joints secs et toutes sujestions de bonne execution	M2	430,00	1 000,00	- 430 000,00
8.04	Réalisation de l'étanchéité multicouche de 03x36S systeme adherent pour terrasses exécutés suivant les regles de l'art	M2	430,00	2 200,00	- 946 000,00
8.05	Relevé d'étanchéité en paxalumun réalisé à la base des acrotères, aux ponits d'évacuation des EP et souches	ML	119,33	700,00	- 83 533,10
8.06	Protection en gravillon ep 0.05	M2	430,00	400,00	172 000,00
8.07	Fourniture et pose de gargouilles en plomb y compris platine, moignon et crapaudine en fer galvanisé	U	4,00	2 200,00	8 800,00
SALLES D'EAU					-
8.08	Etanchéité bicouche s/carrelage 2x36S pour SDB et WC y/c relevé	M2	120,00	600,00	72 000,00
S / TOTAL ETANCHEITE					2 142 333,10
7.00	7/ MENUISERIE EN BOIS				

	Fourniture et pose de porte pleine en bois rouge sur cadre de 7x12cm comprenant quincaillerie de 1er choix, chambranle 3cm dde large 03 pomelles et toutes sujétionns de mise en œuvre				
7.01	Type P1 de 1,10 x 2,20 m vitée pour l'entrée de logement	U	12,00	18 000,00	216 000,00
7.02	Type P2 de 1,20 x 2,20 m vitée pour séjour	U	12,00	18 000,00	216 000,00
7.03	Type P3 de 0,90*2,20 m pour chambres	U	30,00	16 000,00	480 000,00
7.04	Type P4 de 0,90*2,20 m avec occulus et ventilation cuisine	U	12,00	18 000,00	216 000,00
7.05	Type P5 de 0,80 x 2,10 m avec ventilation WC et SDB	U	24,00	14 000,00	336 000,00
	F/P porte isolane pour Gaine technique				-
7.06	a) 1,20 x 2,20	U	12,00	8 000,00	96 000,00
	Fourniture et pose de porte fenêtre croisée avec persiennes sur cadre 12cm comprenat quaincaillerie de 1er choix (Crémone,poignet en laiton ,03 paumelles de chaque cotés), chambranles 3 cm large et toutes sujétions de mise en œuvre				-
7.07	PF1 : 0,90 x 2,20 pour sechoir	U	12,00	25 000,00	300 000,00
7.08	PF2 : 1,40 x 2,20 pour balcon	U	12,00	30 000,00	360 000,00
	Fourniture et pose de fenêtre croisée avec persiennes sur cadre 14cm comprenat quaincaillerie de 1er choix (Crémone,poignet en laiton ,03 paumelles de chaque cotés), chambranles 3 cm large et toutes sujétions de mise en œuvre				-
7.09	Type F1 de 1,20 x 1,40 m	U	48,00	25 000,00	1 200 000,00
	Fourniture et pose de chassis en bois rouge comprenant quaincaillerie de 1er choix (R.B.F et paumelles) chambranle de 3cm de large et toutes sujétions de mise en œuvre				-
7.09	CH : 0,60 x 0,60 (WC et SDB)	U	24,00	8 000,00	192 000,00
	S / TOTAL MENUISERIE EN BOIS				3 612 000,00
N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Quantité	Prix Unit	Montant
8.00	8 / MENUISERIE METALLIQUE				
8.01	Fourniture et pose de porte d'entrée au bloc 1,50 x 2,40	U	2,00	35 000,00	70 000,00
8.02	Fourniture et pose de porte pour gaine sonalgaz 1,00 x 2,2	U	1,00	25 000,00	25 000,00
8.03	Fourniture et pose de trappe metallique 0,80 x 1,00	U	1,00	15 000,00	15 000,00
8.04	F.P de tube en acier f 40/49 pour G/corps, main courante	ML	106,00	15 000,00	1 590 000,00
8.05	F.P de grille de défence en ferronnerie décorative, avec ancrage, pour loggia Dim : 3,45 X1,90	U	4,00	35 000,00	140 000,00
8.06	F.P de grille de défence en ferronnerie décorative, avec ancrage, pour séchoirs et balcons au RDC	M2	63,33	15 000,00	949 995,00
8.07	F.P de grille de défence en ferronnerie décorative,avec ancrage, pour fenêtres au RDC	M2	17,77	15 000,00	266 505,00
	S / TOTAL MENUISERIE METALLIQUE				3 056 500,00
09.00	09 / ELECTRICITE ET COLONNE MONTANTE				
09.01	Conducteur U - 500V comprenant ICD				
	2 x 1,5 mm²	ML	1 200,00	80,00	96 000,00
	3 x 2,5 mm²	ML	1 560,00	150,00	234 000,00

09.02	F/P Boite de dérivation diam 80 type encastrée avec couvercle étanche (1er choix)	U	60,00	800,00	48 000,00
09.03	F/P Interrupteur simple allumage 10A/250V encastré (1er choix)	U	80,00	500,00	40 000,00
09.04	F/P Interrupteur double allumage 10A/250V encastré (1er choix)	U	12,00	500,00	6 000,00
09.05	F/p Interrupteur va et vient	U	24,00	500,00	12 000,00
09.06	FP Prise de courant 2 P + T 10 A/220 v encastré (1er choix)	U	40,00	500,00	20 000,00
09.07	F/P Prise de courant 2 P + T 16 A/250 v	U	100,00	500,00	50 000,00
09.08	F/P Point lumineux avec douille en céramique E27 avec lampe75W	U	200,00	200,00	40 000,00
09.09	F/P Sonnerie type appartement	U	12,00	1 000,00	12 000,00
09.10	F/P Bouton poussoir lumineux (sonnerie)	U	12,00	500,00	6 000,00
09.11	F/P Applique lavabo 60w/250V int + PC incorporée	U	12,00	2 000,00	24 000,00
09.12	F/P disjoncteur différentiel 10/30 A sur panneau en bois (20x30)	U	12,00	6 000,00	72 000,00
09.13	Tableau de distribution logement Colonne montante	U	12,00	2 000,00	24 000,00
09.14	Tableau pour compteur type RC20	U	1,00	500,00	500,00
09.15	Conducteur U1000V 2 x 6mm ² avec système de fixation sur taqueau	ML	350,00	160,00	56 000,00
09.16	Conducteur U1000V 4x 25mm ² avec système de fixation	ML	40,00	600,00	24 000,00
09.17	Borne de connection de mise à la terre	U	2,00	3 000,00	6 000,00
09.18	F/P de minuterie pour cage d'escalier avec disjoncteur	U	1,00	2 000,00	2 000,00
09.19	F/P Bouton poussoir pour minuterie	U	4,00	1 000,00	4 000,00
09.20	F/P Hublot étanche avec lampe de 100W	U	100,00	1 500,00	150 000,00
09.21	F/P de boite à borne type SONELGAZ	U	1,00	5 000,00	5 000,00
09.22	Barette de terre	U	1,00	5 000,00	5 000,00
09.23	F/P de boite dérivation diam 80 avec couvercle	U	10,00	8 000,00	80 000,00
09.24	Cable cuivre nu pour mise à la terre 28 mm ² de section	ML	50,00	1 200,00	60 000,00
09.25	Cable en cuivre isolé 1 x 6 mm ² (conducteur de protection)	ML	250,00	500,00	125 000,00
09.26	F/P pieds de colonnes type SONELGAZ	U	2,00	5 000,00	10 000,00
09.27	Chemin de cable	ML	50,00	200,00	10 000,00
09.28	Tableau Service commun	U	1,00	5 000,00	5 000,00
09.29	Distributeur d'étage avec fusibles	U	6,00	5 000,00	30 000,00
09.30	Fourreau en P.V.C diam 32	ML	30,00	300,00	9 000,00
	S/TOTAL ELECTRICITE				1 265 500,00
10.00	10 / PLOMBERIE ET APPAREILLAGE SANITAIRE				
10.01	F/P Siège à la turque comprenant siphon, raccordement sur la decente en PVC y compris accessoires	U	12,00	6 000,00	72 000,00
10.02	F/P Baignoire comprenant siphon, mélangeur 1er choix et toutes sujétions de mise en œuvre dim (0,60 x 1,40)	U	12,00	25 000,00	300 000,00

10.03	F/P de lavabo en céramique avec pied de colonne étagère siphon, mélangeur de 1er choix, tablette glace de bonne qualité, pied et porte serviette métallique et toutes sujétions de mise en œuvre	U	12,00	2 500,00	30 000,00
	Colonne montante EAU				-
10.04	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 40/49	ML	40,00	1 500,00	60 000,00
10.05	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 33/42	ML	20,00	1 200,00	24 000,00
10.06	F/P de tuyau en acier galvanisé avec Té,coude,raccord union Diam 20/27	ML	120,00	1 000,00	120 000,00
10.07	F/P Compteur d'eau de 2,5m/h homologue y compris vanne d'arrêt 20/27 et réduction	U	12,00	3 000,00	36 000,00
10.08	Anti bélier	U	1,00	2 000,00	2 000,00
	Colonne montante GAZ				-
10.09	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 40/42	ML	33,00	4 000,00	132 000,00
10.10	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 20/22	ML	20,00	2 000,00	40 000,00
10.11	F/P vanne d'arrêt gaz à 1/4 de tour en bronze de Diam 24/26 y compris douille de fixation	U	12,00	5 000,00	60 000,00
	Distribution inérieure Eau (chaude et froide)				-
10.12	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té,coude,raccord Diam 12/14 y compris préinstallation chauffage	ML	600,00	1 500,00	900 000,00
	Distribution inérieure (Gaz)				-
10.13	F/P de tuyau en cuivre avec accessoires Té, coude, raccord Diam 14 / 16	ML	300,00	1 600,00	480 000,00
	Accessoires EAU				-
10.14	F/P robinet de puisage y compris applique pour machine à laver	U	12,00	1 500,00	18 000,00
10.15	F/P robinet de puisage y compris applique pour WC	U	12,00	1 500,00	18 000,00
10.16	F/P de vanne d'arrêt eau à 1/4 de tour en bronze 20/27 pour entrée Logt	U	12,00	2 000,00	24 000,00
	Accessoires GAZ				-
10.17	F/P de vanne d'arrêt gaz à 1/4 de tour en bronze 14/16 pour chauffe bain et chauffage	U	24,00	2 000,00	48 000,00
10.18	F/P de vanne d'arrêt porte caoutchou 14/16 pour cuisinière	U	12,00	2 000,00	24 000,00
10.19	F/P vanne d'arrêt avec réduction 20/22 à l'entrée du logement	U	12,00	2 000,00	24 000,00
	Évacuation			5 000,00	-
10.20	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 40 (E.U)	ML	60,00	2 000,00	120 000,00
10.21	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 80 (EU)	ML	80,00	250,00	20 000,00
10.22	F/P de PVC pour évacuation y compris coude, Té, Diam 110 (EV)	ML	200,00	300,00	60 000,00
10.23	F/P de Siphon de sol en PVC avec sortie horizontale pour loggia et balcon Diam 60	U	40,00	2 000,00	80 000,00
	S/TOTAL PLOMBERIE APPAREILLAGE SANITAIRE				2 692 000,00
11.00	11 / PEINTURE VITRERIE				

11.01	Peinture vinylique comprenant nettoyage des murs, rebouchage des trous, deux couches d'enduit, imprégnation, avant couche de finition et toute sujétions				
	Sur mur intérieur	M ²	4 261,00	200,00	852 200,00
	Sous plafond	M ²	1 055,50	200,00	211 100,00
11.02	Peinture glycérophtalique (locaux humides) comprenant nettoyage des murs, rebouchage des trous, deux couches d'enduit et toute sujétions de mise en oeuvre				-
	Sur mur et Sous plafond	M ²	935,00	300,00	280 500,00
11.03	Peinture à l'huile sur menuiserie bois comprenant ponçage masticage des joints	M ²	1 065,00	300,00	319 500,00
11.04	Peinture à l'huile sur menuiserie métallique	M ²	85,00	300,00	25 500,00
11.05	Peinture Préparée pour façades extérieur exécutée en deux couches y compris une couche d'imprégnation en couche vinylique toutes sujétion de bonne exécution	M ²	2 025,00	300,00	607 500,00
11.06	F/P de verre clair ep. 3,2 cm	M ²	105,00	2 000,00	210 000,00
11.07	F/P de verre martelet	M ²	45,50	4 000,00	182 000,00
S/TOTAL PEINTURE VITRERIE					2 688 300,00
12.00	12/ DIVERS				-
12.01	Réalisation de souches de cheminée en béton armé	U	4,00	10 000,00	40 000,00
12.02	Réalisation de conduite de fumée (shunt) + grille ventilation	ML	61,20	1 000,00	61 200,00
12.03	Réalisation de gaine d'aération pour les buées	U	12,00	10 000,00	120 000,00
12.04	Réalisation de gaine pour évacuation des gaz brûlés (chauffe bain)	U	12,00	10 000,00	120 000,00
12.05	Fourniture et Pose couvre joint pour les blocs	ML	25,60	3 000,00	76 800,00
12.06	Fourniture et pose de claustrat pour cage d'escalier y compris toutes sujétion de bonne exécution	M ²	10,00	2 000,00	20 000,00
12.07	F/P de tuile décorative	M ²	9,50	2 500,00	23 750,00
S / TOTAL DIVERS					461 750,00
				TOTAL H.T	47.730.949,90
				T.V.A 9%	4.295.785,49
				Total en TTC	52.026.735,39

Arrêté le présent devis en TTC à la somme de:

CINQUANTE DEUX MILLION VINGT SIX MILLE SEPT CENT TRENTE CINQ DA ET
TRENTE NEUF CENTIMES



Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants:


- Lecture des plans.
- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel Robot Structural Analysis version 2020.

Nous avons permis de développer certaines compétences à savoir :

- Le comportement et le mouvement de la structure.
- L'estimation de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- Ce travail nous a incités à nous documenter davantage pour parer à toute difficulté rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce travail sera un apport et un support pour les promotions à venir.

 Référence bibliographique

▀ Réglementation :

1. Règle de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé [CBA93].
2. Règlement Parasismique Algérienne [RPA99version 2003].
3. Béton armé aux Etat Limite [BAEL91].
4. Document technique réglementaire [DTR.B.C.2.2], charges permanentes et surcharges d'exploitation.
5. Dr. MIMOUNI.M, Polycopié de cour Structure en béton armé2 Master1. Université Ibn Khaldoun Tiaret (2023/2024).
6. Dr. KRIM.A, Polycopié de cour structure en béton armé Master2. Université Ibn Khaldoun, Tiaret (2024/2025).
7. Dr. MIMOUNI.M, Polycopié de cour génie parasismique Master2. Université Ibn Khaldoun Tiaret (2024/2025).
8. Jean – Pierre MOUGIN (Béton armé B.A.E.L.91 et D.T.U. associés) Guide de calcul.

▀ Site :

9. <https://images.app.goo.gl/hRtVkhcxyybmmHa38>

▀ Mémoire :

10. Mr.AOUED Aida, CHERGUI Hadjira. Etude d'un bâtiment en (R+4) à usage d'habitation implanté à Tiaret.
11. Mr. GUIDOUM.Kadda, GUIMOUR. Ameer, « Etude d'un bâtiment(R+8) à usage d'habitation implanté à Tiaret » UNIVERSITE IBN KHALDOUN TIARET, 2019/2020.
12. Mr. REGUIEG AMIRA, KHAROUBI LINNA AMIRA. Etude d'un bâtiment en R+4 à usage d'habitation à TIARET, Bloc d'angle.
13. Mr.BOUSBIA MOHAMED,ZAKARIA HAFSI. Etude un bâtiment R+7 à usage d'habitation implanté à Tiaret.
14. ELASSEL AHLEM, DJILALI AICHA. Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté à Tiaret.
15. HIMRI YOUSRA. KHELAIFIA SOULEF. ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+5

▀ Outil informatique :

16. Autodesk2016
17. Robot Structural Analysais Professional 2020.
18. RDM6.

Référence bibliographique

19. SOCOTEC
20. WORD 2016.
21. Powerpoint2016.



Annexes

ANNEXE I : Abaque de Pigeaud

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)

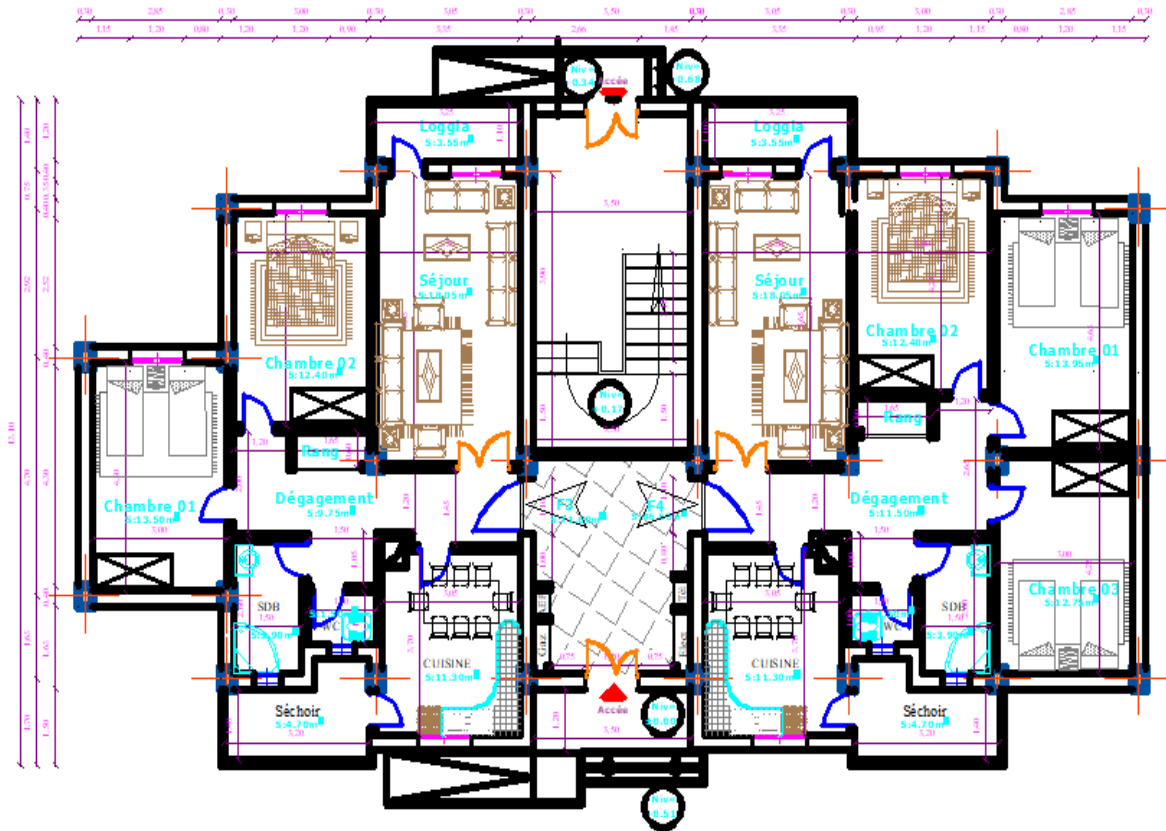
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ANNEXE III :

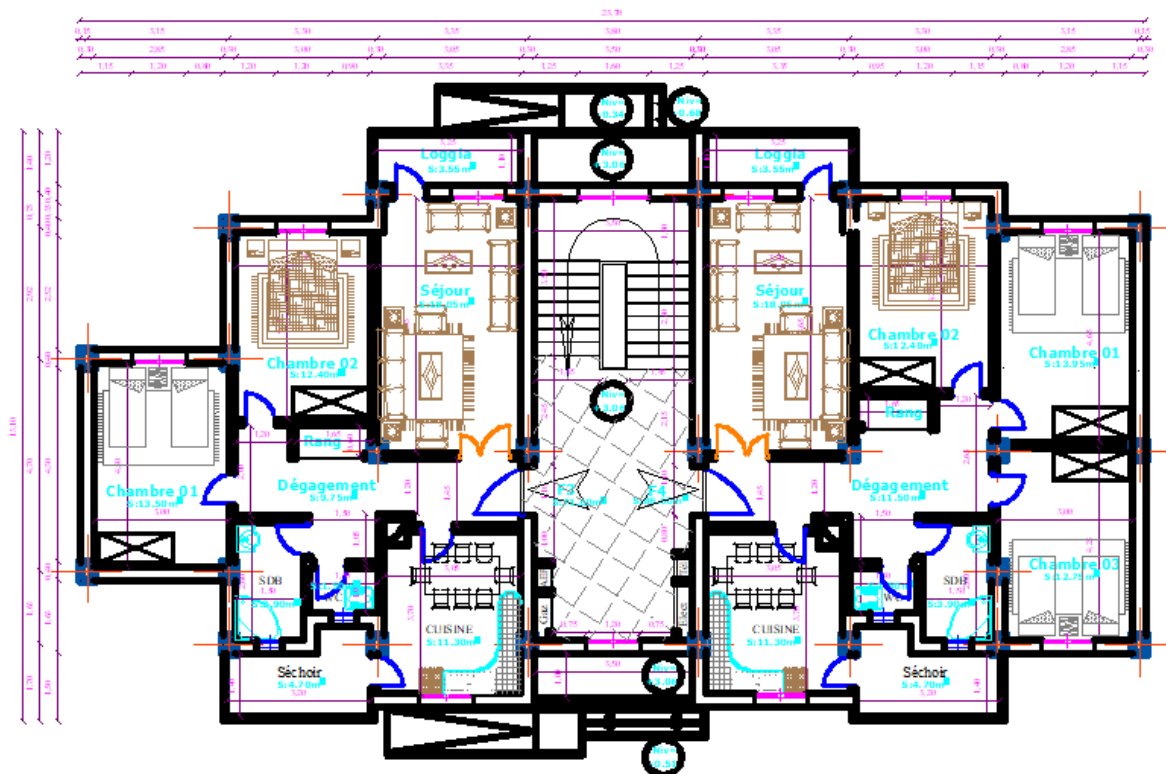
	Nuance	f_e (MPa)	1000 ϵ_l	α_l	μ	β_l
Ronds Lisses	FeE215	215	0,935	0,789	0,432	0,684
	FeE235	235	1,022	0,774	0,427	0,690
Haute Adhérence	FeE400	400	1,739	0,668	0,392	0,733
	FeE500	500	2,174	0,617	0,372	0,753

Vue en plan RDC.



Vue en Plan R.D.C. Echelle 1/50

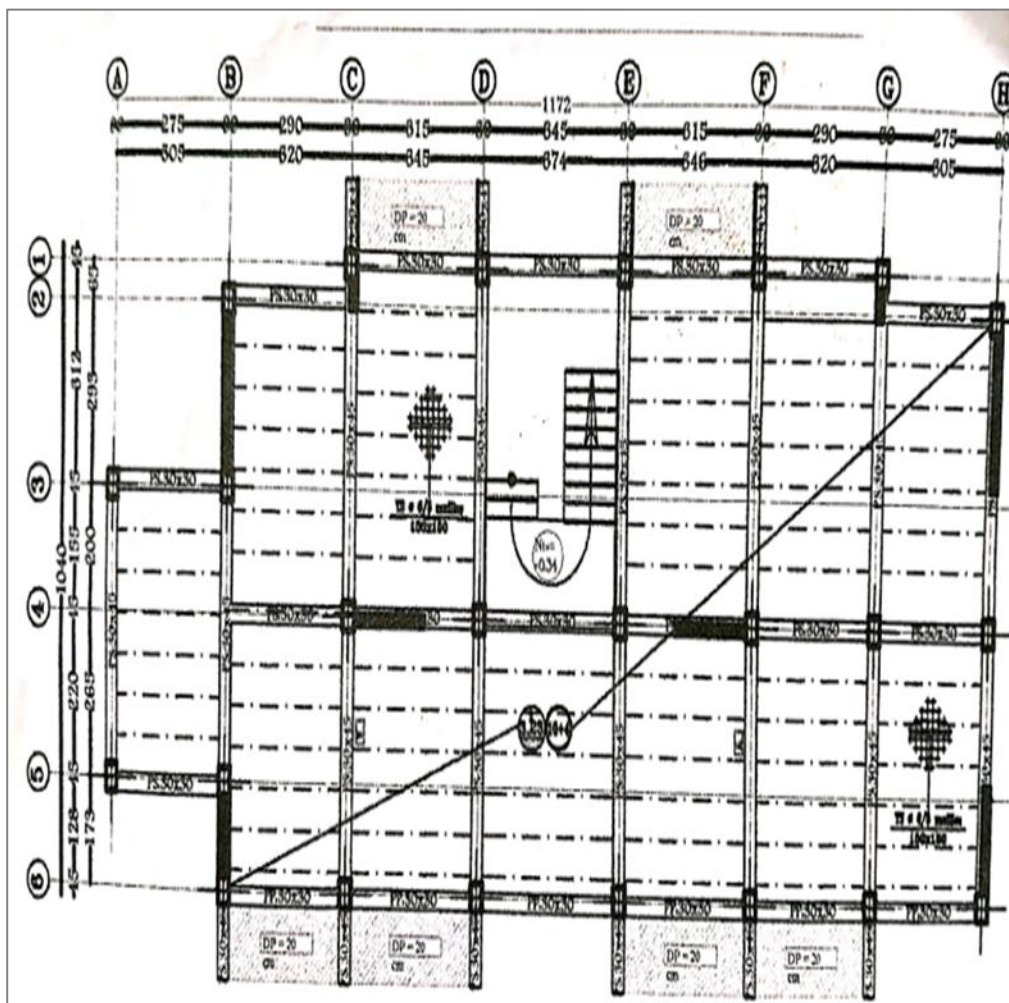
Vue en plan Etage Courant.



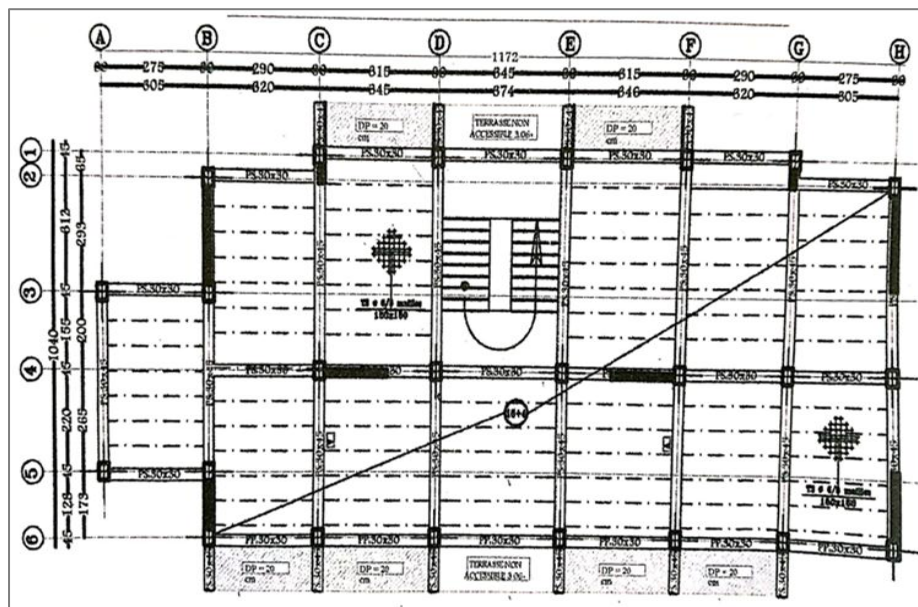
Vue en Plan Etage Courant Echelle 1/50

Plan de coffrage :

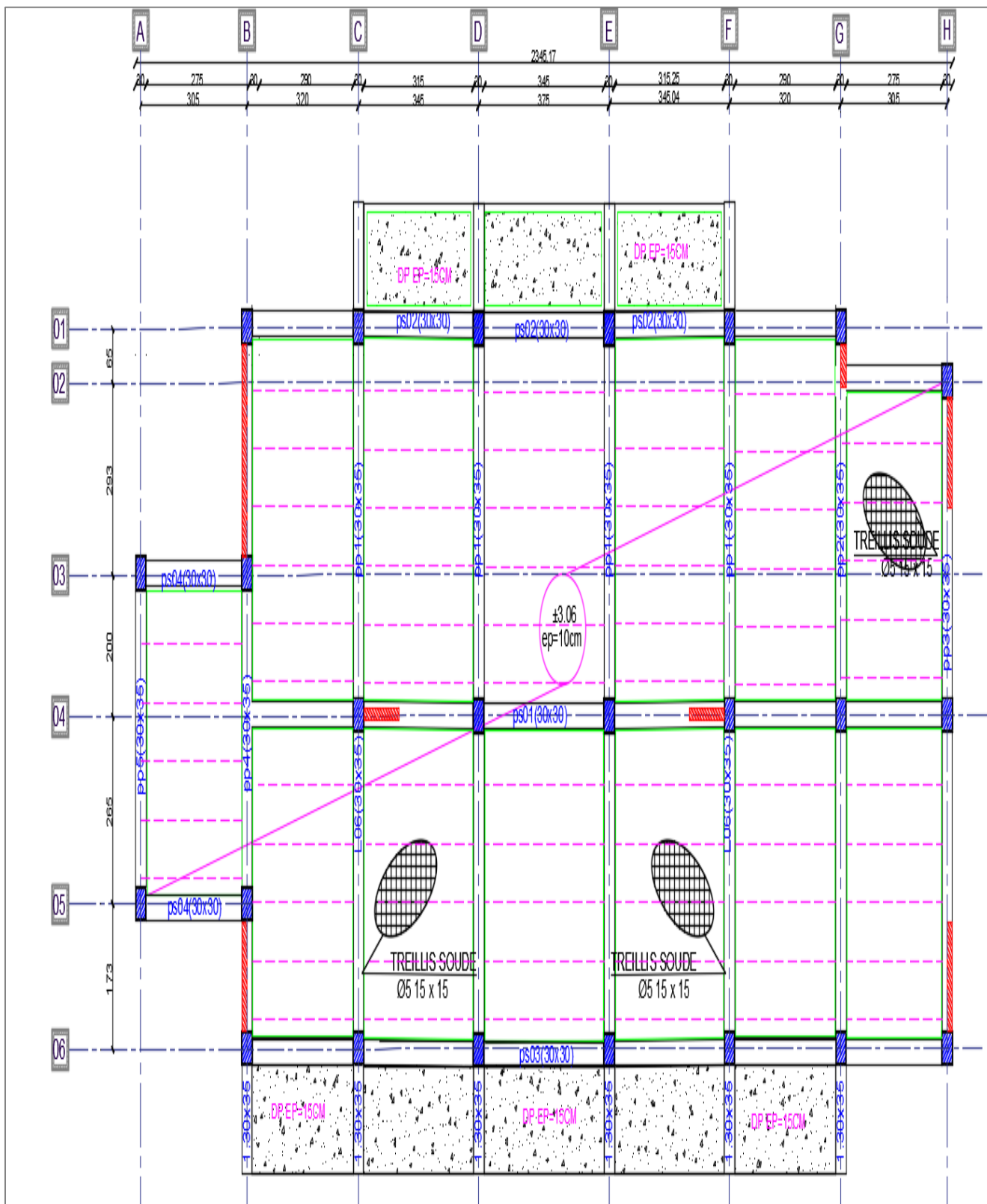
Disposition des poutrelles « RDC 3.23m ».



Disposition des poutrelles « étage courant ».



- Disposition des poutrelles « terrasse »



Escalier

