

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du
diplôme de MASTER
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures
Thème

Pré-dimensionnement Et Etude D'un Bâtiment En Béton Armée
A Usage D'habitation Contreventé Par Un Système Mixte
(Voiles – Portiques)

Réalisé par :

- Kerdoun Madiha
- Sayoud Amani

Soutenu devant le jury :

- | | |
|----------------|----------------------|
| ➤ Présidente | Mme . Drouna Karima |
| ➤ Examinatrice | Mme . Boukour Salima |
| ➤ promotrice | Mme . Abada Rofia |

Année universitaire : 2023/2024



Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant
qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce
travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière
Que nous remercions notre encadreur Dr. ABADA ROFIA pour son
Soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant
L'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les
Membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les
Critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de
génie civil qui ont contribué à notre formation Master en
Génie Civil.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de
ce projet de fin d'étude.

AMANI & MADIHA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père

« ABD EL MALEK »

**À la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la
patience et, le soutien et le courage...ma tendre mère**

«YAKOUTA »

À ma chère sœur : « HADIL »

À mon cher frère : « AMIR ET ADEM »

À tous mes amis

À toute la promotion 2024, et à tous mes amis sans exception.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.



AMANI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père

«NACEREDDINE »

**À la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la
patience et, le soutien et le courage...ma tendre mère**

«FATIMA ZOHRA»

À ma chère sœur : « AMIRA NABILA CHAIMA»

À mon cher frère : « AYMEN »

À tous mes amis

À toute la promotion 2024, et à tous mes amis sans exception.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.



MADIHA

Résumé

Ce projet consiste principalement en une analyse dynamique d'une structure (R+4) à usage multiple.

La structure est située à Mila qui se caractérise par une activité sismique moyenne (zone IIa).

L'étude est réalisée au regard du code sismique algérien (RPA99 modifié en 2003). Le dimensionnement des éléments structuraux et leur ferrailage ont été réalisés selon le code algérien du béton armé (CBA93) et les états limites du béton armé (BAEL91).

Les mots clés : Bâtiment, béton arme, analyse dynamique, robot 2021.

Abstract

This project mainly consists of dynamic analysis of a mutli-porpose structure (R+4)

The structure is located in Mila which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa).

The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The Structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Key words: Building, reinforced concrete, dynamic analysis, robot 2021.

ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة لزلزال بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

تتألف من طابق ارضي واربعة طوابق سكنية والواقعة في ولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية متوسطة الشدة.

من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا لمعايير الزلزالية الجزائرية 2003VERSION99/RPA

أما بخصوص الابعاد والتسليح لمختلف العناصر الاساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

الكلمات المفتاحية: روبرو 2021 تحليل ديناميكي، خرسانة مسلحة، بناية. CBA وBAEL91

Table des matières

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 INTRODUCTION :	2
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
I.2.1 Système structural :	3
I.2.2 Dimension de plan :	3
I.2.3 Dimensions en élévation :	4
I.3 DIMENSION DU SITE :	6
I.4 LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :	6
I.4.1 Contreventement :	6
I.4.2 Les planchers :	6
I.4.3 La maçonnerie :	7
I.4.4 Terrasse :	7
I.4.5 Revêtements :	7
I.4.6 Escaliers :	7
I.4.7 Acrotère :	7
I.4.8 Isolation :	7
I.4.9 Les voiles :	8
I.4.10 Fondation :	8
I.5 CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX :	8
I.5.1 Béton :	8
I.5.1.1 Résistance du béton :	8
I.5.2 L'acier :	10
I.5.2.1 Contrainte limite de calcul :	12
I.6 HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARME :	12
I.6.1 A L'E.L.U :	12
I.6.2 A L'E.L.S :	13
I.7 NOTION D'ETAT LIMITES :	13
I.7.1 Les états limites ultimes :	13
I.8 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :	13
I.8.1 Action :	13
1. Actions permanentes :	13

2. Actions variables :	14
3. Actions accidentelles :	14
I.8.2 Sollicitations :	14
I.9 REGLES DE CALCUL :	14
I.10 METHODOLOGIE DE CALCUL :	14
I.11 CONCLUSION :	15

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1 INTROUCTION	17
II.2 LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	17
II.2.1 Les planchers :	17
II.2.1.1 Plancher en corps creux :	17
II.2.1.2 Plancher dalle pleine :	19
II.2.2 Les Escaliers :	20
II.2.3 L'acrotère :	22
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	23
II.3.1 Pré dimensionnement des poutres :	23
II.3.1.1 Les poutres principales :	24
II.3.1.2 Les poutres secondaires :	24
II.3.2 Les Poteaux :	26
II.3.3 Les voiles :	27
II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	28
II.4.1 Les planchers :	28
II.4.2 Balcon :	30
II.4.3 Cloisons extérieures :	30
II.4.4 L'escalier :	31
II.5 DESCENTE DE CHARGES :	31
II.5.1 Loi de dégression :	32
II.6CONCLUSION :	36

Chapitre III : calcule des éléments secondaires

III.1 Introduction :	38
III.2 L'acrotère :	38
III.2.1Définition:	38

III.2.2 Hypothèse de calcul :	38
III.2.3 Calcul des efforts :	39
III.2.3 Calcul du ferrailage :	41
III.2.1 Les armatures fictives :	41
III.2.2 Armature de répartition :	42
III.2.3 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement »:	42
III.2.4 Vérification à L'ELS :	42
III.2.4.1 Vérification des contraintes :	42
III.2.5 Schéma de Ferrailage :	43
III.3 Etude des escaliers :	43
III.3.1 Définition :	43
III.3.2 Charge et surcharge :	44
III.3.3 Schéma statique :	44
III.3.4 Combinaison des charges :	44
III.3.4.1 Calcul des réactions :	45
III.3.4.2 Calcul des moments et efforts tranchants :	45
III.3.4.3 Calcul des réactions :	47
III.3.4.4 Calcul des moments et efforts tranchants :	48
III.3.4.5 Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants :	50
III.3.5 Calcul de Ferrailage :	51
III.3.5.1 Vérification de la flèche :	55
III.3.6 Schéma de ferrailage :	57
III.4 Poutre palière:	57
III.4.1 Evaluation des charges :	58
III.4.1.1 Détermination des sollicitations :	58
III.4.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :	59
III.4.3 Calcul la poutre palière à la torsion :	63
III.4.3.1 Armatures longitudinales :	63
III.4.3.2 Armature transversales :	65
III.4.4 Schéma de ferrailage :	66
III.5 Balcon :	66
III.5.1 Evaluation des charges :	66
III.5.2 Sollicitations :	67
III.5.2.1 Combinaisons et sollicitations :	67
III.5.3 Calcul de ferrailage:	68

III.5.3.1 Vérification de l'effort tranchant :	68
III.5.3.2 Vérification à E.L.S :	69
III.5.3.3 Vérification de la flèche :	69
III.5.4 Schéma du ferrailage :	70
III.6. LES PLANCHERS.....	70
III.6.1. Généralité :	70
III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	70
III.6.3. Les combinaisons d'action :	70
III.6.4. Type et Position des poutrelles :	71
III.6.4.1. Différents types de poutrelles :	71
III.6.4.2.Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :	72
III.6.4.3.Méthode forfaitaire :	72
III.6.4.4.Méthode de Caquot minoré :	75
III.7. Schéma du ferrailage:	105
III.8. Conclusion :	106

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1 INTRODUCTION :	108
IV.2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	108
IV.3 MÉTHODES DE CALCUL :	108
IV.3.1 Méthodestatique équivalente :	108
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	111
IV.4 Modélisation de la structure :	114
IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul:	114
IV.5 Modalisation :	115
IV.5.1 La structure avec les voiles :	115
IV.6 : Structure contreventée par système (voiles–portique) :	117
IV.7 CONCLUSION :	125

Chapitre V: ferrailage des éléments résistance

V.1 Introduction:	127
V.2 Les combinaisons d'actions :	127
V.2.1 Les actions :	127
V.2.2 Les sollicitations :	127

V.2.3 Les combinaisons des charges:.....	127
V.3 Étude des poteaux:.....	128
V.3.1 Etapes de calcul selon BAEL91	129
V.3.2 Recommandations du RPA99	129
V.3.2.1 Les armatures longitudinales	129
V.3.2.2 Les armatures transversales	130
V.3.2.3 La quantité minimale des armatures transversales	131
V.3.2.4 Coffrage	131
V.3.3 Ferrailage des poteaux.....	131
V.3.3.1 Détermination des sections d'acier	133
V.3.3.2 La section des armatures longitudinale :	138
V.3.3.3 Armatures transversales.....	139
V.3.3.4 Vérification de stabilité de forme	141
V.3.3.5 Longueur de recouvrement	141
V.3.3.6 Vérification de la contrainte à l'E.L.S.....	142
V. 3.4 Schéma de ferrailage des poteaux	143
V.4 Étude des poutres.....	143
V.4.1 Combinaison de calcul.....	143
V.4.2.les vérifications nécessaires.....	144
V.4.3.Ferrailage des Poutres.....	144
V.4.3.1.Poutre principale.....	144
V.4.3.2.Poutre secondaire.....	146
V.4.4 Vérifications	148
V.4.4.1 poutre principale	148
V.4.4.2 poutre secondaire.....	151
V.5 Etude des voiles	154
V.5.1 Introduction	154
V.5.2 Ferrailage des voiles plein.....	155
V.5.2.1 Exposé de la méthode	155
V.5.2.2 Armature vertical	156
V.5.2.4 Exigences de R PA 99 révisé 2003.....	157
V.5.2.5 Armature horizontal	157
V.5.2.6 Armatures transversales.....	158
V.5.2.7 Armatures de coutures	158
V.5.2.8 Espacement.....	158

V.5.2.9 Longueur de recouvrement	158
V.5.2.10 Diamètre maximal	158
V.5.2.1.1 Combinaisons :	159
V.5.3Vérification :	159
V.5.3.1Vérification à L'ELS :	159
V.5.3.2Vérification de la contrainte de cisaillement :	159
V.5.4 Disposition des voiles :	160
V.5.5 Sollicitations dans les voiles:	160
V.5.6 Ferrailage des voiles :	160
V.5.6.1 Exemple de calcule :	160
V.5.6.2 Exemple de calcule :	164
V.6 Conclusion :	168

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION	170
VI.2Les types des fondations	170
VI.3Choix de type de fondation	170
VI.4 Calcul des fondations	171
VI.4.1 Vérification de type de la semelle	171
VI.4.1.1 Semelles Isolées	172
VI.4.1.2. Semelles Filantes	173
VI.5 Calcul de la longrine	178
VI.5.1 Dimensionnement de la longrine.....	178
VI.5.2 Ferrailage de la longrine.....	178
VI.5.3 Condition de non fragilité	178
VI.5.4 Condition exigée par RPA99.....	178
VI.5.5 Armatures transversales	179
VI.5.6. Espacement minimal	179
VI.6. Schéma de ferrailage de la longrine	179
VI.7.Conclusion.....	179

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure. I.1: Situation géographique de notre ouvrage	2
Figure I.2 : Vue en plan de RDC	4
Figure. I.3: Vue en plan des 4 ^{er} étage	4
Figure. I.4: Plan de terrasse	5
Figure I.5 : la coupe BB	5
Figure I.6 : La coupe AA	5
Figure I.7: Façade principale	6
Figure I.8: Façade postérieur... ..	6
Figure. I.9: Diagramme contraintes-déformations du béton.....	10
Figure I.10: diagramme contrainte – déformation	12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure. II.1: Planchers à corps creux	18
FigureII.2: les composants de l'escalier	21
Figure II.3 : l'acrotère	22
FigureII.4 : Dimensions de l'acrotère	23
FigureII.5 : Section des poutres	26
FigureII.6 : Coupe de voile en élévation	27
FigureII.7 : Coupe de voile en plan	28
FigureII.8 : Coupe sur cloisons extérieur	30
FigureII.9 : Poteau intermédiaire	33

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure. III.1 : Modèle de calcul de l'acrotère	38
Figure III.2 : charges appliquées sur l'acrotère	39
Figure. III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère	41

Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	43
Figure .III.5: Schéma statique des escaliers	44
Figure III.6: Schéma statique à l'ELU	45
Figure III.7: Schéma statique à l'ELS	48
Figure. III.8 : La section équivalente de calcul de L'escalier	51
Figure III.9 : Evaluation des charges	57
Figure III.10 : Evaluation des charges	58
Figure III.11 : Coupe de la poutre	63
Figure III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière	66
Figure III.13: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	67
Figure III.14 : Schéma de ferrailage du balcon	70
Figure III.15 : Evaluation des efforts tranchants	74
Figure III.16: Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELU	81
Figure III.17 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELU	81
Figure III.18 : Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELS.....	85
Figure III.19 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELS.....	85
Figure III.20 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELU	89
Figure III.21 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELU.....	89
Figure III.22 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELS	90
Figure III.23 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELS	92
Figure III.24: Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELU.....	92
Figure III.25: Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELU.....	92
Figure III.26: Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELS	93
Figure III.27: Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELS.	94

Figure III.28 : Coupe d'une poutrelle.	94
Figure III.29 : Schéma de ferrailage des planchers.....	106

Chapitre IV : étude dynamique

Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure	115
Figure IV.2 : disposition des voiles	115
Figure IV.3 : Comportement de la structure sous disposition	116
Figure IV.4 : le poids sens xx	118
Figure IV.5 : le poids sens y-y	118
Figure IV.6 : Les déplacements selon X et Y	120

Chapitre V: ferrailage des éléments résistance

Figure V.1 : Les sollicitations revenantes aux poteaux	129
Figure V.2: Section du Poteau à ferrailer.	132
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux.	143
Figure V.4: Schéma de l'espace zone courante et zone nodale	143
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres principales.	154
Figure V.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	154
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	159
Figure V.8: Disposition des voiles.....	160
Figure V.9: Dimensions des voiles	161
Figure V.10 : diagramme des contraintes voile sens (X – X).....	161
Figure V.11: schéma de ferrailage des voiles sens (X – X).....	164
Figure V.12: Dimensions du voile sens (Y – Y)	164
Figure V.13: diagramme des contraintes voile sens (Y – Y).....	165

Figure V.14 : schéma de ferrailage des voiles sens (Y – Y)	168
---	------------

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1:Dimensions de la semelle isolé	172
Figure VI.2:L'interférence entre deux semelles isolée	173
Figure VI.3 : semelles filantes	173
Figure VI.4 :semelles filantes sous voiles	174
Figure VI.05:Ferrailage de la semelle filante sous voile	175
Figure VI.6 : ferrailage de la semelle filante sous poteau en travée	177
Figure VI.7 : ferrailage de la semelle filante sous poteau en appuis	178
Figure VI.8 : Ferrailage de la longrine.	179

Listes de tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau. I.1 : limite élastique en fonction du type d'acier	11
Tableau.I.2 : limite élastique en fonction de type de treillis soudés	11
Tableau.I.3 : caractéristiques de béton armé utilisé.	15
Tableau.I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton.	15
Tableau.I.5 : Caractéristiques mécaniques des aciers	16

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

TableauII.1 : Charges permanentes de l'acrotère	23
TableauII.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux	29
TableauII.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux	29
TableauII.4 : charge permanente et d'exploitation de balcon.	30
TableauII.5 : Charge permanente de cloisons extérieures	30
Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse	31
Tableau II.7 : Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.	31
TableauII.8 : Charge et surcharge de chaque étage	34
Tableau II.9 : Résultats des vérifications au flambement	36

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Calcul de la Combinaison des charges.	44
Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.	50
Tableau III.3: ferraillage à l'ELU Sur appuis.	52
Tableau III.4: ferraillage à l'ELU Sur Travée	53
Tableau III.5: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.	55
Tableau III.6: Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.	55

Tableau III.7 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	60
Tableau III. 8:Vérification a l'ELS de la poutre palière.	62
Tableau III.9 : Les combinaisons d'action	70
Tableau III.10 : les chargements sur les poutrelles	75
Tableau III.11 : Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles (terrasse)	94
Tableau III.12 : Les résultats de ferrailage des poutrelles (appuis intermédiaire)....	96
Tableau III.13 : les résultats de ferrailage des poutrelles (appuis de rive)	96
Tableau III.14 : calcul des contraintes (poutrelles terrasse)	102
Tableau III.15 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse)	104
Tableau III.16 : Vérification de la flèche (poutrelle terrasse)	105

Chapitre IV : étude dynamique

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel..	110
Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone	113
Tableau IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2.	113
Tableau IV.4 : Valeur de facteur de qualité.....	113
Tableau IV.5 : Résumé des résultats de calcul.....	116
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	119
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements au sens x-x.....	120
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements au sens y-y.....	120
Tableaux IV.9 : le coefficient de comportement R.....	121
Tableau IV.10 : Vérification à L'effet $P-\Delta$ sens x-x.....	122
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens y-y.....	122
Tableau IV.12: Vérification de renversement sens x-x.....	123
Tableau IV.13 : Vérification de renversement sens y-y.....	123

Tableau. IV.14: Vérification d'effort normal réduit de poteau.....	124
Tableau IV.15 : valeur centre de masse et centre de torsion	125
Tableau IV.16: L'excentricité théorique et accidentelle.....	125

Chapitre V: ferrailage des éléments résistances

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. ...	130
Tableau V.2: Les sollicitations dues aux poteaux.	132
Tableau V.3: Ferraillages longitudinaux des poteaux.	138
Tableau V.4: Ferraillages transversaux des poteaux.	140
Tableau V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	141
Tableau V.6: Vérification des poteaux au flambement.	141
Tableau V.7 : Longueur de recouvrement	141
Tableau V.8: Sollicitations maximales de la poutre principale.	144
Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de la poutre principal.	145
Tableau V.10: Sollicitations maximales de la poutre secondaire.....	146
Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de la poutre secondaire	146
Tableau V.12: Tableau récapitulatif des poutres.	147
Tableau V.13: Vérification des contraintes (P.P) à l'ELS	148
Tableau V.14: Vérification de la compression du béton	149
Tableau V.15: Vérification des contraintes (P.P) à l'ELS	151
Tableau V.16: Vérification de la compression du béton.....	151
Tableau V.17: Sollicitations de calcul (voile plein).	160

LISTE DES NOTATIONS

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'EL S respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre. **B** : Aire d'une section de béton. **B_r** : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS: État limité de service.

ELU: État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h : Hauteur totale du plancher.

h_o : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4). **Q** : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service. **L** : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment général.

M_a : Moment sur appui.
 M_u : Moment de calcul ultime.
 M_{ser} : Moment de calcul de service.
 M_t : Moment entravée.
 M_0 : Moment isostatique.
 N_{ser} : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime
 N : Effort normal des charges verticales.
 n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
 N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
 P : Charge concentrée appliquée (EL ou ELU).
 R : coefficient de comportement global. **S** : Section, surface
 S_r : Surface de radier (m^2).
 S_t : Espacement des armatures. **T** : Effort tranchant.
 T_1, T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids des charges permanentes et des équipements fixes éventuels.
 X, Y et **Z : Coordonnées en général.
 Y : Ordonnée de la fibre neutre.
 Z : Coordonnée, bras de levier
 Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).
 b_0 : Epaisseur brute de l'armature d'une section, largeur de l'ancre
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité, épaisseur.
 f : Flèche.
 f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
 h : Hauteur totale de radier (m).**

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limitée donnée par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

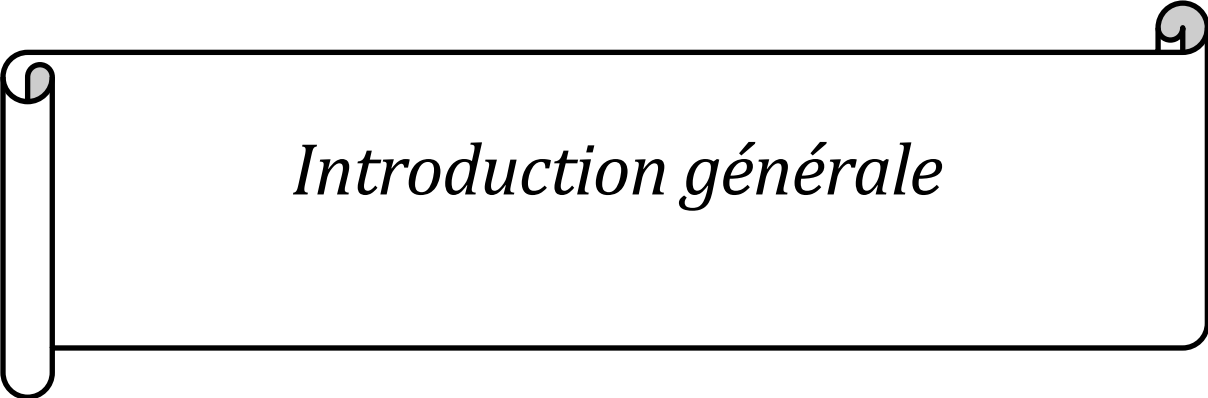
η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques dans le domaine de la construction civile et industrielle. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des édifices publics et de la protection de l'environnement.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

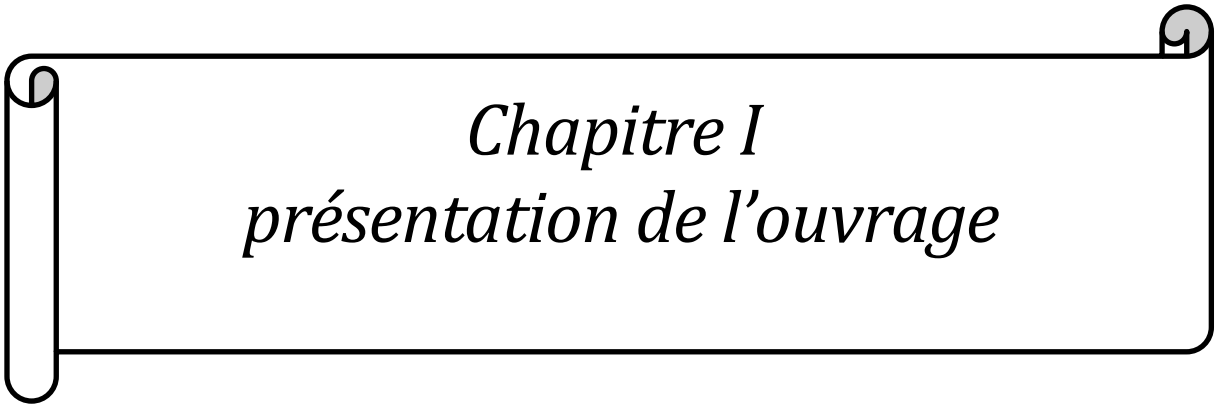
L'ingénieur doit concevoir et calculer les éléments de toute structure, de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, pour plus de durabilité et plus de sécurité vis-à-vis de l'effet sismique pendant toute la durée de leur exploitation tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Dans ce présent travail nous présentons une étude d'un bâtiment en béton armé R+4 destiné à être utilisé. Le bâtiment sera construit dans la ville de Mila. Selon les systèmes sismiques algériens, la région de Mila est classée comme zone sismique IIa.

Le bâtiment a des usages résidentiels. Classé en groupe d'usage 2. L'ouvrage considéré sera construit en ossature béton renforcée, cette charpente sera constituée d'huissieries en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Ce mémoire de Master est divisé en Six chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation et des règlements utilisés et le deuxième sera consacré pour la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le troisième sera consacré pour le redimensionnement des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau-poutre et des planchers modélisés sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 4 étages encastres à la base. Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question tout en respectant les règles en vigueur. Et on terminera par une conclusion générale.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both featuring rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre I

présentation de l'ouvrage

I.1 INTRODUCTION :

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

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifié 99 et CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Rez De Chaussée (RDC) plus 4 étages à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de **MILA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité (**ZONE IIa**) selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**. [1]

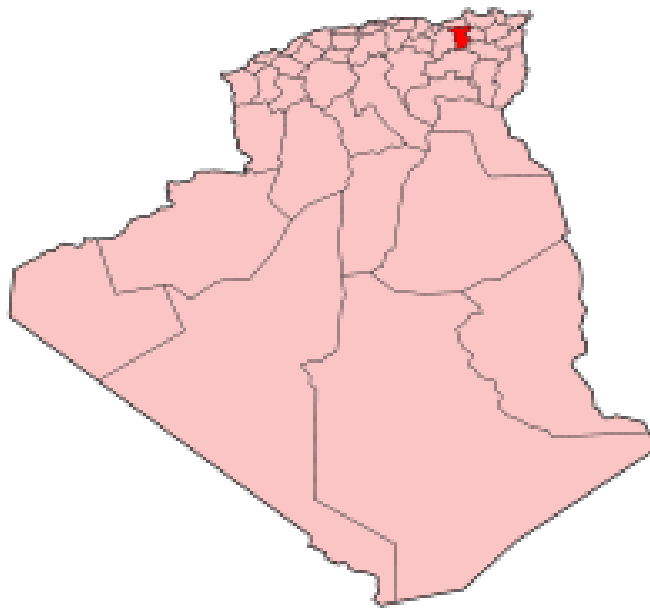


Figure. I.1: Situation géographique de notre ouvrage.

Il est classé, selon le même règlement, en groupe d'usage 2 : ouvrage de moyenne importance car il peut accueillir plus de 200 personnes.

Le bâtiment est composé de :

- Rez-de-chaussée.
- 1er étage jusqu'au 4ème étage à usage d'habitation (2 logements F3).

I.2.1 Système structural :

La structure choisie est contreventée par un système mixte (voile –portique) pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité.

• Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres), il est situé en zonell_a. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003)[1] et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a 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.2.2 Dimension de plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire avec :

- Longueur en plan..... 22.20 m
- Largeur en plan 10.30 m

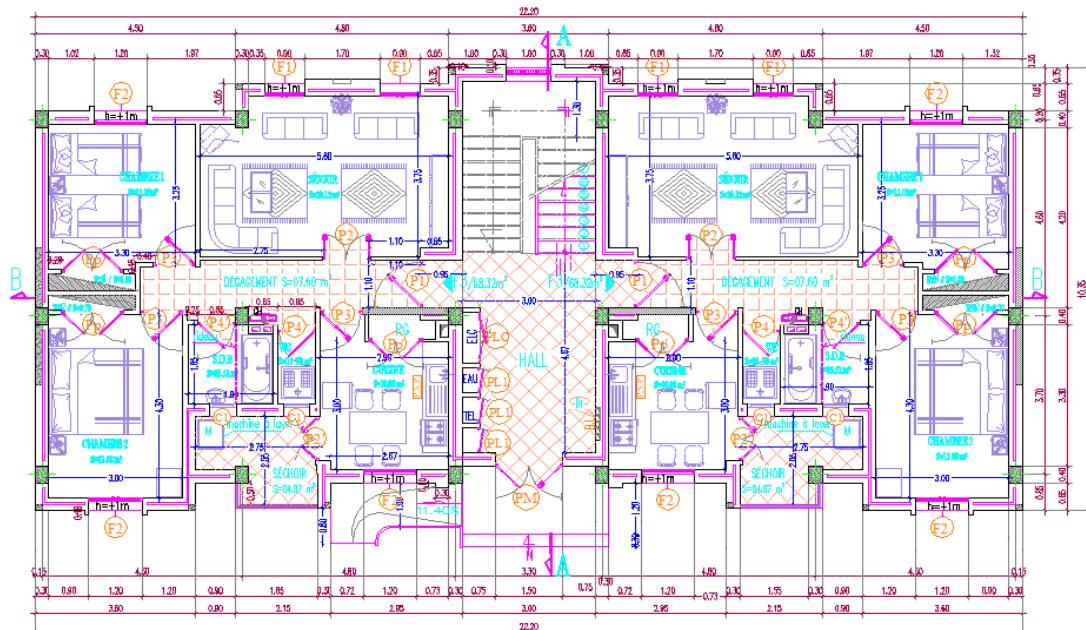


Figure I.2: Vue en plan de RDC

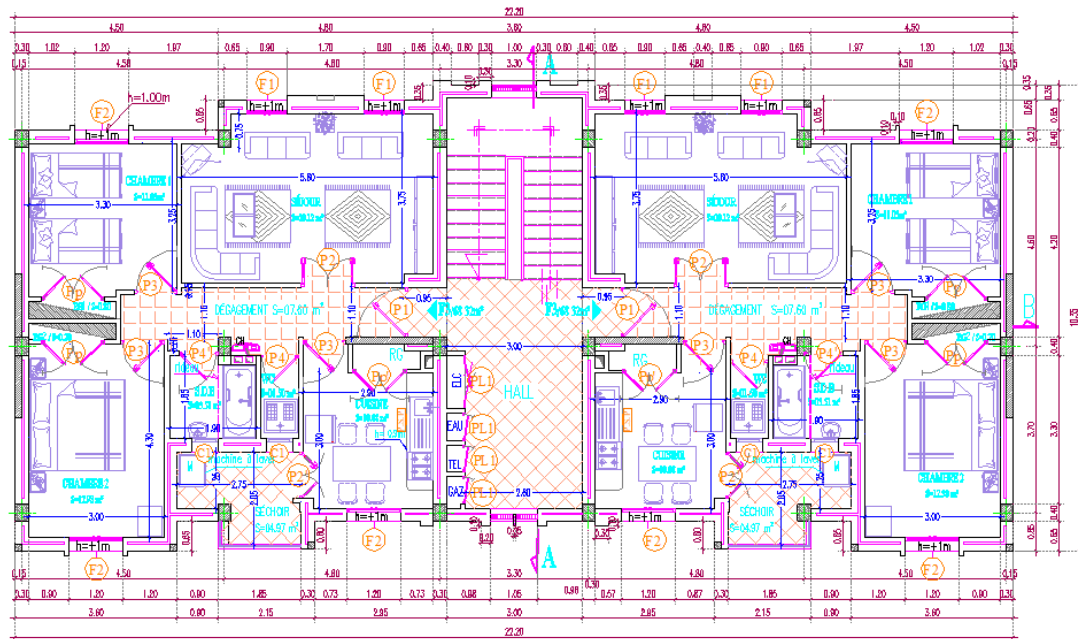


Figure. I.3: Vue en plan del'étage courant

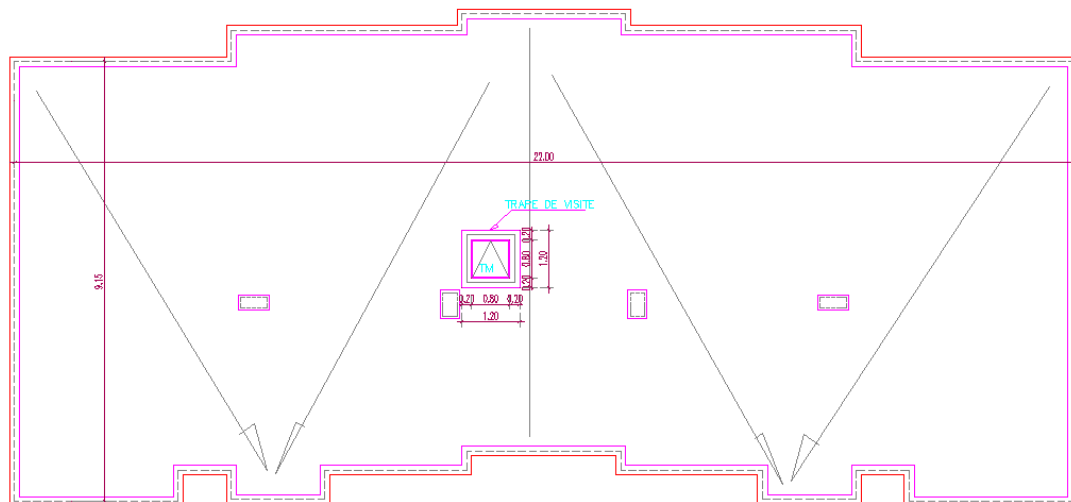


Figure. I.4: Plan de terrasse.

I.2.3 Dimensions en élévation :

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 15.50m avec :

Hauteur rez-de-chausséeH RDC= 3.10 m

Hauteur de l'étage courantHe = 3.10 m

Acrotère 0.60 m

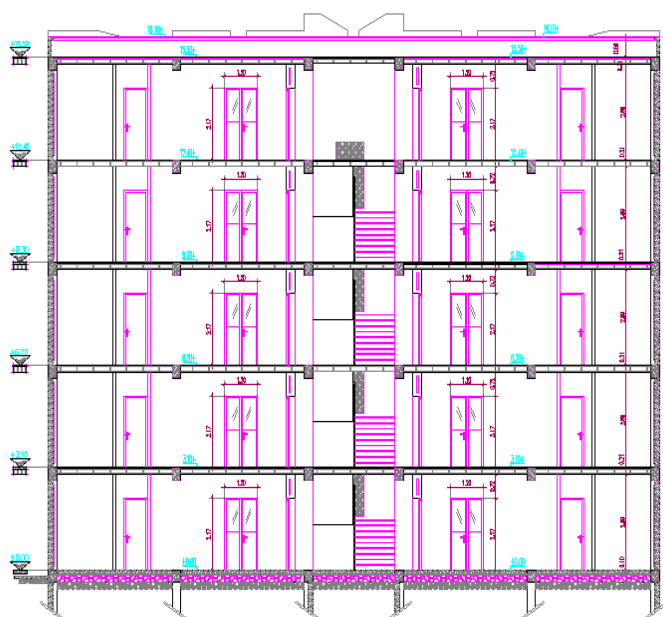


Figure I.5 : la coupe BB

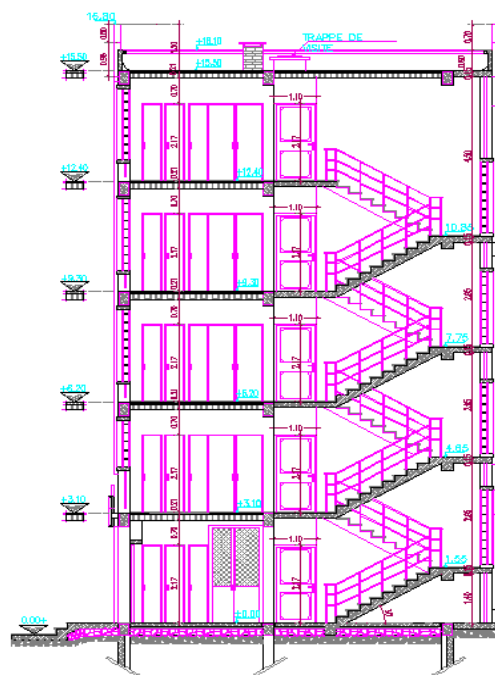


Figure I.6 : La coupe AA.

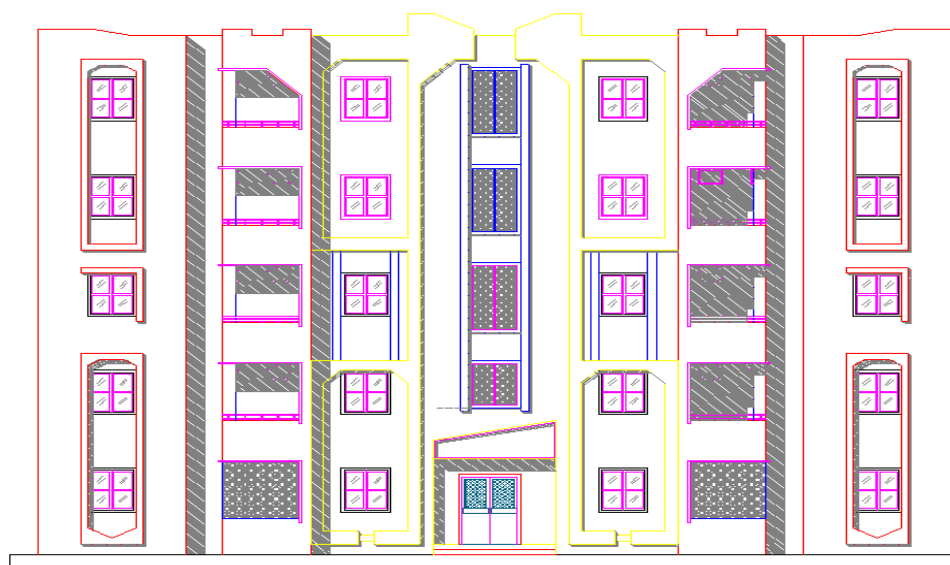


Figure I.7: Façade principale

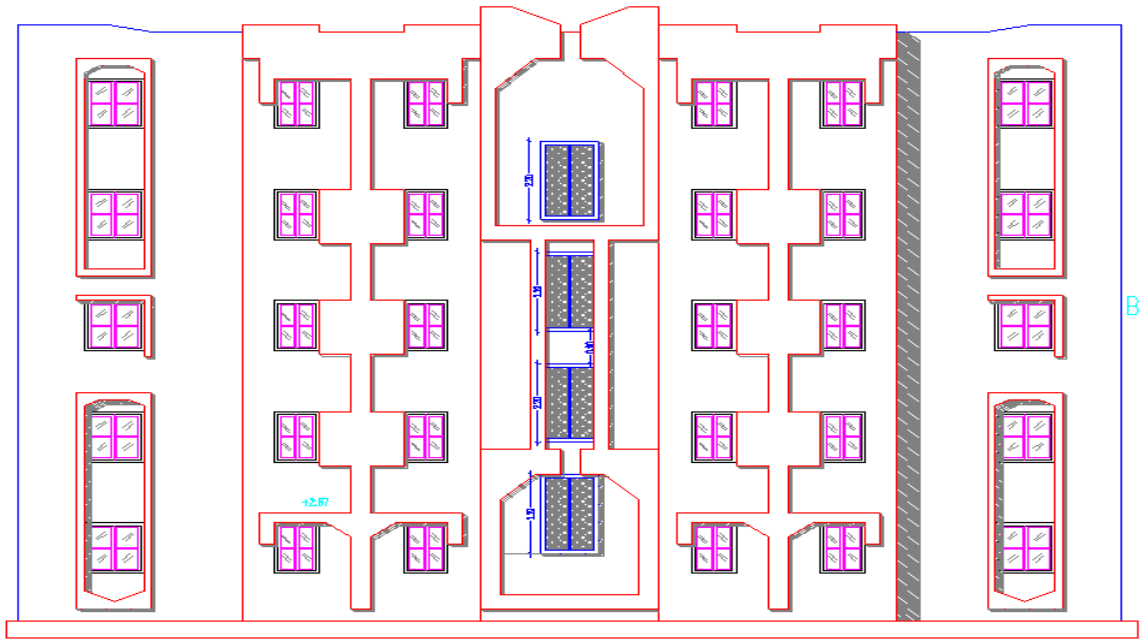


Figure I.8: Façade postérieure

I.3 DIMENSION DU SITE :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003**[1] comme :

- Une zone de sismicité moyenne (zone **IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme : meuble (Site 3)
- Contrainte admissible du sol =2 bars.

I.4 LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

I.4.1 Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

I.4.2 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- ✚ Plancher en corps creux « 16+4 cm » pour RDC et les différents étages (04 étages).
- ✚ Plancher dalle pleine pour balcon.

I.4.3 La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

a. Murs extérieurs :

Constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (15+5+10).

b. Murs intérieurs:

Constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4 Terrasse :

La terrasse inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.4.5 Revêtements :**a. Terrasse :**

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant :

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

I.4.6 Escaliers :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.7 Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8 Isolation :

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

I.4.9 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I.4.10 Fondation :

Les fondations sont des semelles filantes sous voiles et semelles isolées.

I.5 CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX :**I.5.1 Béton :**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³. La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc. Par exemple Pour 1m³il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{ mm}$ ».
- 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en général de :

- Pâte pure : (Ciment, eau et air)
- Granulats : (Sable, gravillons).
- Produits d'addition éventuels (Adjuvants).

I.5.1.1 Résistance du béton :**a. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93 (Art A2.1)[2]

La résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi.

$$j < 28 \text{ jours} \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } j > 28 \text{ jour}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte: $f_{c28}=25\text{MPa}$

b. Résistance du béton à la traction : (CBA.93 Art A. 2.1.1.2)[2] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} . La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{Donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton(BAEL91.A.2.1.21)[3] :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24heures, on admet à défaut des mesures qu'à l'âge de (j) jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{Donc : } E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Les déformations différées du béton

Module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 comprennent le retrait et le fluage. Les heures) est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{Donc : } E_{vj} \approx 10818.87 \text{ MPa}$$

d. Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91)[3] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS.

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU.

e. Contrainte limite du béton CBA93 (Art A 4.3)[2] :

➤ **Etat limite ultime :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle).

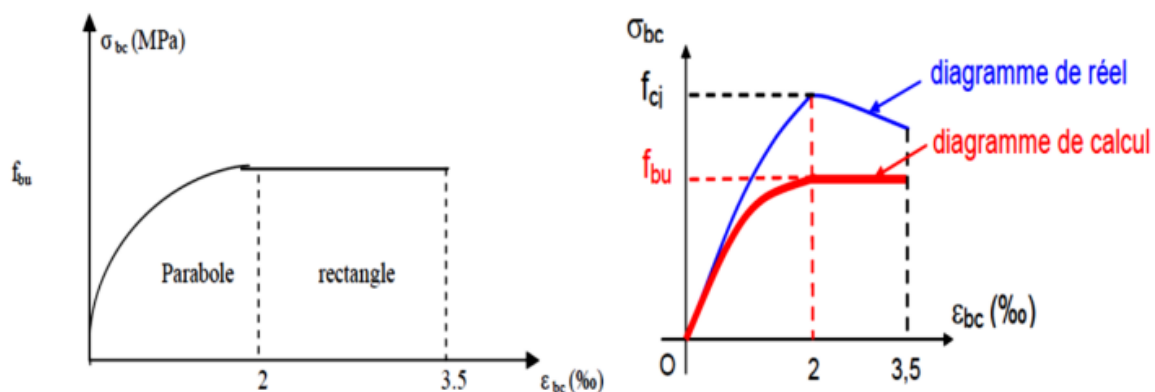


Figure. I.9: Diagramme contraintes-déformations du béton

La Contrainte ultime du béton en compression (**Art A-4. 3.4 BAEL91**)[3] :

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

Avec :

- ✓ f_{bc} :contrainte limite ultime de compression.
- ✓ γ_b :coefficient de sécurité.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ << pour les situations accidentelles >>.
donc : $f_{bu} = 18.48$ MPa
- ✓ $\gamma_b = 1.5$ << pour les situations durables >>
Donc : $f_{bu} = 14.16$ MPa
- ✓ 0, 85: coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- ✓ θ : dépend de la durée d'application des charges.
 - $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considéré est >24h
 - $\theta = 0.9$:lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 - $\theta = 0.85$:lorsqu'elle est < 1 heure.

➤ **Etat limite de service CBA93 (Art A 4.5)[2] :**

- Contrainte admissible de compression dans le béton CBA 93 (Art A.4.5.2)[2] :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime du béton au cisaillement : BAEL91 (A.5.1.2) [3]:

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Si :la fissuration et non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \text{min}\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2 L'acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent Par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6, 8, 10, 12, 14, 16, 2, 25, 32, 40 ».

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

a) **Aciers en barres :**

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

Caractéristiques	Types d'acier			
	Deux et lisses		A haut adhérence (symbole)	
Dénomination	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Résistance a la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

b) Treillis soudés:

Tableau.I.2 : limite élastique en fonction de type de treillis soudés

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisser (symbole T.S.L)	A haute adhérence (symbole T.S.H.A)
Limite élastique f_e en MPa	500 (tous diamètres)	500 (tous diamètres)
Résistance à la rupture σ_r en MPa	550	550
Allongement à la rupture	8%	8%

Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont:(Art A-2.2.1 BAEL91) :[3]:

- La limite d'élasticité «Fe».
- Le diagramme « contraintes-déformations ».

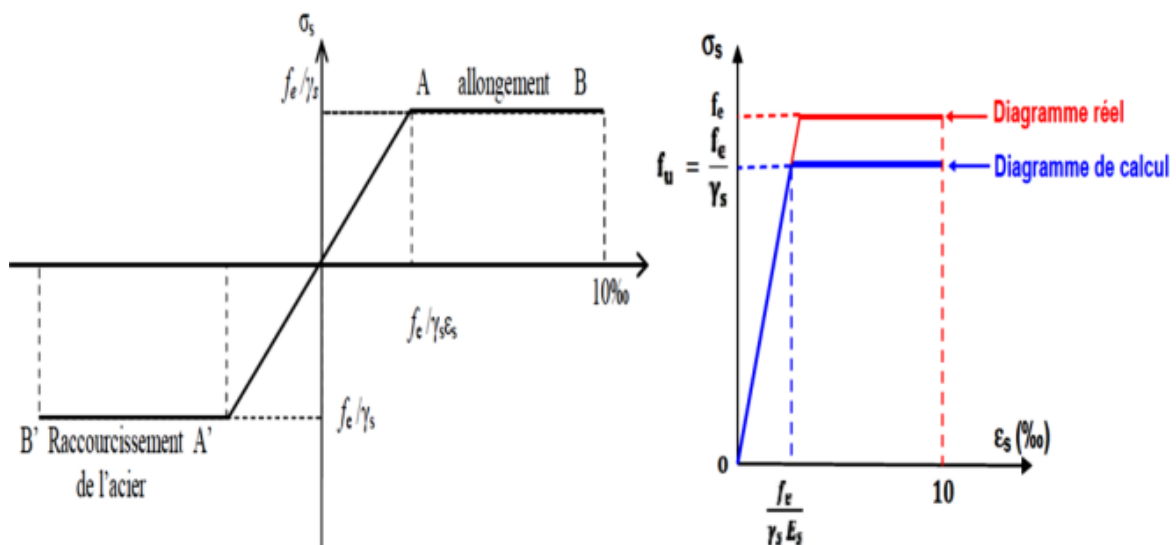


Figure I.10: diagramme contrainte – déformation

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hooke » de pente $E_s=200000\text{MPa}$ « module d'élasticité longitudinale ».

- D'un palier horizontal d'ordonnée : $\frac{f_e}{\gamma_s}$

I.5.2.1 Contrainte limite de calcul :

- à L'E.L.U : On a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.
 f_e : Limite d'élasticité.
 γ_s : Coefficient de sécurité.
 γ_s : 1,15 dans les cas courants.
 γ_s : 1,10 dans les cas accidentels.
- à L'E.L.S :

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

- **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91)[3] :**

Aucune vérification n'est requise.

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91)[3] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91)[3] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec n: Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences.

I.5.2.2 L'allongement relatif de l'acier :

$$\text{On a : } \varepsilon_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) / E_s$$

Avec : E_s : module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{ MPA}$ ».

I.6 HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARME :**I.6.1A L'E.L.U :**

- ✓ « Hypothèse de NAVIER_BERNOULLI » Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ IL n'ya pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée a cause de la fissuration.
- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion à 2 ‰ en compression simple.
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.
- ✓ Les matériaux « Acier béton » sont considérés dans leur comportement plastique.

- ✓ Le diagramme de déformation d'une section droite satisfait la règle des trois pivots
- ✓ décrite dans le règlement « B.A.E .L.91 ».

I.6.2A L'E.L.S :

Les trois premières hypothèses sont conservées de plus :

- ✓ Le béton et acier sont considérés comme des matériaux linéairement Elastiques.
- ✓ Par convention le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et béton (C.B.A.93.art. A.4.5.1) [2]

$$: n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.7 NOTION D'ETAT LIMITES :

Un état limite est un état au de la duquel la structure, ou l'élément de la structure, est mise hors services, c'est -à- dire ne dépend plus des fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les états limites se classent en deux catégories :

I.7.1 Les états limites ultimes :

Correspondant à la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

I.7.2 Les états limites de service :

Etas limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.8 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :**I.8.1 Action :****1. Actions permanentes :**

Ces actions représentées par « G » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis »

2. Actions variables :

Ces actions représentées par « Q » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige »
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

3. Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

I.8.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- effort normal : N
- effort tranchant : V
- moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau.I.3 : caractéristiques de béton armé utilisé.

Fc28	Ft28	Eij	Eiv	γ_b	σ_{bc}	E	γ_s	σ_s	σ_{st}
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)
25	2.1	32164.195	10818.78	1.5	14.16	2*10 ⁵	1.15	347.82	201.63

I.9 REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**)[1].
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**)[4].
- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91 modifiée en 99**)[3].
- ✓ règles de calcul du béton armé Algérien (**CBA93**)[2].

I.10 METHODOLOGIE DE CALCUL :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le **logiciel Auto desk Robot 2014**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91[3]** et le **RPA99 version 2003[1]**.

I.11 CONCLUSION :

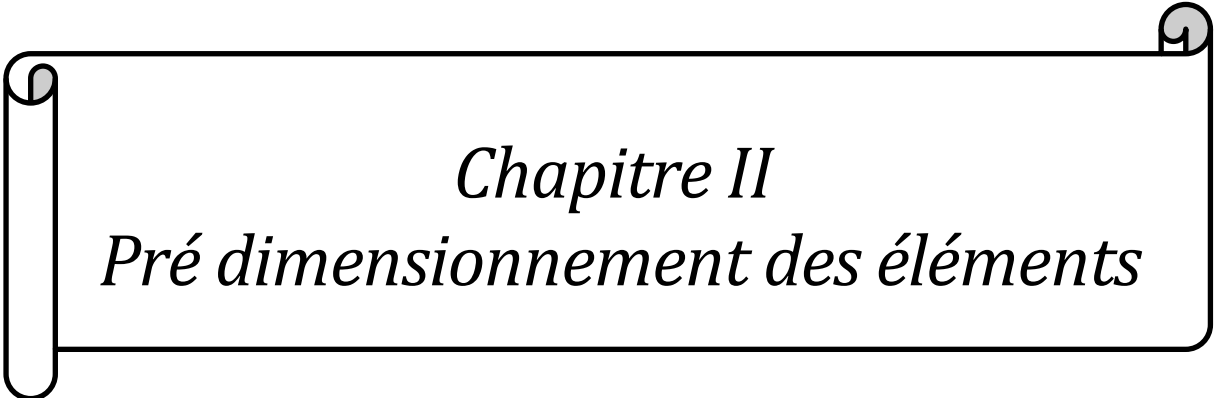
Les tableaux ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calcul :

Tableau.I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPA
	A la traction		2.1 MPA
Contrainte admissible	ELU	Situation Durable	14.16 MPA
		Situation Accidentelle	18.48 MPA
	ELS		15 MPA
Module de déformation	Instantané		32164.195MPa
	Différé		10818.87MPa

Tableau.I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82MPa
		Situation accidentelle	363.63MPa
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	400MPa
		Fissuration préjudiciable	201.63MPa
		Fissuration très préjudiciable	164.97MPa

A decorative frame shaped like a horizontal scroll. It has a black outline with rounded ends. On the left side, there is a vertical bar that curves at the top and bottom, resembling a scroll's binding. At the top right corner, there is a small, light gray circular element with a black outline, also resembling a scroll's end. The text is centered within the main rectangular area of the scroll.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 INTROUDUCTION

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire dans la conception d'une structure où des calculs approximatifs sont effectués pour déterminer les dimensions initiales économiques des éléments résistants afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

La présente partie est consacrée au pré dimensionnement des éléments de la structure tels que l'escalier, l'acrotère, les poutres principales, les poutres secondaire et l'épaisseur du plancher en satisfaisant la condition de flèche, la section transversale des poteaux fait partie de ce chapitre. Ces calculs approximatifs sont généralement basés sur des règles de RPA99/ version2003, C.B.A 93 et (B.A.E.L 91).

II.2 LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II.2.1 Les planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plein.

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres- vous »; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

a. Condition de résistance au feu : (BAEL91 révisé99)[1]:

Les exigences de résistance au feu d'après BAEL91 est :

- $e = 07 \text{ cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 16 \text{ cm}$.

b. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ;

On adopte une épaisseur de : $e = 16$ cm.

c. Condition de résistance à la flèche :

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93[2]** comme suit :

$$e \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : plus grande portée dans le sens considéré

$$h \geq \frac{4.50}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm (16 cm corps creux + 4 cm dalle de compression)}$$

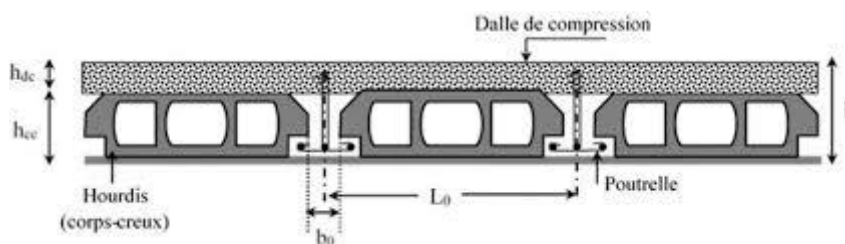


Figure. II.1: Planchers à corps creux.

Les exigences de résistance au feu d'après BAEL91 est :

- $e = 07$ cm: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11$ cm : Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5$ cm : Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15$ cm.

➤ **Les poutrelles :**

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

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 : $L_{min} = 420$ cm

On a :

$$b = 2b_1 + b_0.$$

$$b_0 \geq [0,3h_t ; 0,4 h_t]$$

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm donc on a } b_0 \geq [6 ; 8]$$

$\Rightarrow$ On adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\min}/10]$$

Tel que :

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}.$$

$$b_1 \geq \min [55/2 ; 420/10] = \min (27,5 ; 42) \text{ cm} ;$$

On adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

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

II.2.1.2 Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : **$e = 15 \text{ cm}$.**

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques CBA93[2] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

c. Critère de résistance :

- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$, la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ la dalle porte suivant les 2 directions X et Y et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

- Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$) :
 Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$
 Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{35}$
- Dalle pleine portant dans une direction ($\frac{L_x}{L_y} < 0.4$)
 Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20}$
 Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable). Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée :

$$L_x = 0.65 \text{ m} ; \quad L_y = 4.80 \text{ m}$$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.65}{4.80} = 0.13 < 0.4$ Le panneau isostatique porte dans une d directions.

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_y}{20} \frac{360}{30} \leq e \leq \frac{480}{20}$$

$$e = 15$$

II.2.2 Les Escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches. Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Giron (g) : la largeur de la marche.
- L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : ensemble des marches d'un escalier.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.

- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [200 \text{ à } 400]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

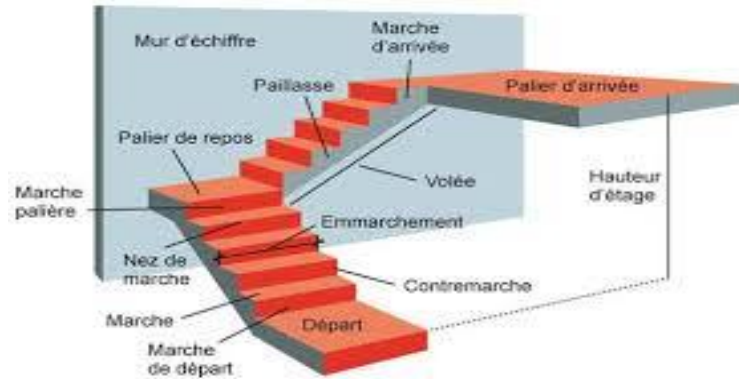


Figure II.2: les composants de l'escalier

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

Dans notre projet on a un type d'escalier : Type : escalier à deux volées pour le RDC et les étages courants

• Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions de la formule de BLONDEL pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

- La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- La largeur g : $25 \leq g \leq 32$

On prend:

$$h = 17 \text{ cm}, g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Leftrightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

a) Escalier RDC + étage courant :

Hauteur de l'étage : $H = 3,10 \text{ m}$.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{310}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

✓ Paillasse :

$$n = \frac{H}{h} \Leftrightarrow n = \frac{155}{17} = 9 \text{ contre marches } 10 \text{ par volées.}$$

n-1 marche donc 10-1 =9 marche dans un seul volée,

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

$$L = (n-1).g = 9. 30 = 2,70m$$

$$\tan \alpha = \frac{155}{270} = 0.57 \Rightarrow \alpha \cong 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e.

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$\Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 135$$

$$\Rightarrow L_{\max} = \frac{270}{\cos 30} + 135 = 446.076 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 14.89 \leq e \leq 22.33$$

On prend : e = 15 cm

✓ **Palier :**

On prend une épaisseur e =15 cm

II.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif (figure). L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.



Figure II.3 : l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher, Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

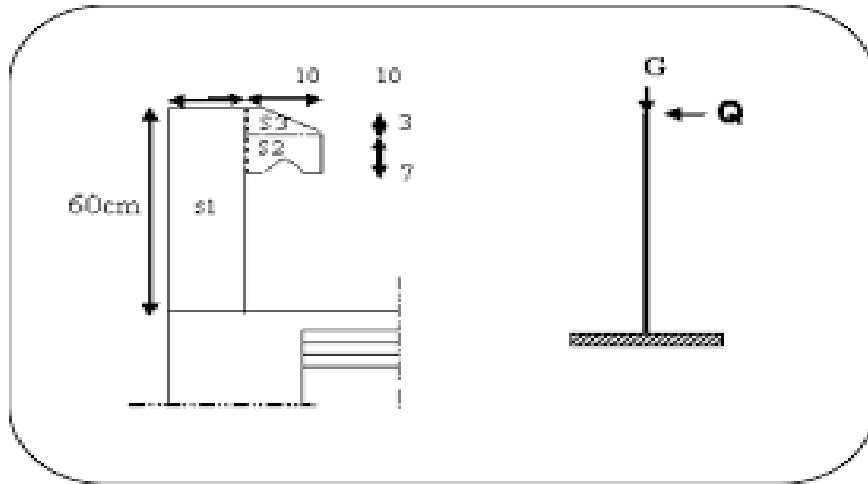


Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère

- Evaluations des sollicitations

Charge permanente :

La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.03) / 2] = \mathbf{0.068 \, m^2}$$

Tableau II.1 : Charges permanentes de l'acrotère

Elément constituant	Masse volumique KN/m ³	Surface m ²	masse linéaire KN /m
Acrotère	25	0.068	1.7
Enduit en ciment	2	0.2	0.4
Total	G= 2.1 KN/ml		

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :**II.3.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 [3] et les vérifications selon le RPA99/v2003.[1]

II.3.1.1 Les poutres principales :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

II.3.1.2 Les poutres secondaires :

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Critère de rigidité :

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes, d'après les règles de BAEL 91[3] on a :

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée. ($L = L_{\max} = 4.50 \text{ m}$)

h : hauteur de la poutre.

D'après le **RPA 99** version [2003]:[1]

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

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

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

Avec :

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

L : la portée de la poutre.

Vérification :**➤ Poutres principales :**

D'après les règles de **BAEL 91**[3] :

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

Avec $L_{\max} = 450 \text{ cm}$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Donc on adopte : $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$$

on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99 version 2003[1]**:

- $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ CV
- $B \geq 20 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ CV
- $\frac{h}{b} \leq 4 \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ CV

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Poutres secondaire :**

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

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

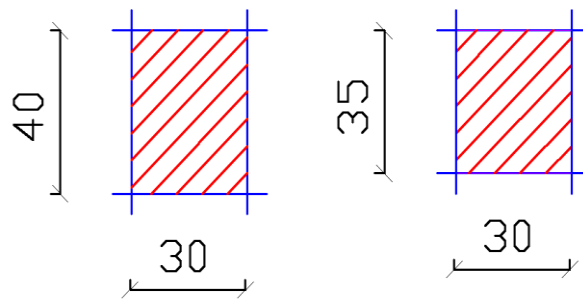
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 = 30 \text{ cm}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[1] est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ CV
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$ CV
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$ CV

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : **$b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$**



Schémas des sections des poutres

Dimensions de la poutre principale

dimensions de la poutre secondaire

Figure II.5 : Section des poutres

II.3.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux utilisés dans la construction pour supporter des charges axiales, telles que le poids des structures au-dessus ou les charges sismiques et de vent. Ils sont couramment utilisés dans les bâtiments pour soutenir les planchers, les toits, les murs et les façades. Il est important de noter que la conception des poteaux doit respecter les normes et réglementations en vigueur dans le pays ou la région où la construction est réalisée. Les charges appliquées, la hauteur, le matériau et d'autres facteurs sont pris en compte dans le dimensionnement des poteaux pour garantir leur résistance et leur sécurité.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles De **RPA 99(version 2003)**[1]

Les exigences de **RPA** en zone **Ila**.

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$).

$$\text{Min}(30, 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(30, 40) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} \leq 4 \quad 0.25 < 0.75 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales

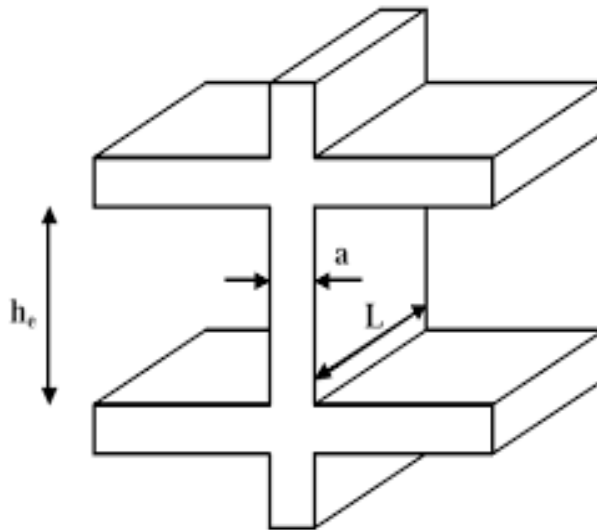
Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 [1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : la longueur de voiles

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :



FigureII.6 : Coupe de voile en élévation.

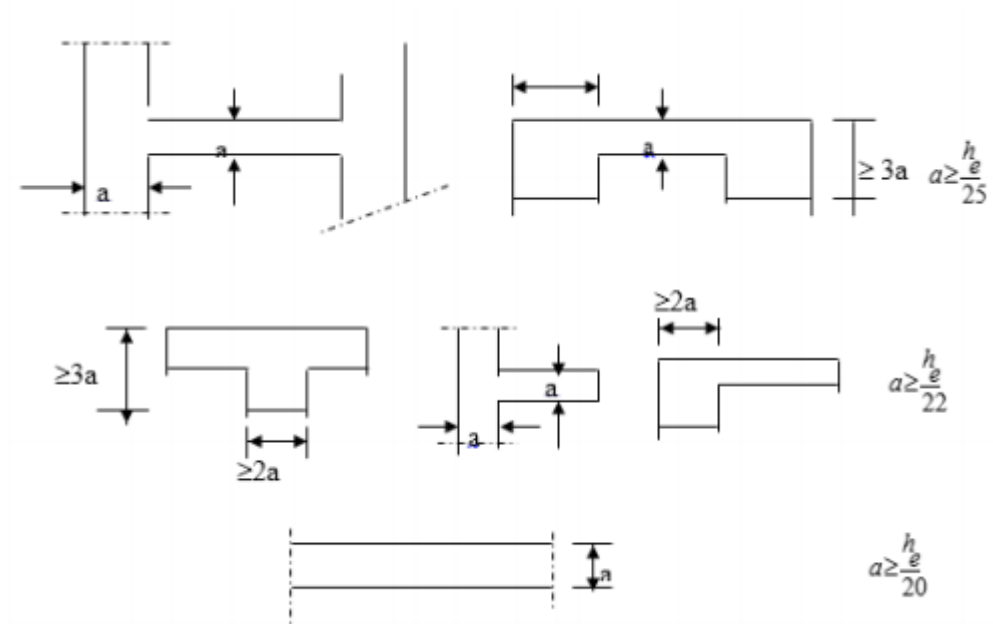


Figure II.7 : Coupe de voile en plan.

D'après RPA

$$A_{\min} \geq \max \left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{22} \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$A_{\min}$: épaisseur du voile

Pour étage courant $h_e = (3.01 - 0.4) = 2.61 \text{ m} = 261 \text{ cm}$

$$A_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} , 11.86) \Rightarrow A_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de: **15 cm**

II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

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

II.4.1 Les planchers :

a) Plancher terrasse :

1. Gravillon de protection.
2. Etanchéité multicouches.
3. Béton de pente.
4. Isolation thermique.
5. Plancher à corps creux.
6. Enduit en plâtre.

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR BC 2.2) [4]:

TableauII.3 : Charge permanente de terrasse à corps creux

N	Désignation	e (m)	P (N/m ³)	Charge (N/m)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	200
Charge permanente totale				G= 6480
Surcharge d'exploitation				Q = 1000

b) Plancher étage courant :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) :[4]

TableauII.4 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

N	Désignation	e (m)	ρ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	/	/	1000
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	440
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	200

Charge permanente totale	G = 5380
Surcharge d'exploitation	Q = 1500

II.4.2 Balcon :

Tableau II.5 : charge permanente et d'exploitation de balcon.

N	Désignation	e (m)	ρ (N/m ³)	Charges(N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.20	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G = 5380
Surcharge d'exploitation				Q = 3500

II.4.3 Cloisons extérieures :

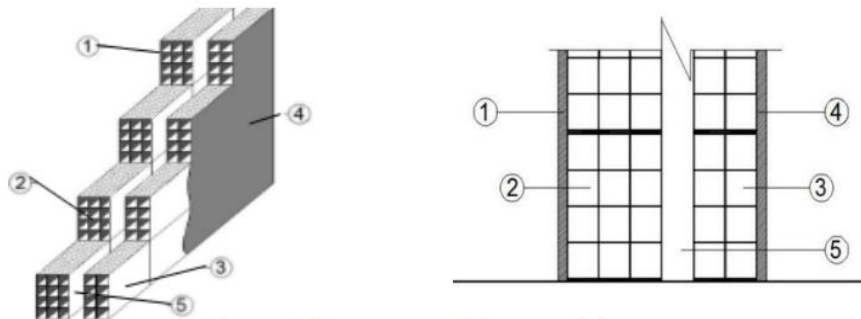


Figure II.8 : Coupe sur cloisons extérieures.

Tableau II.7 : Charge permanente de cloisons extérieures

Désignation	e (m)	(N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	900	1350
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200

Charge permanent total	G =2810
------------------------	---------

II.4.4 L'escalier :

Paillasse + étage courant :

Tableau II.8 : Charge permanente de paillasse et étage courant

N	Désignations		e (m)	(N/m3)	charge
1	Carrelage	Horizontal	0.02	20000	440
		Vertical	0.02h/g	20000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	0.02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Enduit en plâtre		0.02/cos α	10000	230.940
5	Gardes corps		—	—	600
6	Dalle pleine		0.02	25000	3750
Charge permanente totale					G= 8021.94
Charge d'exploitation totale					Q = 2500

Palier de repos DRC +étage courant

Tableau II.9: Charge permanente de palier de repos et étage courant

N	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G = 5150
Surcharge d'exploitation				Q = 2500

II.5 DESCENTE DE CHARGES :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet

l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.5.1 Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3 sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes : Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$$Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- Poteau plus sollicité : (la surface afférente)

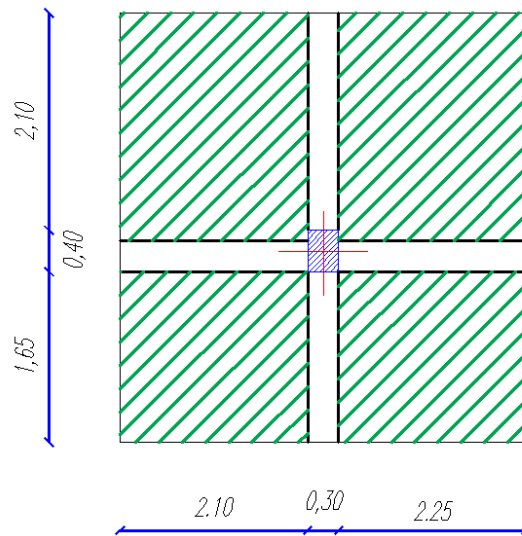


Figure II.9: Poteau intermédiaire

La surface :

$$S_1 = 2.10 \times 2.10 = 4.41 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.25 \times 2.10 = 4.72 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.10 \times 1.65 = 3.46 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.25 \times 1.65 = 3.71 \text{ m}^2$$

$$S = \sum S_i = 16.3 \text{ m}^2$$



Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau

Les charges permanentes :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 16.3 \times 6.48 = 105.62 \text{ KN}$$

$$Q = 16.3 \times 1 = 16.3 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 16.3 \times 5.380 = 87.69 \text{ kN}$$

$$Q = 16.3 \times 1.5 = 24.45 \text{ KN}$$

- **Poteau étage courant et RDC : (hauteur H= 3.10)**

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3 \text{ Kn}$$

○ Les poutres :

$$GPP = (2.10 + 2.25) * 0.3 * 0.4 * 25 = 13.05 \text{ KN}$$

$$GPS = (2.10 + 1.65) * 0.30 * 0.35 * 25 = 9.84 \text{ KN}$$

Tableau II.8 : Charge et surcharge de chaque étage

Etage	Niveau	Elément	La charge G (KN/m ²)	La charge Q (KN/m ²)
4 ^{ème} étage	N ₀	• Plancher terrasse inaccessible+ l'acrotère	2.1+105.62	16.3 *1
		• Poutre principales	1 3.05	
		• Poutre secondaire	9.84	
		Total	130.61	
3 ^{ème} Etage	N ₁	• Venant N-1	130.61	16.3*2.5
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	142.72	
2 ^{ème} étage	N ₂	• Venant N-2	142.72	16.3* 3.8
		• Plancher étage courant	87.69	
		• Poutre principales	13.05	
		• Poutre secondaires	9.84	
		Total	253.3	
1 ^{ème} Etage	N ₃	• Venant N-3	253.3	16.3*5.05
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	265.41	

RDC	N ₄	• Venant N-4	265.41	16.3*6.1
		• Plancher étage courant	87.69	
		• Poutre principales	13.05	
		• Poutre secondaires	9.84	
		Total	376	99.43

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 * 376) + (1.5 * 99.43)$$

$$N_u = 656.74 \text{ KN}$$

➤ **Vérification**

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées l'effort de compression ultime N_u à 10 % telle que :

$$N_u = 1.10 (1.35G + 1.5Q)$$

$$L'effort normal maximum : N_u = 1.10 * 656.74 = 722.414 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 722.414 \text{ KN (Pour le poteau (30} \times 40))$$

➤ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28}$$

$$B \leq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow \frac{722.414 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.04 \text{ m}^2$$

$$B = 0.3 * 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2 \geq 0.04 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : B_r : Section réduite du poteau

$$B_r = (h-2) (b-2)$$

f_{c28} : Contrainte de compression du béton a 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400\text{MPa}$).

γ : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

λ : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

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

Avec :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_0 \text{ (BAEL91ArtB. 8. 3. 31)} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.17}{0.3} = 25.05 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.17}{0.4} = 18.80$$

$$\lambda = 25.05 < 50 \Rightarrow \text{selon (BAEL91ArtB. 8. 4. 1):}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.05}{35} \right)^2} = 0.77$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique. $B_r = (h-2)(b-2)$

A: est la section d'armature comprimée

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

$$A_{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{minRPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

Tableau : Résultats des vérifications au flambement

Poteau	Nu (KN)	α	Amin BAEL (mm ²)	Amin RPA (mm ²)	A (mm ²)	Br (mm ²)	Nu(KN)	Condition
(30*40)	722.414	0.77	400	960	690	106400	2460.57	CV

II.6 CONCLUSION :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

Plancher :

- Plancher à corps creux 16+4 cm.
- Plancher à dalle pleine de 15 cm.

Voile :

- Un voile d'épaisseur de 15 cm.

Poutre :

- Poutre principale : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.
- Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.

Poteau :

- Poteau RDC 1,2, 3, 4 étage = $(30*40) \text{ cm}$

Escalier :

- $e = 15 \text{ cm}$ pour la paillasse
- $e = 15 \text{ cm}$ pour le palier de repos.

Chapitre III
Calcul Des Eléments Secondaire

III.1 Introduction :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers; l'acrotère dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Définition:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ❖ Un effort normal dû à son poids propre (**G**)
- ❖ Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

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

III.2.2 Hypothèse de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

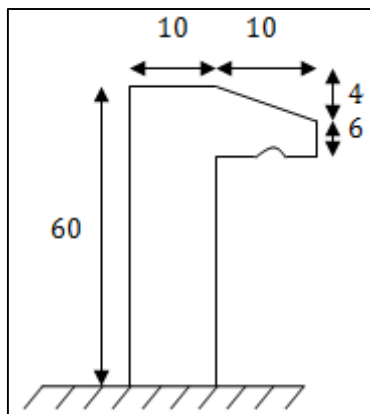


Figure. III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

a) Hypothèses de calcul :

- ❖ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ❖ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire

b) Evaluation des Charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = 2.1 \text{ KN /ml}$$

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA 99version 2003(Art 6.2.3) [1]}$$

Avec :

- $A = 0.15$ coefficient d'accélération de zone.
- $C_p = 0.8$: facteur de force horizontale.
- $W_p = 2.1 \text{ KN/ml}$: Poids propre de l'acrotère.

Donc, $f_p = 1.008 \text{ KN/ml}$

$$f_p < 1.5Q \Rightarrow 1.008 \text{ KN/ml} < 1.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force f_p .

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2.1 \text{ KN/ml}; Q = 1 \text{ KN/ml}; f_p = 1.008 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

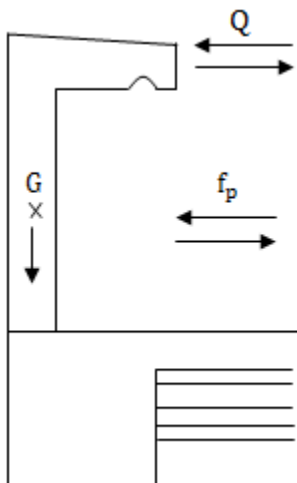


Figure III.2 : charges appliquées sur l'acrotère.

• E.L.U :

$$N_u = 1.35 G = 2.835 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN}$$

• E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2.1 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

Selon l'article (A.4-4 du B.A.E.L91)[3], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

❖ **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1):**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.835} = 0.317 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$ C. V Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

❖ **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

$\phi = 2$: c'est le rapport de la déformation final due au fluage et a la déformation Instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égal à 2.

Calcul de l'élancement :

$$L_f = 2 \times L \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i: \text{ rayon de giration: } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } i = 0.028 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\gamma_{\max} \leq \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h}; 100 \right) \right\}$$

$$\gamma_{\max} \leq 100$$

$$\text{Alors : } \gamma \leq \gamma_{\max}$$

Donc : pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{G \times l^2}{2} = \frac{2.1 \times 0.6^2}{2} = 0.378 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{Q \times l^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.378}{0.378 + 0.18} = 0.677$$

$$\alpha = 0.677$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 \times 0.677 + 2) = 0.014 \text{ m}$$

❖ **Excentricité additionnelle (e_a):**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm BAEL A4.3.5[3]}$$

$$\text{Alors : } e_t = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e_t = 0.317 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_t = 0.351 \text{ m}$$

$$e_t > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Alors :

Le centre de pression se trouve l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III.2.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

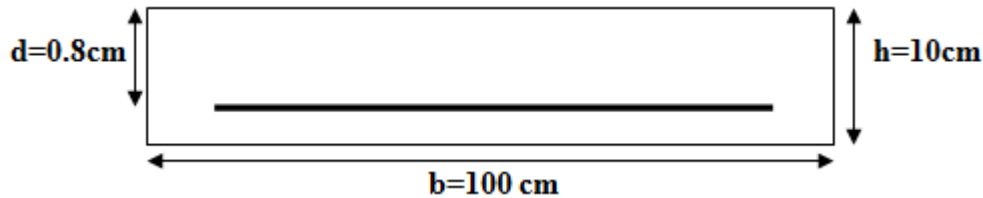


Figure. III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.

Les dimensions de la section :

- Epaisseur de la section : $h = 0.1\text{ m}$
- Largeur de la section : $b = 1\text{ m}$
- Enrobage : $c = 0.02\text{ m}$
- Hauteur utile : $d = h - cd = 0.08\text{ m}$

-Moment fictif (M_{ua}) :

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 900 + 2835 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 985.05 \text{ N.m}$$

III.2.1 Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{985.05 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 80^2}; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 79.68 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.010 ; Z = 79.68 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}; \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{985.05 \times 10^3}{79.68 \times 348} = 35.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} > 96.6 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (0.35 ; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

- **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min (30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : $e = 10 \text{ cm}$

III.2.2 Armature de répartition :

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

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

- **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min (40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.2.3 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [3]:

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = F_p + Q = 2.008 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2.008 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0251 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.0251 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4 Vérification à L'ELS :

III.2.4.1 Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

✓ **Pour le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

✓ **Pour l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} = 0.45$$

$$U_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3} \right)$$

$$U_r=0.19$$

Moment de service limite :

$$\bar{M}_1 = U_r \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm}$$

$$\bar{M}_1 = 18240 \text{ N.m}$$

$$\bar{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\bar{M}_{ser} = 600 + 2100 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$\bar{M}_{ser} = 663 \text{ N.m}$$

$$\bar{M}_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow 663 \text{ N.m} < 18240 \text{ N.m} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{\bar{M}_{ser}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{663 \times 10^3}{68 \times 266.66} = 36.56 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 36.56 - \frac{2100}{266.66} = 28.68 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$A_s = \max (A_s; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.28 ; 0.96)$$

$$\text{Alors : } A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

III.2.5 Schéma de Ferraillage :

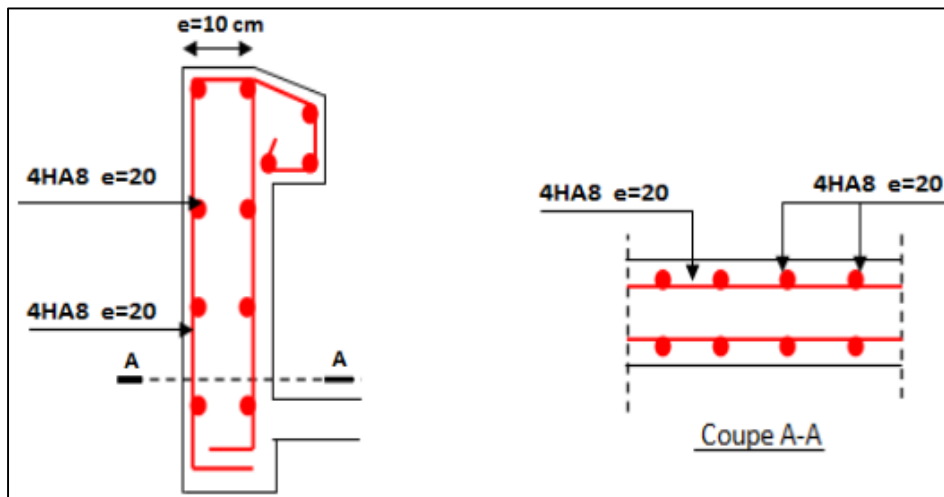


Figure III.4 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.3 Etude des escaliers :

III.3.1 Définition :

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre. Est un élément qui n'est pas

exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible : La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1\text{cm}$ soit $c = 2\text{cm}$

- Pour notre emmarchement on aura :

- **Palier** : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- **Paillasse** : $G = 8.02 \text{ KN/m}^2$
- **Surcharge** $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.2 Charge et surcharge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ Paillasse:

$$G_p = 8.02 \text{ KN/m}^2 = 8.02 \times 1\text{ml} \Rightarrow G_p = 8.02 \text{ KN/ml}$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{ml} \Rightarrow Q_p = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Palier :

$$G_{pr} = 5.15 \text{ KN/m}^2 = 5.15 \times 1\text{ml} \Rightarrow G_{pr} = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{pr} = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{ml} \Rightarrow Q_{pr} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Avec :

G_p : Charge permanente de la paillasse.

Q_p : Charge variable de la paillasse .

G_{pr} : Charge permanente du palier.

Q_{pr} : Charge variable du palier.

III.3.3 Schéma statique :

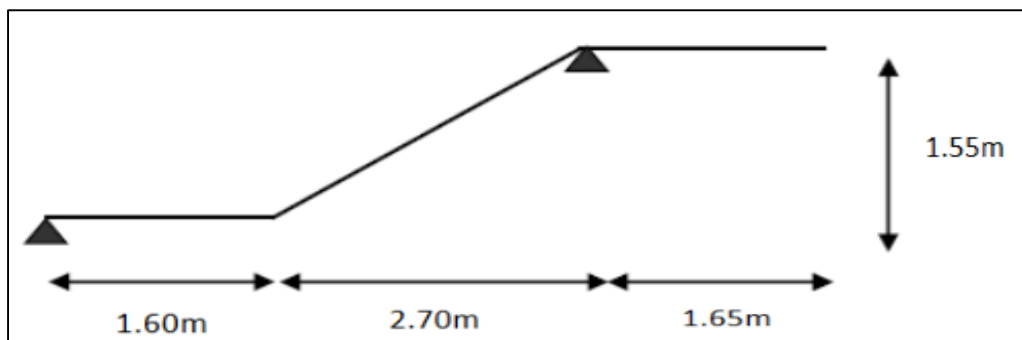


Figure .III.5: Schéma statique des escaliers

III.3.4 Combinaison des charges :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) [4] pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

$$q_{\text{mur}} = G \times (H - e) \times 1\text{m}$$

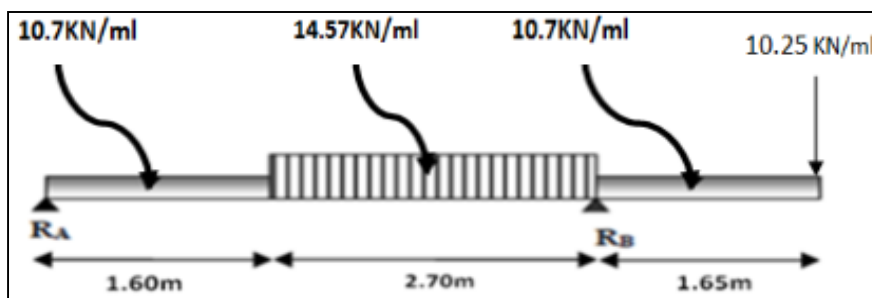
$$q_{\text{mur}} = 2.81 \times (3.10 - 0.4) \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{mur}} = 7.59 \text{ KN}$$

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS** : $q_s = G + Q$

Tableau: III.1. Calcul de la Combinaison des charges.

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier (KN/ml)	Mur (KN)
ELU	14.57	10.70	10.25
ELS	10.52	7.65	7.59

III.3.4.1 Calcul des réactions :➤ **ELU :****Figure III.6:** Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (10.7 \times 1.60) + (14.57 \times 2.70) + (10.7 \times 1.65) + 10.25$$

$$R_A + R_B = 84.36 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B \times 4.30 + \left(10.7 \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} \right) + \left(14.57 \times 2.70 \times \left(1.60 + \frac{2.70}{2} \right) \right) + \left(10.7 \times 1.65 \times \left(4.3 + \frac{1.65}{2} \right) \right) + 10.25 \times 5.95 = 0$$

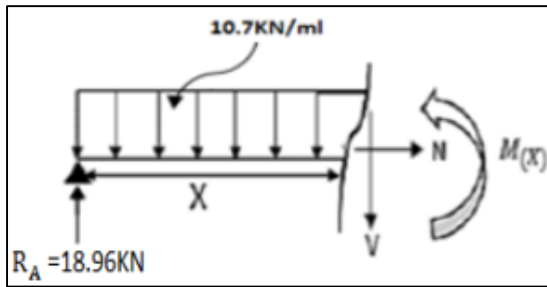
$$R_B = \frac{281.22}{4.30} = 65.4 \text{ KN}$$

$$R_B = 65.4 \text{ KN}$$

$$R_A = 18.96 \text{ KN}$$

III.3.4.2 Calcul des moments et efforts tranchants :✚ **ELU :**

- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 1.60 \text{ m}$



- L'effort tranchant:

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 18.96 - 10.7x$$

Pour :

$$x = 0; T(x) = 18.97 \text{ kN}$$

$$x = 1.60 \text{ m}; \quad T(x) = 1.85 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant :

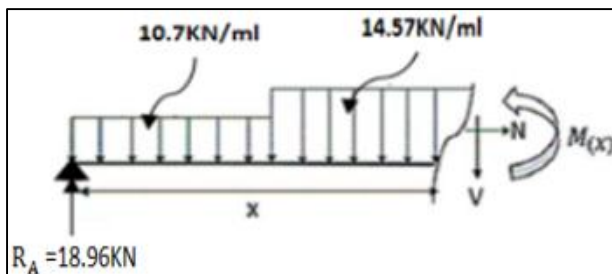
$$\sum M / x = 0 \quad M(x) = 18.96x - 10.7 \frac{x^2}{2}$$

Pour :

$$x = 0; \quad M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.60 \text{ m}; \quad M(x) = 16.64 \text{ kN.m}$$

- **Tronçon II** : Pour : $1.60 \leq x \leq 4.30 \text{ m}$



- L'effort tranchant:

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 18.96 - (10.7 \times 1.60) - (14.57 \times (x - 1.60))$$

Pour :

$$x = 1.60 \text{ m}; T(x) = 1.85 \text{ kN}$$

$$x = 4.30 \text{ m}; T(x) = -37.51 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M / x = 0 \quad M(x) = 18.96x - \left(10.7 \times 1.60 \left(x - \frac{1.60}{2} \right) \right) - \left(14.57 \times \frac{(x - 1.60)^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.71 \text{ m}$$

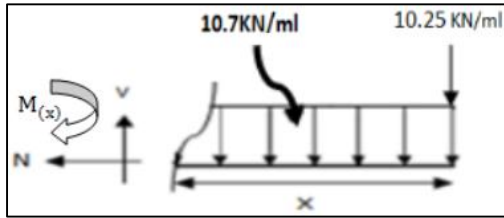
Pour :

$$x = 1.60 \text{ m}; \quad M(x) = 16.64 \text{ kN.m}$$

$$x=1.71\text{m}; \quad M(x)=16.77\text{KN.m}$$

$$x=4.30\text{m}; \quad M(x)=-31.50\text{KN.m}$$

- **Tronçon III** : Pour : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$



- L'effort tranchant:

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 10.7x + 10.25$$

Pour :

$$x=0; T(x)=10.25\text{KN}$$

$$x=1.65\text{m}; T(x)=27.91\text{KN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \quad M(x) = 10.7 \frac{x^2}{2} + 10.25x$$

Pour :

$$x=0; \quad M(x)=0\text{KN.m}$$

$$x=1.65\text{m}; \quad M(x) = -31.50\text{KN.m}$$

On trouve : $\left(\begin{array}{l} M_{\max} = 31.5\text{KN.m} \\ T_{\max} = 37.51\text{KN} \end{array} \right)$

- **Moment en travée**

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_t = 0.85 \times 31.5 = 26.78\text{KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_a = 0.5 M_0$$

$$M_a = 0.5 \times 31.5 = 15.75\text{KN.m}$$

III.3.4.3 Calcul des réactions :

ELS :

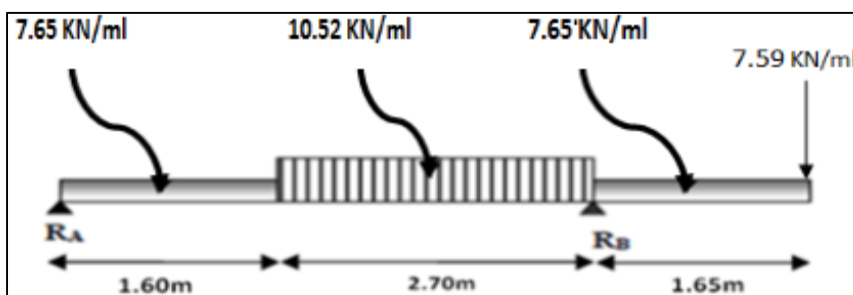


Figure III.7: Schéma statique à l'ELS.

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (7.65 \times 1.60) + (10.52 \times 2.70) + (7.65 \times 1.65) + 7.59$$

$$R_A + R_B = 60.86 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4.30 + \left(7.65 \times 1.60 \times \frac{1.60}{2} \right) +$$

$$\left(10.52 \times 2.70 \times \left(1.60 + \frac{2.70}{2} \right) \right) + \left(7.65 \times 1.65 \times \left(4.3 + \frac{1.65}{2} \right) \right) + 7.59 \times 5.95 = 0$$

$$R_B = \frac{203.43}{4.30} = 47.31 \text{ KN}$$

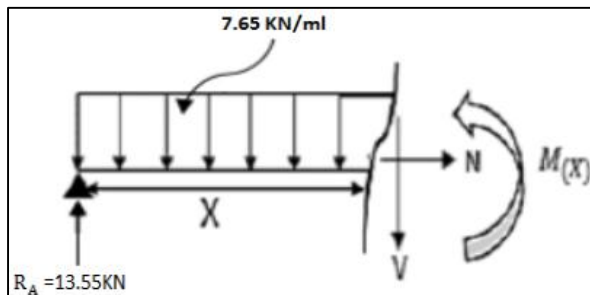
$$R_B = 47.31 \text{ KN}$$

$$R_A = 13.55 \text{ KN}$$

III.3.4.4 Calcul des moments et efforts tranchants :

ELS :

- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 1.60 \text{ m}$



- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 13.55 - 7.65x$$

Pour :

$$x = 0; T(x) = 13.54 \text{ KN}$$

$$x = 1.60 \text{ m}; \quad T(x) = 1.30 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

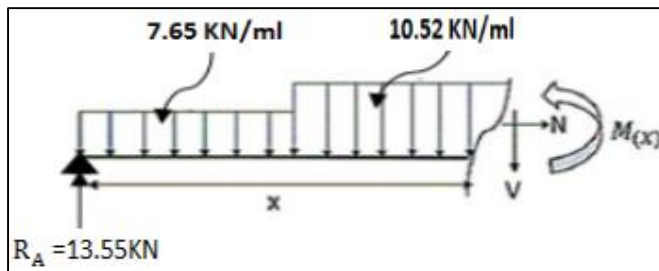
$$\sum M_x = 0 \quad M(x) = 13.55x - 7.65 \frac{x^2}{2}$$

Pour :

$$x = 0; \quad M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.60 \text{ m}; \quad M(x) = 11.88 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon II :** Pour : $1.60 \leq x \leq 4.30 \text{ m}$



- L'effort tranchant:

$$\sum F_v = 0; \quad T(x) = 13.55 - (7.65 \times 1.60) - (10.52 \times (x - 1.60))$$

Pour :

$$x = 1.60 \text{ m}; T(x) = 1.30 \text{ kN}$$

$$x = 4.30 \text{ m}; T(x) = -27.10 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \quad M(x) = 13.55x - \left(7.65 \times 1.60 \left(x - \frac{1.60}{2}\right)\right) - \left(10.52 \times \frac{(x-1.60)^2}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.71 \text{ m}$$

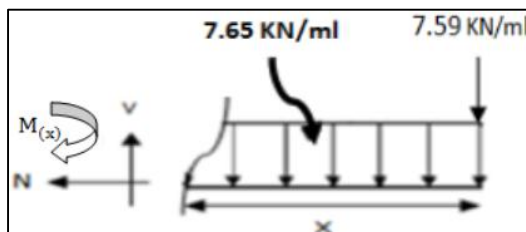
Pour :

$$x = 1.60 \text{ m}; M(x) = 11.88 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.71 \text{ m}; \quad M(x) = 11.95 \text{ kN.m}$$

$$x = 4.30 \text{ m}; \quad M(x) = -22.96 \text{ kN.m}$$

- **Tronçon III :** Pour : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$



- L'effort tranchant:

$$\sum F_v = 0; \quad T(x) = 7.65x + 7.59$$

Pour :

$$x = 0; T(x) = 7.59 \text{ kN}$$

$$x = 1.65 \text{ m}; T(x) = 20.21 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \quad M(x) = 7.65 \frac{x^2}{2} + 7.59x$$

Pour :

$$x = 0; \quad M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.65 \text{ m}; \quad M(x) = -22.96 \text{ kN.m}$$

On trouve : $\left(\begin{matrix} M_{\max} = 22.96 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 27.10 \text{ kN} \end{matrix} \right)$

▪ **Moment en travée**

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 22.96 = 19.51 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment sur appuis**

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_a = 0,5 \times 22.96 = 11.48 \text{ KN.m}$$

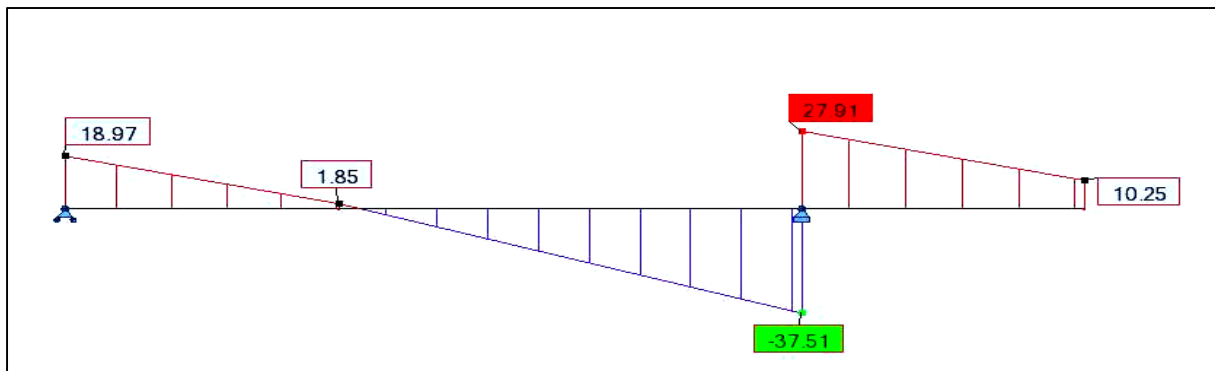
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\max}^t(\text{KN.m})$	$M_{\max}^a(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{KN})$
ELU	31.5	26.78	15.75	37.51
ELS	22.96	19.51	11.48	27.10

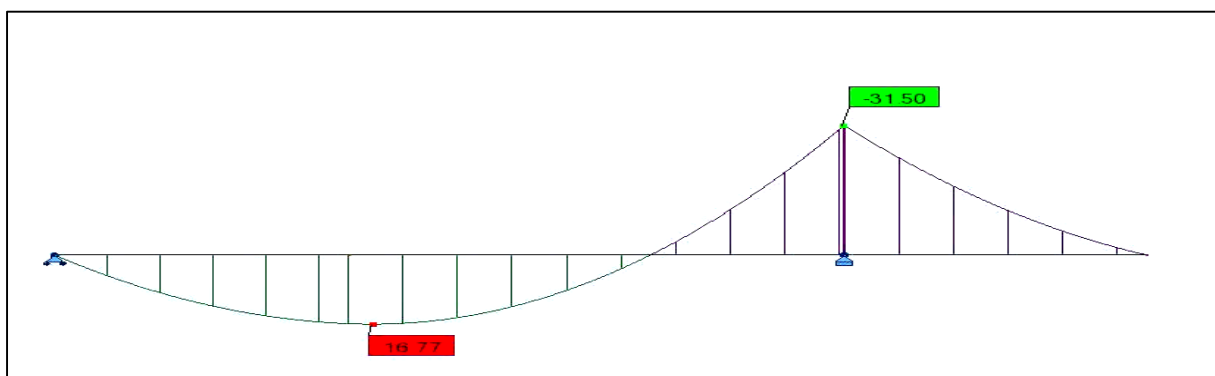
III.3.4.5 Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants :

ELU :

- Effort tranchant :

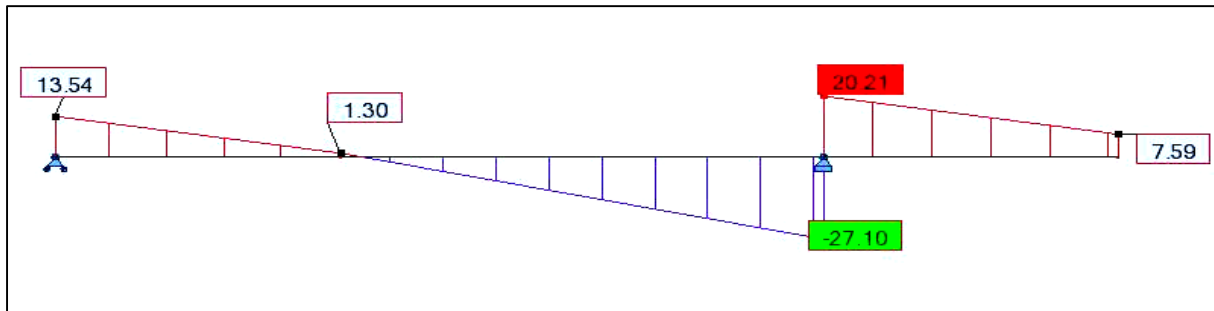


- moment fléchissant :

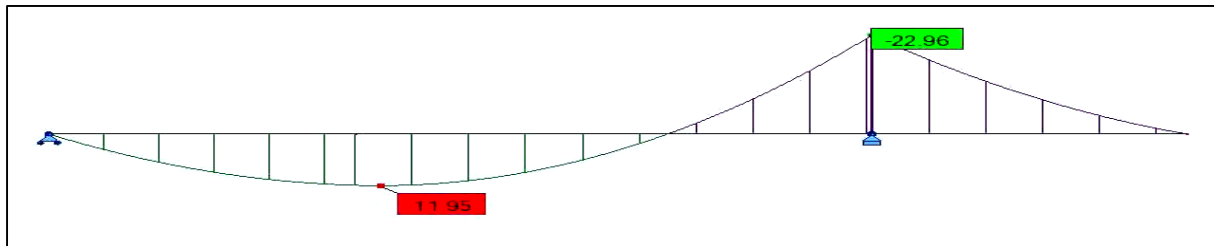


ELS :

- Effort tranchant :



- moment fléchissant :



III.3.5 Calcul de Ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

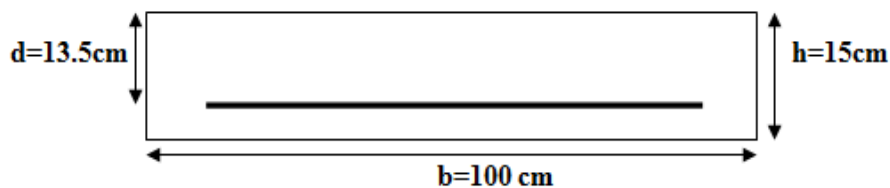


Figure. III.8 La section équivalente de calcul de L'escalier.

Les dimensions de la section :

-Epaisseur de la section : $h = 15\text{cm}$

-Largeur de la section : $b=100\text{cm}$

-Hauteur utile : $d= 0.9h = 13.5\text{cm}$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; \quad f_{bu}=14.16 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_e=400 \text{ MPa} ; \quad f_{t28}=2.1 \text{ MPa} ; \quad \mu_1=0.392 ; \quad d = 13.5\text{cm}$$

❖ En appuis

$$M_a=15.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15.75 \times 10^3}{14.16 \times 1 \times 135^2} = 0.061$$

$$\mu_{bu} = 0.061 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.061 \leq \mu_1 = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \implies \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}\right) = 0.078$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \implies Z = 135(1 - 0.4 \times 0.078) = 130.8 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} = \frac{15.75 \times 10^6}{348 \times 130.8} = 346 \text{ mm}^2 \implies A_{s(\text{calculé})} = 3.46 \text{ cm}^2$$

 **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{s(\text{calculé})} = 3.46 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 6HA12} \implies A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

 **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s(\text{ado})}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 6HA10} \implies A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

 **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \implies S_t = \frac{100}{4} \text{ cm} \leq \min(3 \times 15\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

 **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \implies S_t = \frac{100}{4} \text{ cm} \leq \min(4 \times 15\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.3: ferrailage à l'ELU Sur appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z(mm)	$A_{s(\text{cal})}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{s(\text{adop})}(\text{cm}^2)$	S_t
15.75	0.061	0.078	130.8	3.46	1.63	6HA12 = 6.79	15

❖ **Sur travée**

$$M_t = 26.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{26.78 \times 10^3}{14.16 \times 1 \times 135^2} = 0.104$$

$$\mu_{bu} = 0.104 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.104 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104} \right) = 0.138$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \Longrightarrow \quad Z = 135 (1 - 0.4 \times 0.138) = 127.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{sxz}} = \frac{26.78 \times 10^6}{348 \times 127.5} = 604 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 6.04 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 6HA12} \quad \Longrightarrow \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{s(\text{ado})}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 6HA10} \quad \Longrightarrow \quad A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \Longrightarrow \quad S_t = \frac{100}{6} \text{ cm} \leq \min(3 \times 15\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Armatures transversales :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \quad \Longrightarrow \quad S_t = \frac{100}{6} \text{ cm} \leq \min(4 \times 15\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.4: ferrailage à l'ELU Sur Travée.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z(mm)	$A_{s(\text{cal})}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{s(\text{adop})}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
26.78	0.104	0.138	127.5	6.04	1.63	6HA14=6.79	15

➤ Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{37.5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = \min (3.33\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.27\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Remarque:

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

❖ **Sur travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

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

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

- **Position de l'axe neutre :**

$$M_{ser} = 19.51\text{KN.m}; \longrightarrow A_s = 6.79\text{cm}^2; n = 15; \mu \leq \mu_1 A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$n(y - d') A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 6.79 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 4.32\text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

$$nA'_s(d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \times 4.32^3}{3} + 15 \times 6.79 (13.5 - 4.32)^2 = 11270.53\text{cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{19.51 \times 10^6 \times 43.2}{11270.53 \times 10^4} = 7.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
19.48	6.79	4.15	11270.53	7.48	Vérifié

❖ **Sur appuis :**

Tableau III.6: Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
11.48	6.79	4.15	11270.53	4.41	Vérifié

III.3.5.1 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1) [3] :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{6} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{5.95} = 0.025 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C. N. V} \\ \frac{0.15}{5.95} = 0.025 \geq \frac{26.78}{10 \times 31.5} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C. N. V} \\ \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

A) Calcul de la flèche (BAEL 91) [3] :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$Y = 4.32 \text{ cm}; \quad M_{ser} = 22.96 \text{ KN.m}; M_{ts} = 19.48 \text{ KN.m}; \quad d = 13.5 \text{ cm}; \quad L = 2.7 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; \quad A_s = 6.16 \text{ cm}^2; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t \times d}{b_0 h + 15 A_t}$$

$$Y_G = 1.84 \text{ cm}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b(h \times Y_G)^3}{3} + 15A_t(d - Y_G)^2 + 15A'_s(Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 1.84^3}{3} + \frac{100 \times (15 - 1.84)^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (13.5 - 1.84)^2$$

$$I_0 = 90025.48 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0.005 \quad \longrightarrow \quad \rho = 0.005$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 4.2 \quad \longrightarrow \quad \lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 1.68 \quad \longrightarrow \quad \lambda_v = 1.68$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \quad \longrightarrow \quad E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \quad \longrightarrow \quad E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{22.96 \times 10^6}{6.79 \times 10^2 \times 13.5 \times 10} = 250.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 250.48 + 2.1} \right] = 0.48 \quad \mu = 0.48$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 90025.48}{1 + 4.2 \times 0.48} = 32834.23 \quad \longrightarrow \quad I_{fi} = 32834.23$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 90025.48}{1 + 1.68 \times 0.48} = 54820.65 \quad \longrightarrow \quad I_{fv} = 54820.65$$

La flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{22.96 \times 10^6 (3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 32834.23 \times 10^4} = 1.95 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{22.96 \times 10^6 (3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 54820.65 \times 10^4} = 3.51 \text{ mm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si : } L > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L = 2.7 \text{ m} < 5\text{m}$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 3.51 - 1.95 \leq \frac{2700}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.56 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5.4 \text{ mm}$$

III.3.6 Schéma de ferrailage :

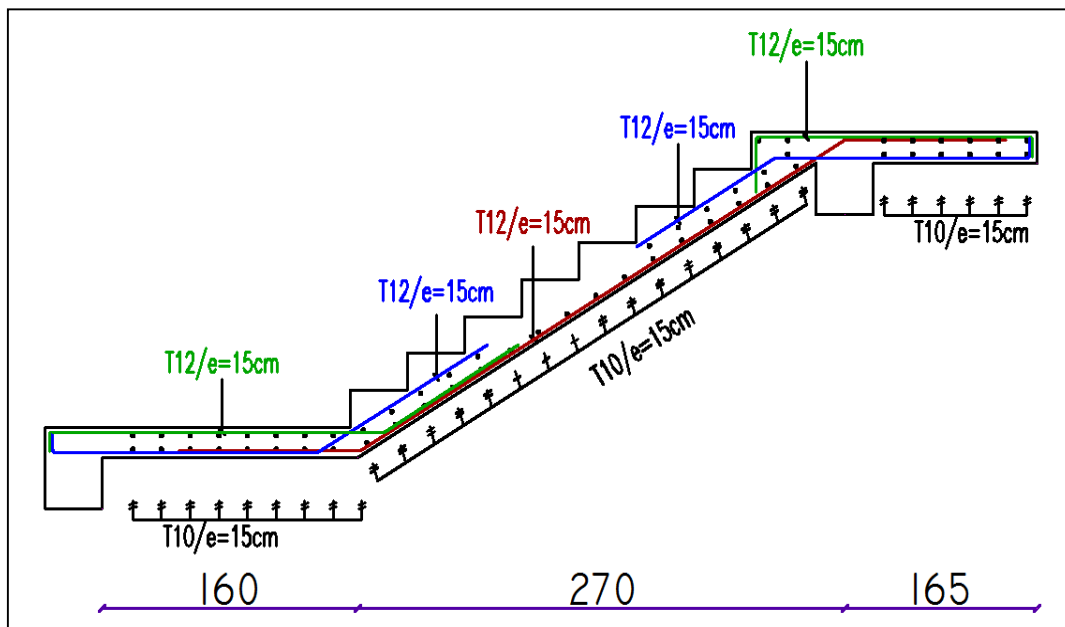


Figure III.9 : Evaluation des charges.

III.4 Poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.9 m.

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** [3]:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 19.33 \leq h \leq 29 \longrightarrow \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35 \longrightarrow 10.5 < b < 24.5 \longrightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone IIa) [1] suivant:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.17 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$

III.4.1 Evaluation des charges :

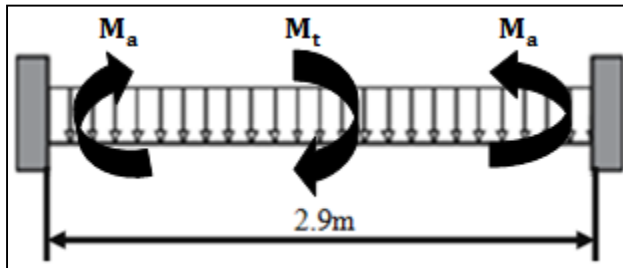


Figure III.10: Evaluation des charges.

III.4.1.1 Détermination des sollicitations :

- Charges et surcharges :

La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.63 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : $\begin{cases} \text{A l'ELU : } T_u = 37.5 \text{ KN} \\ \text{A l'ELS : } T_s = 27.09 \text{ KN} \end{cases}$

Combinaison de charges et surcharges :

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.63) + 37.5 \\ \quad \quad \quad q_u = 41.05 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } q_s = G + T_s = 2.63 + 27.09 \\ \quad \quad \quad q_s = 29.72 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments et l'effort tranchants :

- ELU :

$$q_u = 41.05 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{41.05 \times 2.9^2}{24} = 14.38$$

$$M_{tu} = 14.38 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{41.05 \times 2.9^2}{12} = 28.77$$

$$M_{au} = 28.77 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{41.05 \times 2.9}{2} = 59.52 \text{ KN}$$

• ELS :

$$q_s = 29.72 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{29.72 \times 2.9^2}{24} = 10.41$$

$$M_{tu} = 10.41 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{29.72 \times 2.9^2}{12} = 20.83$$

$$M_{au} = 20.83 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29.72 \times 2.9}{2} = 43.09 \text{ KN}$$

III.4.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Sur travée

$$M_{tu} = 14.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.38 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 315^2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \Longrightarrow \quad Z = 315 (1 - 0.4 \times 0.043) = 309.58 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{14.38 \times 10^6}{309.58 \times 348} = 133.48 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 1.33 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 1.33 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 3HA12 $\Longrightarrow$ $A_s=3.39\text{cm}^2$

❖ Sur appuis

$$M_{au} = 28.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{28.77 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 315^2} = 0.068$$

$$\mu_{bu} = 0.068 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.068 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \Longrightarrow \quad Z = 315 (1 - 0.4 \times 0.088) = 303.91 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{28.77 \times 10^6}{303.91 \times 348} = 272.03 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 2.72 \text{ cm}^2$$

🌈 Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 2.72 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 3HA12 $\Longrightarrow$ $A_s=3.39\text{cm}^2$

Tableau III.7: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	$A_{s(\text{cal})}$ (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{s(\text{adop})}$ (cm ²)
Travée	14.38	30	31.5	0.034	0.043	309.58	1.33	1.14	3HA12=3.39
Appuis	28.77	30	31.5	0.068	0.088	303.91	2.72	1.14	3HA12=3.39

➤ Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{59.52 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = \min (3.33\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.63\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Remarque:

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) [2]

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(28.35\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$S_t = 28.35 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 28.5}{400} A_t \geq 0.855 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2HA8=1,01cm²**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

❖ **Sur travée**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

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

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

- **Position de l'axe neutre :**

$$M_{ts} = 10.41 \text{ KN.m}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2; \quad \longrightarrow \quad n = 15 ; \mu \leq \mu_1 \quad A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 3.39 \times (31.5 - y) = 0$$

$$y = 4.17 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

$$n A'_s (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{30 \times 4.17^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (31.5 - 4.17)^2 = 38706.49 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.41 \times 10^6 \times 41.7}{38706.49 \times 10^4} = 1.12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- ❖ **Sur appuis :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$M_{as} = 20.83 \text{ KN.m}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2; \quad \longrightarrow \quad n = 15; \mu \leq \mu_1 \quad A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$n (y - d') A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 3.39 \times (31.5 - y) = 0$$

$$y = 4.17 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

$$n A'_s (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{30 \times 4.17^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (31.5 - 4.17)^2 = 38706.49 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.83 \times 10^6 \times 41.7}{38706.49 \times 10^4} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III.8: Vérification a l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	10.41	3.39	4.17	38706.49	1.12	vérifié
Appui	20.83	3.39	4.17	38706.49	2.24	vérifié

➤ Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1) [3])

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{6} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{2.9} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{0.35}{2.9} = 0.12 \geq 0.085 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{1.57}{30 \times 31.5} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de flèche de la poutre palière.

III.4.3 Calcul la poutre palière à la torsion :

III.4.3.1 Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91[3], dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi (e = Φ/6) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

M_{tor}: Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU.

$$M_{tor} = \frac{L}{2} \times Ma = 22.84 \text{ KN.m.}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

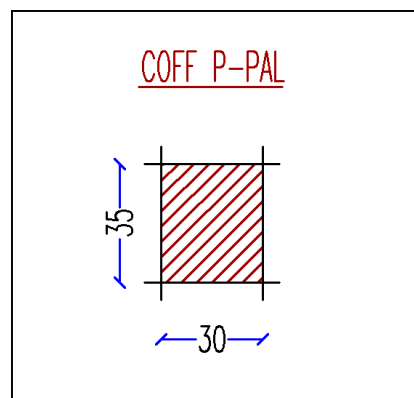


Figure III.11: Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que : $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec : $e = \Phi/6$

$\Phi = \min(b; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section $(b \times h)$

$\Phi = \min(30; 35) \longrightarrow \Phi = 30 \text{ cm}$

$e = 5 \text{ cm}$

$\Omega = 750 \text{ cm}^2$

U = Périmètre de la section de la poutre palière :

$U = 2[(b - e) + (h - e)] \longrightarrow U = 110 \text{ cm}$

$$A_{\text{tor}} = \frac{22.84 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 481.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 4.82 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{22.84 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 57.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{22.84 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 3.05 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} = \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(0.63)^2 + (3.05)^2} = 3.11 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Remarque:

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Ferraillage globale :**• **En travée :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.39 + \frac{4.82}{2} = 5.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

• **Sur appuis :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.39 + \frac{4.82}{2} = 5.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$

III.4.3.2 Armature transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

• **Flexion :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.63 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq 0$$

$$A_t = \max (0.45 ; 0) = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Torsion :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{22.84 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 57.1 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.57 ; 0.075) = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.45 + 0.57 = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(59.52 + \frac{14.38 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 146 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 4.82 \text{ cm}^2 > 1.46 \text{ cm}^2$$

III.4.4 Schéma de ferrailage :

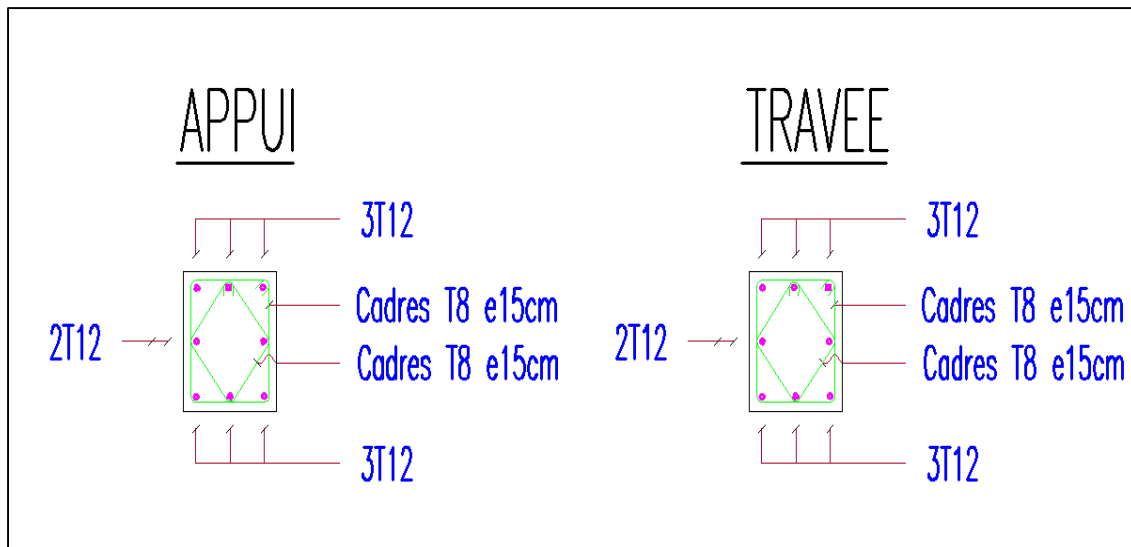


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 Balcon :

Le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrillé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde –corps), et une charge d'exploitation Q.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

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

$$L_x = 0.65 \quad L_y = 4.80$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.65}{4.8} = 0.14$$

$\rho = 0.14 < 0.4$ La dalle travaille dans selon « L_x »

III.5.1 Evaluation des charges :

$$G = 5.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1ml:

$$G = 5.38 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

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

III.5.2 Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

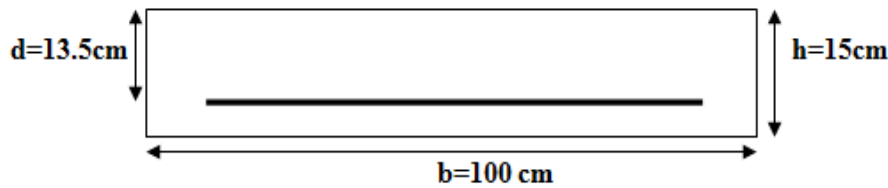


Figure III.13: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.5.2.1 Combinaisons et sollicitations :

A) L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 3.5) = 12.51 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35G$$

$$P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

$$L = 0.65 M_u = \frac{12.51 \times 0.65^2}{2} + 1.35 \times 0.65 M_u = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + P_u$$

$$L = 0.65 \implies T_u = 12.51 \times 0.65 + 1.35 T_u = 9.48 \text{ KN}$$

B) L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.38 + 3.5 = 8.88 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = P$$

$$p_s = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + p_s \times L$$

$$L = 0.65 \implies M_s = \frac{8.88 \times 0.65^2}{2} + 1 \times 0.65 \implies M_s = 2.53 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + P_s$$

$$L = 0.65 \implies T_s = 8.88 \times 0.65 + 1 \implies T_s = 6.77 \text{ KN}$$

III.5.3 Calcul de ferrailage:**➤ Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple à L'ELU

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

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

$$b=1\text{m} / h=15\text{cm} / d=0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.52 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 135^2} = 0.014$$

$$0.014 \leq 0.186 \implies \text{Pivot A}$$

$$0.014 \leq 0.392 \implies \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.} \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.018$$

$$Z = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.018) = 134.03 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{3.52 \times 10^6}{134.03 \times 348} = 75.46 \text{ mm}^2 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min})$$

$$A_s = \max (0.75; 1.63)$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3\text{HA12} (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$$

➤ Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{—Sur appui: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Armature de répartition :

$$\text{—Sur appui : } A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{ado}}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.848 \text{ cm}^2; \text{ on adopte : } 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec espacement de : } S_t \leq \min (4 \times h; 45 \text{ cm})$$

$$\text{Donc, on prend : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

III.5.3.1 Vérification de l'effort tranchant :**Contrainte tangentielle du béton :****• Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25/1.5 ; 5) \text{MPa} = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_u = q \times 1.1 = 12.51 \times 0.65 \implies V_u = 8.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{8.13}{1 \times 13.5} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.5.3.2 Vérification à E.L.S :

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

❖ La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$n(y - d') A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 3.39 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 3.23$$

❖ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie.

$$n = 15$$

$$n A'_s (d - y)^2 = 0$$

$$I_t = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 3.39 (13.5 - 3.23)^2 = 6486.6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2.53 \times 10^6 \times 32.3}{6486.6 \times 10^4} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.5.3.3 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1) [3] :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.65} = 0.23 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{0.15}{0.65} = 0.23 \geq \frac{0.85 \times 3.52}{10 \times 3.52} = 0.085 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifier donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.5.4 Schéma du ferrailage :

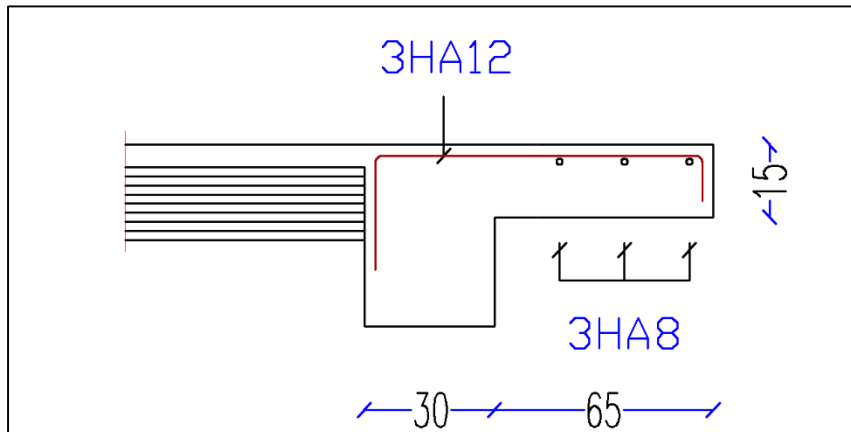


Figure III.14 Schéma de ferrailage du balcon.

III.6.LES PLANCHERS :

III.6.1. Généralité :

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique. Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a. Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.48 \text{ KN/m}^2 \rightarrow g = 6.48 \times 0.65 = 4.212 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

b. Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.38 \text{ KN/m}^2 \rightarrow g = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$$

III.6.3. Les combinaisons d'action :

❖ E.L.U : $p_u = 1.35g + 1.5q$

❖ E.L.S : $p_{ser} = g + q$

Tableau : Les combinaisons d'action

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.661	6.183
ELS	4.862	4.45

III.6.4. Type et Position des poutrelles :

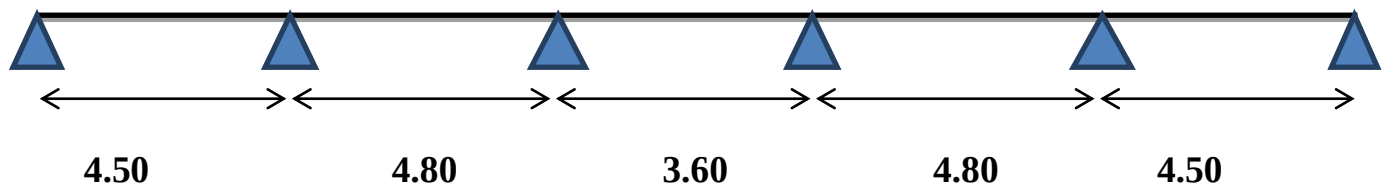
III.6.4.1. Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

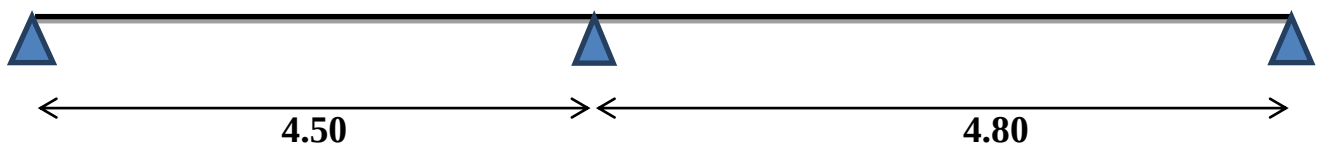
- **Plancher étage courant :**

On a 2 types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 6 appuis a 5 travées :



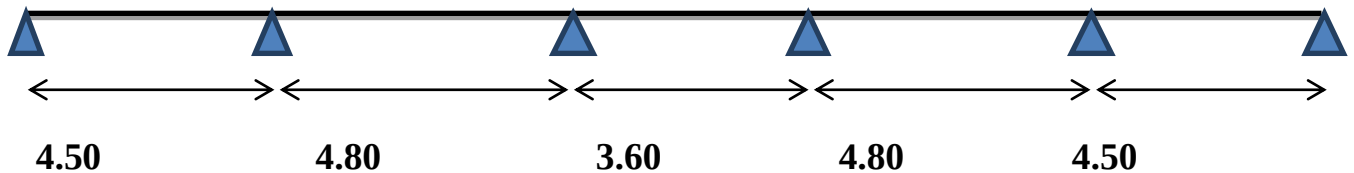
Type 2 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :



- **Plancher terrasse inaccessible :**

ON a 1 type de poutrelle:

Type 1 : poutrelle sur 6 appuis a 5 travées :



III.6.4.2.Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.6.4.3.Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99) :

- Conditions d'application (Article .B6.2.210)
- Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :
 - a. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN}/\text{m}^2; 2G)$;
 - b. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ; $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1$
 - c. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
 - d. . Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Remarque :

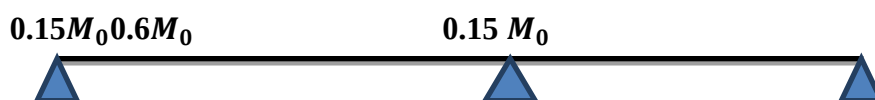
- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot »
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

Exposée de la méthode: Soit une poutre continue soumise à une charge q . Et

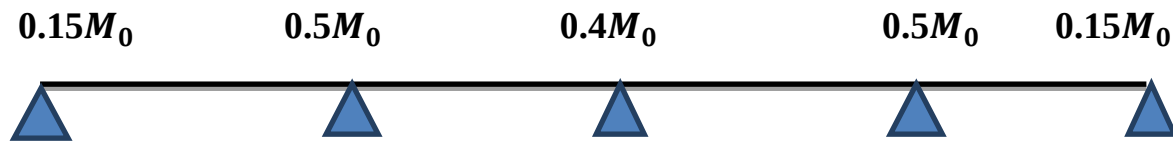
Soit : $\alpha = \frac{Q}{(G+Q)}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

➤ Moment appuis :

- ✓ **Sur les Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.
- ✓ **Appuis intermédiaires** : Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- (- 0.5M0) : Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- (- 0,4M0) : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$b) \quad \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{Dans une travée d'intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

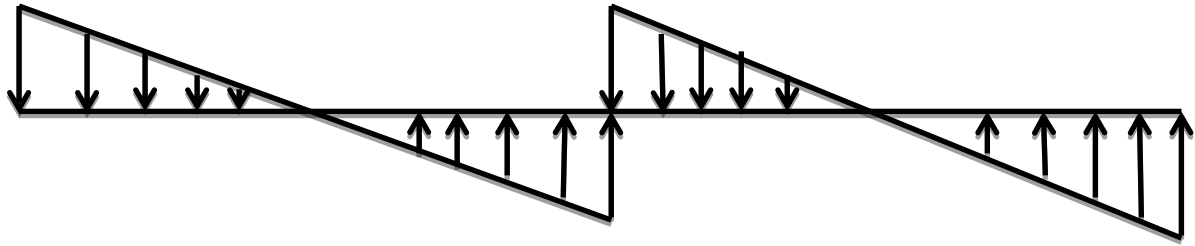
L'effort tranchant isostatique doit être majoré de:

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + ((M_i - M_{i-1})/L_i$

$$\frac{ql_1}{2} 1.15 \frac{ql_2}{2}$$



$$1.15 \frac{ql_1}{2} \frac{ql_2}{2}$$

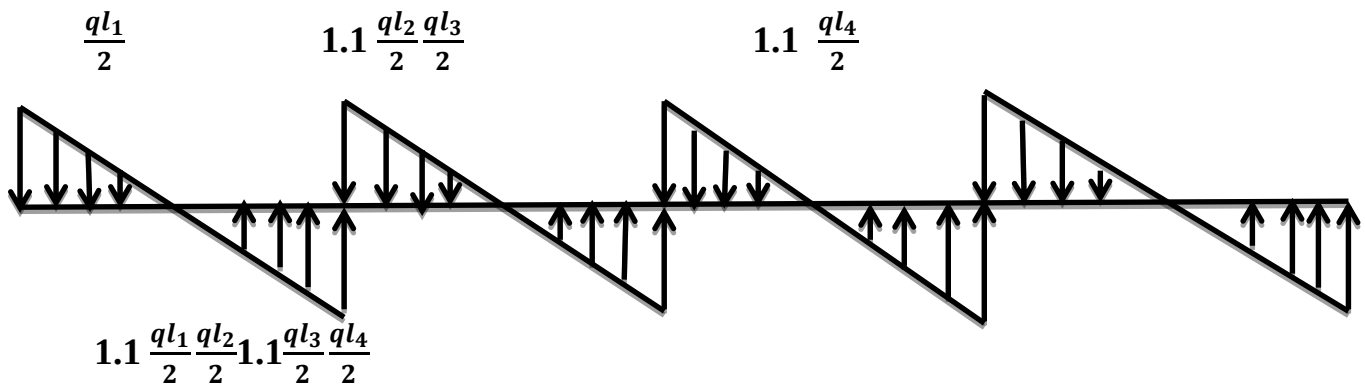


Figure III.15 :Evaluation des efforts tranchants.

❖ **Application :**

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G ; 5) / \text{KN} / \text{m}^2$.

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.48 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.48 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

d) Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4.50}{4.80} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV} \\ 0.8 \leq \frac{4.80}{3.60} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV} \end{array} \right.$$

Remarque : les conditions d'application ne sont pas vérifiées on utilise **la méthode de Caquot minorée.**

III.6.4.4.Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = \frac{2}{3} G$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

Application de la méthode de Caquot minorée :

1. Terrasse inaccessible :

La charge permanente $G = 6.48 \text{ KN/m}^2$ La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} \times (G) = \frac{2}{3} \times (6.48)$$

$$G' = 4.32 \text{ KN/m}^2$$

✓ À l'ELU

$$p_u' = 1.35G' + 1.5Q$$

$$p_u' = 1.35 \times (4.332) + 1.5 \times (1)$$

$$p_u' = 7.332 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = p_u' \times 0.65 \Rightarrow 7.332 \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$p_u = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1) \times 0.6 = 6.66 \text{ KN/m}^2$$

✓ À l'ELS

$$p_s' = G' + Q \Rightarrow p_s' = 4.32 + 1$$

$$p_s' = 5.32 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65 = 5.32 \times 0.65 = 3.45 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = (6.48 + 1) \times 0.65$$

$$p_s = 4.862 \text{ KN/m}^2$$

Les charges reprises par la poutrelle sont résumées comme suit :

Tableau : les chargements sur les poutrelles

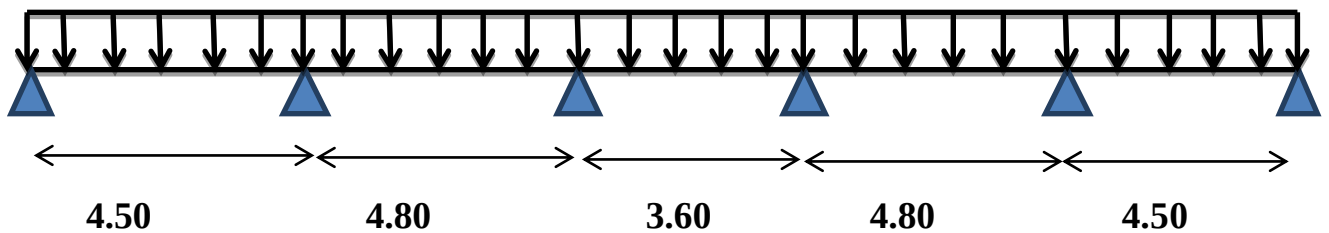
DESIGNATION	G'	Q	ELU $1.35G' + 1.5Q'$	ELS $G' + Q$
-------------	------	-----	-------------------------	-----------------

	(KN/m ²)	(KN/m ²)	p_u'	$q_u' \cdot 0.65 \times p_u'$	p_s'	$q_s' \cdot 0.65 \times p_s'$
			(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
Terrasse inaccessible (16+4)	4.32	1	7.332	4.77	5.32	3.45

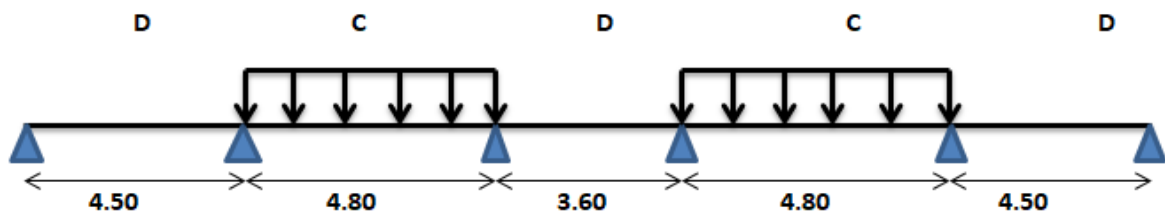
• **Calcul les moments et les efforts tranchants : (terrasse inaccessible)**

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

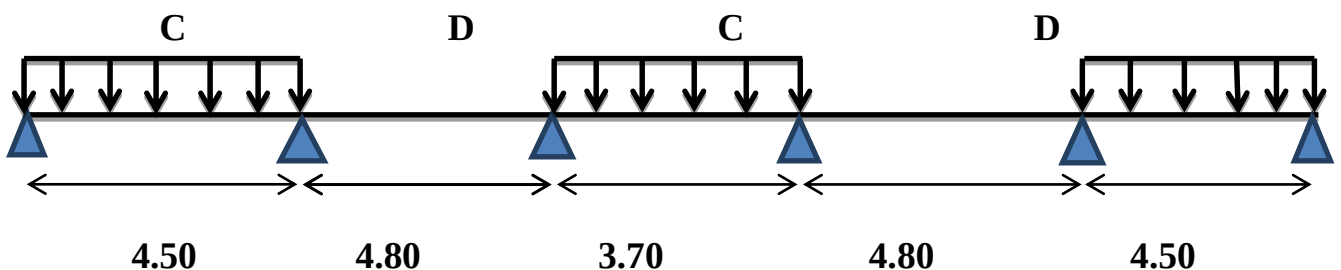
Cas 01 : CCCCC :
CCCCC



Cas 02 : DCDCD :



Cas 03 : CDCDC :



Avec :

En ELU : $C = 1.35G + 1.5Q$; $D = 1.35G$

En ELS : $C = G + 1.5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe).

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

✓ **L'ELU :**

• **Moment sur appuis :**

a. Cas 01 : CCCCC :

Moment de rive :

$$M_1 = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -1.81 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_6 = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -1.81 \text{ KN.m}$$

Moment intermédiaires :

$$M_2 = \frac{q_g' \times l_g'^3 + q_d' \times l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

$$M_2 = - \frac{4.77 \times 4.50^3 + 4.77(4.80 \times 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.80 \times 0.8)}$$

$$M_2 = -9.93 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - \frac{4.77 \times 3.84^3 + 4.77 \times 2.88^3}{8.5(3.84 + 2.88)}$$

$$M_3 = -6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - \frac{4.77 \times 2.88^3 + 4.77 \times 3.84^3}{8.5(2.88 + 3.72)}$$

$$M_4 = -6.72 \text{ KN/m}$$

$$M_5 = - \frac{4.77 \times 3.84^3 + 4.77 \times 4.50^3}{8.5(3.84 + 4.5)}$$

$$M_5 = -9.93 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_{(x)} = \frac{p_{ux}}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Travée (1) :

$$M_{(x)} = \frac{6.66x}{2} (4.50 - x) - 1.81 \left(1 - \frac{x}{4.5}\right) - 9.93 \times \frac{x}{4.5}$$

$$M_{(x)} = 14.98x - 3.33x^2 - 1.81 + 0.40x - 2.20x$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 13.18x - 1.81$$

$$\frac{dM}{dx} = -6.66x + 13.18 = 0 \rightarrow x = 1.98m$$

$$M_{(t)} = 11.23 \text{ KN}$$

Travée (2) :

$$M_{(x)} = \frac{6.66x}{2} (4.80 - x) - 9.93 \left(1 - \frac{x}{4.80}\right) - 6.72 \times \frac{x}{4.80}$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 15.98x - 9.93 + 2.06x - 1.4x$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 16.62x - 9.93$$

$$\frac{dM}{dx} = -6.66x + 16.62 = 0 \rightarrow x = 2.49m$$

$$M_{(t)} = 10.89 \text{ KN}$$

Travée (3) :

$$M_{(x)} = \frac{6.66x}{2} (3.60 - x) - 6.72 \left(1 - \frac{x}{3.60}\right) - 6.72 \frac{x}{3.70}$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 12.00x - 6.72 + 1.86x - 1.86x$$

$$\frac{dM}{dx} = -6.66x + 12.00 = 0 \rightarrow x = 1.80m$$

$$M_{(t)} = 4.07 \text{ KN}$$

Travée (4) :

$$M_{(x)} = \frac{6.66x}{2} (4.80 - x) - 6.72 \left(1 - \frac{x}{4.80}\right) - 9.93 \frac{x}{4.80}$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 15.98x - 6.72 + 1.4x - 2.06x$$

$$\frac{dM}{dx} = -6.66x + 15.34 = 0 \rightarrow x = 2.30m$$

$$M_{(t)} = 10.89 \text{ KN}$$

Travée (5) :

$$M_{(x)} = \frac{6.66x}{2}(4.50 - x) - 9.93\left(1 - \frac{x}{4.50}\right) - 1.81\frac{x}{4.50}$$

$$M_{(x)} = -3.33x^2 + 14.98x - 9.93 + 2.206x - 0.402x$$

$$\frac{dM}{dx} = -6.66x + 16.78 \rightarrow x = 2.51\text{m}$$

$$M_{(t)} = 11.23 \text{ KN}$$

- **Calcul les efforts tranchants :** L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée (1-2) :

$$V_{1-2} = 6.66 \times \frac{4.50}{2} - \frac{(-9.93) - (-1.81)}{4.50}$$

$$V_{4.50} = -16.79 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 13.18 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3) :

$$V_{2-3} = 6.66 \times \frac{4.80}{2} - \frac{(-6.72) - (-9.93)}{4.80}$$

$$V_{4.80} = -15.49 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 16.66 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4) :

$$V_{3-4} = 6.66 \times \frac{3.60}{2} - \frac{(-6.72) - (-9.93)}{3.60}$$

$$V_{3-4} = -11.99 \text{ KN.m}$$

$$V = 11.99 \text{ KN}$$

Travée (4-5) :

$$V_{4-5} = 6.66 \times \frac{4.80}{2} - \frac{(-9.93) - (-6.72)}{4.80}$$

$$V_{4-5} = -16.66 \text{ KN}$$

$$V = 15.49$$

Travée (5)

$$V_5 = 6.66 \times \frac{4.50}{2} - \frac{(-1.81) - (-9.93)}{4.50}$$

$$V_5 = 13.18$$

$$V = -16.79 \text{ KN}$$

b. Cas 02 : DCD CD

Travée	Travée 01	Travée 02	Travée 03		Travée 04		Travée 05
Portée L (m)	4.50	4.80	3.60		4.80		4.50
Charge permanente g (KN/m)	4.212	4.212	4.212		4.212		4.212
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65		0.65		0.65
Portée fictive L_0 (m)	4.50	3.84	2.88		3.84		4.50
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	4.77	4.77	4.77		4.77		4.77
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	3.79	3.79	3.79		3.79		3.79
Ma (KN m)	−2.53	−8.68	−6.31	−6.31	−8.68	−2.53	
X_M (m)	2.01	2.47	1.80		2.33		2.49

c. Cas 03 : CDCDC :

Travée	Travée 01	Travée 02	Travée 03	Travée 04	Travée 05
Portée L (m)	4.50	4.80	3.60	4.80	4.50
Charge permanente q (KN/m)	4.212	4.212	4.212	4.212	4.212
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Portée fictive L_0 (m)	4.50	3.84	2.88	3.84	4.50
Chargée C $1.35g' + 1.5q$ (KN/m)	4.77	4.77	4.77	4.77	4.77

Déchargée D 1.35g' (KN/m)	3.79		3.79		3.79		3.79		3.79	
Ma (kN/m)	−1.81		−9.15		−5.75		−5.75		−9.15	
X m	2.00		2.50		1.85		2.30		2.50	

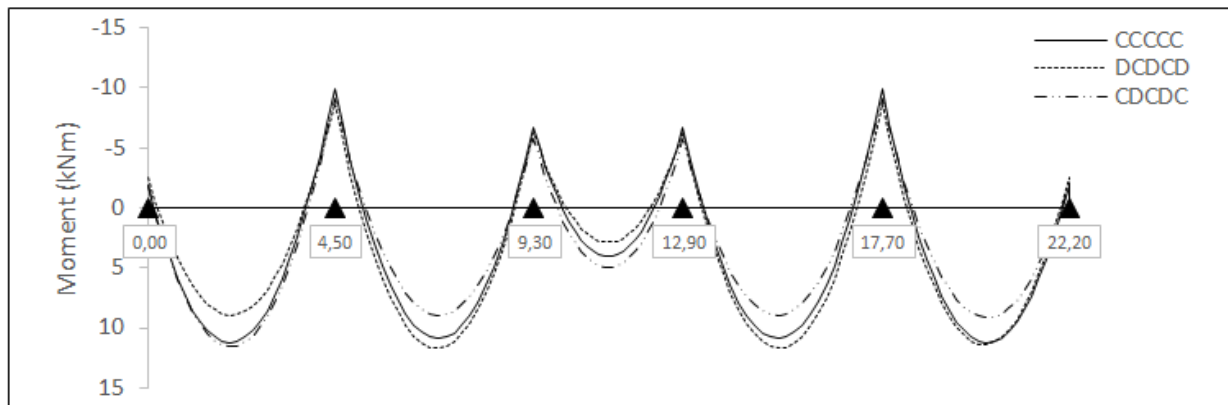


Figure III.16 : Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELU

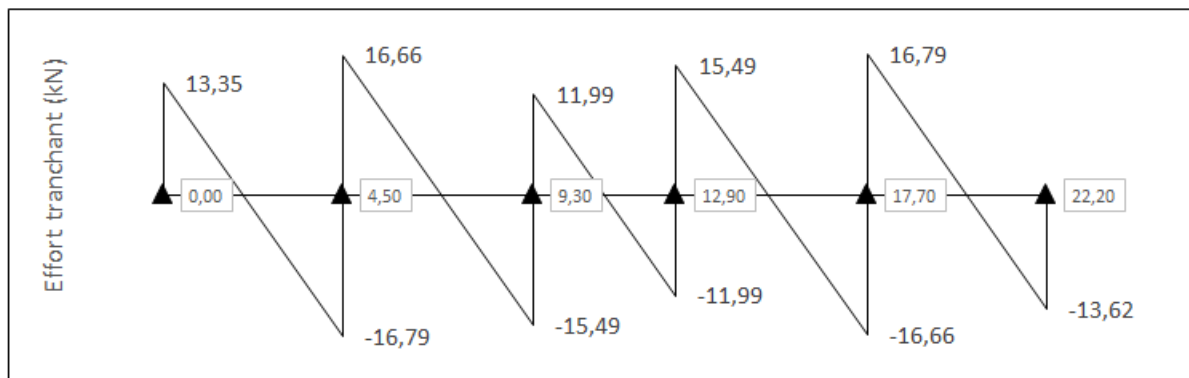


Figure III.17 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELU

✓ **ELS :**

a. Cas 01 : CCCCC :

• **Moment sur appuis :**

Appuis de rive :

$$M_1 = -0.15 \times \frac{q_l^2}{2}$$

$$M_1 = -0.15 \times \frac{3.45 \times 4.50^2}{8} \quad ; \quad M_6 = -0.15 \times \frac{3.45 \times 4.50^2}{8}$$

$$M_1 = -1.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_6 = -1.31 \text{ KN.m}$$

Appuis s intermédiaires :

$$M_2 = -\frac{p_g' l_g'^3 + p_d' l_d'^3}{8.5(l_q' + l_d')}$$

$$M_2 = -\frac{3.45 \times 4.50^3 + 3.45 \times (4.80 \times 0.8)^3}{8.5(4.50 + 3.84)}$$

$$M_2 = -7.21 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{3.45 \times 3.84^3 + 3.45 \times 2.88^3}{8.5(3.84 + 2.88)}$$

$$M_3 = -4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{3.45 \times 2.88^3 + 3.45 \times 3.84^3}{8.5(2.88 + 3.84)}$$

$$M_4 = -4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{3.45 \times 3.84^3 + 3.45 \times 4.50^3}{8.5(3.84 + 4.50)}$$

$$M_5 = -7.21 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur travée :**

$$M_{(x)} = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \frac{x}{L}$$

$$M_{(x)} = \frac{p_x}{2}(L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \frac{x}{L}$$

Travée (1) :

$$M_{(x)} = \frac{4.86x}{2}(4.50 - x) - 1.30 \left(1 - \frac{x}{4.50}\right) - 7.20 \frac{x}{4.50}$$

$$X = 1.96 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = 8.04 \text{ KN}$$

Travée (2) :

$$M_{(x)} = \frac{4.86x}{2}(4.80 - x) - 7.21 \left(1 - \frac{x}{4.80}\right) - 4.87 \frac{x}{4.80}$$

$$X = 2.50 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = 7.99 \text{ KN}$$

Travée (3) :

$$M_{(x)} = \frac{4.86x}{2} (3.60 - x) - 4.87 \left(1 - \frac{x}{3.60}\right) - 4.87 \frac{x}{3.60}$$

$$X = 1.80 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = 3.00 \text{ KN}$$

Travée (4) :

$$M_{(x)} = \frac{4.86x}{2} (4.80 - x) - 4.87 \left(1 - \frac{x}{4.80}\right) - 7.20 \frac{x}{4.80}$$

$$X = 2.30 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = 7.99 \text{ KN}$$

Travée (5) :

$$M_{(x)} = \frac{4.86x}{2} (4.50 - x) - 7.20 \left(1 - \frac{x}{4.50}\right) - 1.30 \frac{x}{4.50}$$

$$X = 2.52 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = 8.22 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée (1) :

$$V_1 = \pm 4.86 \times \frac{4.50}{2} - \frac{-7.20 + 1.30}{4.50}$$

$$V = -12.24 \quad ; \quad V = 9.74$$

Travée (2) :

$$V_2 = \pm 4.86 \times \frac{4.80}{2} - \frac{-4.87 + 7.21}{4.80}$$

$$V = -11.30 \quad ; \quad V = 12.13$$

Travée (3) :

$$V_3 = \pm 4.86 \times \frac{3.60}{2} - \frac{-4.87 + 4.87}{3.70}$$

$$V = -8.75 \quad ; \quad V = 8.75$$

Travée (4) :

$$V_4 = \pm 4.86 \times \frac{4.80}{2} - \frac{-7.21 + 4.87}{4.80}$$

$$V = -12.14 \quad ; \quad V = 11.30$$

Travée (5) :

$$V_5 = \pm 4.86 \times \frac{4.50}{2} - \frac{-1.30 + 7.21}{4.50}$$

$$V = -9.62 \quad ; \quad V = 12.25$$

b. Cas 02 : DCDCD :

Travée	Travée 01	Travée 02	Travée 03	Travée 04	Travée 05	
Portée (m)	4.50	4.80	3.60	4.80	4.50	
Charge permanente g (KN/m)	4.212	4.212	4.212	4.212	4.212	
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
Portée fictive Lo (m)	4.50	3.84	2.96	3.84	4.50	
Chargée g' + q (KN/m)	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	
Déchargée g' (KN/m)	2.81	2.81	2.81	2.81	2.81	
Chargée g + q (KN/m)	4.86	4.86	4.86	4.86	4.86	
Déchargée g (KN/m)	4.21	4.21	4.21	4.21	4.21	
Ma (KN m)	-1.85	-6.37	-4.60	-4.60	-6.37	-1.85
X max	2.01	2.48	1.80	2.33	2.49	
Mt (KN m)	6.67	8.53	2.22	8.53	6.67	

c. Cas 03 : CDCDC :

Travée	Travée 01	Travée 02	Travée 03	Travée 04	Travée 05
Ma	-1.31	-6.69	-4.23	-6.69	-1.31

X	2.00	2.51	1.80	2.30	2.50
Mt	8.45	6.70	3.65	6.70	8.45

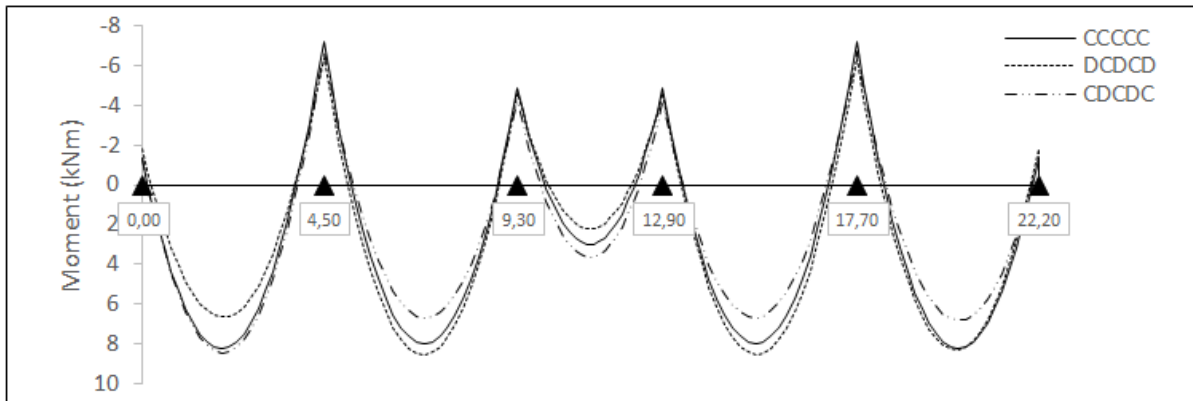


Figure III.18 : Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELS

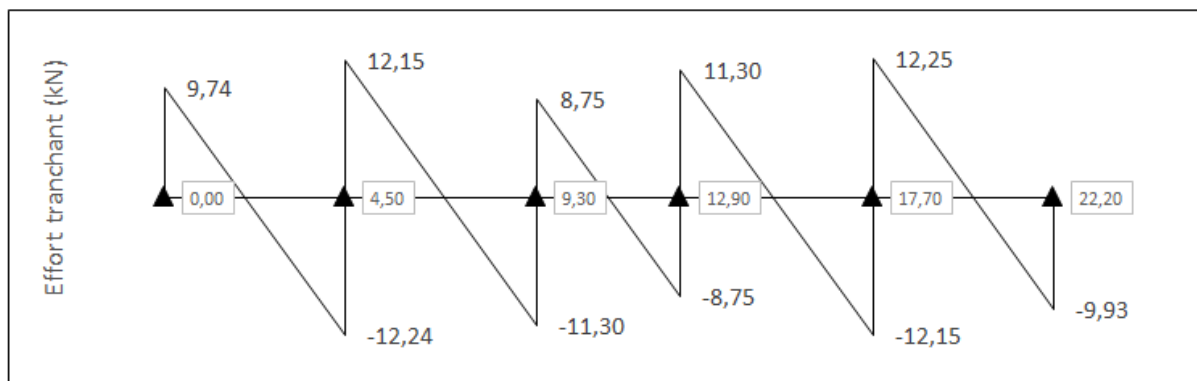


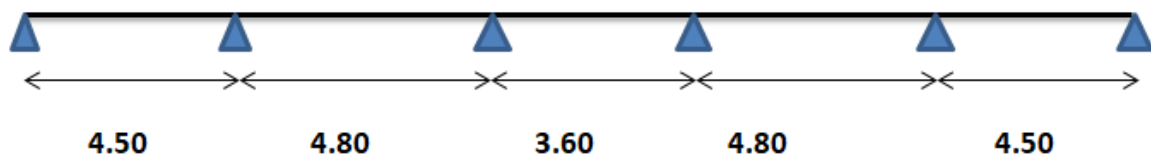
Figure III.19: Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELS.

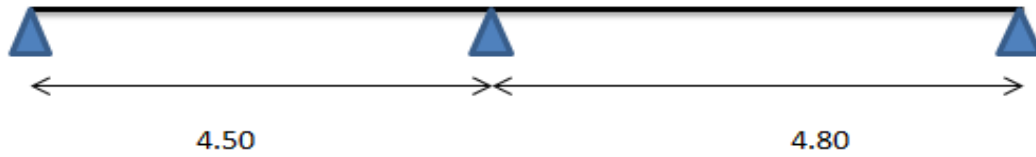
2) Etage courant :

On a deux types :

Type 01 : 5 travée et 6 appuis

Type 02 : 2 travée et 3 appuis



**Calcul les combinaisons des charges :**

La charge permanent : $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.38$$

$$G' = 3.60 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU:

$$p_u' = 1.35G' + 1.5Q$$

$$p_u' = 1.35(3.60) + 1.5(1.5)$$

$$p_u' = 7.11 \text{ KN/m}$$

$$q_u' = 0.65 \times p_u'$$

$$q_u' = 0.65 \times 7.09$$

$$q_u' = 4.62 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$p_u = 1.35(5.38) + 1.5(1.5) \times 0.65$$

$$p_u = 6.19 \text{ KN/m}$$

A L'ELS:

$$p_s' = G' + Q$$

$$p_s' = 3.60 + 1.5$$

$$p_s' = 5.10 \text{ KN/m}$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65$$

$$q_s' = 3.31 \text{ KN/m}$$

$$q_s = p_s \times 0.65$$

$$q_s = (5.38 + 1.5) \times 0.65$$

$$q_s = 4.48 \text{ KN/m}$$

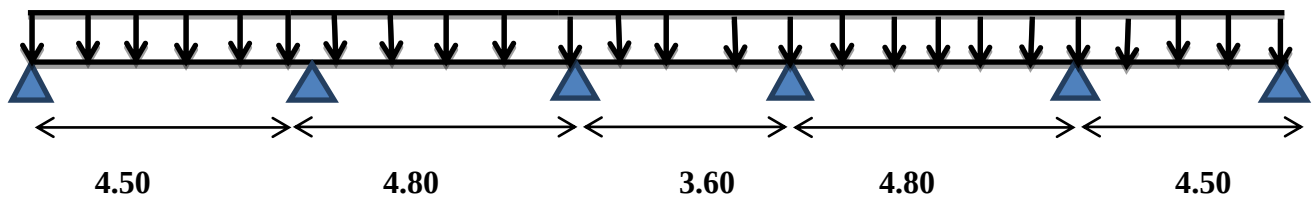
• **Calcul les moments et les efforts tranchants : (étage courant)**

Le premier type : 5 travées et 6 appuis

✓ **L'ELU :**

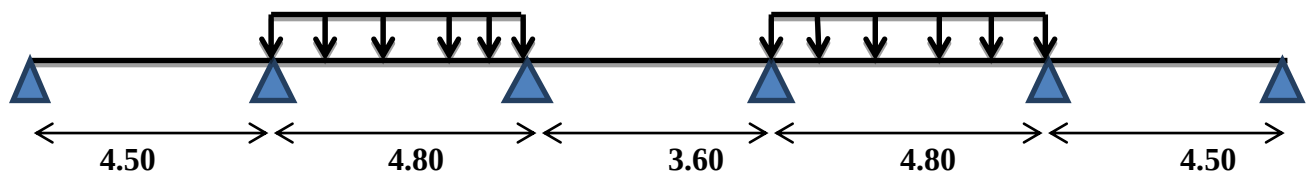
a. Cas 01 : CCC

C CCCC



b. Cas 02 : DCDCD

D C D C D



c. Cas 03 : CDCDC

C D C

DC

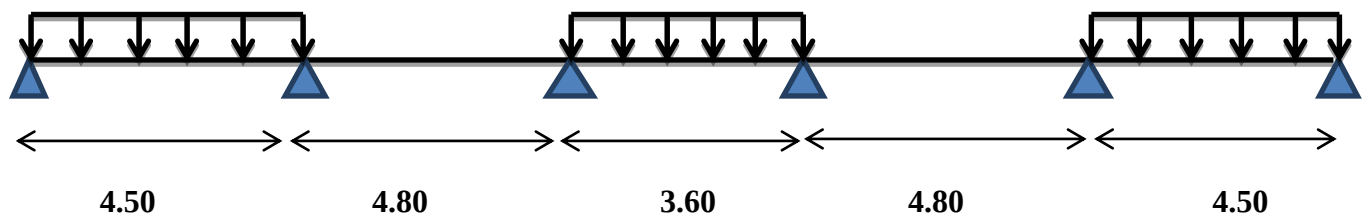


Tableau : les moments de trois cas

Travée	01	02	03	04	05
Portée L (m)	4.50	4.80	3.60	4.80	4.50

Charge permanente g (KN/m)	3.50		3.50		3.50		3.50		3.50	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98		0.98		0.98		0.98		0.98	
Portée fictive Lo (m)	4.50		3.84		2.96		3.84		4.50	
Chargée C 1.35g+1.5q (KN/m)	6.19		6.19		6.19		6.19		6.19	
Déchargée D 1.35g (KN/m)	4.72		4.72		4.72		4.72		4.72	
Chargée C 1.35g' + 1.5q (KN/m)	4.62		4.62		4.62		4.62		4.62	
Déchargée D 1.35g' (KN/m)	3.15		3.15		3.15		3.15		3.15	
Ma (KN m) –cas 01 : CCCCC	-1.75	-9.62		-6.51		-6.51		-9.62		-1.75
Ma (KN m) – cas 02 : DCDCD	-2.35	-7.73		-5.89		-5.89		-7.73		-2.35
Ma (KN m) – cas 03 : CDCDC	-1.75	-8.45		-5.05		-5.05		-8.45		-1.75
X _{Mtmax} (m)- cas 01 : CCCCC	1.97		2.50		1.80		2.30		2.53	
X _{Mtmax} (m)- cas 02: DCDCD	2.00		2.46		1.80		2.34		2.50	
X _{Mtmax} (m)-cas 03 : CDCDC	2.01		2.51		1.80		2.29		2.49	
Mt (KN m) cas 01 : CCCCC	10.23		9.80		3.52		9.80		10.23	
Mt (KN m) cas 02 : DCDCD	7.06		11.01		1.75		11.01		7.06	
Mt (KN m) cas 03 : CDCDC	10.75		6.90		4.98		6.90		10.75	
Ma max (KN m)	-2.35	-9.62		-6.51		-6.51		-9.62		-2.35
Mt max (KN m)	10.75		11.01		4.98		11.01		10.75	
Va max (KN)	12.44	15.51		11.14		14.47		15.68		
	-15.68	-14.47		-11.14		-15.49		-12.73		
Va max/Appuis (KN)	12.44	15.68		14.47		14.47		15.68		12.73

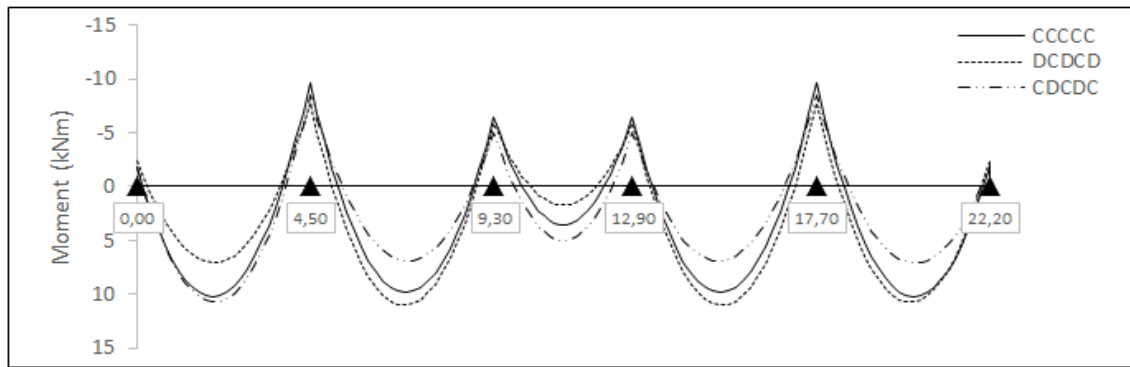


Figure III.20 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELU

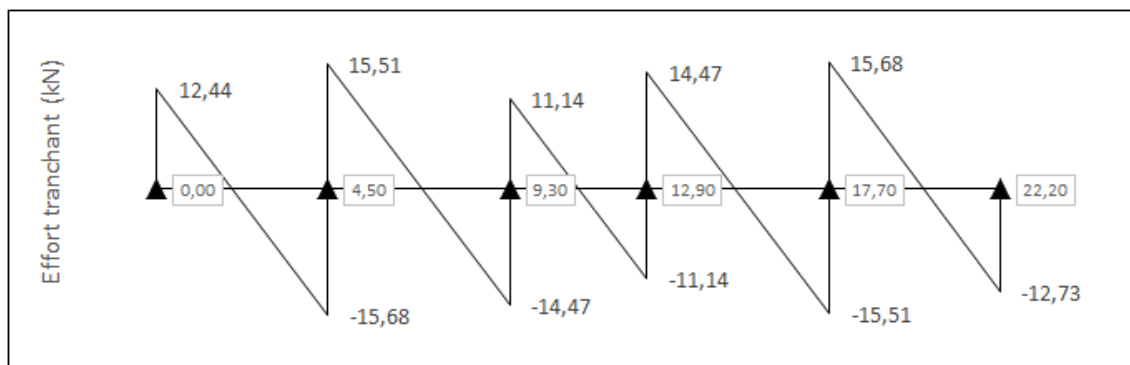


Figure III.21 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELU

✓ L'ELS :

Travée	01	02	03	04	05	
Portée L (m)	4.50	4.80	3.60	4.80	4.50	
Charge permanente g (KN/m)	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	
Portée fictive Lo (m)	4.50	3.84	2.96	3.84	2.96	
Chargée C g + q (KN/m)	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	
Déchargée g (KN/m)	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	
Chargée C g' + q (KN/m)	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	
Déchargée D g' (KN/m)	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	
Ma (KN m) cas 01 : CCCCC	-1.26	-6.90	-4.67	-4.67	-6.90	-1.26
Ma (KN m) cas 02 : DCDCD	-1.70	-5.64	-4.26	-4.26	-5.64	-1.70
Ma (KN m) cas 03 : CDCDC	-1.26	-6.12	-3.70	-3.70	-6.12	-1.26

X_{Mtmax} (m) cas 01 : CCCCC	1.97	2.50	1.80	2.30	2.53	
X_{Mtmax} (m) cas 02 : DCDCD	2.00	2.46	1.80	2.34	2.50	
X_{Mtmax} (m) cas 03 : CDCDC	2.01	2.51	1.80	2.29	2.49	
Mt (KN m) cas 01 : CCCCC	7.43	7.10	2.59	7.10	7.43	
Mt (KN m) cas 02 : DCDCD	5.29	7.94	1.41	7.94	5.29	
Mt (KN m) cas 03 : CDCDC	7.77	5.16	3.56	5.16	7.77	
Ma max (KN m)	-1.70	-6.90	-4.67	-4.67	-6.90	-1.70
Mt max (KN m)	7.77	7.95	3.56	7.95	7.77	
Va max (KN)	8.99	11.20	8.06	10.46	11.33	
	-11.33	-10.46	-8.06	-11.21	-9.20	
Va max/ appuis (KN)	8.99	11.33	10.46	10.46	11.33	9.20

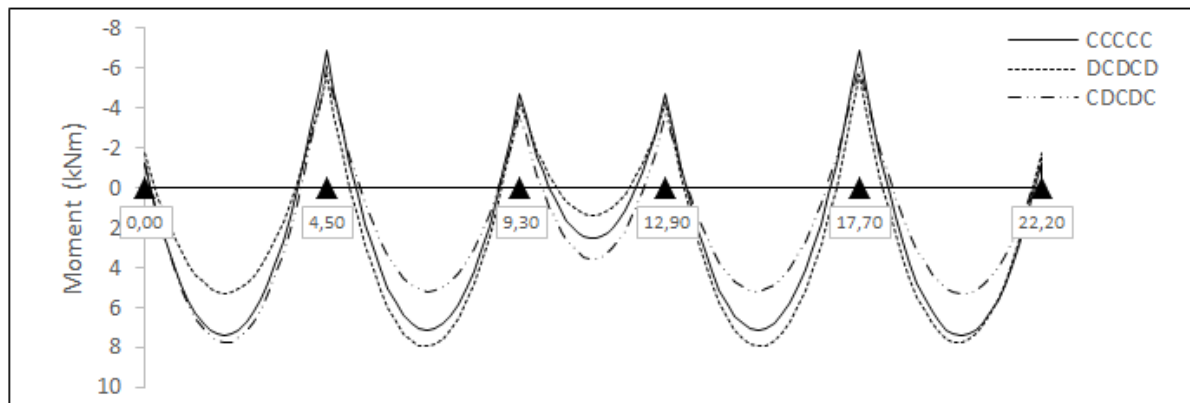


Figure III.22 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELS

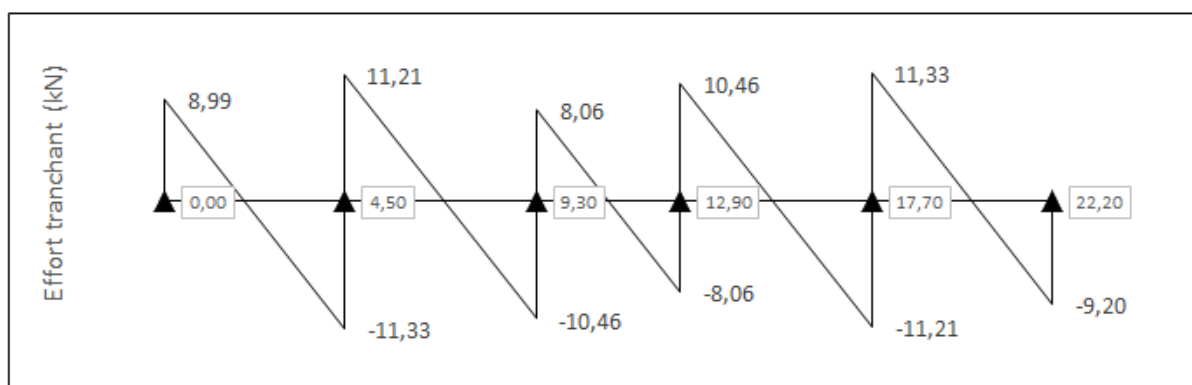
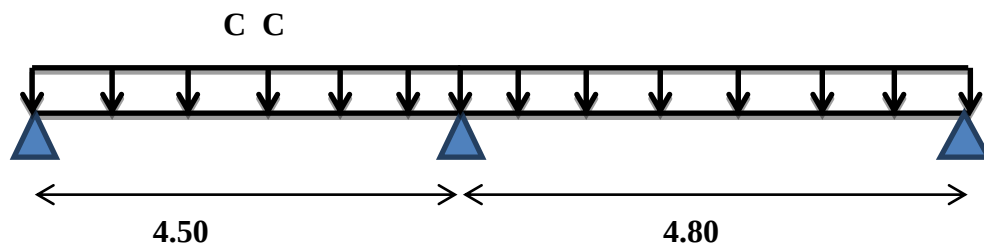


Figure III.23 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELS

Deuxième type : 2 travées et 3 appuis :

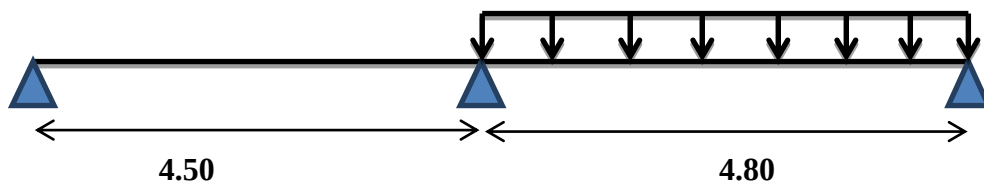
Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on a trois types de combinaison de charge:

a. Cas 01 : CC



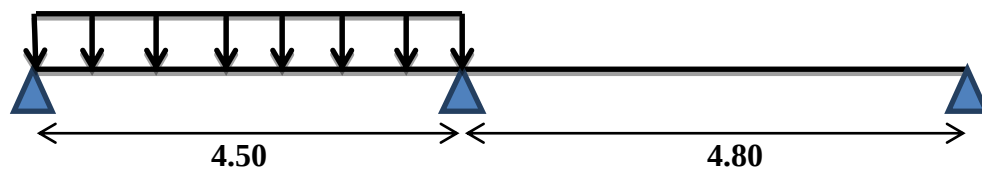
b. Cas 02 : DC

DC



c. Cas 03 : CD

C D



✓ ELU :

Travée	01	02
Portée L (m)	4.50	4.80
Charge permanente (KN/m)	3.50	3.50
Charge exploitation (KN/m)	0.98	0.98
Portée fictive Lo (m)	4.50	3.84
Chargée C $1.35g + 1.5q$ (KN/m)	6.19	6.19
Déchargée D $1.35g$	4.72	4.72
Chargée C $1.35g' + 1.5q$ (KN/m)	4.62	4.62
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	3.15	3.15
Ma (KN m) cas 01 : CC	-1.75	-9.62
Ma (KN m) cas 02 : DC	-2.35	-7.73
Ma (KN m) cas 03 : CD	-1.75	-8.45

X_{Mtmax} (m) cas 01 : CC	1.97		2.66
X_{Mtmax} (m) cas 02 : DC	2.00		2.57
X_{Mtmax} (m) cas 03: CD	2.01		2.28
Mt (KN m) cas 01 : CC	10.23		12.22
Mt (KN m) cas 02 : DC	7.06		12.72
Mt (KN m) cas 03 : CD	10.75		8.65
Ma max (KN m)	-2.35	-9.62	-2.67
Mt max (KN m)	10.75		12.72
Va max (KN)	12.44		16.45
	-15.68		-13.80
Va max/appuis (KN)	12.44	16.45	13.80

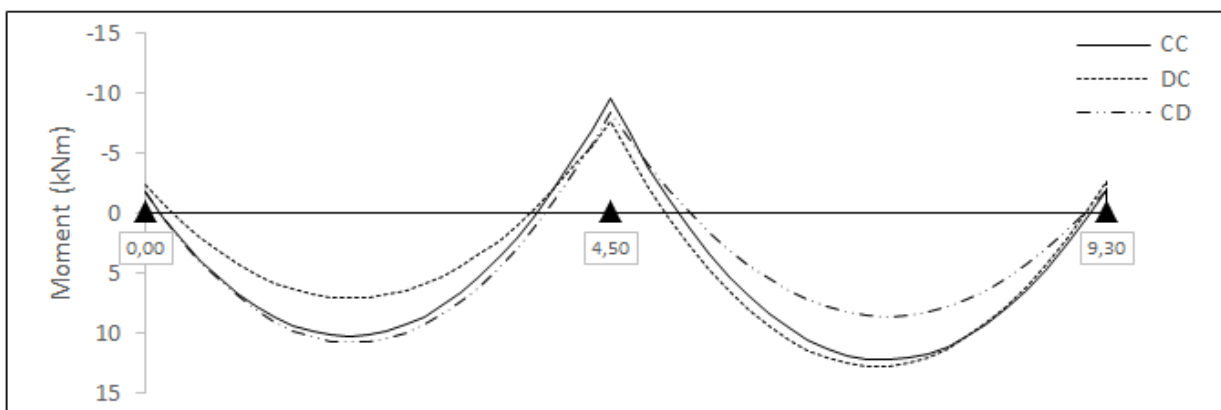


Figure III.24 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELU

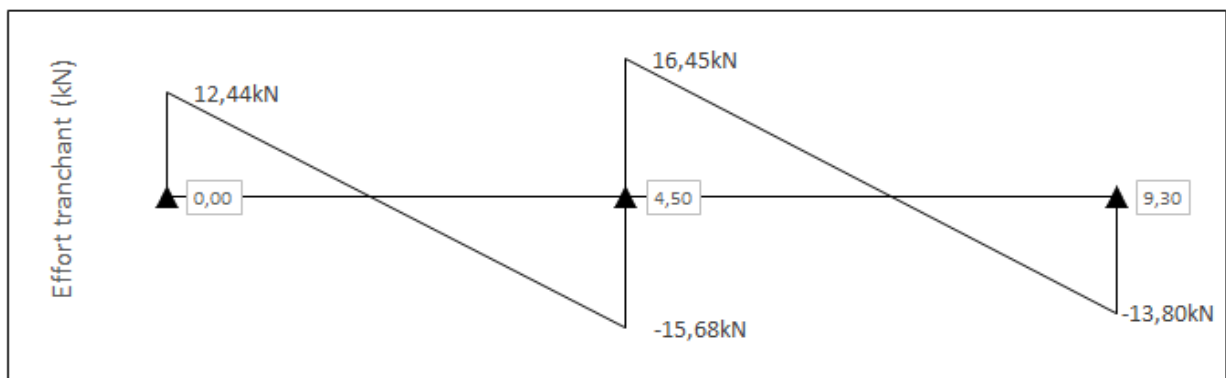


Figure III.25 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELU.

✓ ELS :

Travée	01	02	
Portée L (m)	4.50	4.80	
Charge permanente g (KN/m)	3.50	3.50	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98	0.98	
Portée fictive Lo (m)	4.50	3.84	
Chargée C g + q (KN/m)	4.48	4.48	
Déchargée D g (KN/m)	3.50	3.50	
Chargée C g' + q (KN/m)	3.31	3.31	
Déchargée D g' (KN/m)	2.33	2.33	
Ma (KN m) cas 01 : CC	-1.26	-6.90	-1.43
Ma (KN m) cas 02 : DC	-1.70	-5.64	-1.93
Ma (KN m) cas 03 : CD	-1.26	-6.12	-1.43
X _{Mtmax} (m) cas 01 : CC	1.97	2.65	
X _{Mtmax} (m) cas 02 : DC	2.00	2.57	
X _{Mtmax} (m) cas 03 : CD	2.01	2.27	
Mt (KN m) cas 01 : CC	7.43	8.87	
Mt (KN m) cas 02 : DC	5.29	9.17	
Mt (KN m) cas 03 : CD	7.77	6.49	
Ma max (KN m)	-1.70	-6.90	-1.93
Mt max (KN m)	7.77	9.17	
Va max (KN)	8.99	11.88	
	-11.33	-9.97	
Va max/appuis (KN)	8.99	11.88	9.97

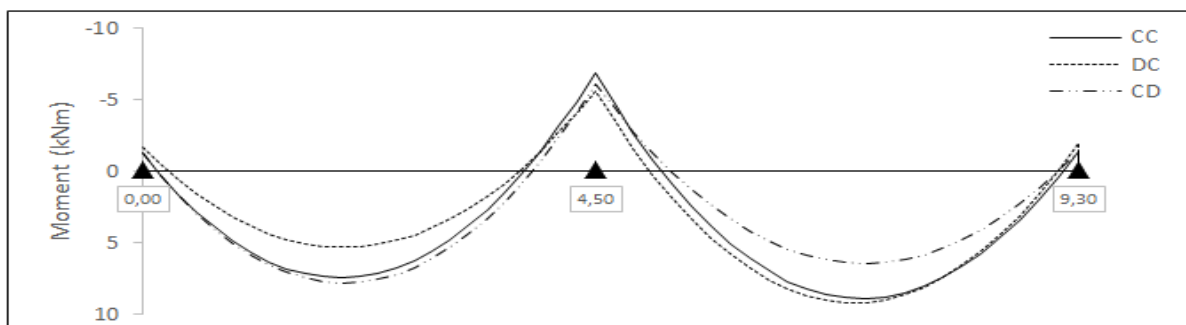


Figure III.26 : Courbe des moments poutrelle (étage courant) en ELS.

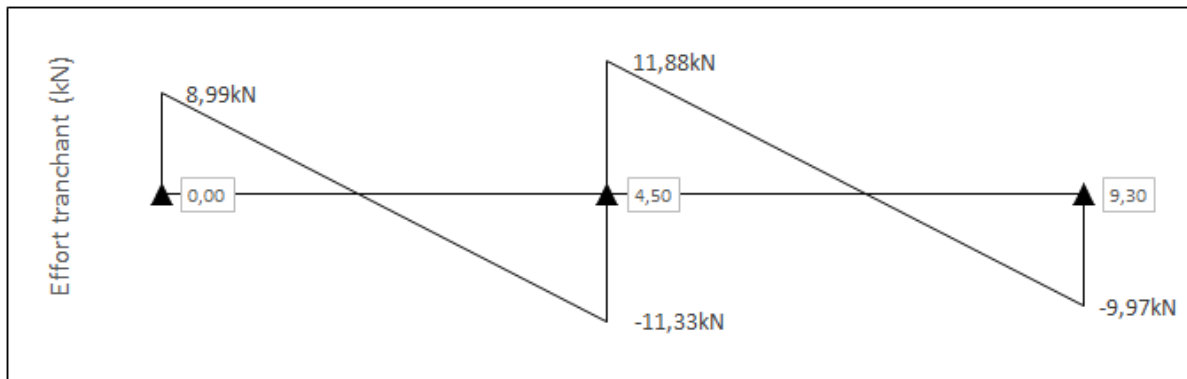


Figure III.27 : Courbe des efforts tranchants poutrelle (étage courant) en ELS.

✓ **Ferraillage des poutrelles :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse)

Tableau : Les sollicitations pour ferrailler les poutrelles (terrasse)

	Ma_{max} (KN m)	Mt_{max} (KN m)	V_{max} (KN)
ELU	-9.93	11.71	16.79
ELS	-7.21	8.53	12.25

- **ELU :**

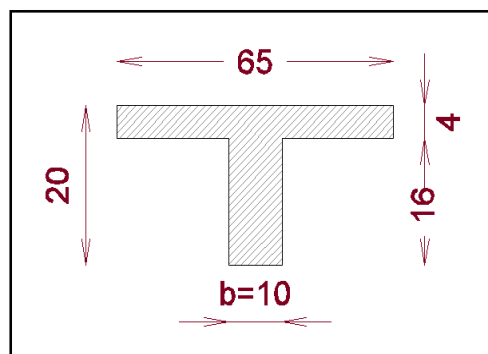


Figure III.28 : Coupe d'une poutrelle.

❖ **Armature longitudinale :**

$B = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

$$\sigma_s = 348 \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

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

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

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

➤ Ferrailage En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_{tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.16 = 59.06 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.06 \text{ KN.m} > 11.71 \text{ KN.m} \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11.71 \times 10^{-3}}{14.16 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.039 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0 \rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec : Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.05$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{11.71}{348 \times 0.176} = 1.91 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage aux appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 = 10 \times h$)

✚ Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{9.93 \times 10^{-3}}{12.16 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.252 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.252 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Tableau : Les résultats de ferrailage des poutrelles

M_a (KN m)	μ_{bu}	μ_l	α	Z (mm)	$A_{s \text{ int}}$ (cm^2)
9.93	0.252	0.392	0.3	0.15	1.88

✚ Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{2.53 \times 10^{-3}}{12.16 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.064 < 0.186 \text{ pivot A}$$

M_r (KN m)	μ_{bu}	α	Z (mm)	$A_{s \text{ rive}}$ (cm^2)
2.53	0.064	0.08	0.17	0.4

✓ Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.21 < A_{s \text{ int}} = 1.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{min} = 0.21 < A_{s \text{ rive}} = 0.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Choix des barres :

$$\text{En appui intermédiaire : } A_{s \text{ int}} = 1.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive : } A_{s \text{ rive}} = 0.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal :

Diamètre des armatures transversales :(**BAEL A.7.2, 2)**

$$\phi_t \geq \min(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm} = 1.01$

✓ **Vérifications nécessaire**

- **Vérifications à l'ELU**

a) **Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL A.5.1, 211)**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{max} = 16.79 \text{ KN}$

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{16.79 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.93 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) **Espacement (S_t): BAEL A.5.1, 22**

L'espace des armatures transversales s_t est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

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

$$S_{t \min} \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{on pose } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{101 \times 400}{15 \times 100} = 2.96 \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant :

✚ **Appui de rive : (BAEL A.5.1, 312)**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow \frac{1.15}{400} \times 16.79 \times 10^{-3} = 0.48 \text{ cm}^2$$

✚ **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321)**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeable} \\ \text{Si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 9.93 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 16.79 = 4.33 \text{ KN.m}$$

Donc : les efforts T_u sont négligeables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

c) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) :

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow \text{avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 - 4) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 100 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.79 \leq 108 \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

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

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]}$$

$$V' = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{20^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 5.80^2]$$

$$I_{Gz} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{13711.2 \times 10^{-4}}{\left(180 - \frac{4}{3}\right) 142} \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

e) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2) :

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 16.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton
- Vérification de la flèche.

a) Etat limite d'ouverture de fissure :

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

M_{ser} = le moment en ELS

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ (Contrainte admissible du béton).

Fissuration peu préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$

position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le : $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$ signe de :

En remplaçant y par h_0 .

(Cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas)

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

(Cas 2) Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d) - nA_{st}(d' - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 - nA_{st}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre; $n = 15$

- en travée :**

$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{sc}(d - h_0) = 47.5 \Rightarrow F(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas 1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

$$\left[\begin{array}{l} M_t = 8.53 \text{ KN.m} \\ A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 3.91 \text{ cm} \\ I = 8323.05 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 4.082 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ condition Vérifiée.

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- En appui intermédiaire :**

$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{sc}(d - h_0) = -292.1 \Rightarrow F(h_0) < 0$; L'axe neutre est dans la nervure (cas 2 : $y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ inter}} = -7.21 \text{ KN.m} \\ A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 \\ Y = 3.65 \text{ cm} \\ I = 7262.94 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 3.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **En appui de rive :**

$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0 - nA_{sc}(d - h_0) = -82.1 \Rightarrow F(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la nervure
(cas2 : $y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ rive}} = -1.85 \text{ KN.m} \\ A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2 \\ Y = 2.85 \\ I = 4006.71 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

c) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : $h = 0.20$; $L = 4.80 \text{ m}$; $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.80} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.01}{10 \times 18} = 0.011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{0.20}{4.80} = 0.041 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Étant donné que les conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta_f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{ji}) \\ F \text{ admissible} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } L \leq 5\text{m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } L > 5\text{m} \\ \frac{L}{250} \text{ pour les consoles avec } L \leq 2\text{m} \\ \frac{M_{ser} \times L^2}{10E \times I_f} \end{array} \right.$$

Avec :

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1)

L : $4.80 - 0.40 = 4.40$ m

Δ_f : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,)

f_{gv} : Les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées ($G + Q$).

J : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.

G : la charge permanente après la mise des cloisons.

P : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation. La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} = 8.8 \text{ m}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

$$G (\text{total}) = (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}}) = 4.70 \text{ KN/m}^2$$

$$J = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 2.80 + 0.90 = 3.70 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 4.70 + 1 = 5.70 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 \times 3.70 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_g = 0.65 \times 4.70 = 3.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 0.65 \times 5.70 = 3.70 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments :**

$$M_j = 0.75 \times \frac{q_j \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.40 \times 4.80^2}{8} = 5.184 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \times \frac{q_g \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.05 \times 4.80^2}{8} = 6.588 \text{ KN.m}$$

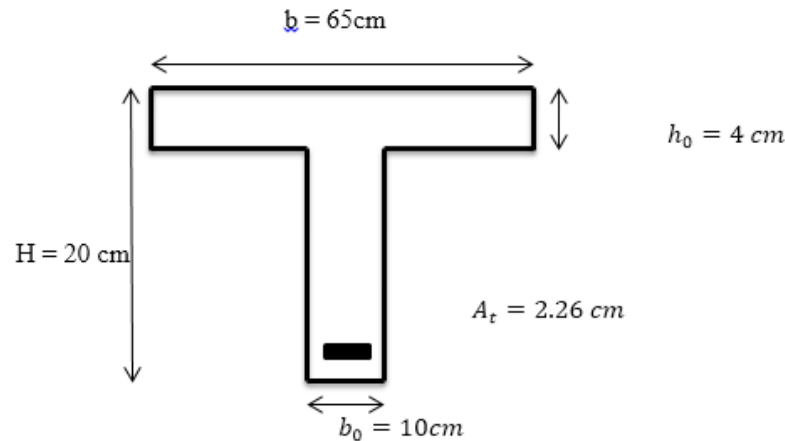
$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.70 \times 4.80^2}{8} = 10.656 \text{ kN.m}$$

Tableau : calcul des contraintes (poutrelles terrasse).

contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = 15 \frac{M_j(d-y)}{I}$	$\sigma_j = 137.11 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = 15 \frac{M_g(d-y)}{I}$	$\sigma_g = 174.17 \text{ MPa}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_p = 15 \frac{M_p(d-y)}{I}$	$\sigma_p = 281.91 \text{ MPa}$

- **Caractéristiques de la section :**

Position du centre de gravité de la section homogène :



$$y_g = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} \Rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{Et} \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b_0 \times \frac{h_0^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 6.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_g^3}{3} + \frac{b_0(h - y_g)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_g - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_g)^2 + 15A'_s(y_g - d')^2$$

$$I_0 = 12786.43 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2)

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda + \mu}$$

- Calcul des coefficients λ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0.012$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} 3.55 \\ 1.42 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.57 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.64 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.76 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse)

I correspondant à q_{ji}	$I_{f\ ji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{f\ ji} = 4651.91\ cm^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{f\ gi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{f\ gi} = 4298.61\ cm^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{f\ gv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{f\ gv} = 7368.54\ cm^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{f\ pi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{f\ pi} = 3803.42\ cm^4$

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale différée du béton}$$

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_i = 3E_v = 32456.59\text{MPa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

Pour ce faire le calcul de la flèche Δ_f est donné dans le tableau suivant :

Tableau :Vérification de la flèche (poutrelle terrasse)

f_{ji}	$\frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{f\ ji}}$	6.64 mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{f\ gi}}$	9.19 mm
f_{gv}	$\frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{f\ gv}}$	8.1 mm
f_{pi}	$\frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{f\ pi}}$	1.6 mm
Δ_f	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	6.04 mm
$f_{admissible}$	$\frac{L}{500}$	8.8 mm

$$\Delta_f = 6.04 < f_{\text{admissible}} = 8.8$$

Commentaire : la flèche est vérifiée

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

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...). Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

- $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p. m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$).
- $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p. m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A \perp = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{41}{f_e} \Rightarrow A \perp = 4 \times \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

$$\text{Pour } h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \phi \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A \perp = 5\phi 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$

On adapte : $3\phi 4 = 0.37 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 4$ (20 /20).

III.7.Schéma du ferrailage:

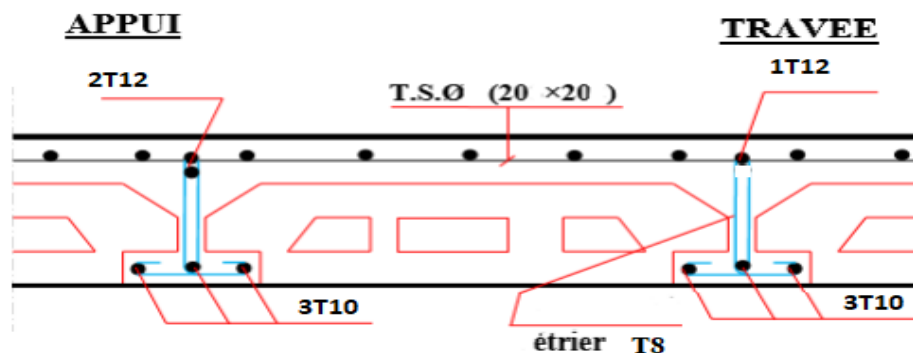


Figure III.29:Schéma de ferrailage des planchers en appui et sur travée

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003[1], BAEL 91 modifié en 99[3], et le CBA 93[2]. Les différents résultats de ferrailage des éléments secondaires adoptés après calcul sont mentionnés ci-dessus :

1. Acrotère :

- Les armatures longitudinales : **4HA8.**
- Les armatures transversales : **4HA8.**

2. Escaliers.

Les armatures longitudinales :

- Travée : **6HA12**
- Appui : **6HA12**

Les armatures transversales :

- Travée : **6HA10**
- Appui: **6HA10**

3. Poutre palière :

Les armatures longitudinales :

- Appui : **6HA12**
- Travée : **6HA12**

Les armatures transversales :

- **Cadre HA8**

4. Balcons :

Les armatures longitudinales :

- Travée : **3HA12**
- Appui : **3HA12**

Les armatures transversales :

- Travée : **3HA8**
- Appui : **3HA8**

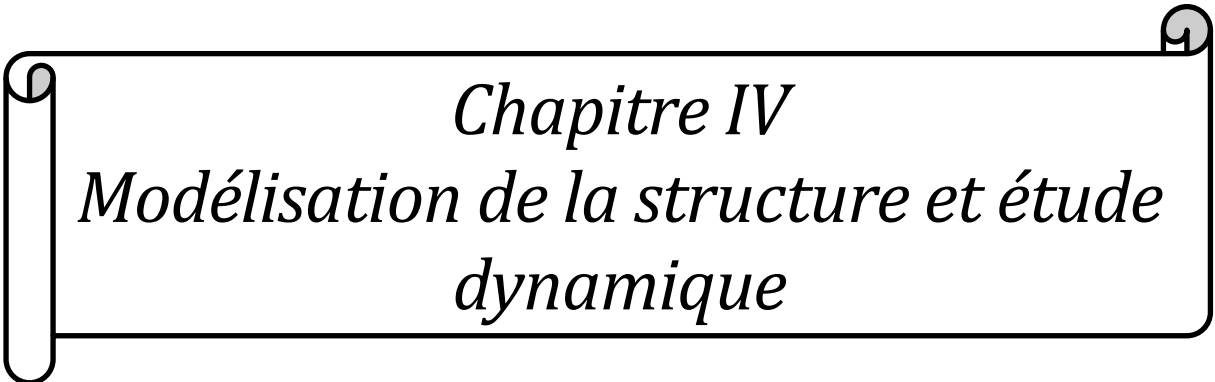
5. Planchers :

Les armatures longitudinales :

- Travée : **3HA10**
- Appui int: **2HA12**
- Appui riv: **1HA12**

Les armatures transversales :

- Travée : **HA8**
- Appui : **HA8**

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and a horizontal bar at the top, both featuring rounded ends and a slight shadow.

Chapitre IV

Modélisation de la structure et étude dynamique

IV.1 INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ? Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes « constructions parasismiques » selon le règlement en vigueur (RPA 99 version 2003)[1].

IV.2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par (RPA99/version 2003)[1]. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel «ROBOT» qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.3 MÉTHODES DE CALCUL :

Selon RPA99/version2003[1] le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

a) Condition d'application : La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone I : Tous groupes
 - Zone II : Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- - Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b) Méthode de modélisation :

- ✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- ✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- ✓ seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c) 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donné par le tableau présenté ci-après.

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne : $\xi = 8.5 \%$.
D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA[1]. On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

✓ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Dans notre cas : $C_T = 0.05$

$h_N = 15.50 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 15.50^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.39 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 22.20 \text{ m} \quad ; \quad D_y = 10.35 \text{ m}$$

$$T_x = 0.29 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.43 \text{ s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs Donc :

$$T_{\text{empirique}} = \min(0.39, 0.29, 0.43) = 0.29 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.34 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.29 = 0.37 \text{ s}$$

On est dans le cas :



On prend $T = T_{\text{empirique}} = 0.29 \text{ s}$

R : Coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA)[1].

Q : Facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^N p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA[1].

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA. La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est

recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

1-Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone

Groupe	ZONE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	2.10	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.20
3	0.07	0.10	0.14	0.18

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) $\xi=8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8)}} = 0.816 \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)[1]

Système de contreventement mixte portiques/voiles. → R=4

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA)

Tableau IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1s}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2s}	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S3) : T₁ = 0.15 s & T₂ = 0.50 s

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA) [1] $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Tableau IV.4 : Valeur de facteur de qualité

Critère q	Observé	P _{qx}	Observé	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.00	oui	0.00
2. Redondance en plan	oui	0.00	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
		Q _x = 1.2		Q _y = 1.2

IV.4 Modélisation de la structure :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014» qui contient différentes méthodes de calcul sismique. Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivant :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul (Auto desk Robot 2014) :

Robot est un logiciel dérivé de la société Auto desk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est avantagé par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

A. Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes des éléments coques et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

B. Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par RPA/ version 2003[1] (dans notre cas $\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé 25KN/m³.

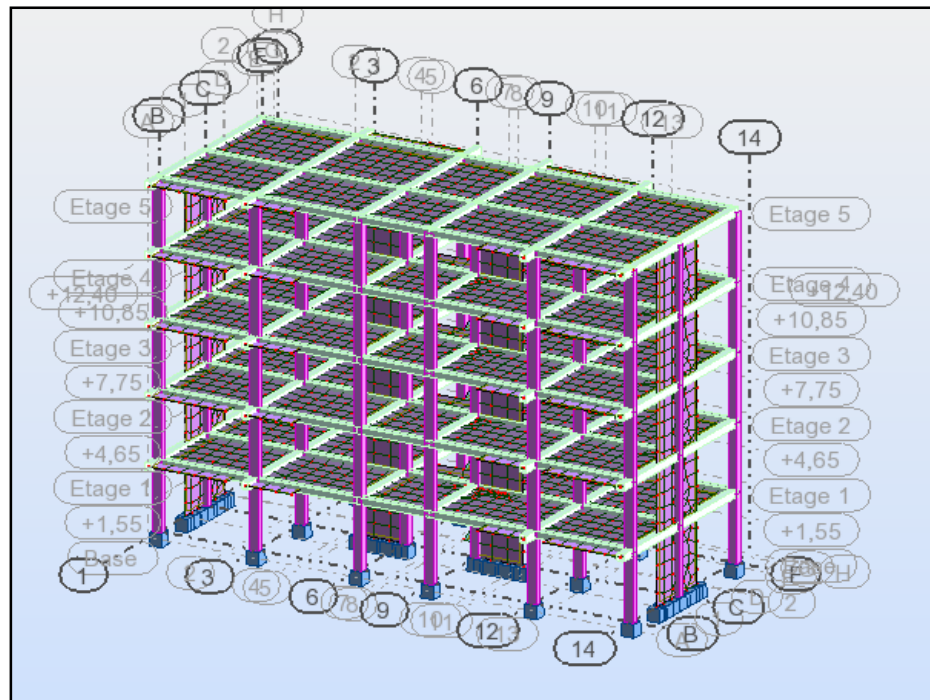


Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure.

IV.5 Modalisation :

IV.5.1 La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- Une période fondamentale proche de la limite imposée par le RPA99 version 2003[1].
- Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- Des déplacements inter-étages vérifiés

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

✚ Disposition des voiles :

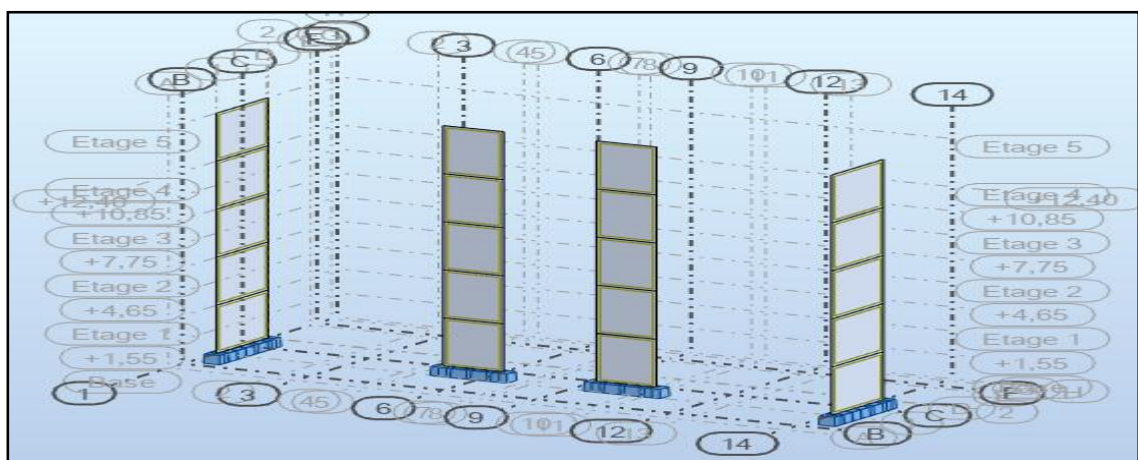
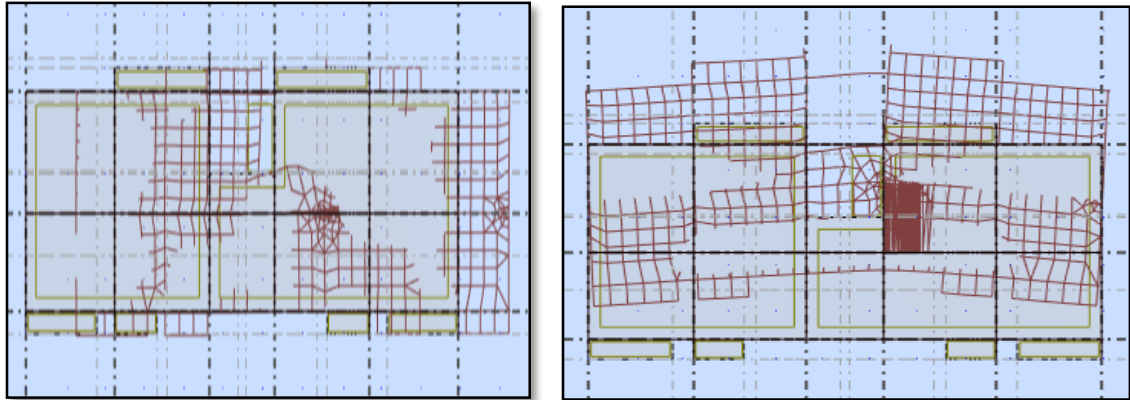
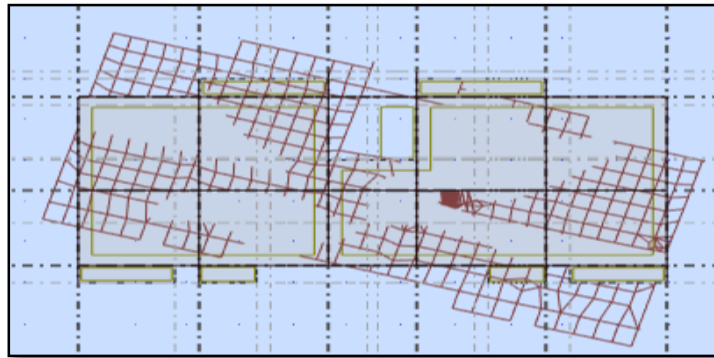


Figure IV.2 : disposition des voiles

a) Le comportement de la structure



Mode 1 : Translationsuivantex-x**Mode 2 :** Translation suivante Y-Y



Mode 3 : Rotation autour de Z-Z

Figure IV.3 : Comportement de la structure sous disposition.

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.5 : Résumé des résultats de calcul.

Mode	Période s	UX %	UY%	Somme UX	Somme UY
1	0.34	72.65	0.00	72.65	0.00
2	0.30	72.66	71.81	0.01	71.80
3	0.23	72.71	71.81	0.05	0.00
4	0.12	72.71	71.82	0.00	0.01
5	0.09	88.93	71.88	16.22	0.06
6	0.09	88.97	89.68	0.04	17.80
7	0.06	88.97	93.65	0.00	3.97
8	0.06	88.97	93.66	0.01	0.00
9	0.05	88.98	93.66	0.04	0.00

10	0.05	89.01	93.66	0.00	0.00
11	0.05	89,01	93,66	0,00	0,00
12	0.05	89,02	93,67	0,01	0,01
13	0.05	89,02	93,84	0,00	0,17
14	0.05	89,03	93,99	0,01	0,15
15	0.05	89,04	94,57	0,00	0,58
16	0.05	89,05	94,64	0,01	0,07
17	0.05	89,60	94,65	0,55	0,01
18	0.05	89,64	94,66	0,04	0,00
19	0.05	89,86	94,66	0,22	0,00
20	0.05	89,89	94,66	0,03	0,00
21	0.05	90,19	94,66	0,30	0,00

b) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,34s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation
- ✓ On doit retenir les 21 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV.6 : Structure contreventée par système (voiles–portique) :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, les soucis d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelé système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, parce que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

a. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :**✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_t < 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

$$V_t = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$A = 0.15 \quad ; \quad Q = 1.2 \quad ; \quad R = 4$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T = 0.29 \text{ s}$$

On est dans le cas

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 * 0.816 = 2.04$$

Poids total de la structure :

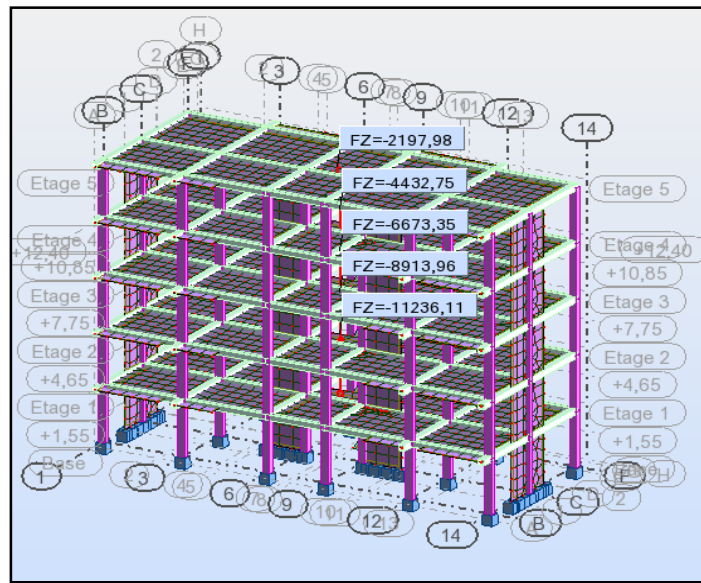


Figure IV.3 :le poids sense xx

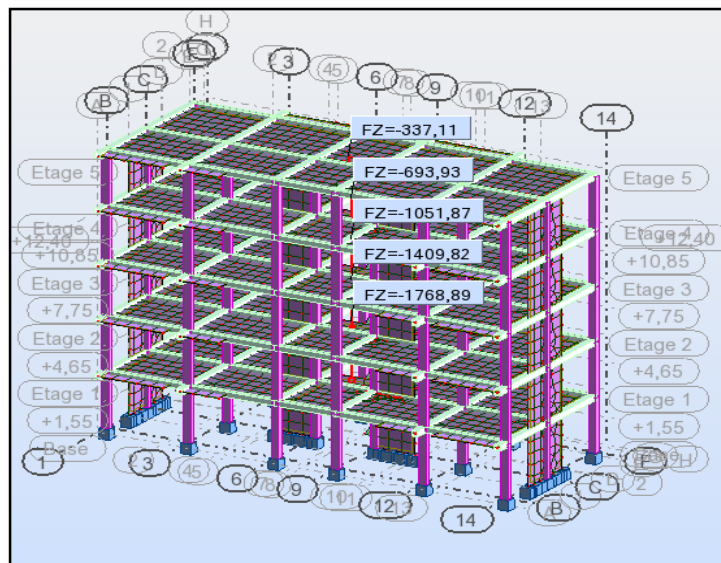


Figure IV.4 : le poids sense y-y

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

$$W = W_G + 0.2 W_Q$$

$$W = 11236.11 + 0.2 \times 1768.89$$

$$W = 11589.89 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant statique

$$V_{stX} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 11589.89 = 1063.95 \text{ KN}$$

$$V_{stY} = 1063.95 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant dynamique

$$\text{On a: } V_{dynX} = 998.83 \text{ KN } V_{dynY} = 1000.07 \text{ KN}$$

Cas	4 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	-1001,30	12,65	1,70	-1,54	-526,30	-1,09
Somme réactions	-998,83	45,02	1,93	-505,71	-11405,64	6034,91
Somme efforts	998,83	-45,05	-1,38	505,37	11406,53	-6035,65
Vérification	-0,01	-0,03	0,55	-0,34	0,89	-0,74
Précision	5,95669e-03	1,31497e-02				

Cas	5 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	-51,15	-1012,35	72,28	295,31	-28,20	-1,14
Somme réactions	-45,06	-1000,00	-10,67	11460,04	-512,26	-12893,68
Somme efforts	45,05	1000,07	10,61	-11460,64	513,31	12894,57
Vérification	-0,01	0,07	-0,06	-0,59	1,06	0,89
Précision	5,95669e-03	1,31497e-02				

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens X-X	998.83	1063.95	0.93	CV
Sens Y-Y	1000.07	1063.95	0.93	CV

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8 \text{ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

b. Calcul des déplacements : RPA 99 article 4.4.3[1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

$$R = \text{Coefficient de comportement. } R = 4$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec : $\Delta_K < 1\% h_K$ RPA 99 article 5.10

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

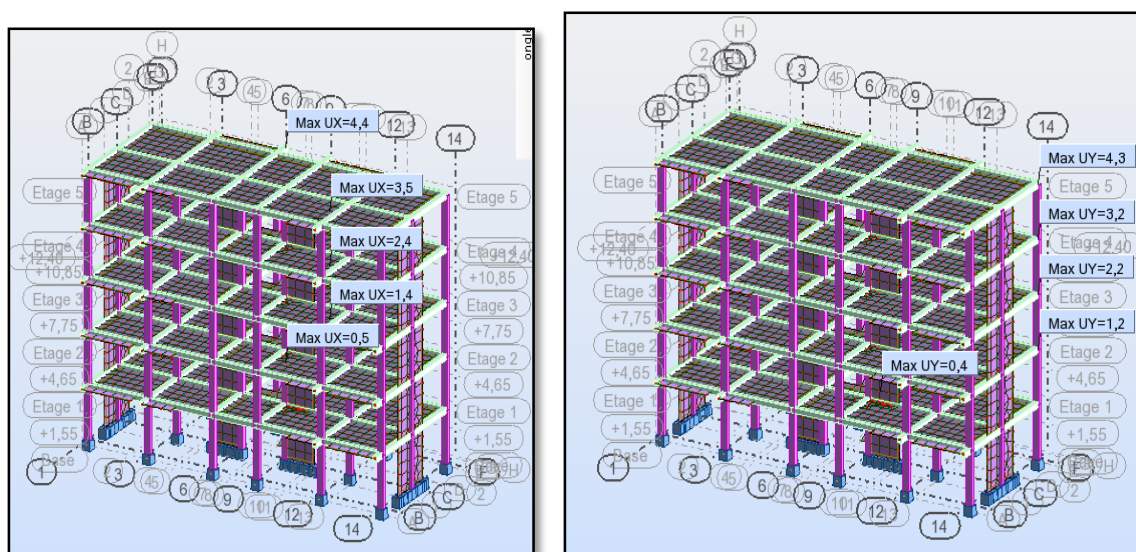


Figure IV.4 : Les déplacements selon X et Y

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Vérification des déplacements au sens x-x.

Etage	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	Coefficient de comportement	δ_{Kdep} reel	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	$1\%h_k$	Remarque
RDC	3.10	0.005	4	0.02	0.005	0.0310	vérifié
1 ^{er} étage	3.10	0.014	4	0.056	0.009	0.0310	vérifié
2 ^{ème} étage	3.10	0.024	4	0.096	0.010	0.0310	vérifié
3 ^{em} étage	3.10	0.035	4	0.140	0.011	0.0310	vérifié
4 ^{ème} étage	3.10	0.044	4	0.176	0,009	0.0310	vérifié

Tableau IV.7: Vérification des déplacements au sens y-y.

Etage	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	Coefficient de comportement	δ_{Kdep} reel	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	$1\%h_k$	Remarque
RDC	3.10	0.004	4	0.016	0.004	0.0310	vérifié
1 ^{er} étage	3.10	0.012	4	0.048	0.008	0.0310	vérifié
2 ^{ème} étage	3.10	0.022	4	0.088	0.010	0.0310	vérifié
3 ^{em} étage	3.10	0.032	4	0.128	0.010	0.0310	vérifié
4 ^{ème} étage	3.10	0.043	4	0.172	0,011	0.0310	vérifié

Analysedesrésultats:

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs duseaux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnée par leRPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

c. Justification de l'interaction voile portique :

Tableaux IV.8 : le coefficient de comportement R.

	Voile de contreventement			Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
RDC	9,03	89,45	-3546,04	-10,41	-78,85	-8043,85
1	7,43	104,52	-2816,33	-8,74	-118,88	-6379,59
2	-6,72	94,78	-2143,46	5,66	-101,61	-4740,27
3	-4,39	59,84	-1434,94	3,66	-62,41	-3136,59
4	-0,58	-15,72	-687,87	0,83	12,92	-1577,53
Résultat	Le coefficient de comportement R = 4					

d. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau k Avec $P_k = \sum_{i=1}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : Hauteur del'étage«k».

Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$

L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiantes effets del'action

sismique calculée aux moyens d'une analysée la statique du premier ordre parle facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k \geq 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Tableau IV.9: Vérification à L'effet P-Δ.

Etage	Sens X-X					Vérification
	P(KN)	Δ (m)	V(KN)	h(m)	Θ	
RDC	11589,89	0,005	998,83	3.10	0,0187	Ok
1	9195,92	0,009	950,05	3.10	0,0281	Ok
2	6883,73	0.010	827,99	3.10	0,0260	Ok
3	4571,54	0.011	642,67	3.10	0,0250	Ok
4	2265,4	0,009	379,51	3.10	0,0173	Ok

Tableau IV.10: Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y.

Etage	Sens Y-Y					Vérification
	P(KN)	Δ (m)	V(KN)	h(m)	Θ	
RDC	11589,89	0.004	1000,07	3.10	0,0153	Ok
1	9195,92	0.008	945,69	3.10	0,0250	Ok
2	6883,73	0.010	824,65	3.10	0,0269	Ok
3	4571,54	0.010	643,61	3.10	0,0229	Ok
4	2265,4	0.011	385,7	3.10	0,0208	Ok

Donc l'effet P-Δ est vérifié.

➤ **Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)[1]**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times D_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg;Yg).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

TableauIV.11 :Vérification de renversement sens xx

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	M _r (KN)	M _s (KN)
1	998,83	3.10	11589.89	10.95	151,218	126909.2955
2	950,05	3.10	11589.89		378,386	
3	827,99	3.10	11589.89		574,492	
4	642,67	3.10	11589.89		815,796	
5	379,51	3.10	11589.89		1176,481	
				Somme	3096.373	OK

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{126909.2955}{3096.373} = 40.9 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cette condition est vérifiée selon X}$$

TableauIV.12:Vérification de renversement sensyy.

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	M _r (KN)	M _s (KN)
1	1000,07	3.10	11589.89	5.17	168,578	59919.7313
2	945,69	3.10	11589.89		375,224	
3	824,65	3.10	11589.89		561,224	
4	643,61	3.10	11589.89		799,521	
5	385,7	3.10			1195,67	
				Somme	3100,217	OK

$$\frac{59919.7313}{3100.217} = 19.32 \geq 1.5 \text{ Cette condition est vérifiée selon Y.}$$

➤ **Effort normal réduits : RPA Article (7.1.3.3 et 7.4.3)[1]:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par Autodesk Robot Structural Analysis)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) [2] pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) sont connues.

➤ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux :**

$$V = \frac{1168.42 * 10^3}{300 * 400 * 25} = 0.3 \leq 0.3$$

Tableau. IV.13: Vérification d'effort normal réduit de poteau.

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_c cm ²	f_{c28} (MPa)	V	$V \leq 0.3$
Tous les niveaux	30*40	1168.42	30*40	25	0.3	CV

➤ **Calcul de l'excentricité :**

✚ **L'excentricité théorique:**

$$e_x = |X_G - X_R| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

✚ **L'excentricité accidentelle:**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = 0.05 \times L \quad L_x = 22.20 \quad ; \quad L_y = 10.35$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau IV.14: Valeurs centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	10.95	5.17	10.94	4.88
1	10.95	5.17	10.94	4.88
2	10.95	5.17	10.94	4.88
3	10.95	5.17	10.94	4.88
4	10.95	4.97	10.94	4.56

Tableau IV.15: L'excentricité théorique et accidentelle.

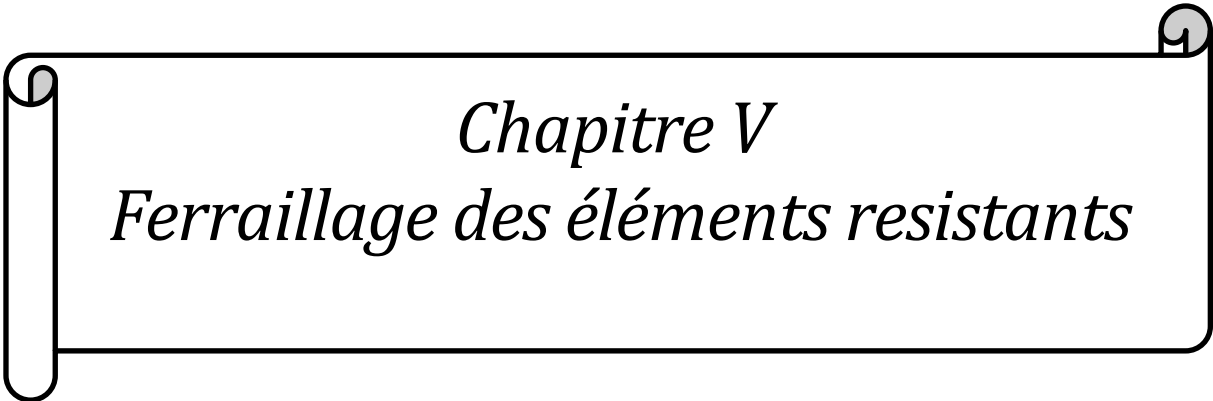
Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		Observation
	e_x	e_y	$e_{acc}(ox)$	$e_{acc}(oy)$	$e_{thé} < e_{acc}$
RDC	0.01	0.29	1.1	0.52	CV
1	0.01	0.29	1.1	0.52	CV
2	0.01	0.29	1.1	0.52	CV
3	0.01	0.29	1.1	0.52	CV
4	0.01	0.29	1.1	0.52	CV

IV.7 CONCLUSION :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot 2021 , a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.Vm_{se}$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le RPA99 version 2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.

A decorative horizontal scroll frame with a black outline and rounded ends. The left end features a vertical strip on the left side, and the right end has a small circular detail at the top right corner.

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93**[3] et le **RPA99 version 2003**[5]

V.2 Les combinaisons d'actions :

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (GQ et E), ces combinaisons varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.1 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.)

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

V.2.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

V.2.3 Les combinaisons des charges:

- **Les combinaisons du BAEL91 (situation durable) :** [1]

Le BAEL91 exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

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

○ Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle): [5]

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

V.3 Étude des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des efforts à partir des poutres aux fondations ; et ainsi ils jouent un rôle très important dans le contreventement de la structure.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » excentré par rapport aux axes et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal dû à l'action horizontale. Donc les poteaux sont soumis à la flexion composée. Une section soumise à la flexion composée peut être calculée comme :

- Une section en compression centrée CC.
- Une section entièrement tendue ET.
- Une section entièrement comprimée EC.
- Une section partiellement comprimée PC.

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximale) :

- 1^{er} cas : $N_{\max}$ et M correspondant. $\longrightarrow A_1$
 - 2^{ème} cas : $N_{\min}$ et M correspondant. $\longrightarrow A_2$
 - 3^{ème} cas : $M_{\max}$ et N correspondant. $\longrightarrow A_3$
- $\Longrightarrow A = \max (A_1; A_2; A_3)$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants :

$$\text{RPA99 b(article 5.2):} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

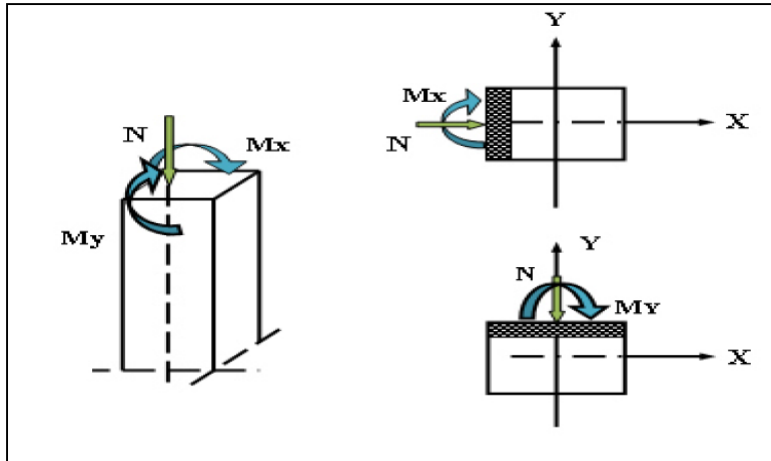


Figure V.1: Les sollicitations revenantes aux poteaux.

V.3.1 Etapes de calcul selon BAEL91: [1]

Le calcul se fera en flexion composée sous un effort normal N et un moment fléchissant M comme suit selon la combinaison la plus défavorable :

$$M_u = e \times N_u \quad \text{Avec : } e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} ;$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset) \quad \text{Avec : } \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right)$$

e_1 : Excentricité du premier ordre à l'ELU

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$\emptyset$: Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1): [5]

V.3.2.1 Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ $A_{min} = 0.8 \%$ de la section de béton (en **zonella**).
- ✓ $A_{max} = 4 \%$ de la section de béton (en **zonecourante**).

- ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en **zone de recouvrement**).
- ✓ $\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en **zone IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (en **zone IIa**).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

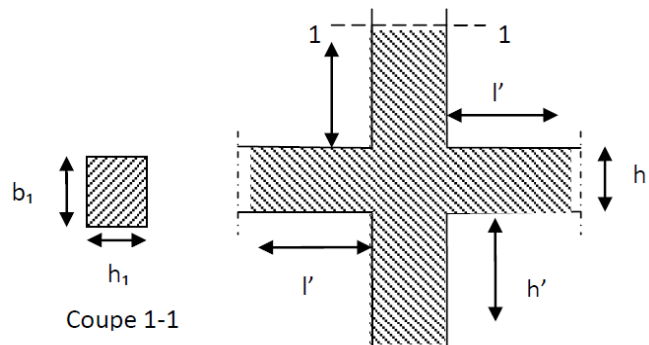
La zone nodale est définie par : l' et h' .

$$l' = 2h'$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$ Section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.



Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99[5] sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Section (cm ²)	$A_{\min}(\text{BAEL})$ (cm ²)	$A_{\max}(\text{BAEL})$ (cm ²)	$A_{\min}(\text{RPA})$ (cm ²)	$A_{\max}(\text{RPA})$ (cm ²)	
				zone courante	zone de recouvrement
30×40	2.4	60	9.6	48	72

V.3.2.2 Les armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2) [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\left\{ \begin{array}{l} t < 15\phi_1 \dots \dots \dots \text{En zone courante.} \\ t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{En zone nodale.} \end{array} \right.$

V_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\begin{cases} \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \text{ou} \dots \dots \dots (a \text{ et } b \text{ sont les dimensions de la section}) \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement = $0.7 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage = $h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}}$

V.3.2.3 La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$: En pourcentage et donné comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3 \%(t ; b_1). \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 : A_{t \min} = 0.8 \%(t ; b_1). \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2.4 Coffrage : RPA7.4.1[5]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25$ cm en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

V.3.3 Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel Robot.

- Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison $(G + Q \pm E)$ suivants:
 - Effort Normal ;

- Effort Tranchant ;
- Moment Fléchissant.
- Le résumés des sollicitations données par le logiciel ROBOT.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$N > 0$: Effort de traction.

$N < 0$: Effort de compression.

Tableau V.2: Les sollicitations dues aux poteaux.

	ELU		Situation accidentelle				
	$N_{\max}$ $\longrightarrow$ M_{corre}		$N_{\min}$ $\longrightarrow$ M_{corre}		$M_{\max}$ $\longrightarrow$ N_{corre}		
	$1.35G + 1.5Q$		$0.8G \pm Ex$		$G + Q \pm Ex$		
Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	Tmax(KN)
30×40	1168.42	42.50	191.93	21.14	77.59	1127.75	77.42

Section du Poteau :

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

$$d' = h - d = 0.04 \text{ m}$$

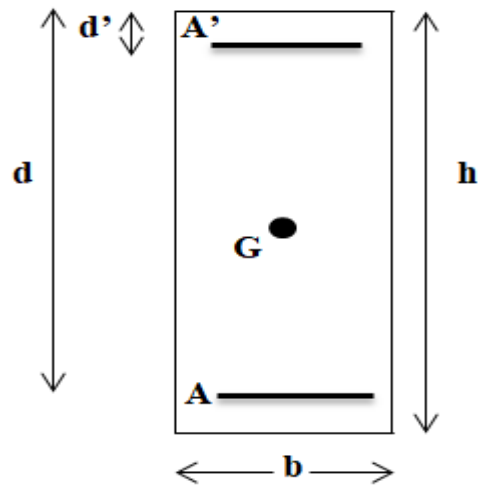


Figure V.2: Section du Poteau à ferrailler.

- **Etat limite de stabilité de forme :**

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : Excentricité du premier ordre à l'ELU

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre .

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right); e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

Avec :

L : Longueur du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : Hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ Où : $\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right)$

$\emptyset$: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée. ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u(e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3.1 Détermination des sections d'acier :

❖ Cas 1 :

$$\begin{cases} N_{\max} = 1168.42 \text{ KN} \\ M_{\text{corre}} = 42.50 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}(\text{corre})} = 33.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_G = \frac{M_{\text{corre}}}{N_{\max}} = \frac{42.50}{1168.42} = 0.036 \text{ m}$$

$$e_G = 0.036 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC). et le calcul sera fait par la flexion simple.

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) \quad e_a = \max (2\text{cm}; 1.24) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.036 \text{ m} + 0.02 \text{ m} = 0.056 \text{ m} = 5.6 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.17}{0.40} \leq \max \left(15; 20 \times \frac{0.056}{0.40} \right) = 5.43 \leq \max(15; 2.8) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le calcul se fait dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\emptyset = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané.

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{42.50}{1.5 \times 33.88} \right) = 1.6$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.10)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 1.6 \times 2) = 0.0184 \text{ m}$$

$$e_2 = 1.84 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.6 + 1.84 = 7.44 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.16 = 16992 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1168.42 - 1699.2) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -84.92 \text{ KN.m} > M_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 1168.42 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1699.2 = 12.96$$

$$M_3 = 12.96 \text{ KN.m} \leq M_u = 42.50 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') \times N_0} = \frac{0.3754 \times 1699.2 \times 0.40 + 1168.42 \times \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - 42.50}{(0.8571 \times 0.40 - 0.04) \times 1699.2} = 0.78$$

$$\Psi = 0.78 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 1168.42 \times 0.0744 = 86.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 86.93 + 1168.42 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right) = 273.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{273.88 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.16} = 0.49$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 0.0017$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.67$$

$$\mu_{lim} = 0.8\alpha_{lim}(1 - 0.4\alpha_{lim}) = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.49 < \mu_{lim} = 0.392$ C.N.V $\longrightarrow$ Donc : les armatures comprimées est nécessaire ($A' \neq 0$).

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sc} &= (3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_l) \times \left[\frac{d - d'}{d} \right] - \varepsilon_l \\ &= (3.5 \times 10^{-3} + 0.0017) \times \left[\frac{0.36 - 0.04}{0.36} \right] - 0.0017 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{sc} = 0.0029 > \varepsilon_l = 0.0017$$

$$\text{Donc : } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_R = \mu_{lim} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.3 \times 0.36^2 \times 14.16 \times 10^3 = 215.8 \text{ KN.m}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_l) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{ua} - M_R}{(d - d') \times \sigma_{sc}} = \frac{273.88 - 215.8}{(0.36 - 0.04) \times 348 \times 10^3} = 5.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{sc} = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left[\frac{M_R}{Z} + \frac{M_u - M_R}{d - d'} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{215.8}{0.26} + \frac{273.88 - 215.8}{0.36 - 0.04} \right] \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = 2.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 29 \text{ cm}^2$$

• Revenir à la flexion composée :

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1168.42}{348 \times 10^3} - 0.0029 = 4.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4.57 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 2 :

$$\begin{cases} N_{min} = 191.93 \text{ KN} \\ M_{corre} = 21.14 \text{ KN.m} \\ M_{ser(corre)} = 4.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corre}}{N_{min}} = \frac{21.14}{191.93} = 0.110 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = \left(36 - \frac{40}{2} \right) \longrightarrow 11 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = 191.93 \times \left(0.36 - \frac{0.4}{2} + 0.11 \right) = 51.82 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d-d') \times \sigma_s} = \frac{21.14 \times 10^6}{(360-40) \times 348} = 189.83 \text{ mm}^2 = 1.9 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{191.93 \times 10^3}{348} - 189.83 = 361.69 \text{ mm}^2 = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 5.51 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 3 :

$$\begin{cases} M_{\max} = 77.59 \text{ KN} \\ N_{\text{corre}} = 1127.75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}(\text{corre})} = 33.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_G = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corre}}} = \frac{77.59}{1127.75} = 0.068 \text{ m}$$

$$e_G = 0.068 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton , donc la section est partiellement comprimée (SPC). et le calcul sera fait par la flexion simple.

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \longrightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1.24) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.068 \text{ m} + 0.02 \text{ m} = 0.088 \text{ m} = 8.8 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.17}{0.40} \leq \max \left(15 ; 20 \times \frac{0.088}{0.40} \right) = 5.43 \leq \max(15 ; 4.4) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\emptyset = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané.

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{\text{ser}}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{77.59}{1.5 \times 33.88} \right) = 5.26$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.10)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 5.26 \times 2) = 0.0442 \text{ m}$$

$$e_2 = 4.42 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.8 + 4.42 = 13.22 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.16 = 1699.2 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1127.75 - 1699.2) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -91.43 \text{ KN.m} > M_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 1127.75 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1699.2 = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 6.44 \text{ KN.m} \leq M_u = 77.59 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') \times N_0} = \frac{0.3754 \times 1699.2 \times 0.40 + 1127.75 \times \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - 77.59}{(0.8571 \times 0.40 - 0.04) \times 1699.2} = 0.69$$

$$\Psi = 0.69 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 1127.75 \times 0.132 = 148.863 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 148.863 + 1127.75 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right) = 204.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{204.26 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.16} = 0.37$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 0.0017$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.67$$

$$\mu_{lim} = 0.8 \alpha_{lim} (1 - 0.4 \alpha_{lim}) = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.49 < \mu_{lim} = 0.392 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \longrightarrow$ Donc : les armatures comprimées est nécessaire ($A' \neq 0$).

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sc} &= (3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_l) \times \left[\frac{d - d'}{d} \right] - \varepsilon_l \\ &= (3.5 \times 10^{-3} + 0.0017) \times \left[\frac{0.36 - 0.04}{0.36} \right] - 0.0017\end{aligned}$$

$$\varepsilon_{sc} = 0.0029 > \varepsilon_l = 0.0017$$

$$\text{Donc : } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_R = \mu_{lim} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.3 \times 0.36^2 \times 14.16 \times 10^3 = 215.8 \text{ KN.m}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_l) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{ua} - M_R}{(d - d') \times \sigma_{sc}} = \frac{204.26 - 215.8}{(0.36 - 0.04) \times 348 \times 10^3} = 0.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \longrightarrow A_{sc} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left[\frac{M_R}{Z} + \frac{M_u - M_R}{d - d'} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{215.8}{0.26} + \frac{273.88 - 215.8}{0.36 - 0.04} \right] \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = 2.3 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 23 \text{ cm}^2$$

• **Revenir à la flexion composée :**

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1127.75}{348 \times 10^3} - 0.0023 = 9.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_2 = 9.41 \text{ cm}^2$$

• **Armatures finales :**

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

V.3.3.2 La section des armatures longitudinale :

$$A_{calculer} = 9.41 \text{ cm}^2$$

○ **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :**

$$A_{u(\min)} = \max(0.2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section .

$$A_{u(\min)} = \max[0.2\% (30 \times 40) ; 4\% \times 140]$$

$$A_{u(\min)} = \max(2.4 \text{ cm}^2 ; 5.6 \text{ cm}^2)$$

$$A_{u(\min)} = 5.6 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_{u(max)} = 5\% B = 60 \text{ cm}^2.$$

- Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_{u(min)} = 8\%B = 0.008 (30 \times 40)$$

$$A_{u(min)} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3:Ferraillages longitudinaux des poteaux.

Poteaux	$A_{S(cal)}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix (cm^2)	$A_{S(adop)}(\text{cm}^2)$
30× 40	9.41	9.6	2HA12+6HA14	11.5

V.3.3.3 Armatures transversales (RPA article.7.4.2.2) :[5]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$L_r = 40 \phi_{min} \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{l min} = 1.2 \text{ cm} ; \quad L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

- zone nodale(zone IIa): $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$.
- zone courante(zone IIa): $t \leq 15\phi_1$.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau.

$$\begin{cases} \lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.17}{0.3} = 7.23 > 5 \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.17}{0.4} = 5.43 > 5 \end{cases}$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5$$

S_t :espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

$$S_t \leq 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux
Calcul de la section de ferraillage transversale minimale ($A_{t \min}$)

$$\lambda_g \geq 5A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3A_{t \min} = 0.8\% (t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Tableau V.4: Ferraillages transversaux des poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T _{u max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _{t min}	Choix (cm ²)	A _{S(adop)} (cm ²)
30× 40	2.17	7.23	2.5	77.42	N	10	1.2	6HA8	3.02
					C	15	1.8		

D'après le code de Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3). Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement,

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime,

b: Largeur de la section du poteau,

d: Hauteur utile de la section du poteau.

- **Selon BAEL99:** [1]

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

- Selon RPA99 v 2003:[5]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _d	d (cm)	T _u (KN)	τ (MPa)	τ _u (MPa)	Observation
30× 40	2.17	7.23	0.075	36	77.42	0.72	2.5	C.V

V.3.3.4 Vérification de stabilité de forme (CBA 93Article B.8.4.1) :[3]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} L_f = 0.7L_0 = 2.17 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \left\{ \begin{array}{l} B = b \times h = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2 \\ I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 4 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } i = \sqrt{\frac{4 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.18 \text{ m}$$

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ (section réduite)}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6: Vérification des poteaux au flambement.

Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m)	λ	α	B _r (m) ²	N̄ (KN)	N _u (KN)	Observation
30× 40	3.10	2.17	0.18	12.06	0.83	0.106	1662.46	1127.75	C.V

Donc : pas de risque de flambement.

V.3.3.5 Longueur de recouvrement :

Selon RPA (Art 7.4.2.1) [5] La longueur minimale de recouvrement est:

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa}$$

Tableau V.7: Longueur de recouvrement.

Section (cm ²)	$\phi_{l\max}$ (cm)	L_r
30×40	1.4	56

V.3.3.6 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($M_{ser}; N_{ser}$) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I}$$

$$M_s = 33.88 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$n(y - d')A'_s \neq 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15(y - 0.04) \times 0.8 - 15 \times 11.5 \times (36 - y) = 0$$

$$y = 15.11 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée .

I : moment d'inertie.

$$n = 15$$

$$nA'_s(d - y)^2 \neq 0$$

$$I_t = \frac{30 \times 15.11^3}{3} + 15 \times 0.8 \times (36 - 15.11)^2 + 15 \times 11.5 \times (36 - 15.11)^2 = 115012.3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{33.88 \times 10^6 \times 15.11}{115012.3 \times 10^4} = 4.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

V. 3.4 Schéma de ferraillage des poteaux :

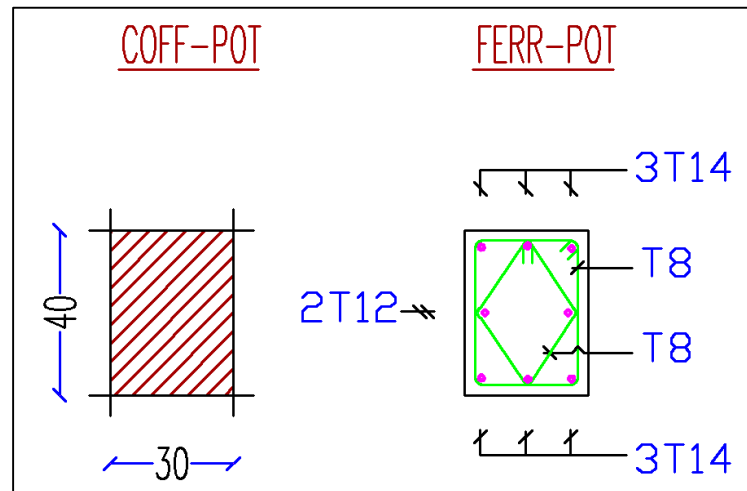


Figure V.3: Schéma de ferraillage des poteaux.

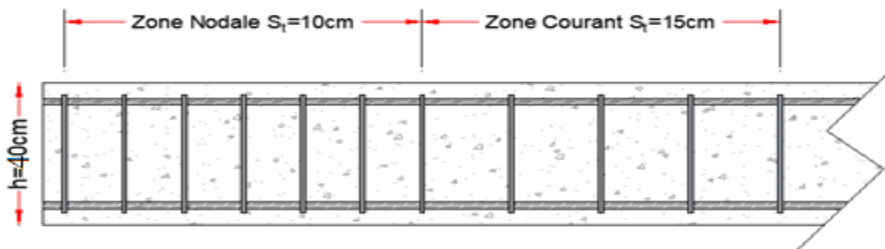


Figure V.4: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.4 Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

V.4.1 Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferraillage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir:

- en travées:
 - 1.35G+1.5Q combinaison d'ELU des règles
 - et on vérifie avec la combinaison d'ELS: G+Q
- en appui:
 - $G+Q \pm E$: condition des RPA qui donne le maximum de moment négatif
 - $0.8G \pm E$: condition des RPA qui donne éventuellement, le maximum de moment positif

Le ferraillage d'une poutre suit les étapes de calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

V.4.2.les vérifications nécessaires:

➤ **Condition de non fragilité: (BAEL 91)[1] :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{100} \times 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

➤ **Conditions du ferraillage imposées par le RPA :**

• **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est: $40\phi_l$ en zone IIa.

• **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

S_t : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.4.3.Ferraillage des Poutres :**V.4.3.1.Poutre principale (30 × 40) :**

a) Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le ROBOT.

Tableau V.8: Sollicitations maximales de la poutre principale.

poutres	$M_t^{\max}$ (KN. m)	Combinaison	$M_a^{\max}$ (KN. m)	Combinaison	$V^{\max}$ (KN)	Combinaison
P.P (30×40)	71.75	1.35G + 1.5Q	-133.47	1.35G + 1.5Q	19.11	1.35G + 1.5Q

Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de la poutre principal.

Section	M_u (KN. m)	M	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	71.75	0.13	0.175	334.8	6.00	06.03	3HA16
Appuis	-133.47	0.25	0.366	307.4	12.036	12.06	3HA16 + 3HA16 chapeaux

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ce}}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{Travée}} \text{ et } A_{\min} < A_{\text{appui}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Armatures minimales :(RPA A.7.5.2.1) [5]

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40$$

$$A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [5]

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

b) Les armatures transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ Avec :}$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre .

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.6 \right) \phi_t \leq \min (1.14; 3; 1.6)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ Calcul de l'espacement :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.6\right) = 10\text{cm} \longrightarrow \text{Dans la zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \longrightarrow \text{Dans la zone courant} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t = 10\text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 15\text{ cm} & \text{Zone courant} \end{cases}$$

❖ La section minimale des armatures transversales :

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2 (\text{un cadre et un étrier}).$$

❖ La longueur minimale de recouvrement :

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.60 = 64\text{ cm}$$

V.4.3.2. Poutre secondaire (30 × 35):

c) Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le ROBOT.

Tableau V.10: Sollicitations maximales de la poutre secondaire.

poutres	$M_t^{\max}$ (KN. m)	Combinaison	$M_a^{\max}$ (KN. m)	Combinaison	$V^{\max}$ (KN)	Combinaison
P.S (30×35)	19.42	1.35G + 1.5Q	- 49.97	1.35G + 1.5Q	16.21	1.35G + 1.5Q

Tableau V.11 : Tableau récapitulatif de la poutre secondaire

Section	M_u (KN. m)	M	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	19.42	0.04	0.05	308.7	1.8	3.39	3HA12
Appuis	- 49.97	0.1	0.14	297.4	4.80	6.79	3HA12+3HA12 chapeaux

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.1\text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.14\text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Armatures minimales :(RPA A.7.5.2.1) [5]**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{Travée}} \text{ et } A_{\min} = 5.25 < A_{\text{appui}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [5]**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

d) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ Avec :}$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre .

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) \phi_t \leq \min (1 ; 3 ; 1.2)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc on prend : } \phi_t = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{ cm} \longrightarrow \text{Dans la zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Dans la zone courant} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t = 8 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{Zone courant} \end{cases}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t(\min)} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 (\text{un cadre et un étrier}).$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Tableau V.12:Tableau récapitulatif des poutres.

Section	A _{appui}	A _{travée}	A _{trans}	ST _{nod}	ST _{co}	L _r
PP(30 × 40)	3HA16 + 3HA16 chapeaux	3HA16	cadre +étrier	10	15	64
PS(30 × 35)	3HA12 + 3HA12 chapeaux	3HA12	cadre +étrier	8	15	48

V.4.4 Vérifications :

V.4.4.1 poutre principale

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.11 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

• Vérification à l'ELS :

🚦 A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

🚦 A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\text{On vérifie que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

▪ La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 \quad \text{et : } \mu \leq \mu_1 \quad A'_s = 0 \quad n(y - d')A'_s = 0$$

▪ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie.

n = 15

$$nA'_s(d - y)^2 = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13: Vérification des contraintes (P.P) à l'ELS

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_{st}(cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	52.33	6.03	12.12	70495.11	8.99	Vérifiée
Appui	22.91	4.13	9.18	41615.82	5.05	

• Vérification de la compression du béton :

$$T_{max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14: Vérification de la compression du béton.

Section	$T_{max}(KN)$	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
P.P (30 × 40)	19.11	800	Oui

• Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : $h = 0.40m$; $l = 4.80 m$; $A_{st} = 6.03cm^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.40}{4.80} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{0.40}{4.80} = 0.083 \geq \frac{71.75}{10 \times 52.33} = 0.137 \dots\dots\dots C.N.V \\ \frac{6.03}{30 \times 36} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

b) Calcul de la flèche (BAEL 91)

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$Y = 12.12 cm$; $M_{ser} = 61.56 KN.m$; $M_{ts} = 52.33 KN.m$; $d = 36 cm$; $L = 4.8 m$

$h = 40 cm$; $b = 30 cm$; $A_s = 6.03cm^2$; $f_{t28} = 2.1 MPa$; $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$Y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t \times d}{b_0 h + 15 A_t}$$

$Y_G = 11.86 cm$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b(h - Y_G)^3}{3} + 15A_t(d - Y_G)^2 + 15A'_s(Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{30 \times 11.86^3}{3} + \frac{30 \times (40 - 11.86)^3}{3} + 15 \times 6.03 \times (36 - 11.86)^2$$

$$I_0 = 278081.03$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.03}{30 \times 36} = 0.006 \rho = 0.006$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.006} = 3.5 \lambda_i = 3.5$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.006} = 1.4 \lambda_v = 1.4$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{61.56 \times 10^6}{6.03 \times 10^2 \times 36 \times 10} = 277.6 \sigma_s = 283.59 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.006 \times 283.59 + 2.1} \right] = 0.58 \mu = 0.58$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 28359.00}{1 + 3.5 \times 0.42} = 100953.51 I_{fi} = 100953.51$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 28359.00}{1 + 1.4 \times 0.42} = 168812.9 I_{fv} = 168812.9$$

La flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{61.56 \times 10^6 (4.8 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 100953.51 \times 10^4} = 4.37 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{61.56 \times 10^6 (4.8 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 168812.9 \times 10^4} = 7.83 \text{ mm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500}; \quad \text{Si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}; \quad \text{Si : } L > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L = 4.8 \text{ m} < 5\text{m}$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 7.83 - 4.37 \leq \frac{4800}{500}$$

$$\Delta f_t = 3.46 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.6 \text{ mm}$$

V.4.4.2 poutre secondaire :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16.21 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

• Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Vérification des contraintes (P.P) à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14.13	2.01	7.02	21527.49	4.61	Vérifiée
Appui	6.17	1.13	5.4	13121.01	2.55	

• Vérification de la compression du béton :

$$T_{max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16: Vérification de la compression du béton.

Section	$T_{max}(\text{KN})$	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
P.P (30 × 35)	16.21	700	Oui

• **Vérification de la flèche :** (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : $h = 0.35\text{m}$; $l = 4.60\text{ m}$; $A_{st} = 2.01\text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{4.60} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{0.35}{4.60} = 0.076 \geq \frac{0.85 \times 14.13}{10 \times 14.13} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C. N. V} \\ \frac{2.01}{30 \times 31.5} = 0.0021 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

b) Calcul de la flèche (BAEL 91)

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$Y = 7.02\text{ cm}$; $M_{ser} = 16.66\text{KN.m}$; $M_{ts} = 14.16\text{KN.m}$; $d = 31.5\text{ cm}$; $L = 4.6\text{ m}$

$h = 35\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$; $A_s = 2.01\text{cm}^2$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$Y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0 h + 15A_t}$$

$$Y_G = 9.39\text{ cm}$$

~~Calcul~~ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b(h - Y_G)^3}{3} + 15A_t(d - Y_G)^2 + 15A'_s(Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{30 \times 9.39^3}{3} + \frac{30 \times (35 - 9.39)^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (31.5 - 9.39)^2$$

$$I_0 = 190987.1$$

~~Calcul~~ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.01}{30 \times 31.5} = 0.002 \rho = 0.002$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.002} = 10.5 \lambda_i = 10.5$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.002} = 4.2 \lambda_v = 4.2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{16.66 \times 10^6}{2.01 \times 10^2 \times 31.5 \times 10} = 263.2 \sigma_s = 263.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 263.2 + 2.1} \right] = 0.13 \mu = 0.13$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 190987.1}{1 + 10.5 \times 0.13} = 88831.21 I_{fi} = 88831.21$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 190987.1}{1 + 4.2 \times 0.13} = 135889.92 I_{fv} = 135889.92$$

La flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{16.66 \times 10^6 (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 88831.21 \times 10^4} = 1.23 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16.66 \times 10^6 (4.6 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 135889.92 \times 10^4} = 2.42 \text{ mm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500}; \quad \text{Si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}; \quad \text{Si : } L > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L = 4.6 \text{ m} < 5\text{m}$

Donc:

$$\Delta f_t = f_i - f_v \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.42 - 1.23 \leq \frac{4600}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.19 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.2 \text{ mm}$$

V.4.5 Schéma de ferraillage :

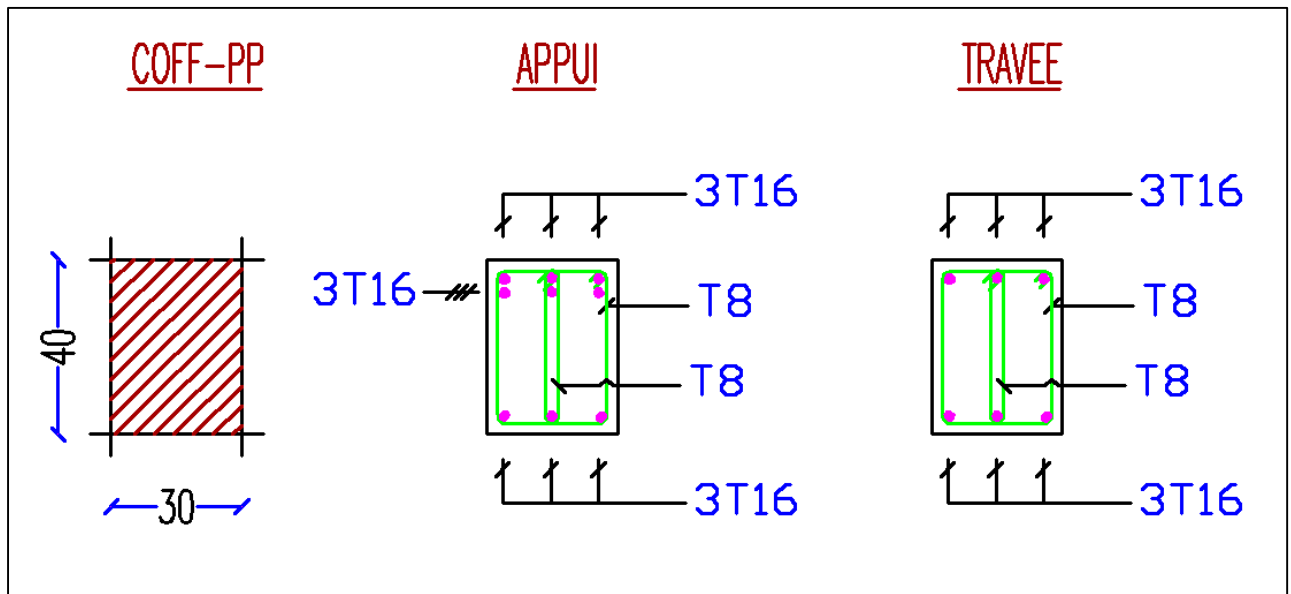


Figure V.4:Schéma de ferraillage des poutres principales.

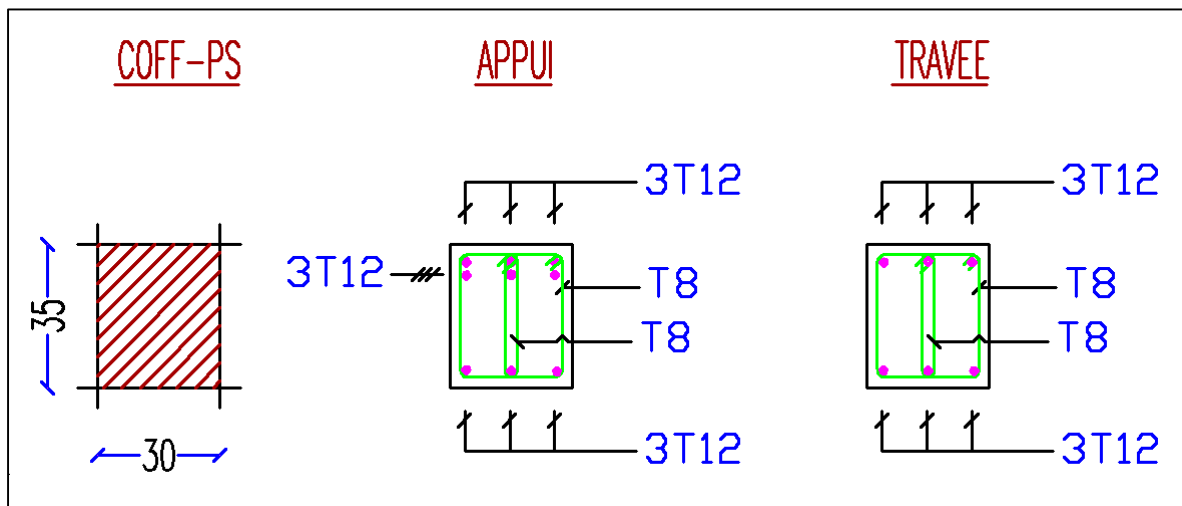


Figure V.5:Schéma de ferraillage des poutres secondaire.

V.5 Etude des voiles :

V.5.1 Introduction :

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation .

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de

l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- ✓ Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales. Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.5.2 Ferraillage des voiles plein :

V.5.2.1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :

$$V' = V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : la hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le règlement

parasismique algérien RPA 99 V 2003

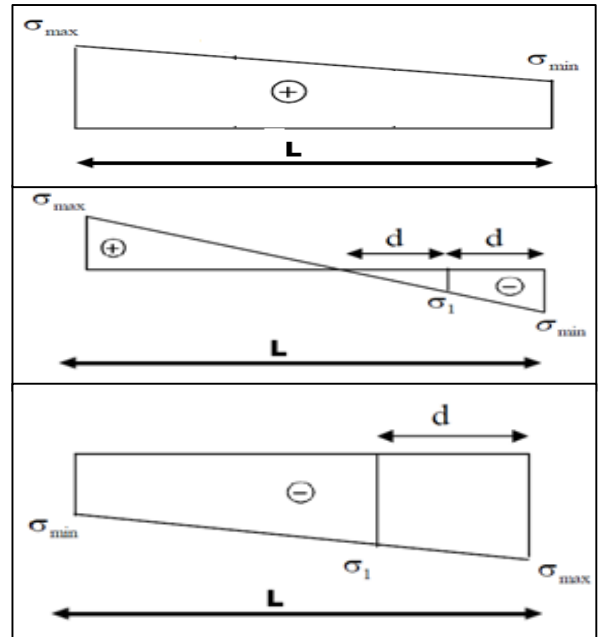
❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



V.5.2.2 Armature vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous [3] :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + (B \cdot f_{c28})}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

V.5.2.3 Armatures minimales :

➤ **Compression du béton :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

➤ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B: section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

V.5.2.4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

V.5.2.5 Armature horizontale :

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 15 \% \times B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ RPA99/2003 (art. 7.7.4.2) [3].

- Dans le cas où il existe des serres de rigidité. Les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des serres permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.5.2.6 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

V.5.2.7 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.5.2.8 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

V.5.2.9 Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.5.2.10 Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{L}{10}$ de l'épaisseur du voile.

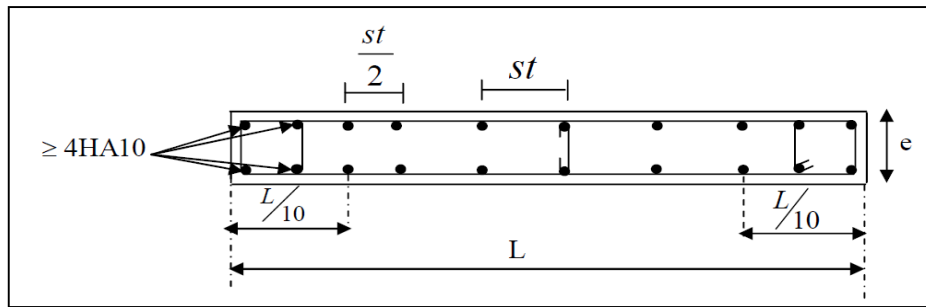


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.2.1.1 Combinaisons :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons réussies pour les voiles sont les suivantes [3] :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.5.3 Vérification :

V.5.3.1 Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15 \times A)} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V.5.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \\ \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$T = 1,4 \times V_{u,cal}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute .

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$ Pour la fissuration préjudiciable.

V.5.4 Disposition des voiles :

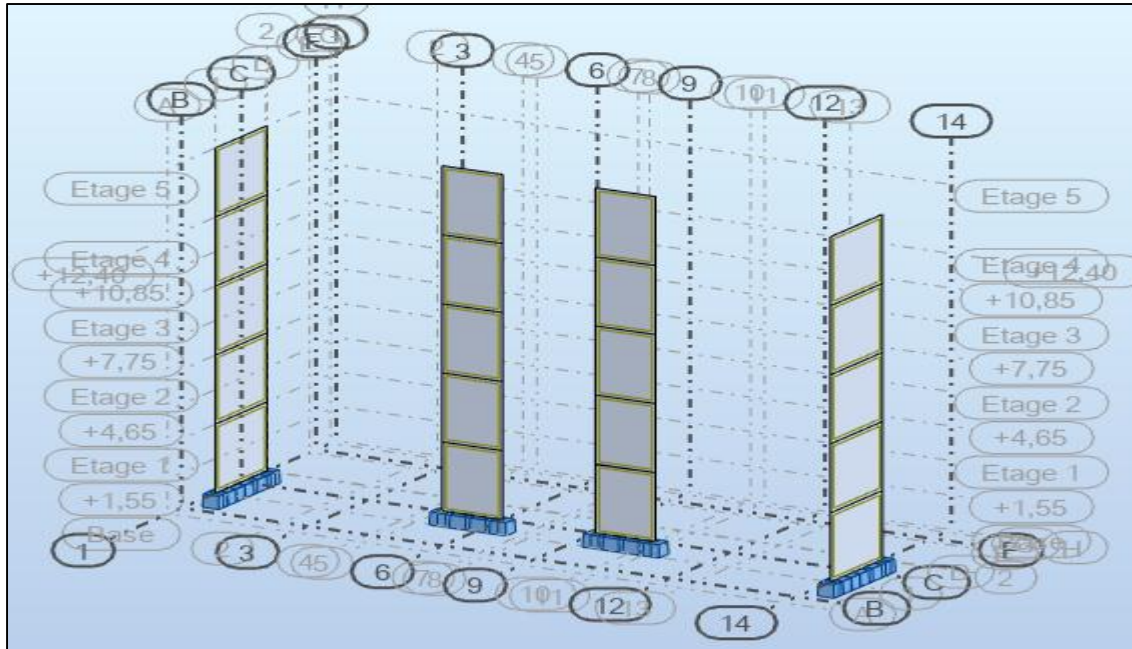


Figure V.7: Disposition des voiles.

V.5.5 Sollicitations dans les voiles:

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17: Sollicitations de calcul (voile plein).

		Voile «V ₁ » sen X-X	Voile «V ₂ » sen Y-Y
L (m)		2.15	3.20
e (m)		0.20	0.20
h _{étage} (m)		3.10	3.10
N _{min} ; M _{corr}	N (KN)	1939.67	-206.82
	M (KN.m)	1260.40	1241.60
	V _u (KN)	411.83	389.11

V.5.6 Ferraillage des voiles :

V.5.6.1 Exemple decalcule: VoileSens(X – X):

Avec : L=2.15 m ; e= 0.20 m ; A= 0.20×2.15 = 0.43 m²

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.166 \text{ m}^3 ; V = \frac{L}{2} = 1.075 \text{ m}$$

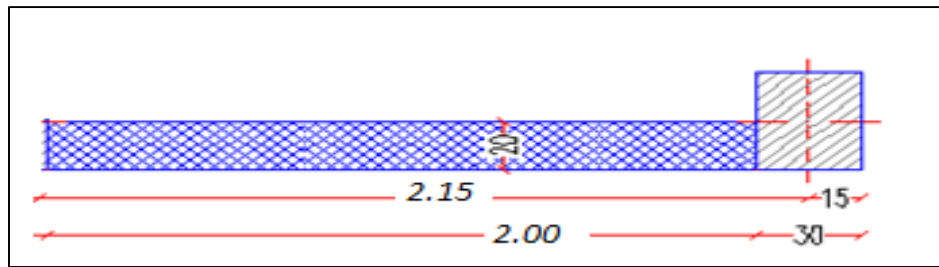


Figure V.8: Dimensions du voile V1.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1939.67}{0.43} + \frac{1260.40 \times 1.075}{0.166} = +12673.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1939.67}{0.43} - \frac{1260.40 \times 1.075}{0.166} = -3651.37 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée. On calcule la longueur de la zone de traction :

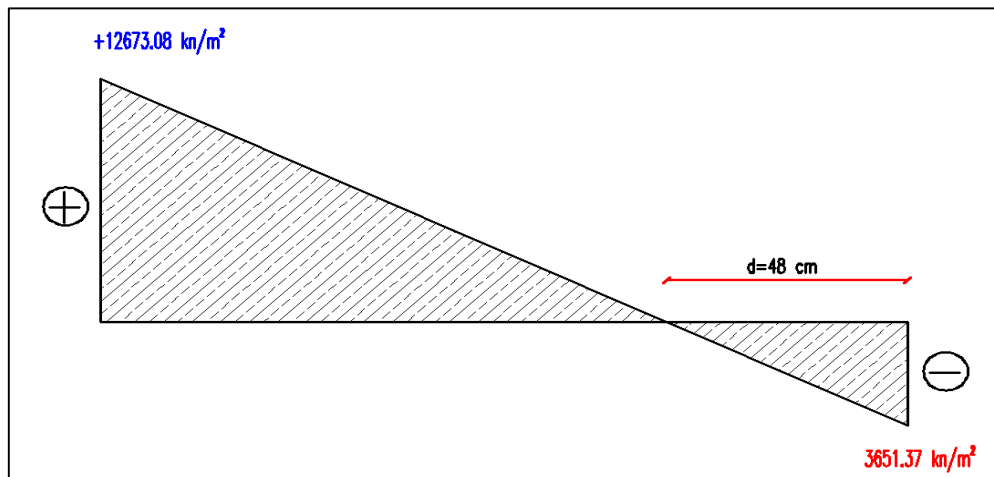


Figure V.9 : diagramme des contraintes voile sens (X - X)

❖ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.67 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.15 - 1.67 = 0.48 \text{ m}$$

$$d = \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right] = 1.11 \text{ m} = 111 \text{ cm}$$

Donc: $d > L_t$

$$d = L_t = 0.48 \text{ m}$$

❖ **Le ferraillage de la zone tendue :**

$$N_u = \frac{1}{2} \times \sigma_1 \times d \times e = \frac{1}{2} \times 3651.37 \times 0.48 \times 0.20 = 175.27 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre :

$$A = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{175.27 \times 10}{400} = 4.38 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 48 \times 20 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 48 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 5.04 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ ($e = 7.5 \text{ cm}$)

❖ **Le ferraillage de la zone comprimée :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } \theta = 0.85; \quad \gamma_b = 1.15$$

$$f_{bu} = 21739.2 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{\max} = 1267.08 \text{ KN/m}^2$$

La section d'acier à mettre :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times L_c \times e = 0.002 \times 167 \times 20 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = L_c \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 167 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 17.54 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \text{Max}(A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}) = 17.54 \text{ cm}^2$.

soit $2 \times 11 T10 = 17.28 \text{ cm}^2$ ($e = 15 \text{ cm}$)

❖ **Espacement :**

- $S_t \leq \min(1.5e; 30) \text{ cm} \quad S_t \leq 30 \text{ cm.}$
- Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $S_a = S_t / 2 = 7.5 \text{ cm}$ dans la zone d'enviro.

✚ **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.05 + 17.28}{4} = 6.58 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 15 \% \times B = 0.0015 \times 270 \times 20 = 8.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 16 \text{ HA}10 = 25,13 \text{ cm}^2$ soit : $6 \text{ HA}10/\text{ml}$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

✚ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

 Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

$$V_u = 411.83 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 411.83 = 576.57 \text{ KN} = 0.577 \text{ MN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{0.577}{400} = 0.001587 \text{ m}^2 = 15.87 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

 D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{411.83 \times 10}{20 \times 0.9 \times 320} = 0.72 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

 D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute .

$$V_u = 411.83 \text{ KN}$$

$$T = 1,4 \times 411.83 = 576.57 \text{ KN} = 0.577 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{576.57 \times 10}{20 \times 0.9 \times 320} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_b = \frac{N_s}{B+(15 \times A)}$ et ; $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+(15 \times A)} = \frac{761.1 \times 10^{-3}}{0.43 + (15 \times 0.000905)} = 1.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

V.5.6.1.1 Ferraillage des voiles sens (X – X) :

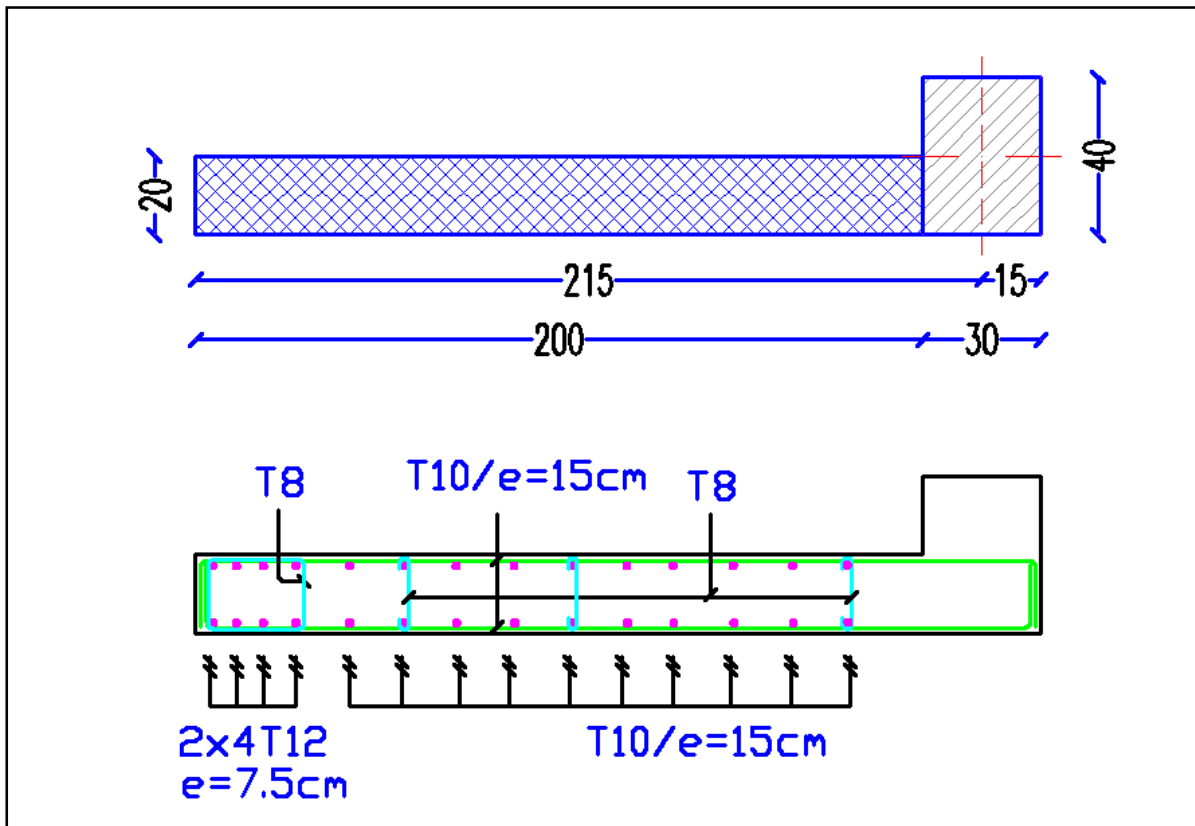


Figure V.10: schéma de ferraillage des voiles sens (X – X)

V.5.6.2 Exemple de calcul : Voile Sens (Y – Y):

Avec : $L = 3.20 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$; $A = 0.20 \times 3.20 = 0.64 \text{ m}^2$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.546 \text{ m}^3 ;$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.60 \text{ m}$$

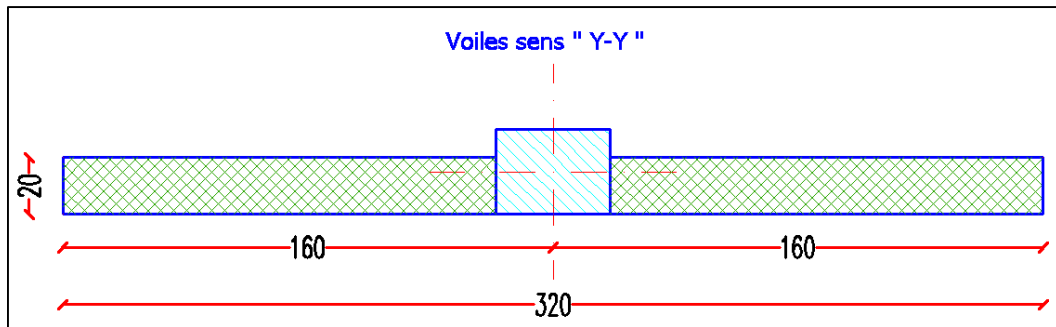


Figure V.11: Dimensions du voile sens (Y – Y):

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-206.82}{0.64} + \frac{1241.60 \times 1.60}{0.546} = +3315.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-206.82}{0.64} - \frac{1241.60 \times 1.60}{0.546} = -3961.55 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée. On calcule la longueur de la zone de traction :

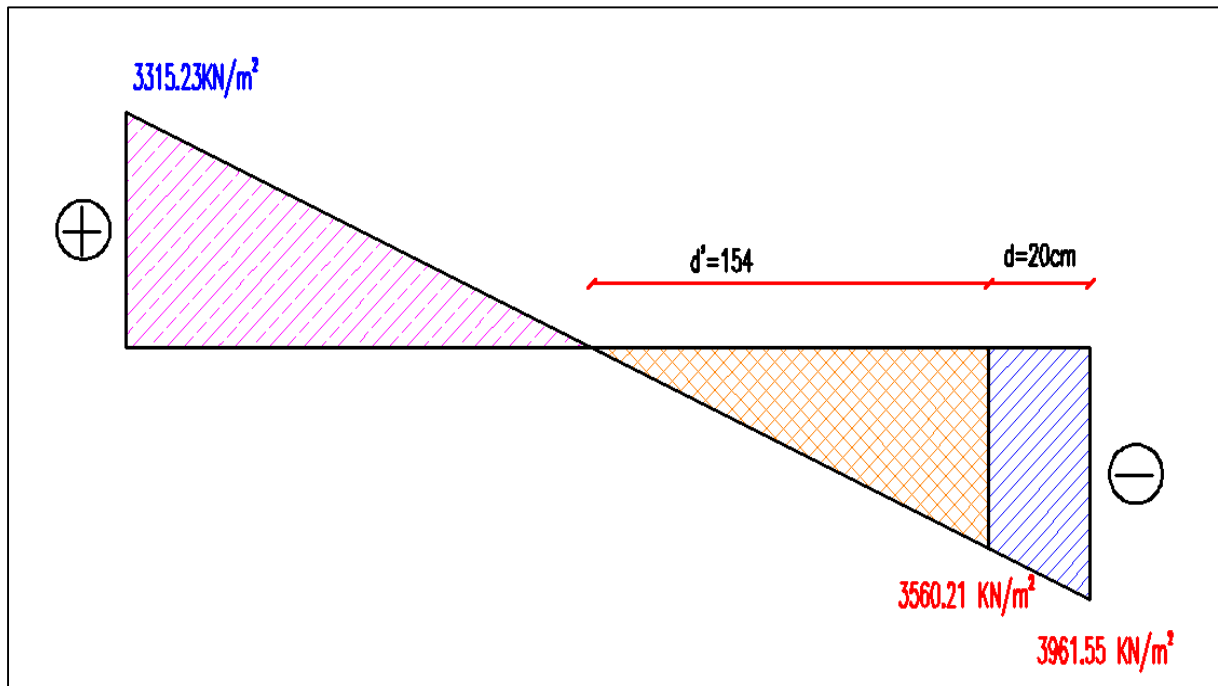


Figure V.12: diagramme des contraintes voile sens (Y – Y)

Longueur de la zone tendue :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.46 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.20 - 1.46 = 1.74 \text{ m}$$

$$d = \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right] = 0.98 \text{ m} = 98 \text{ cm}$$

On prendra :

1^{ère} bande d = 0.20 m

2^{ème} bande d' = 1.54 m

 Le ferraillage de la 1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times (L_T - d) / L_T = 3961.55(1.74 - 0.20) / 1.74 = 3560.21 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} \times (\sigma_{\min} + \sigma_1) \times d \times e = \frac{1}{2} \times (3961.55 + 3560.21) \times 0.90 \times 0.20 = 150.45 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{150.45 \times 10}{400} = 3.76 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 20 \times 20 = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 20 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s1} = \text{Max}(A_1; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = 3.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s1} = 3.76 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2 \times 4 \text{ T12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

 Le ferraillage de la 2^{ème} bande :

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \times (L_T - d - d') / L_T = 3961.55(1.74 - 0.20 - 1.54) / 1.74 = 0.00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} \times (\sigma_1 + \sigma_2) \times d' \times e = \frac{1}{2} \times (3560.21 + 0.00) \times 1.54 \times 0.20 = 160.65 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{160.65 \times 10}{400} = 4.02 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 0.002 \times 154 \times 20 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = d' \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 154 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 16.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s2} = \text{Max}(A_2; A_{\min \text{ RPA}}; A_{\min \text{ BAEL}}) = 16.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = 16.17 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2 \times 11 \text{ T10} = 17.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9.05 \text{ cm}^2 + 17.28 \text{ cm}^2 = 26.33 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

- $S_t \leq \min(1.5e; 30) \text{ cm} \quad S_t \leq 30 \text{ cm.}$
- Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $S_a = S_t / 2 = 7.50 \text{ cm}$ dans la zone d'environ.

 Armatures horizontales :

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{17.28 + 9.05}{4} = 26.33 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 15 \% \times B = 0.0015 \times 270 \times 20 = 8.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 16 \text{ HA}10 = 25,13 \text{ cm}^2$ soit : 6HA10/ml avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ . Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

$$V_u = 389.11 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 389.11 = 544.75 \text{ KN} = 0.545 \text{ MN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{0.545}{400} = 0.001498 \text{ m}^2 = 14.98 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

• Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{389.11 \times 10}{20 \times 0.9 \times 320} = 0.68 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute .

$$V_u = 389.11 \text{ KN}$$

$$T = 1,4 \times 389.11 = 544.75 \text{ KN} = 0.545 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{544.75 \times 10}{20 \times 0.9 \times 320} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{N_s}{B + (15 \times A)} \text{ et ; } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15 \times A)} = \frac{487.20 \times 10^{-3}}{0.64 + (15 \times 0.002239)} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.5.6.2.1 Ferraillages des voiles sens (Y – Y) :

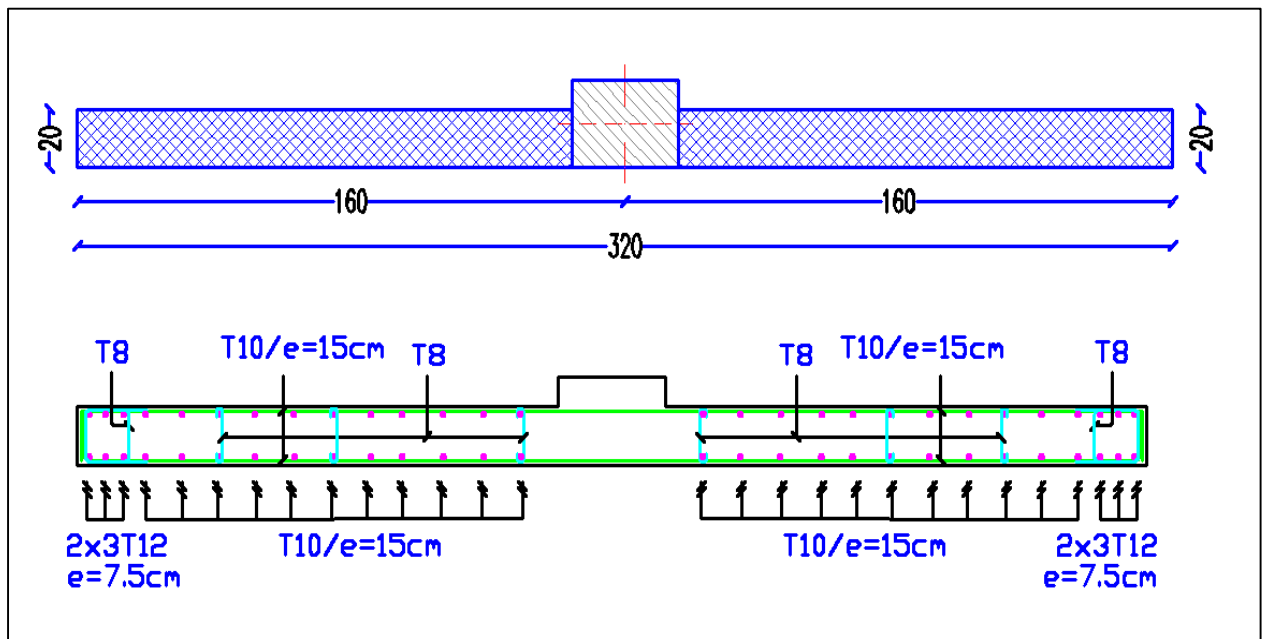


Figure V.13 : schéma de ferraillage des voiles sens (Y – Y)

V.6 Conclusion :

Les éléments principaux dites aussi structure portante, jouent un rôle prépondérant dans la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la transmission des sollicitations de la superstructure aux fondations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés et vérifiés ensuite, une intention particulière doit être procurée à ses éléments du point de vue réalisation sur chantier. Dans ce chapitre, on ferraillie les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres,) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003[5], BAEL 91 modifié 99[2]).

- On extraire les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les deux éléments à partir de logiciel ROBOT pour calculer le ferraillage maximal.
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.

Chapitre VI
Étude De L'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION :

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

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers); soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent donc assurer deux fonctions essentielles pour la stabilité de l'ensemble qui sont:

- La capacité de reprendre les différentes charges et surcharges supportées par la superstructure.
- Elles doivent assurer la transmission de ces charges et surcharges au sol d'assise de la construction dans de bonnes conditions de façon à garantir la stabilité de la structure.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2 Les types des fondations :

On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3 Choix de type de fondation:

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

D'après le RPA99 [5] les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ ELS (G+Q) pour le dimensionnement.
- ✓ ELU (1.35G+1.5Q) pour le ferrailage.
- ✓ Accidentelle (0.8G+E) pour la vérification.

VI.4 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolé L'étude géotechnique du site à donner une contrainte admissible de 2 bar, donc le choix d'un radier général n'est pas nécessaire ni économiques et des semelles filantes.

VI.4.1 Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment : $W_{TOT} = 11589.89 \text{ KN}$

La surface totale du bâtiment : $S = 230 \text{ m}^2$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$\frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{11589.89}{200} = 57.95 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{57.95}{230} = 25\% < 50\%$$

On opte pour une semelle isolé .

VI.4.1.1 Semelles Isolées :

1) pré dimensionnement :

On adoptera une semelle homothétique à celles du poteau, c'est-à-dire le rapport de (A/ B)

est égal au rapport (a / b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

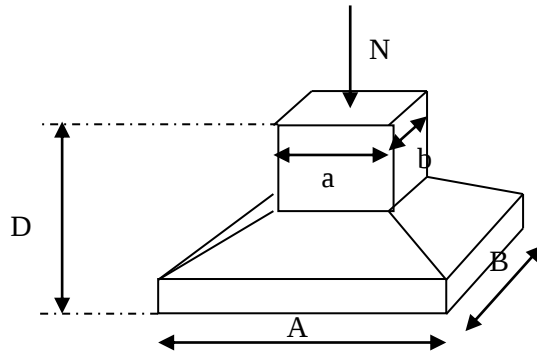


Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

On donne une valeur à A on trouve B

$$A = \frac{B \times a}{b} \Rightarrow A = \frac{\frac{S}{A} \times a}{b} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{S \times a}{b}}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant un effort normal :

$$N = 873.26 \text{ KN}$$

$$D'où S \geq \frac{873.26}{20} \quad S = 43.7 \text{ m}^2 \Rightarrow A = B = \sqrt{43.7} = 6.6 \text{ m} \Rightarrow B = 6.6 \text{ m.}$$

2) Vérification de la mécanique des sols :

Il faut vérifier que :

$$L_{\min} \geq 1.5 \times B$$

Tel que $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :

$$1.5 \times B = 9.90 \text{ m} > L_{\min} = 3.70 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

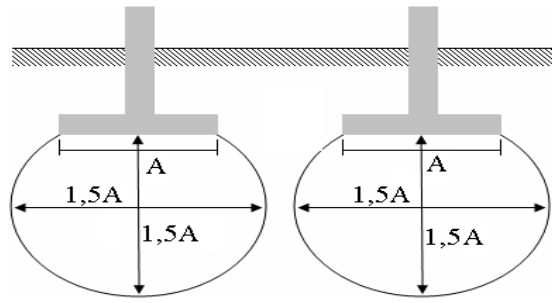


Figure VI.02: L'interférence entre deux semelles isolée

3) Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.1.2. Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

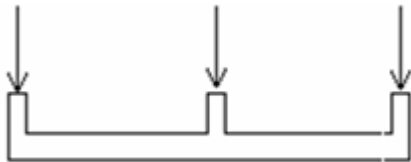


Figure VI.03 : semelles filantes

A. Semelle filante sous voile :

A.1. Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile :

$$S = B \times L \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

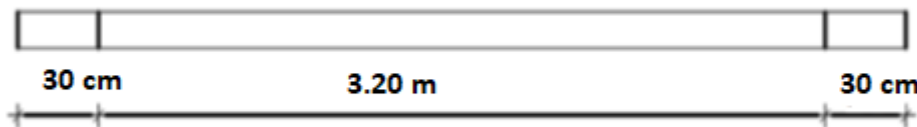


Figure VI.04 : semelles filantes sous voiles

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

D'où :

$$B \geq \frac{1081.95}{320 \times 20} \Rightarrow \text{Soit : } B = 1\text{m}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{100 - 20}{4} = 20\text{cm}$$

On prend $d = 25 \text{ cm}$.

$$h_t = d + 5 \Rightarrow h_t = 30\text{cm}$$

A.2. Ferrailage Semelle filante sous voile :

$$N = 915 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{sol}} = \frac{915 \times (100 - 20) \times 10^3}{8 \times 250 \times 2000} = 18.3 \text{ cm}$$

On adopte :

$$6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 15 \text{ cm}$$

A.3. Ferrailage transversales :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{18.85}{4} \Rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 20$$

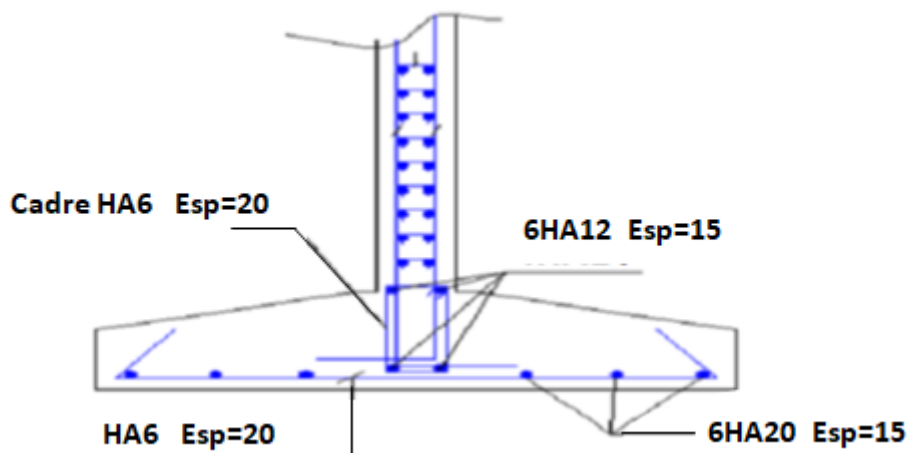


Figure VI.05: Ferrailage de la semelle filante sou

B. Semelle filante sous 3 poteaux :

$$N_1 = 859.20 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1184.5 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1031.20 \text{ KN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{\text{tot}}}{\sigma_{\text{sol}} \times B} = \frac{307.49}{20 \times 4.15} = 3.7$$

$$M/1 = 0 \Rightarrow N_2 \times 3 - R \times L = 0$$

$$L = \frac{3.70}{2} = 1.85 \text{ m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = \frac{R}{A} \times \frac{(L)^2}{2} = \frac{307.49}{3.70} \times \frac{(1.85)^2}{2} = 142.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L)$$

$$X = N/q \Rightarrow q = \frac{R}{A} \Rightarrow X = 1.42 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L) = \frac{307.46}{3.7} \times \frac{(1.42)^2}{2} - 1184.5(1.42 - 1.85) = 593.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_g = q \times L = 307.46 \times 8.5 = 153.84 \text{ KN}$$

$$T_d = (q \times L) - N = 1060.7 - 1184.5 = -1031 \text{ KN}$$

B.1. Ferrailage :

- $M_a = 142.21 \text{ KN.m}$
- $M_t = 593.12 \text{ KN.m}$
- $T = 153.84 \text{ KN}$

➤ **En appuis:**

$$M = 142.21 \text{ KN.m}$$

$$B = 4.15 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{142.21 \times 10^5}{415 \times 350^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$- \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.088$$

$$- \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14221000}{0.96 \times 350 \times 348} = 12.16 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6T12 + 6T14 = 16.03 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M = 593.12 \text{ KN.m/}$$

$$B = 415 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{593.12 \times 10^5}{415 \times (350)^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$- \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.10$$

$$- \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{59312000}{0.96 \times 350 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

B.2. Ferrailage transversal :

$$N = 3074.6 \text{ KN}$$

$$N/m_l = \frac{N_{TOT}}{A} = \frac{3074.6}{3.7} = 831.05 \text{ KN}/m_l$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{831.05 \times (415 - 30)}{8 \times 35 \times 348} = 3.58$$

On adopte :

$$6T10 = 4.71 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 15 \text{ cm par 1 ml}$$

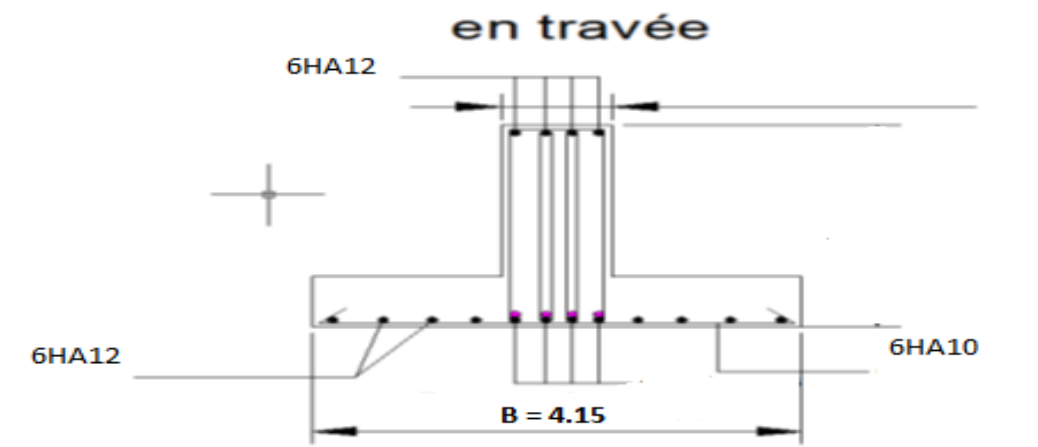


Figure VI.6 : ferrailage de la semelle filante sous poteau en travée

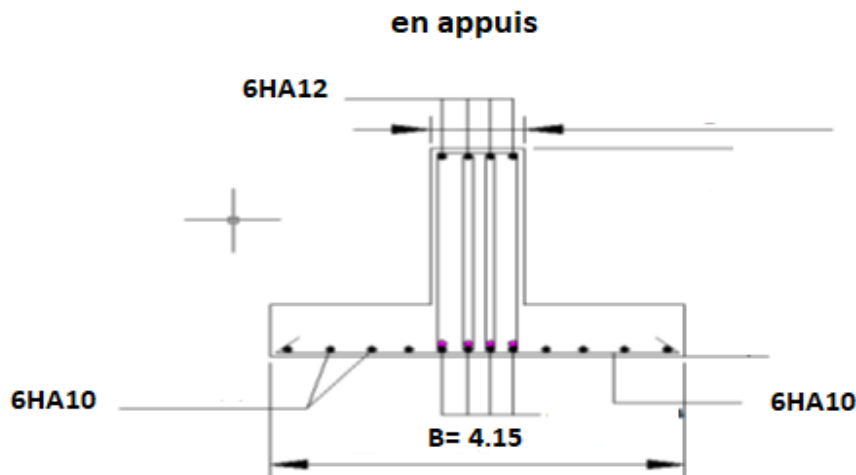


Figure VI.7 : ferrailage de la semelle filante sous poteau en appui

VI.5 Calcul de la longrine :

D'après (RPA99version 2003)[1] Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalant tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI.5.1 Dimensionnement de la longrine :

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site $\alpha = 12$

$$N = 1197.84 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1197.84}{12} = 100 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.5.2 Ferrailage de la longrine :

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{100}{348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

VI.5.3 Condition de non fragilité (B.A.BAEL91 modifié 99.)[3] :

$$A_{\min} = B^2 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 30^2 \times \frac{2.1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

VI.5.4 Condition exigée par RPA99 (RPA99 version 2003)[1] :

$$A_{\min} = \times 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$A = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

VI.5.5 Armatures transversales :

On prend un diamètre de Ø8 pour les cadres.

VI.5.6. Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20 ; 15 \times \varnothing_L) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(20 ; 18) \text{ cm}$$

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

VI.6. Schéma de ferrailage de la longrine :

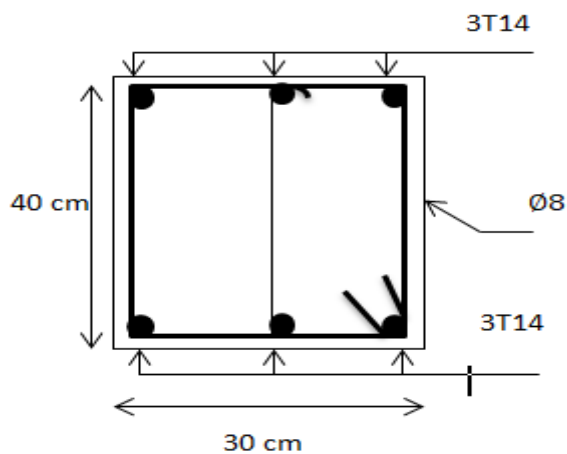
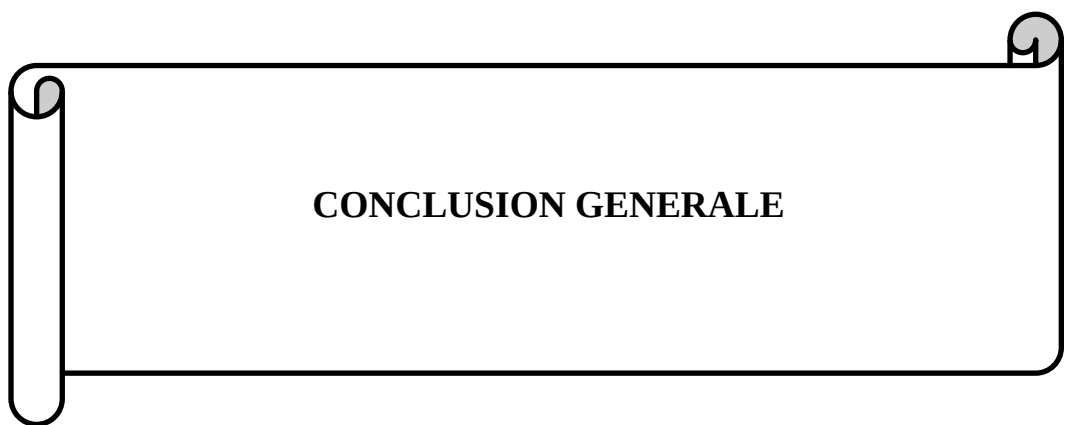


Figure VI.8 : Ferrailage de la longrine.

VI.7 : CONCLUSION :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, on a utilisée une semelle filante.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet, nous avons réalisé une étude détaillée du bâtiment en béton armé (R+4).

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises lors de notre formation de master, d'approfondir nos connaissances sur la base de documents techniques et réglementaires, et d'appliquer des méthodes de calcul modernes.

Cette étude nous a conduit à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.

- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

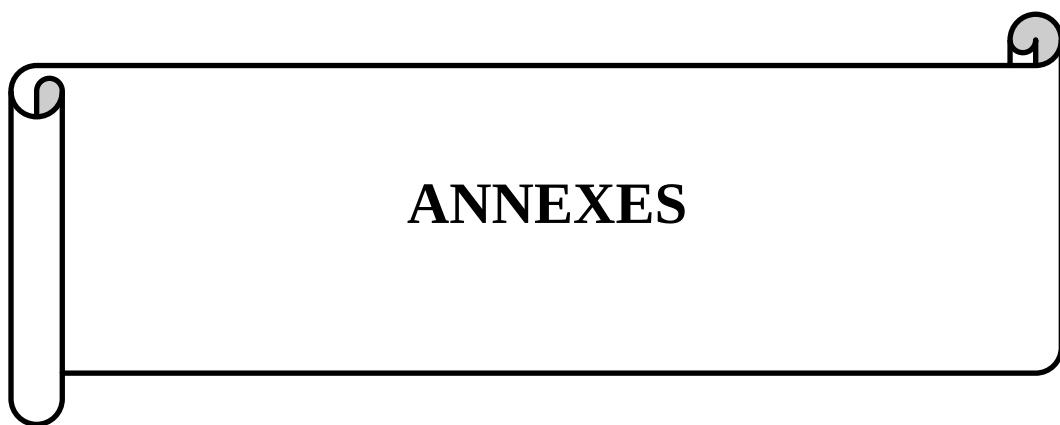
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.

- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le prédimensionnement.

- une semelle filante s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure

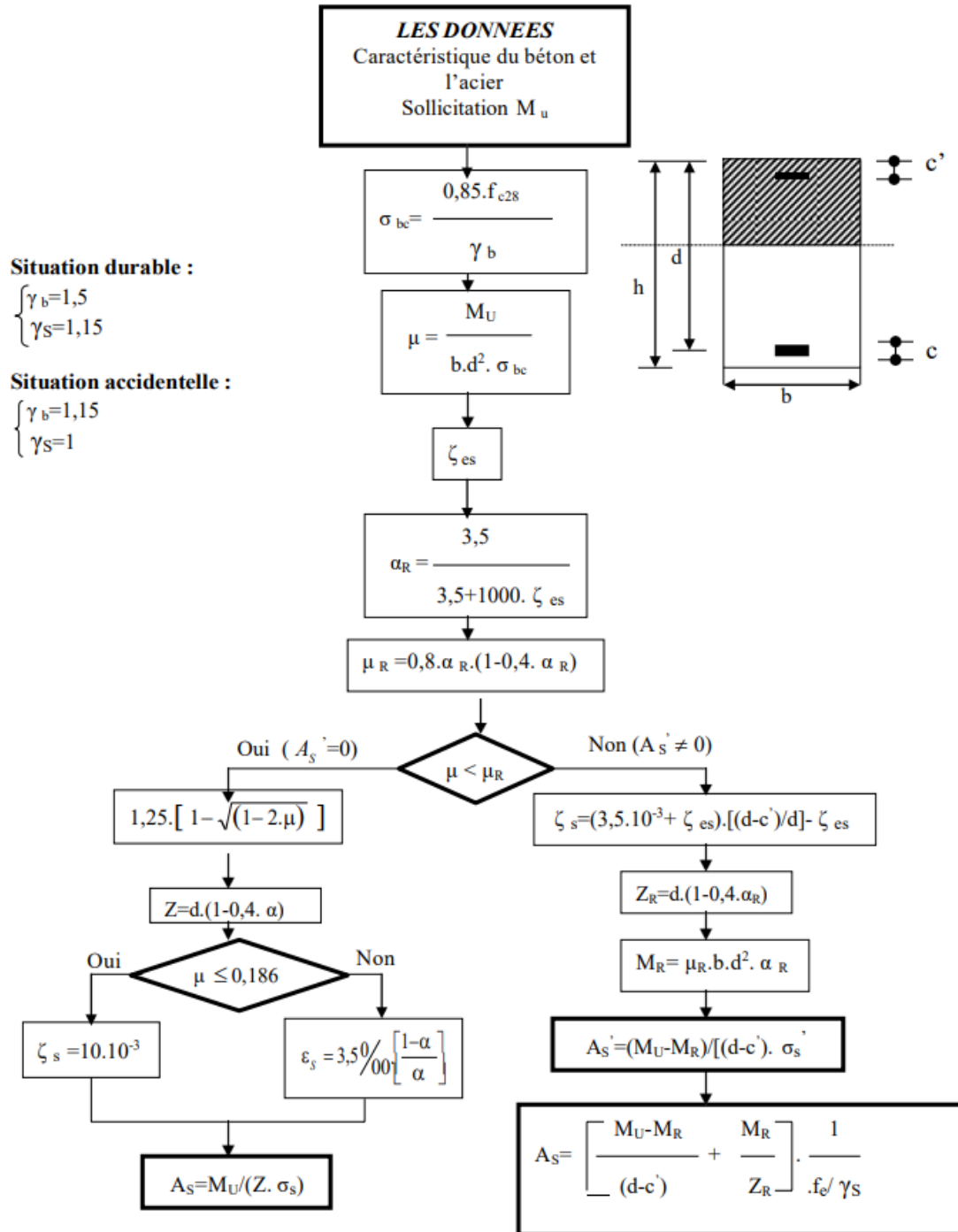
Liste des références

-  [1] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**
-  [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**
-  [3] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**
-  [4] Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**
-  Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahim.**
-  Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. BoukourSalima**
-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT version 2014.**
-  **WORD 2016.**
-  **AUTO CAD 2010.**



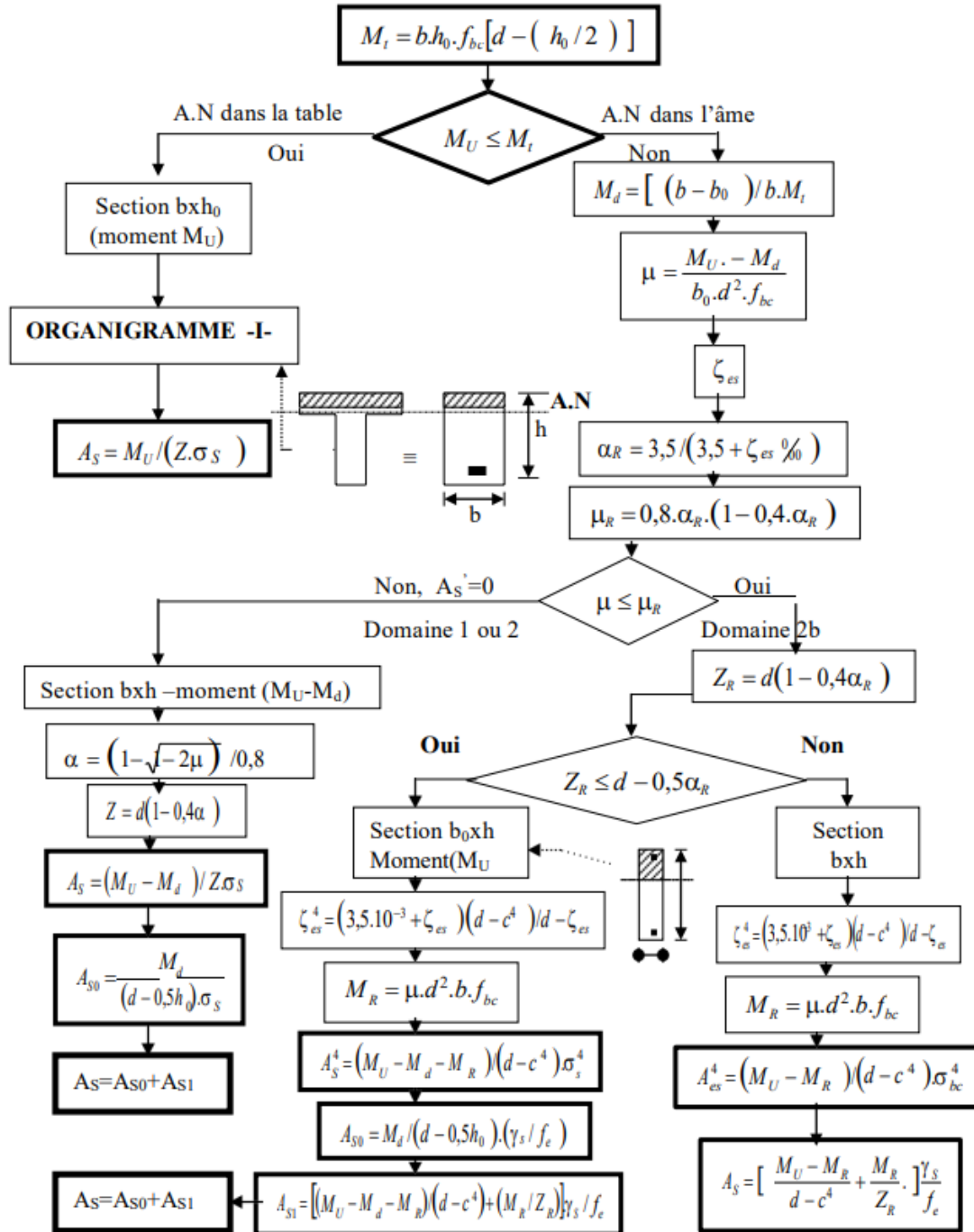
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



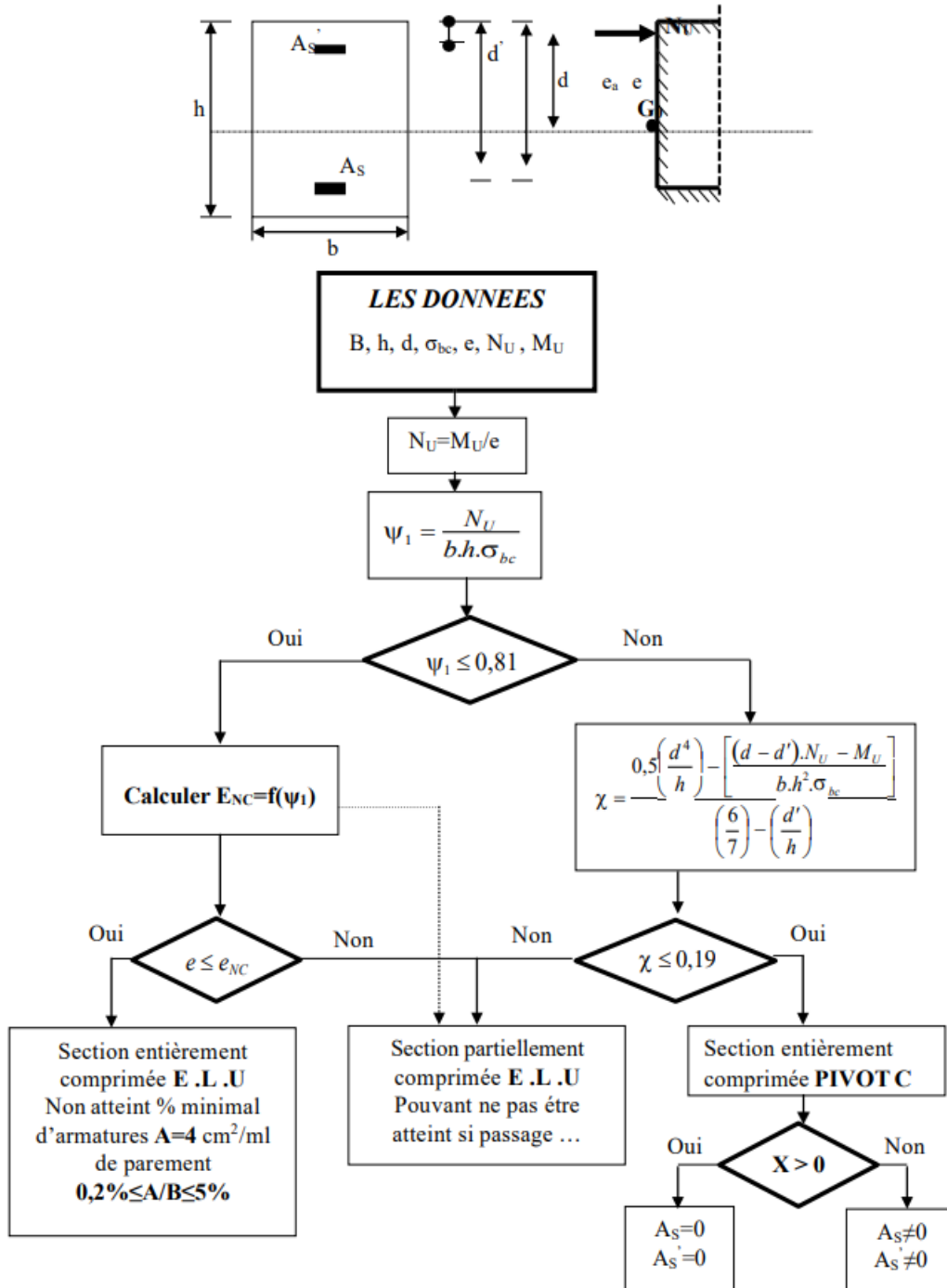
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN Tê- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



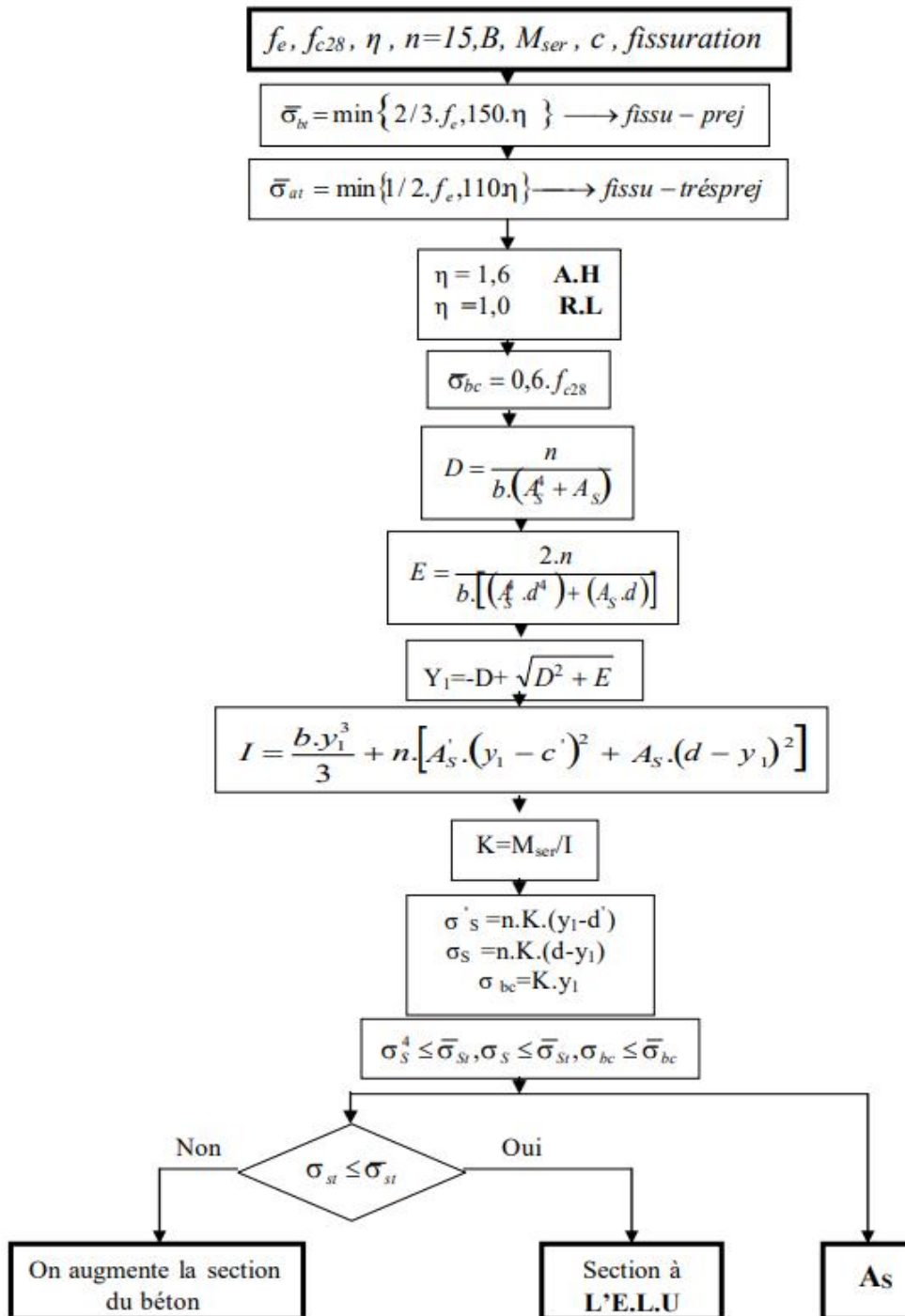
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

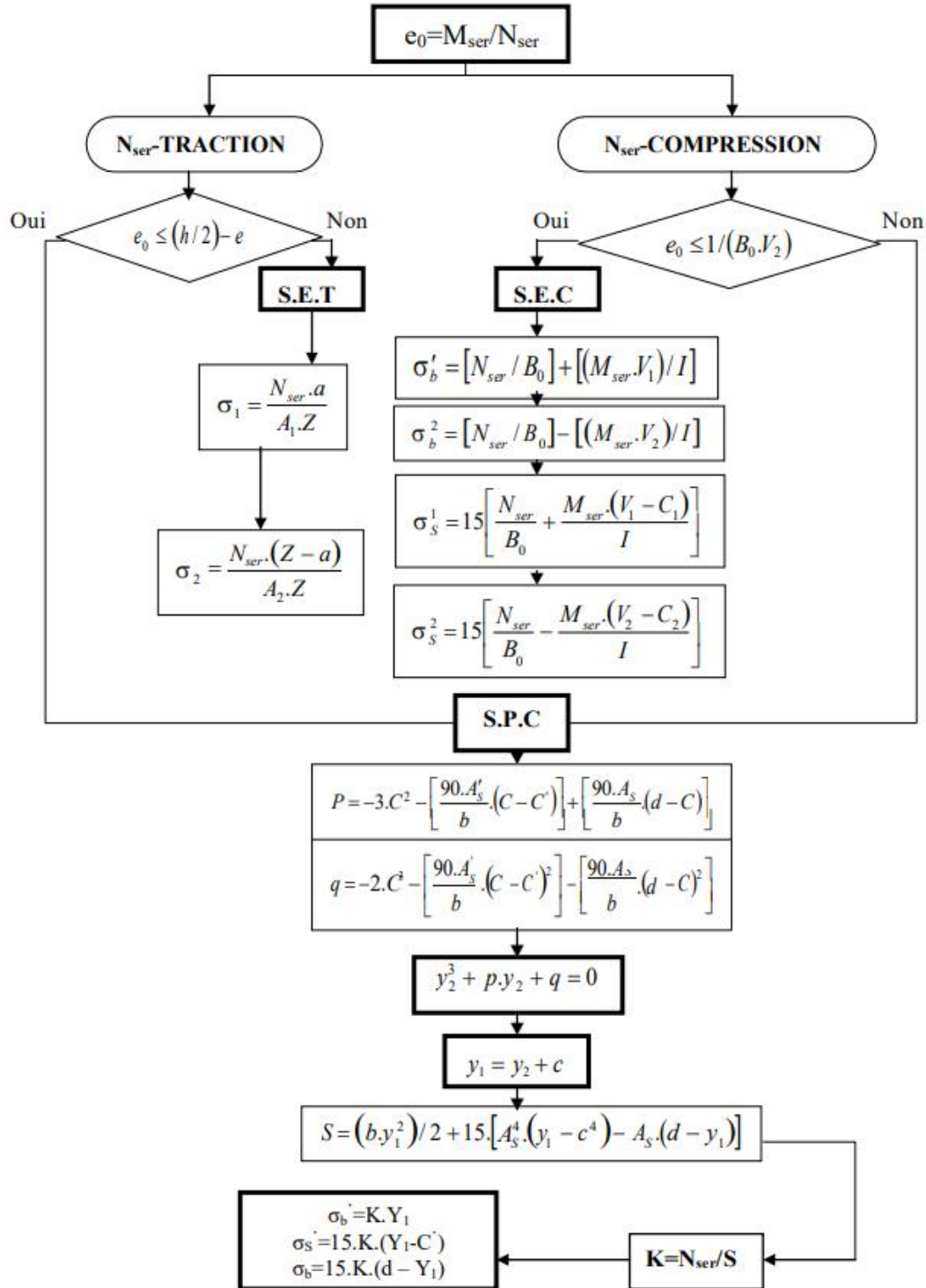


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

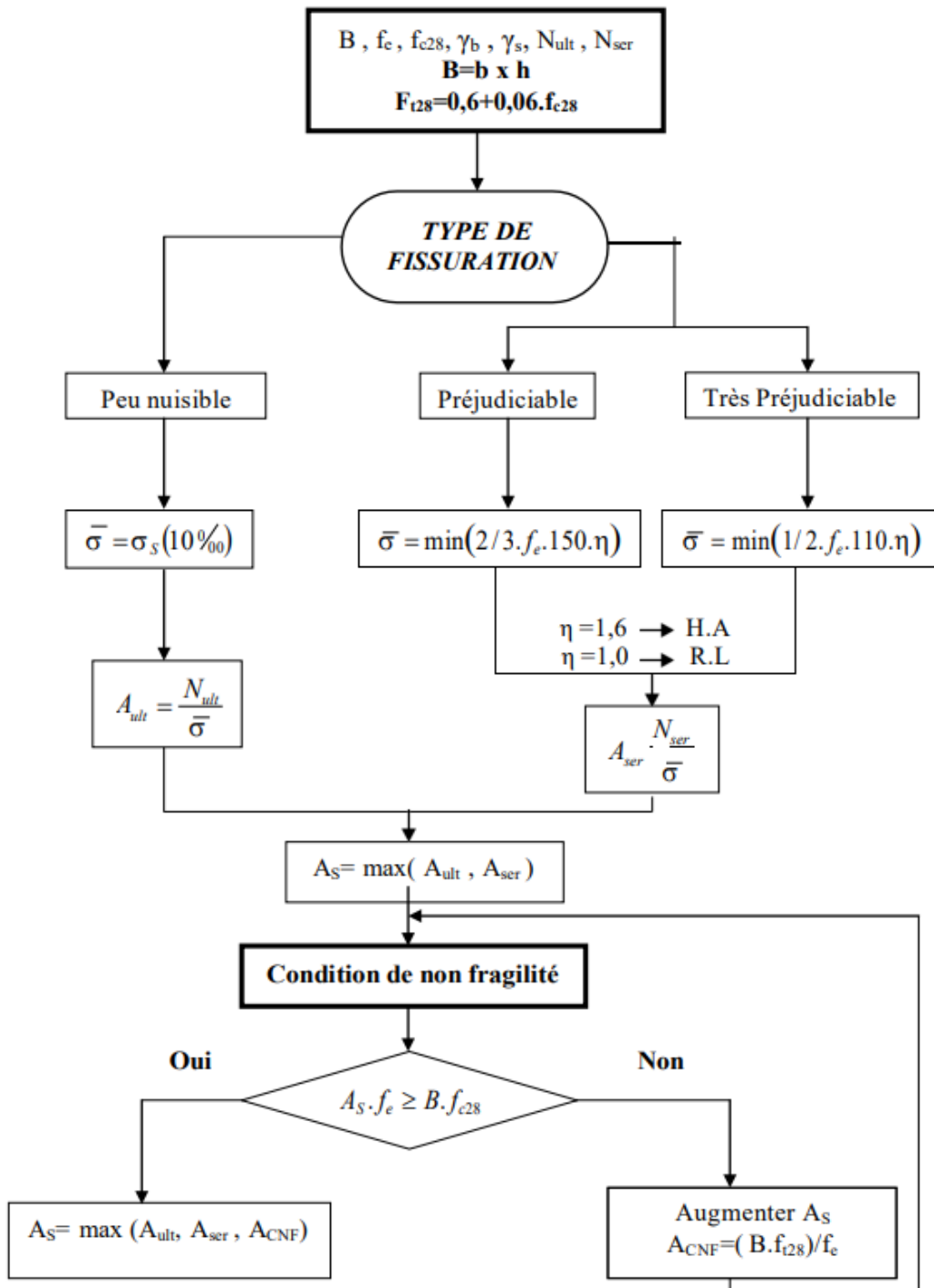


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



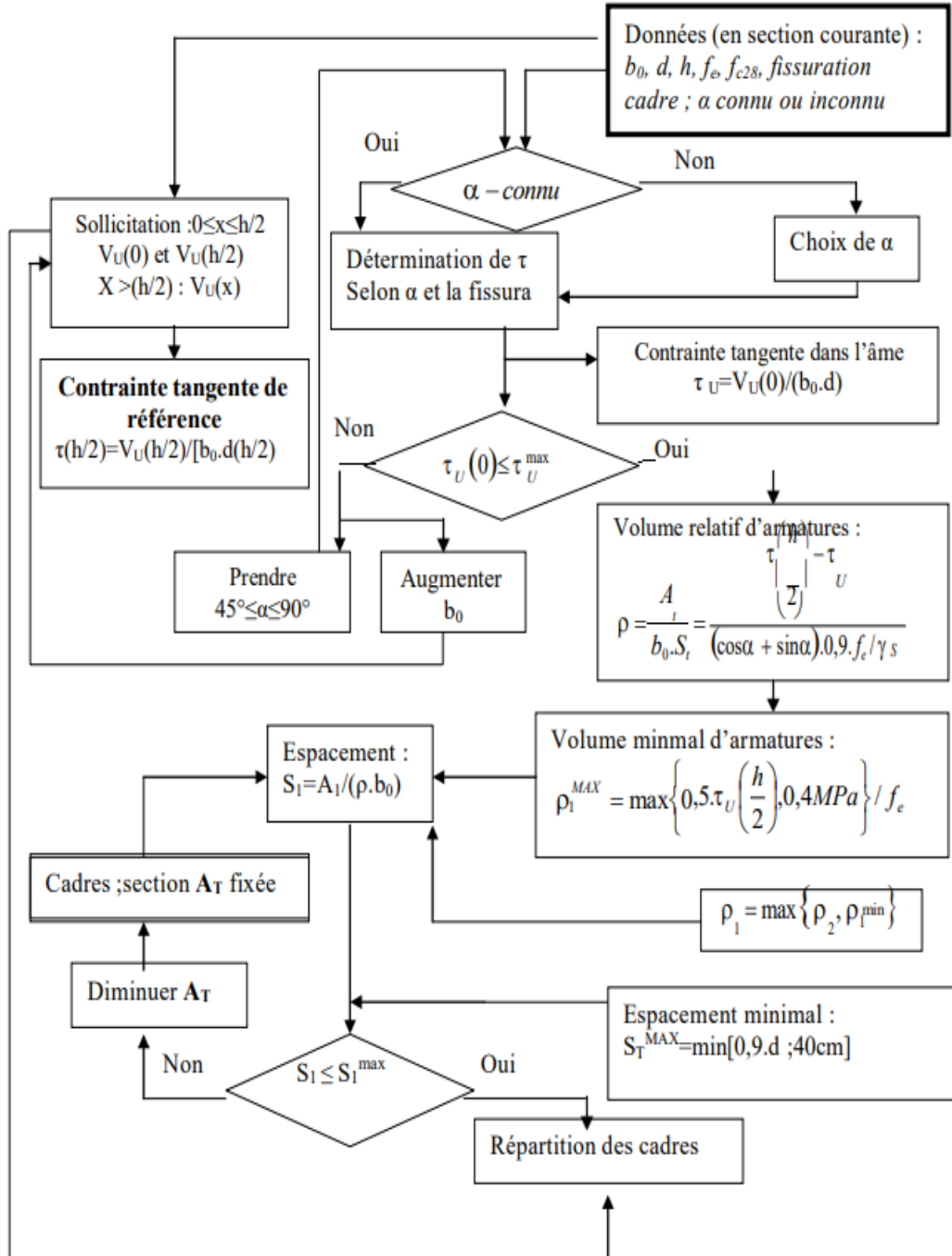
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

$\emptyset$	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3