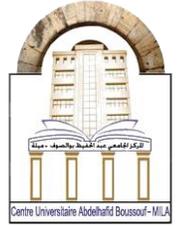




République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Centre universitaire Abdelhafid BOUSSOUF. Mila



N° deRef:.....

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

*Étude et dimensionnement
d'une structure à plusieurs
étages*

Présentée et soutenue par : CHELIGHEM Lamis
BENCHERIF Maram

Devant le jury composé de :

Mr. TIOUA TAHER	C.U. Mila	(Président)
Mr. GUETTICHE ABDELHAK	C.U. Mila	(Examineur)
Mr. DJEGHADER DJAMEL	C.U. Mila	(promoteur)

Année Universitaire 2024-2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail.

*Nous adressons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce mémoire. Nous tenons à exprimer notre reconnaissance particulière à notre encadreur, **Dr DJEGHADER.D**, pour son accompagnement, ses conseils précieux et ses remarques constructives qui ont grandement enrichi notre travail.*

Dédicace

Je dédie ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts,

À mes parents bien-aimés « **NOURREDINE** » et « **LINDA** »,
pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur présence à chaque étape de ma vie.

À mes sœurs « **INAS** » et « **MALAK** » et « **DARINE** » et mon frère « **Mohammed Ali** »
pour leur soutien, leur patience et leur affection.

À mes amis, pour leur amitié sincère et leurs encouragements constants.

À mes camarades de la promotion **2025**,
avec qui j'ai partagé rires, efforts et réussites.

À tous ceux qui ont cru en moi et qui ont contribué,
de près ou de loin, à l'accomplissement de ce projet



LAMIS

Dédicace

Je dédie ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts,
À mes parents bien-aimés « **YAZID** » et « **SOUAD** »,
pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur présence à chaque étape de ma vie.

À mes sœurs « **INAS** » et « **AYA** » et « **ROIA** »
pour leur soutien, leur patience et leur affection.

À mes amis, pour leur amitié sincère et leurs encouragements constants.

À mes camarades de la promotion **2025**,
avec qui j'ai partagé rires, efforts et réussites.

À tous ceux qui ont cru en moi et qui ont contribué,
de près ou de loin, à l'accomplissement de ce projet



MARAM

Sommaire

Introduction générale.....

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....02

I.2. Présentation de l'ouvrage.....02

I.2.1. Les plans d'architecture.....02

I.2.2. Caractéristiques dimensionnelles.....07

I.2.3. Données du site.....08

I.3. Les éléments de l'ouvrage.....08

I.3.1. Ossature.....08

I.3.2. Les planchers.....08

I.3.3. Escaliers.....08

I.3.4. La maçonnerie.....08

I.3.5. L'acrotère.....09

I.3.6. Revêtement.....09

I.3.7. Terrasse.....09

I.3.8. Fondation.....09

I.3.9. Les voiles.....09

I.4. Règles de calcul.....09

I.5. Hypothèses de calcul des sections en béton armé.....09

I.5.1. À l'É.L.U.....09

I.5.2. À l'É.L.S 10

I.6. Actions et sollicitations.....10

I.6.1. Action.....10

I.6.2. Combinaison d'action.....11

I.7. Caractéristiques des matériaux.....11

Sommaire

I.7.1. Béton.....	11
I.7.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression	12
I.7.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction	12
I.7.1.3 Module de déformation longitudinale	12
I.7.1.4 Module de déformation transversale	13
I.7.1.5 Coefficient de poisson	14
I.7.1.6 Diagramme contraintes -déformations du béton à ELU.....	14
I.7.1.7 Diagramme contrainte déformation du béton à ELS	15
I.7.1.8 Contrainte de cisaillement	15
I.7.2. Acier.....	15
I.7.3. Contrainte limite de l'acier.....	16
I.8. Conclusion.....	18

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	20
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	20
II.2.1. Plancher à corps creux.....	20
II.2.2. Escaliers.....	22
II.2.3. Dalles pleines (balcon)	24
II.2.4. L'acrotère.....	24
II.2.4.1. Évaluation des charges et surcharges.....	25
II.3. Prédimensionnement des éléments principaux	28
II.3.1. Poutres (principales & secondaires)	28-29
II.3.2. Poteaux.....	30
II.3.3. Voiles.....	31
II.4. Descente de charges.....	32

Sommaire

II.4.1. Application de la dégression.....	32
II.4.2. Poteau le plus sollicité.....	33
II.4.2.1. Vérifications nécessaires des poteaux intermédiaires 1	36
II.4.2.2 Les vérifications nécessaires des poteaux intermédiaires 2	40
II.5. Conclusion.....	42

Chapitre III – Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	46
III.2 Calcul de l'acrotère.....	46
III.2.1 Définition.....	46
III.2.2 Évaluation des Charges.....	47
III.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme.....	47
III.2.4 Calcul des sollicitations.....	48
III.2.5 Calcul du ferrailage.....	49
III.2.6 Schéma de Ferrailage.....	52
III.3 Étude des escaliers.....	53
III.3.1 Combinaison des charges.....	53
III.3.2 Charge et surcharge.....	53
III.3.3 Schéma statique.....	53
III.3.4 Combinaison des charges.....	54
III.3.4.1 Calcul des réactions.....	54
III.3.4.2 Calcul des moments et efforts tranchants à ELU.....	55
III.3.4.3 Diagramme de moment fléchissant et effort tranchant à ELU.....	56
III.3.4.4 Calcul des moments et efforts tranchants à ELS.....	57
III.3.4.5 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS	59
III.3.5 Calcul de ferrailage.....	60

Sommaire

III.3.5.1 Vérification de la flèche	64
III.3.6 Schéma de ferrailage.....	66
III.4 – Étude de la poutre palière.....	66
III.4.1 Définition.....	66
III.4.2 Prédimensionnement.....	67
III.4.3 Évaluation des charges.....	67
III.4.3.1 Calcul de la section d’armature à la flexion simple.....	68
III.4.3.2 Calcul la poutre palière à la torsion	72
III.4.4 Schéma de ferrailage.....	75
III.5 Les balcons.....	75
III.5.1 Évaluation des charges et surcharges.....	76
III.5.1.1 Détermination des charges.....	76
III.5.1.2 Détermination des sollicitations.....	76
III.5.2 Calcul de ferrailage.....	77
III.6. Les Planchers.....	80
III.6.1. Généralité.....	80
III.6.2. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	81
III.6.3. Disposition des poutrelles.....	81
III.6.4. Sélection de la méthode de calcul.....	82
III.6.4.1. Méthode forfaitaire :	82
III.6.4.2. Méthode Caquot (BAEL).....	83
III.6.5. Type et position des poutrelles.....	85
III.6.5.1. Différents types de poutrelles.....	85
III.6.6. Ferrailage des poutrelles	108
III.7. Schéma du ferrailage.....	121

Sommaire

III.8. Conclusion.....	121
<i>Chapitre IV : Modélisation et vérification dynamique (Robot)</i>	
IV.1. Introduction	126
IV.2. Objectifs de l'analyse dynamique.....	126
IV.3. Choix la méthode de calcul selon les exigences du RPA99	126
IV.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	126
IV.3.2. Méthode statique équivalente	127
IV.3.2. 1. Calcul de la force sismique totale	127
IV.3.2. 2. Estimation de la période fondamentale de la structure	128
IV.3.3. Méthode l'analyse modale spectrale	130
IV.3. 3. 1. Principe de la méthode	130
IV.3. 3. 2. Modélisation	130
IV.3. 3. 3. Condition d'utilisation	131
IV.4 Modélisation de la structure.....	133
IV.4.1. Présentation du logiciel de calcule.....	134
IV.4.2. Modélisation des éléments structuraux.....	134
IV.5. Vérification des exigences du RPA99 modifie 2003	136
IV.6. Modes vibration.....	136
IV.6.1. Pourcentage de participation de la masse modale.....	139
IV.6.2. Vérification de la résultante des efforts sismiques.....	139
IV.6.3. Vérification des déplacements.....	142
IV.6.4. Vérification de l'effort P- Δ	145
IV.6.5. Vérification de la stabilité au renversement	146
IV.6.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	148
IV.7. Conclusion.....	150

Sommaire

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction.....	154
V.2. Hypothèses de calcul.....	154
V.3. Calcul des poutres.....	154
V.3.1. Recommandation de RPA99/2003	155
V.3.2. Les combinaisons de calcul.....	156
V.3.3. Ferrailage des poutres.....	156
V.3.3.1. Poutre principale	156
V.3.3.2. Poutre secondaire	163
V.3.3. Schéma de ferrailage.....	170
V.4. Calcul des poteaux.....	171
V.4.1. Rôles des poteaux en béton arme	171
V.4.2. Les combinaisons de calcul.....	171
V.4.3. Recommandation du RPA99.....	172
V.4.3.1. Les sollicitations dans les poteaux	174
V.4.3.2 Vérification.....	180
V.4.3.4 Vérification de stabilité de forme.....	181
V.4.4. Schéma de ferrailage.....	182
V.5. Voiles	182
V.5.1. Introduction	182
V.5.2. Conception des voiles.....	183
V.6.3. Les combinaisons des calcul	183
V.6.4. Les recommandations du RPA99.....	183
V.5.4.1. Armatures verticale	183
V.5.4.2. Exposé de la méthode	185

Sommaire

V.5.5 ferrailage des voiles	187
V.5.5.1.Ferrailage des voiles sens (X-X).....	191
V.6. Conclusion.....	194

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure (fondations)

VI.1. Introduction.....	198
VI.2. Choix du type de fondation.....	198
VI.2.1 Fondation superficielle	198
VI.2.2. Fondation profondes et semi profondes	199
VI.3. Justification pour le choix de type de fondation	199
VI.3.1. Combinaisons des calcul	199
VI.3.2. Calcul des contraintes.....	199
VI.4. Calcul des fondations.....	200
VI.4.1. Vérification de type de la semelles	200
VI.4.1.1 Semelles Isolées	201
VI.4.1.2 Semelles Filantes.....	202
VI.4.1.3. Vérification au poinçonnement.....	207
VI.4.1.5Calcul de la poutre de rigidité.....	208
VI.4.2 Calcul des sollicitations.....	209
VI.4.3. Calcul de ferrailage.....	211
VI.5. Schéma de ferrailage.....	214
VI.6 Vérification au renversement	215
VI.7. Calcul de la longrine.....	215
VI.7. 1. Dimensionnement de la longrine	215
VI.7.2. Ferrailage de la longrine	215
VI.7.3 Condition de non-fragilité	216

Sommaire

VI.7.4 L'espace	216
VI.7.5 Armatures transversales	216
VI.8 Schéma de ferrailage	217
VI.9 Conclusion	217

Liste de figures

Chapitre I

Figure. I.1 Situation géographique de notre ouvrage.	02
Figure I.2 La façade principale du bâtiment.	03
Figure I.3 Façade postérieure.	03
Figure I.4 La coupe AA.	04
Figure I.5 La coupe BB.	04
Figure I.6 Vue en plan de RDC.	05
Figure I.7 Vue en plan de l'étage courant	06
Figure I.8 Plan de terrasse.....	07
Figure I.9 Diagramme des déformations limitent de la section.....	10
Figure I.10 Module de déformation instantanée et différée.	13
Figure I.11 Diagramme contraintes-déformations à ELU.....	14
Figure I.12 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	15
Figure I.13 Diagramme contraintes déformation de l'acier.	16

Chapitre II

Figure II.1 Planchers à corps creux	21
Figure II.2 Poutrelles	21
Figure II.3 Schéma des Poutrelle.....	22
Figure II.4 Les composants de l'escalier.....	23
Figure II.5 Schéma de l'acrotère.	24
Figure II.6 . Plancher Terrasse Inaccessible.	25
Figure II.7 Plancher D'étage Courant.	26
FigureII.8 Coupe verticale du mur double cloison.	27
Figure II.9 Poutres principales.	29
Figure II.10 Poutres secondaires.	30

Liste de figures

Figure II.11 Dimension de Poteaux.	30
Figure II.12. Coupe de voile en élévation.....	31
Figure II.13 Coupe de voile en plan.....	32
Figure II.14 Vue en plan poteau le plus sollicité.....	33
Figure II.15 Surface afférente du poteau 1... ;;	34
Figure II.16 Surface afférente du poteau 2.....	38

Chapitre III

Figure III.1 Type d'acrotère. ;;	46
Figure III.2 Schéma de distribution des forces.	47
Figure III.3 Section de Calcul d'Acrotère.	49
Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	52
Figure .III.5 Schéma statique des escaliers.....	54
Figure III.6 Schéma statique à l'ELU.	54
Figure III.7 Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.....	56
Figure III.8 Schéma statique à l'ELS.....	57
Figure III.9 Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELS.....	59
Figure. III.10 La section équivalente de calcul de L'escalier.....	60
Figure III.11 Schéma de ferrailage d'escalier.	66
Figure III.12. Evaluation des charges.	67
Figure III.13 Coupe de la poutre.	72
Figure III.14 Schéma de ferrailage de la poutre palière.	75
FigureIII.15 schéma statique.....	76
Figure III.16 Section théorique pour le ferrailage du balcon.	77

Liste de figures

Figure III.17 Schéma de ferrailage de balcon.	80
Figure III.18 Courbe des efforts tranchants poutrelle type (Terrasse) en ELU.....	101
Figure III.19 Courbe des efforts tranchants poutrelle type (Terrasse) en ELS.....	103
Figure III.20 Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELU....	106
Figure III.21 Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELS.....	108
Figure III.22 Coupe d'une poutrelle.....	108
Figure III.23 Schéma de ferrailage des planchers en appui et sur travée.	121

Chapitre IV

Figure IV.1 Vue en trois dimensions de la structure sous-programme Robot.	135
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	136
Figure IV.3 Mode de déformation de la structure.	137
Figure IV.4 Poids de la structure dans sensXX.	140
Figure IV.5 Poids de la structure dans sens YY.	141
Figure IV.6 Déplacement horizontal selon l'axe XX ..	143
Figure IV.7 Déplacement horizontal selon l'axe YY.	143

Chapitre V

Figure V.1 Schéma de ferrailage des poutres principales.	170
Figure V.2 Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	170
Figure V.3 Zone nodale.	172
Figure V.4 Section du Poteau à ferrailer.	175
Figure V.5 Schéma de ferrailage des poteaux.	182
Figure V.6 Disposition des armatures verticales (vue en plan). ...	184
Figure V.7 Dimensions du voile V1.	187

Liste de figures

Figure V.8 Diagramme des contraintes voile sens (X-X).....	188
Figure V.9 Schéma de ferrailage des voiles sens (X-X)	191
Figure V.10 Diagramme des contraintes voile sens (Y – Y).....	192
Figure V.11 Schéma de ferrailage des voiles sens (Y – Y).....	193

Chapitre VI

Figure VI.1 Semelle isolée.	198
Figure VI.2 Dimensions de la semelle isolée.	201
Figure VI.3 L'interférence entre deux semelles isolées.	202
Figure VI.4 Semelles filantes.	202
Figure VI.5 Semelles filantes sous voiles.	202
Figure VI.6 Ferrailage de la semelle filante sous voile.....	203
Figure VI.7 Semelle filante.....	204
Figure VI.8 Coupe de la semelle isolée.	208
Figure VI.9 La distribution des charges ponctuelles sur la poutre « q_u ».....	209
Figure VI.10 Distribution des charges ponctuelles sur la poutre « q_s »... ..	210
Figure VI.11: Coupe de la semelle filante.	210
Figure VI.12 Schéma de ferrailage de semelle filante.....	214
Figure VI.13 Schéma de ferrailage de longrine.	217

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 Limite élastique en fonction du type d'acier.....	16
Tableau I.2 Limite élastique en fonction de type de treillis soudés.....	16

Chapitre II

Tableau II.1 Charge pour plancher terrasse (inaccessible)	25
Tableau II.2 Charge pour plancher courant (accessible)	26
Tableau II.3 Evaluation des charges du balcon.....	26
Tableau II.4 Charge de mur extérieur.....	27
Tableau II.5 Charge de mur intérieur.....	27
Tableau II.6 Evaluation des charges du palier.....	27
Tableau II.7 Evaluation des charges de la paillasse.....	28
Tableau II.8 Evaluation des charges de l'acrotère.....	28
Tableau II.9 Dégression des charges d'exploitation.	33
Tableau II.10 Descente de charge du poteau.	34
Tableau II.11 Descente de charge du poteau.	39

Chapitre III

Tableau III.1 les combinaisons des charges de l'escalier.	54
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations.	57
Tableau III. 3. Tableau récapitulatif des sollicitations.	59
Tableau III.4 Ferrailage des escaliers	62
Tableau III.5 Vérification des contraintes à l'ELS.....	64
Tableau III.6 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	70
Tableau III. 7 Vérification a l'ELS de la poutre palière.	72
Tableau III.8 Les combinaisons d'action.....	81

Liste des tableaux

Tableau III. 9 les chargements sur les poutrelles.....	86
Tableau III.10 récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle Terrasse.	92
Tableau III.11 récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle Terrasse.	98
Tableau III.12 récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle Terrasse.	100
Tableau III.13 récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle Terrasse.	101
Tableau III.14 récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle étage courant.	105
Tableau III.15 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle étage courant.....	107
Tableau III.16 Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles (terrasse).....	108
Tableau III.17 Les résultats de ferrailage des poutrelles.	110
Tableau III.18 calcul des contraintes (poutrelles terrasse).	118
Tableau III.19 Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse).....	119
Tableau.20 Vérification de la flèche (poutrelle terrasse)..	120

Chapitre IV

Tableau IV.1 Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel...	128
Tableau IV.2 Coefficient d'accélération de zone.	132
Tableau IV.3 Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.	132
Tableau IV.4 Valeur de facteur de qualité.	133
Tableau IV.5 Résumé des résultats de modélisation.	138

Liste des tableaux

Tableau IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base.	142
Tableau IV.7 Vérification des déplacements au sens x-x.	144
Tableau IV.8 Vérification des déplacements au sens y-y.	144
Tableau IV.9 Vérification à L'effet P- Δ	145
Tableau IV.10 Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.	146
Tableau IV.11 Vérification de renversement sens xx.	147
Tableau IV.12 Vérification de renversement sensyy.	148
Tableau. IV.13 Vérification d'effort normal réduit de poteau.	149

Chapitre V

Tableau V.1 Sollicitations maximales de la poutre principale.	156
Tableau V.2 Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.	158
Tableau V.3 Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.....	161
Tableau V.4 Les Résultats de ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	161
Tableau V.5 Sollicitations maximales de la poutre secondaire.	163
Tableau V.6 Les Résultats de ferrailage des poutres secondaire à ELU.....	165
Tableau V.7 Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaire à ELS.....	168
Tableau V.8 Les Résultats de ferrailage en appui des poutres secondaire à ELS.....	168
Tableau. V.9 Sollicitations dans les poteaux.	174
Tableau V.10 Ferrailages longitudinaux des poteaux.	178
Tableau V.11 Ferrailages transversaux des poteaux.	180
Tableau V.12 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	180
Tableau V.13 Sollicitations de calcul (voile plein).	187

Chapitre VI

Liste des tableaux

Tableau VI.1 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELS"	204
Tableau VI.2 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELU"	205
Tableau VI.3 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "G+Q+EY"	205
Tableau VI.4 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "G+Q-EY"	205
Tableau VI.5 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "0,8G+EY"	206
Tableau VI.6 Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "0,8G-EY"	206
Tableau VI.7 Résultats du moment maximal.....	210
Tableau VI.8 Résultats de calcul ce ferrailage.....	212

Liste des notations

- A' , A_{ser}** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- A_t** : Section d'un cours d'armature transversal.
- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A**: 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/m²).
- D**:Diamètre, dalle.
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS**: État limite de service.
- ELU** : État limite ultime.
- E** : Module d'élasticité long itudinale, 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).
- ht**: Hauteur totale du plancher.
- h0**: Épaisseur de la dalle de compression.
- he**: Hauteur libre d'étage.
- I**: Moment d'inertie (m⁴).
- Q**: Charge variable.
- Q**: Facteur de qualité.
- qu**: Charge ultime.
- qs**: Charge de service.
- L**: Longueur ou portée.
- Lmax**: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

Liste des notations

LX: Distance entre nus de poutrelles.

Ly: Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l': Longueur fictive.

M: Moment en général.

Ma: Moment sur appui.

Mu: Moment de calcul ultime.

Mser: Moment de calcul de service.

Mt: Moment entravée.

M0: Moment isostatique.

Nser: Effort normal de service.

Nu: Effort normal ultime.

N: Effort normal dû aux charges verticales.

n: Est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

Ntot: Poids total transmis par la superstructure (KN).

P: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R: Coefficient de comportement global.

S: Section, surface.

Sr: Surface du radier (m²).

St: Espacement des armatures.

T: Effort tranchant.

T1, T2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

V: Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

WQi: Charges d'exploitation.

WGi: Poids dû aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z: Coordonnées en général.

Liste des notations

Y: Ordonnée de la fibre neutre.

Z: Coordonnée, bras de levier.

Z: Profondeur au-dessous de la fondation (m).

b₀: Épaisseur brute de l'âme d'une section, largeur de la nervure.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f: Flèche.

f_{bu}: Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.

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_t: Hauteur totale du 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 Poisson.

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 limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u: Contrainte de cisaillement (MPa).

η: Facteur d'amortissement.

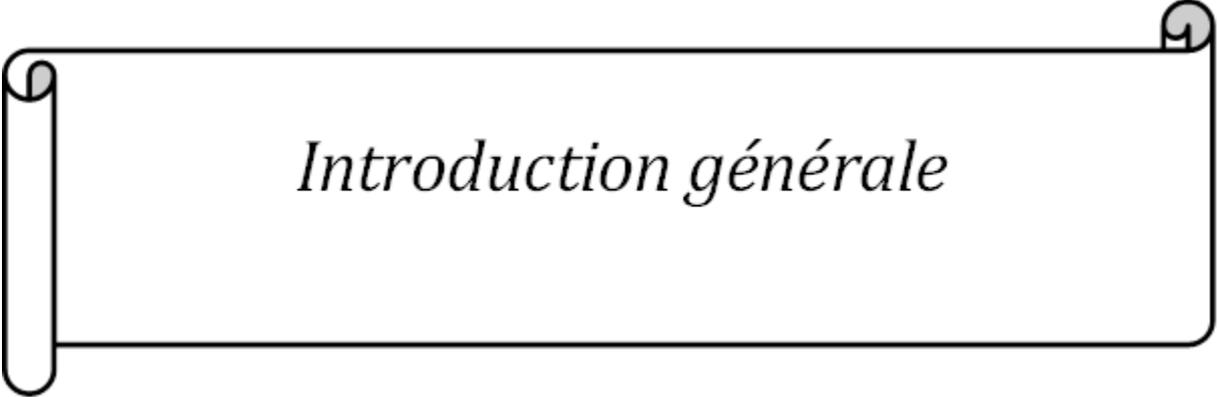
β: Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Liste des notations

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.



Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil constitue un pilier essentiel du développement des ouvrages en béton armé, englobant la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des structures destinées à répondre aux besoins de la société. Il joue un rôle fondamental dans la sécurité publique, la durabilité des constructions et la préservation de l'environnement.

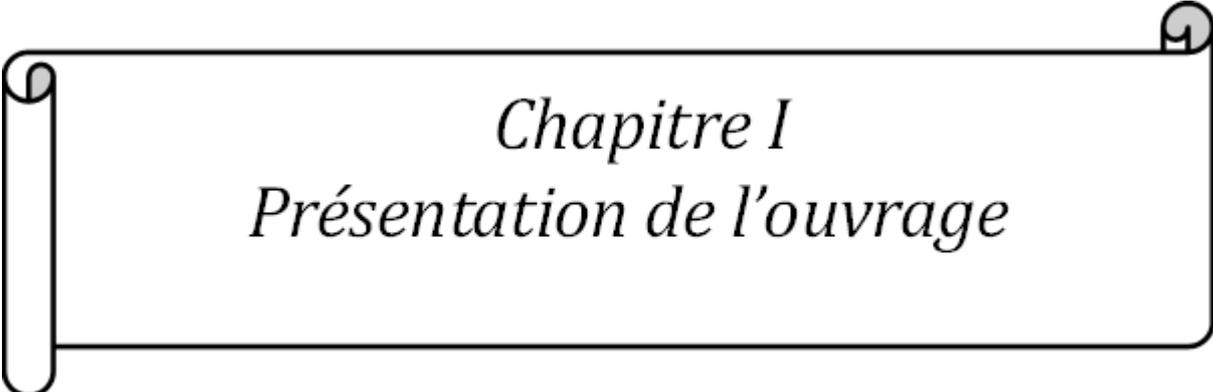
En Algérie, le risque sismique représente un enjeu majeur dans le domaine de la construction. Il est très important de faire une conception sismique rigoureuse afin d'assurer la stabilité de la structure et la sécurité des gens. Cela implique également une maîtrise des sollicitations sismiques et une application stricte des normes en vigueur lors de la conception des bâtiments.

Dans ce contexte, ce mémoire présente l'étude d'un bâtiment résidentiel en béton armé R+4, implanté à Mila, une région classée en zone sismiqueIIa selon la réglementation parasismique algérienne (RPA 99 – version 2003)[1]. Le bâtiment est constitué d'une ossature porteuse en béton armé avec voiles de contreventement, planchers rigides et cloisons en maçonnerie.

Ce travail s'inscrit dans une démarche d'application pratique des compétences acquises durant notre formation en génie civil. Il est structuré en six chapitres principaux :

- Chapitre 1 : Présentation générale de la structure, du site et des normes utilisées.
- Chapitre 2 : Définition des éléments constitutifs et choix des matériaux.
- Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux et détermination des charges verticales.
- Chapitre 4 : Analyse dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.
- Chapitre 5 : Dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).
- Chapitre 6 : Étude de l'infrastructure et conception des fondations.

Ce mémoire a pour objectif de garantir une conception fiable et conforme aux normes techniques, assurant à la fois la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment face aux sollicitations courantes et sismiques.



Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction:

L'étude et la conception des structures en béton armé est une étape primordiale, car elles assurent le bon fonctionnement des différents éléments structuraux ainsi que la stabilité de la structure et par conséquent la sécurité des gens et des individus. En effet, cette étude comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

I.2.Présentation de l'ouvrage:

Le présent projet est un bâtiment (R+4) en béton armé; composé d'un Rez de chaussé et quatre étages d'habitation identique. Le bâtiment sera implanté à Willaya de **MILA** classé selon le **RPA 99/ 2003 [1]** comme zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

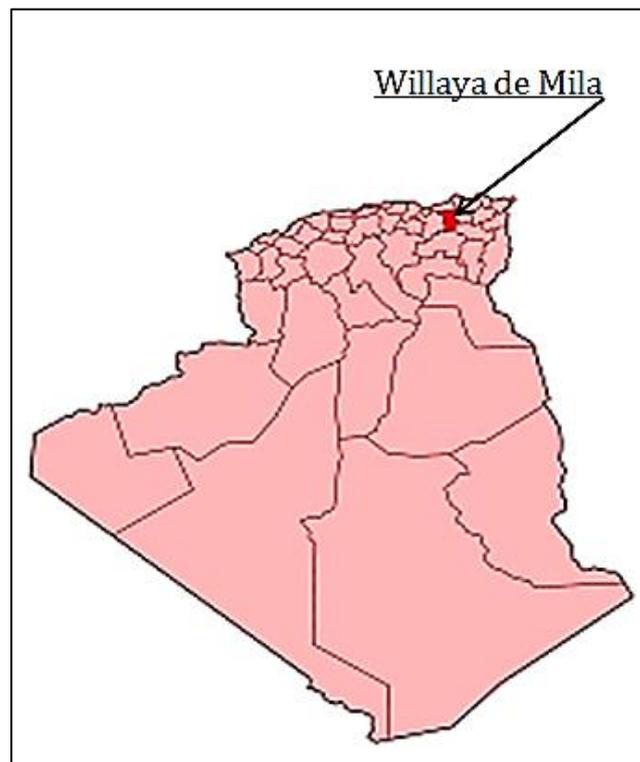


Figure. I.1: Situation géographique de notre ouvrage.

I.2.1. Les plans d'architecture : les Figures : I.2-8 présentent les plans architecturaux de la structure étudiée.



Figure I.2 : La façade principale du bâtiment.



Figure I.3: Façade postérieure.

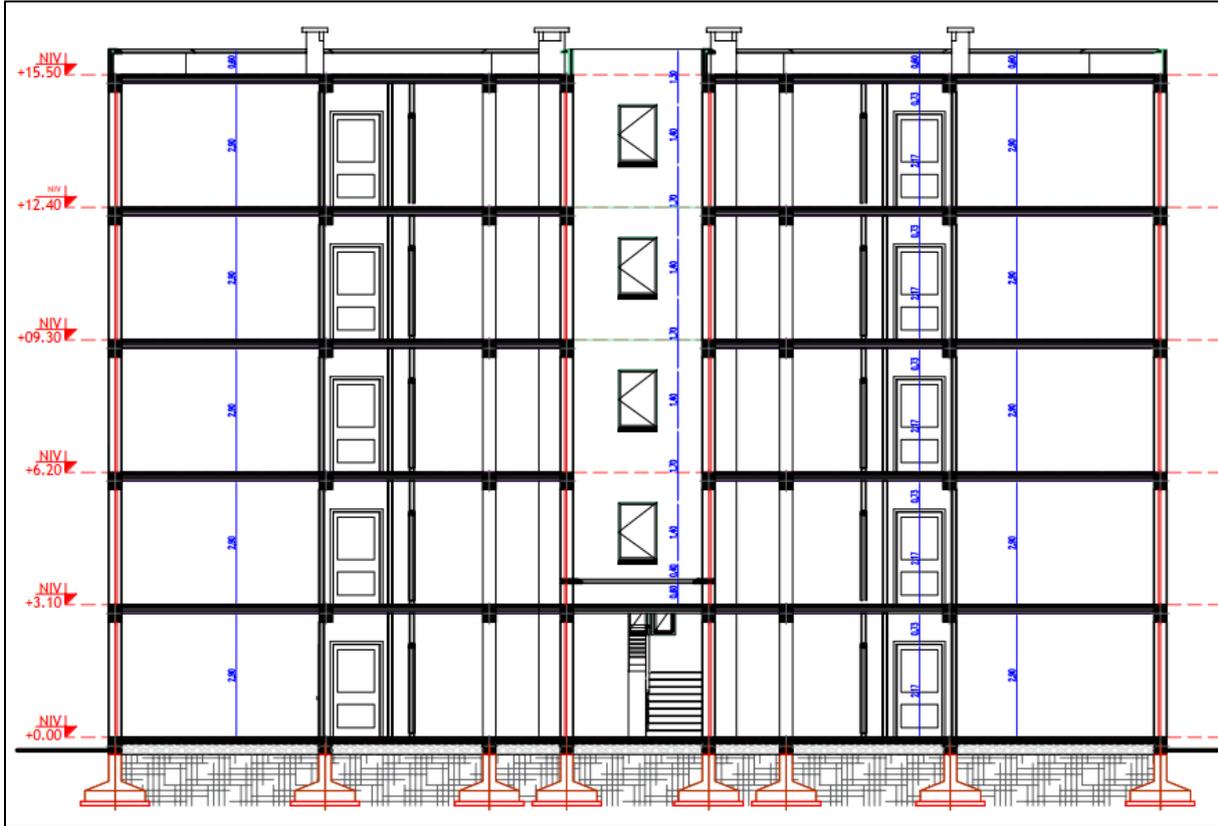


Figure I.4 : La coupe AA.

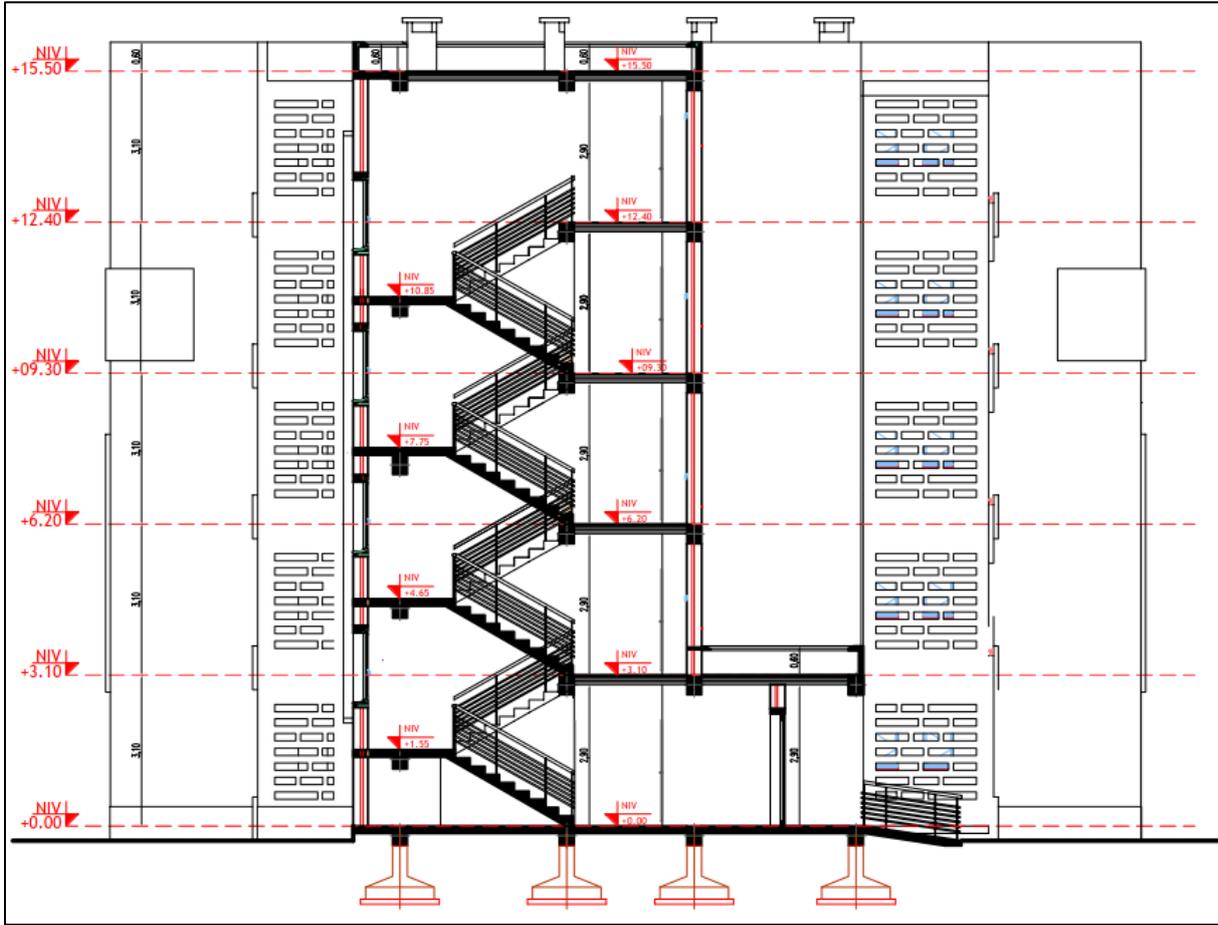


Figure I.5 : La coupe BB.

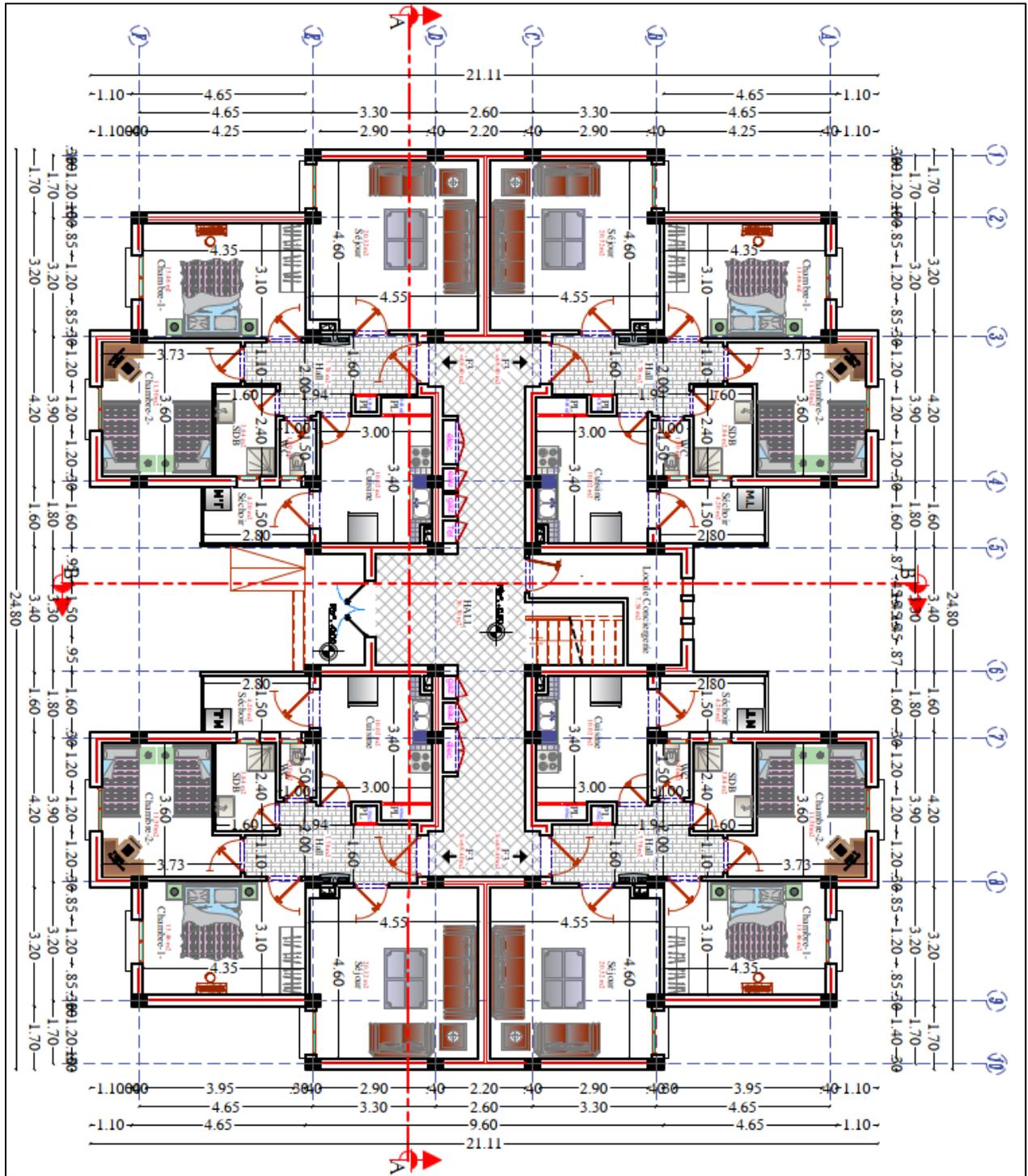


Figure I.6: Vue en plan de RDC.

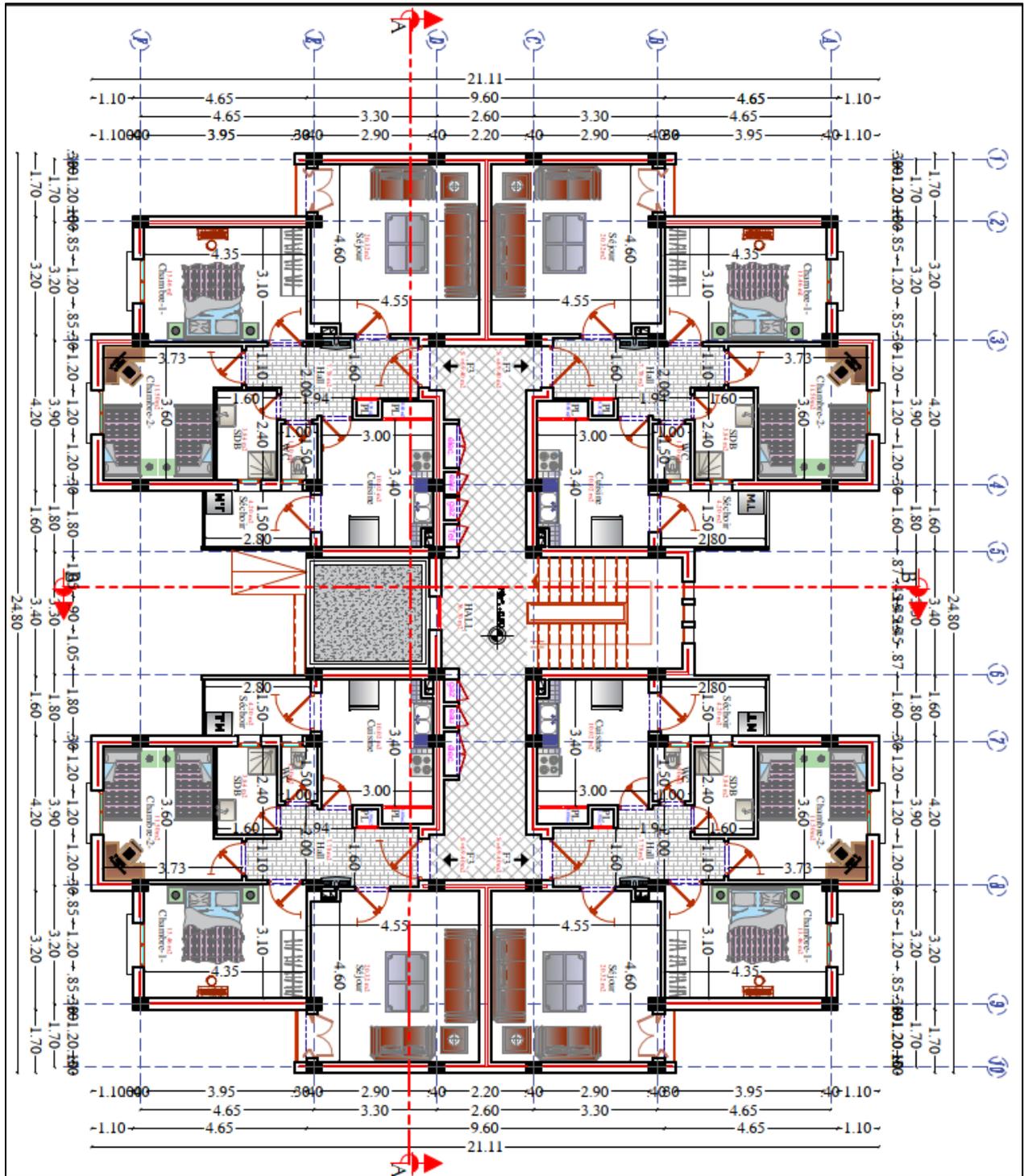


Figure. I.7: Vue en plan de l'étage courant.

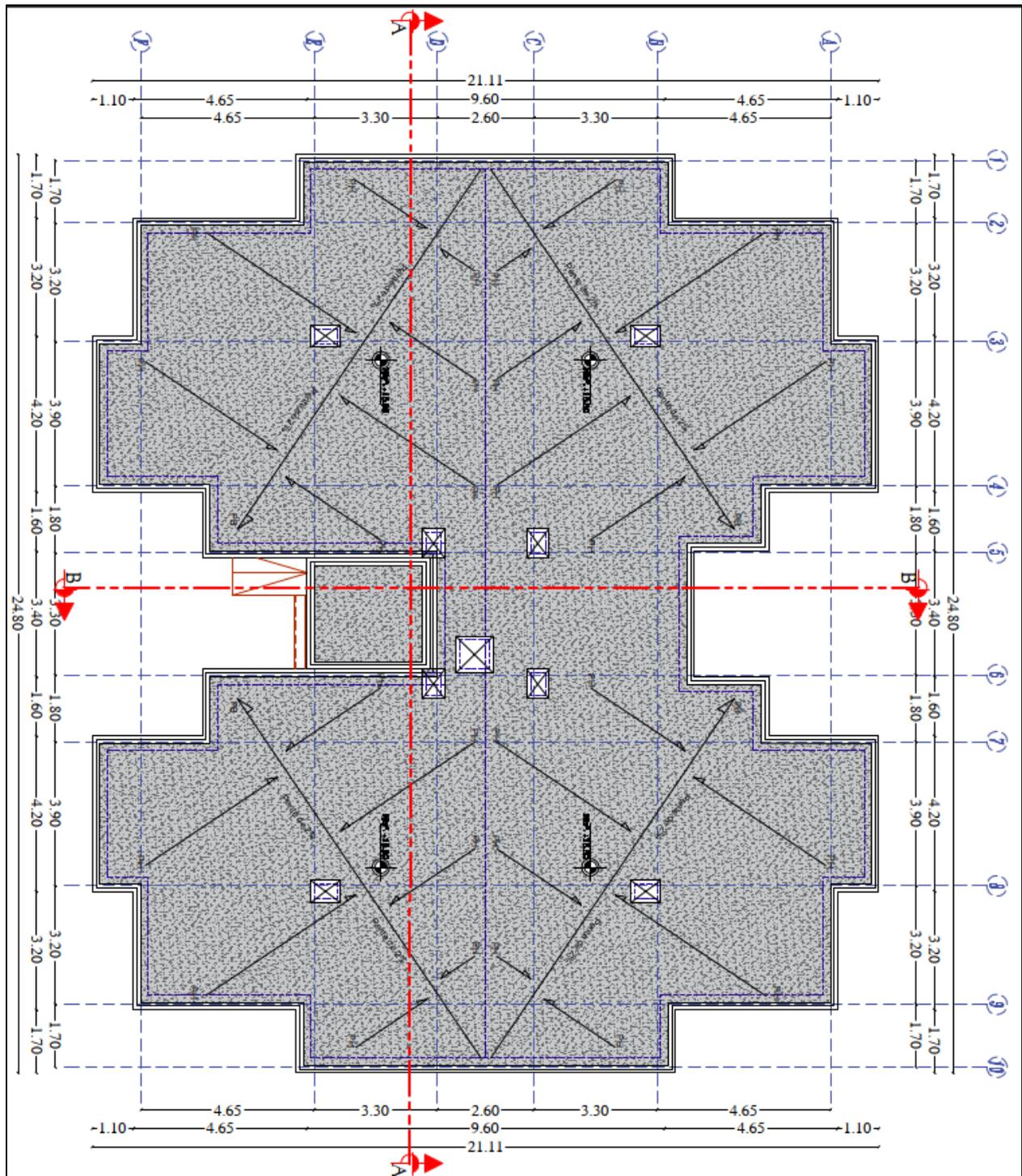


Figure. I.8: Plan de terrasse.

I.2.2 Caractéristiques dimensionnelles :

Le bâtiment à étudier est de forme régulière, de dimensions suivantes:

- Largeur en plan : 21.11 m
- Longueur en plan : 24.80 m
- Hauteur du RDC : 3.10 m

- Hauteur étage courant : 3.10 m
- Hauteur totale : 16.10 m.

I.2.3 Données 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 = 1.8 bars.

I.3 Les éléments de l'ouvrage:

I.3.1 Ossature :

Le bâtiment a une ossature (portiques-voiles) :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I.3.2 Les planchers :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

I.3.3 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.3.4 La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

a. Les murs extérieurs :

Constitués d'une double paroi de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

b. Les murs intérieurs :

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

I.3.5 L'acrotère :

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

I.3.6 Revêtement :**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.3.7 Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

I.3.8 Fondation :

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

I.3.9 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 Règles 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**)[2].
- Règles de calcul du béton armé Algérien (**CBA93**)[3].

I.5 Hypothèses de calcul des sections en béton arme :**I.5.1 A L'E.L.U :**

- Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

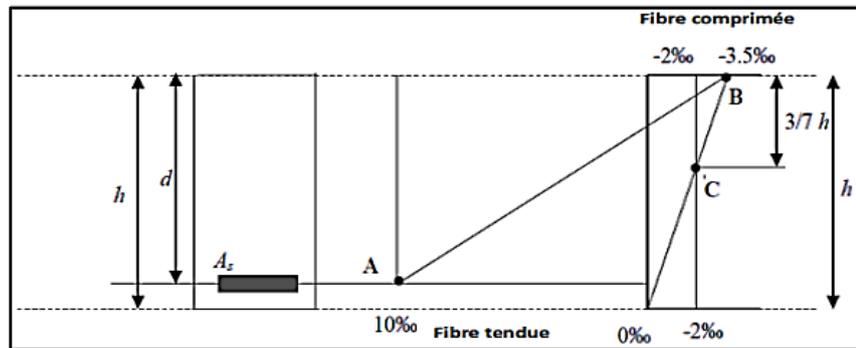


Figure I.9: Diagramme des déformations limitées de la section

I.5.2A L'E.L.S :

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

I.6 Actions et sollicitations :

I.6.1 Action : actions sollicitations

a) Définition : les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- Directement : action permanente ; action variable d'exploitation ; action climatique et action accidentelles.
- Indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

b) Les actions permanentes (G) :

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

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides. Les déformations imposées à la structure.

c) Les actions variables (Q) :

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

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

d) Les actions accidentelles (F_a) :

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

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

I.6.2 Combinaison d'action :

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

➤ Pour les planchers :

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

- ELU : $1.35G+1.5Q$

- ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance d'après RPA99/2024 sont :

➤ Pour les poutres :

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q$

$G + Q$

➤ Pour les poteaux :

$G + Q + 1.2 E$

$0.8G + E$

➤ Pour les voiles :

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.7 Caractéristiques des matériaux :

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir.

I.7.1 Béton :**a. définition :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire à certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

b. compositions :

Le dosage est en fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée. Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 MPa, on utilisera pour 1m³ de béton :

- Ciment : 350kg.
- Sable : 400 litres ($D \leq 5\text{mm}$).
- Gravier : 800 litres ($D \leq 20\text{mm}$).
- Eau : 180 litres.

I.7.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit : [1]

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

$f_{cj} = f_{c28}$ pour $j > 28$ jours

I.7.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante : [1]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL91, artA.2.1, 12) [2]}$$

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

I.7.1.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée. Il existe deux modules de déformation longitudinale :

→ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à : [1]

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21}) [2]$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

→ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application (Figure I.10), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule : [1]

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} (\text{MPa}) \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22}) [2]$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$

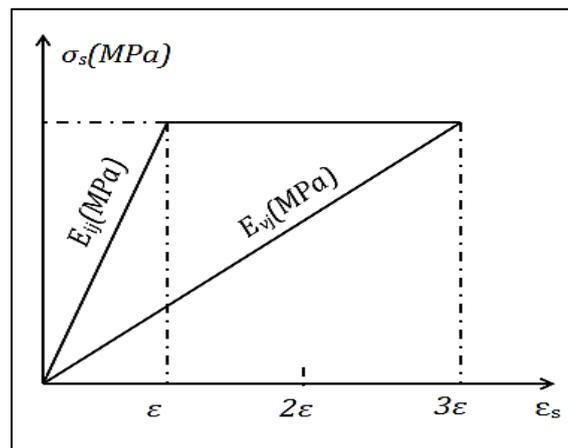


Figure I.10: Module de déformation instantanée et différée.

I.7.1.4 Module de déformation transversale :

Noté G , il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort Tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL91, art A.2.1, 3}) [2]$$

Avec :

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- ν : coefficient de poisson.

I.7.1.5 Coefficient de poisson (BAEL91, art A.2.1, 3) [2] :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations à ELU (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations à ELS (béton non fissuré).

I.7.1.6 Diagramme contraintes -déformations du béton à ELU :

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ et d'une contrainte de compression (Figure I.11).

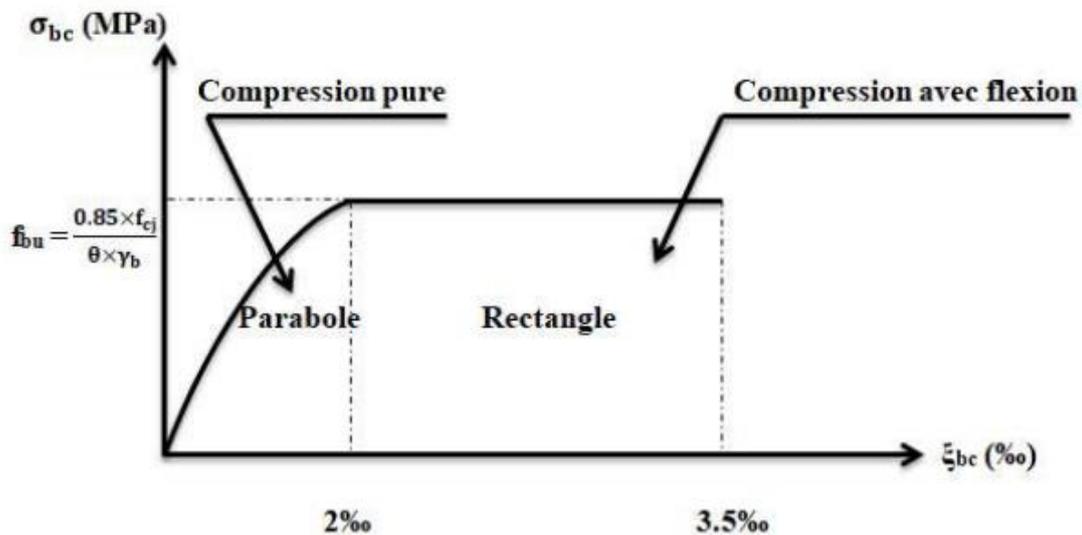


Figure I.11: Diagramme contraintes-déformations à ELU.

La contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- **0.85** : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.
- **θ** : dépend de la durée d'application des charges :
 - $\theta=0.85$ si $t < 1\text{h}$
 - $\theta=0.9$ si $1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$
 - $\theta=1$ si $t > 24\text{h}$
- **γ_b** : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - $\gamma_b = 1.5$ « pour les situations courantes (durables) ».
 - $\gamma_b = 1.15$ « pour les situations accidentelles ».

I.7.1.7 Diagramme contrainte déformation du béton à ELS :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité. (Figure I.12).

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à : $\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc}$

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$ pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$

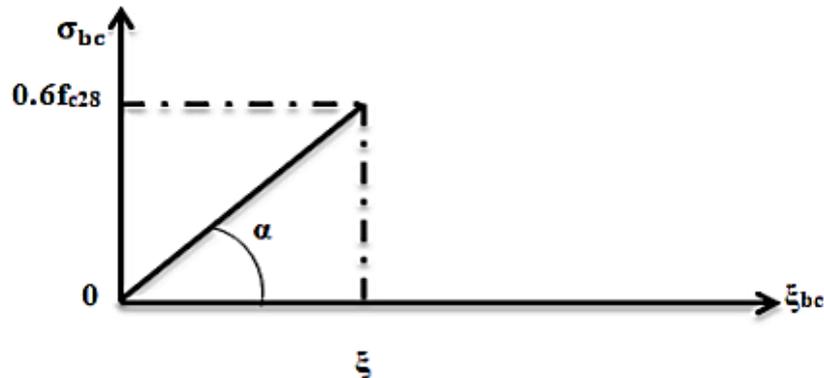


Figure I.12: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

I.7.1.8 Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

- $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

- $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$

➤ Dans le cas des armatures inclinées :

- $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 7\text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 4.5\text{ MPa}$

I.7.2 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, 20, 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			
	Doux et lisses		A haute adhérence (symbole)	
Dénomination	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Résistance à la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

a) 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**

I.7.3 Contrainte limite de l'acier :

a) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

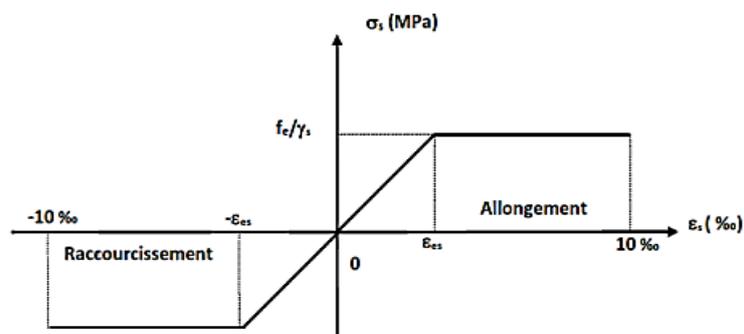


Figure I.13: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peu nuisible. Nous aurons donc

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

- Contraintes de traction

$$\epsilon_s = 10 \text{ ‰ donc } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$:

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

b) Contrainte à ELS [1] :

Elle dépend de l'état de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [2] :**

Aucune vérification n'est requise.

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

- **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [2] :**

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

- **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91)[2] :**

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

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences.

c) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

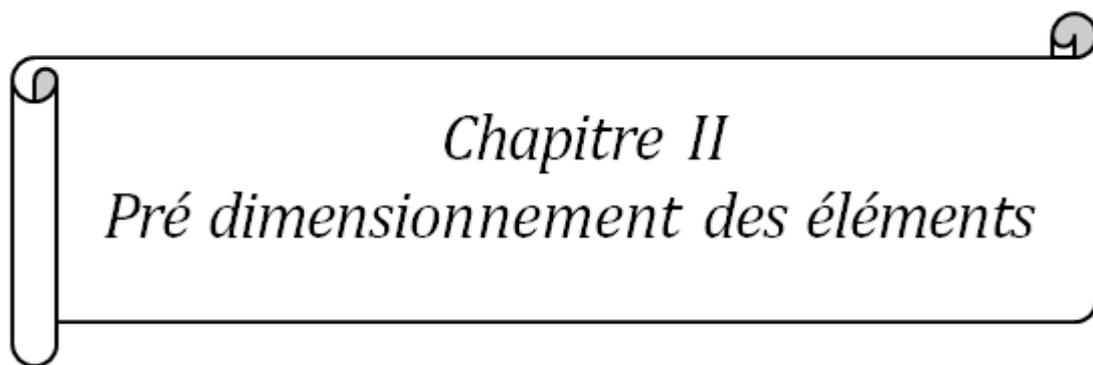
n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

Eb : module de déformation du béton.

I.8 Conclusion :

Une description bien détaillée de notre projet d'étude a été présentée dans ce premier chapitre, en mettant l'accent sur les matériaux utilisés et leurs caractéristiques mécaniques sous chargement de compression, traction et flexion. En justifiant également les choix de matériaux de construction afin d'optimiser le cout de projet, et de garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.



Chapitre II
Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ **le pré calcul** ” des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **CBA 93[3]** et le **RPA99 (version 2003)[1]**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un surplus d’acier et du béton. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planches.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des 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 le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et cage d’escalier

II.2.1. Plancher à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L’épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : **C.B.A.93 [B.6.8.2.4][3]**.

L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

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

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

L : plus grande portée dans le sens considéré

$$h \geq \frac{3.60}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

Donc en adopte : **h_t = 20 cm.**

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

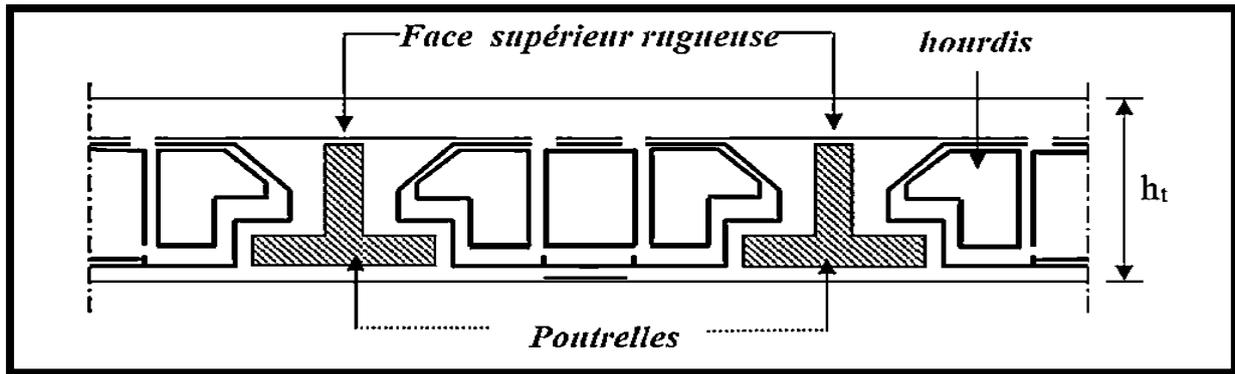


Figure. II.1: Planchers à corps creux.

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.

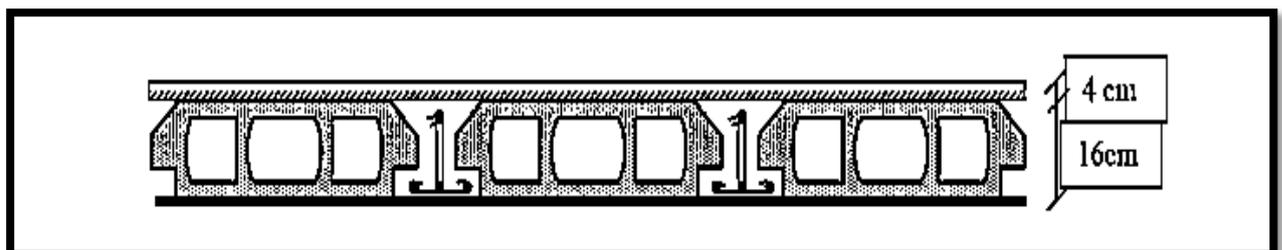


Figure II.2 : poutrelles.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

Détermination de la largeur de la table de compression :

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

On a :

$$0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.6$$

$$h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

On adopte :

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x: représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max}: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 420 \text{ cm}$).

Tel que:

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

$$b_1 \geq \min(55/2 ; 420/10) = \min(27.5 ; 42) \text{ cm}$$

On adopte : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

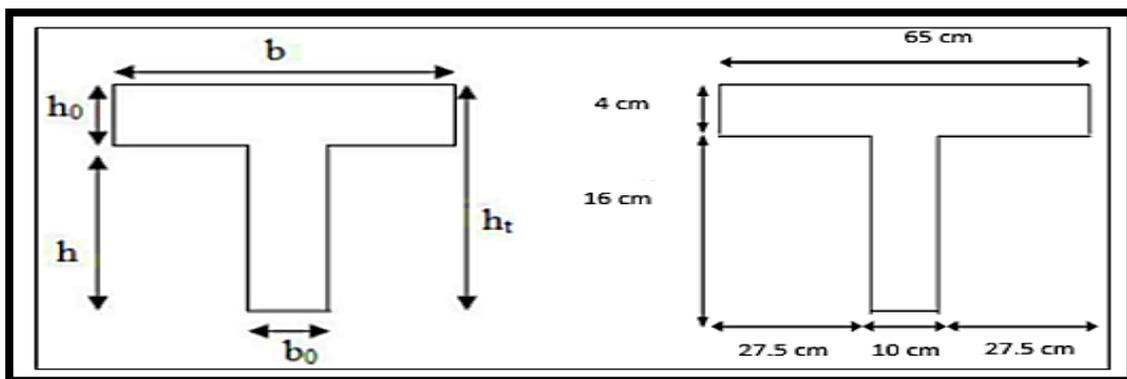


Figure II.3: Schéma des Poutrelle.

II.2.2 Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

a) Caractéristiques techniques :

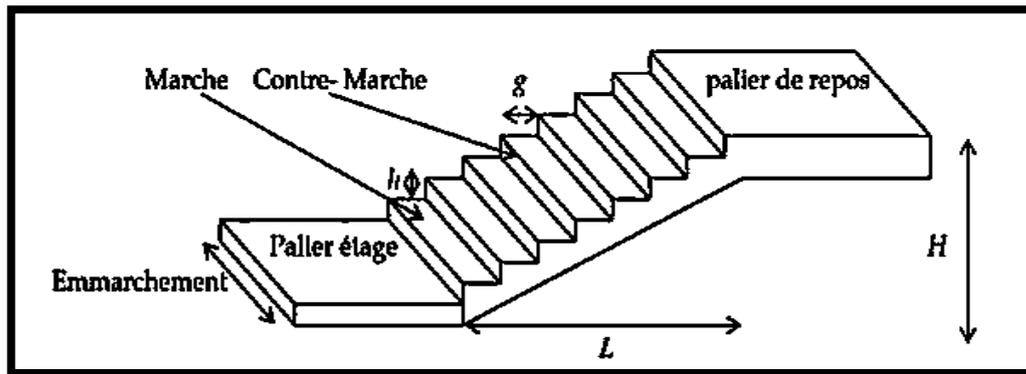


Figure. II.4: Les composants de l'escalier.

b) Dimensionnement

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

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

On prend: $h = 17$ cm.

$$g = 30$$
 cm.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (C.V)$$

a) Escalier RDC + étage courant :

Hauteur de l'étage : $H=3,10$ m.

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

✓ Paillasse :

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{155}{17} \rightarrow n = 9 \text{ contre marche}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L = g (n-1) \rightarrow L = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{160}{240} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.7^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés d'épaisseur (e)

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow L_{\max} = \frac{H}{\sin \alpha} \Leftrightarrow L_{\max} = \frac{155}{\sin 33.7} = 279.36 \text{ cm} \Leftrightarrow 9.31 \leq e \leq 15$$

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

✓ **Palier :**

On prend une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

II.2.3 Dalles pleine (Balcon) :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

- Résistance au feu

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

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

- Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur trois appuis donc : $Lx = 3.90 \text{ m}$

$$\frac{390}{35} \leq e \leq \frac{390}{30}$$

$$11 \leq e \leq 13$$

En prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.4 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$.

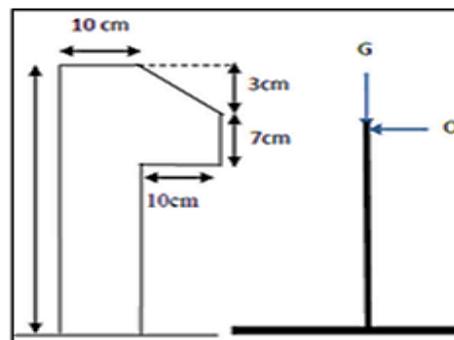


Figure II.5 : Schéma de l'acrotère.

$$S_{\text{inacce}} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0685 \text{ m}^2$$

II.2.4.1 Evaluation des charges et surcharges (DTR BC 2.2) [4] :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

❖ Plancher terrasse inaccessible :

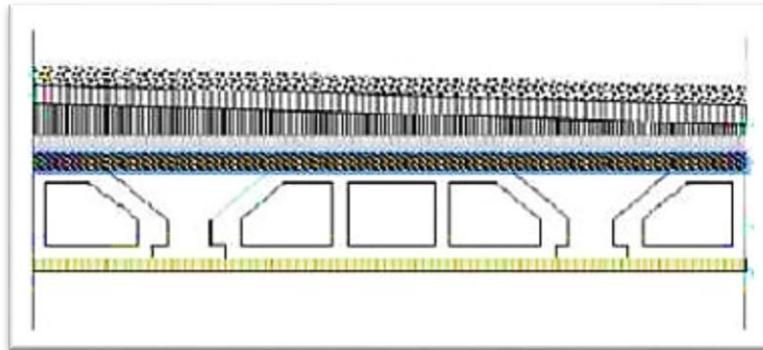


Figure II.6 : Plancher Terrasse Inaccessible.

- Charges Permanentes et Charge D'exploitation :

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1500	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pente	0,04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	//	280
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente total				G = 633 kg/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1

❖ Plancher courant

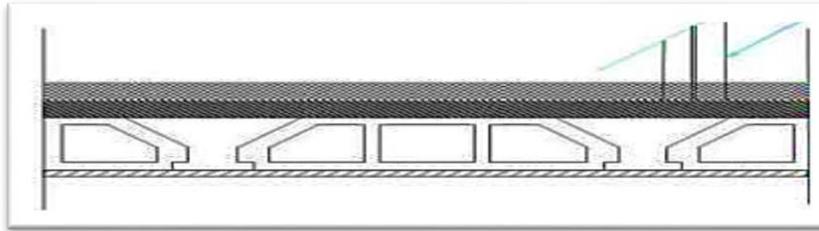


Figure II.7 : Plancher D'étage Courant.

- Charges Permanentes et Charge D'exploitation :

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)

N	Composants de plancher dalle pleine	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lite de sable	0,02	18	0.36
4	Corps creux	0,16+0,04	/	2.8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons intérieur	0.01	10	1
Charge permanente total				G = 520 kg/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5

❖ Dalle pleine (balcon) :

❖ Charges Permanentes et Charge D'exploitation

Tableau II.3: Evaluation des charges du balcon.

N	Composants de plancher dalle pleine	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lite de sable	0,02	18	0.36
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	20	0,4
Charge permanente total				G = 535 kg/m²
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

❖ Les murs :

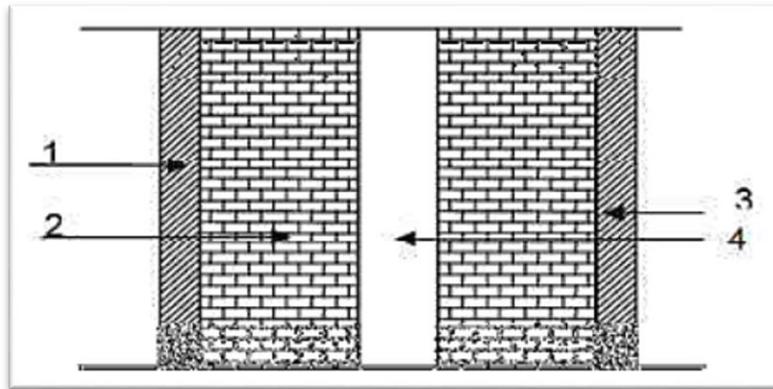


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison.

a) Mur extérieur :

Tableau II.4: charge de mur extérieur

N	Composants de plancher dalle pleine	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	135
3	Brique creuse	0,10	900	90
4	Enduit en plâtre	0,20	1000	20
Charge total				G = 281 kg/m²

b) Murs intérieurs :

Tableau II.5: charge de mur intérieur.

N	Composants de plancher dalle pleine	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	2 Enduit en plâtre	0,20	2*1000	40
Charge total				G = 166 kg/m²

❖ Les Escaliers :

➤ Palier

Tableau II.6: Evaluation des charges du palier

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

➤ **Paillasse**

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la paillasse.

N	Désignations		e (m)	(N/m ³)	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

❖ **L'Acrotère :**

- **Charges Permanentes et Charge D'exploitation**

Tableau II.8: Evaluation des charges de l'acrotère.

Charge	Poids (KN/ml)
G	2.1
Q	1

II.3 Prédimensionnement des éléments principaux :

II.3.1 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section ($b \times h$) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91 modifié 99 [2]** et les vérifications selon le **RPA99 (version2003)[1]**

a) Poutres principales

D'après les règles de **BAEL 91[2]** :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \mathbf{h} : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad \mathbf{b} : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons: **L = 4,25m.**

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad 28.33\text{cm} \leq h \leq 42.5\text{cm}$$

On prend h=40 cm.

$$0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \quad 16\text{cm} \leq b \leq 28$$

On prend b=30cm

D'après le **RPA 99/2003(art7.5.1)[1]** :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

$$h/b < 4 \quad 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30x40) cm².

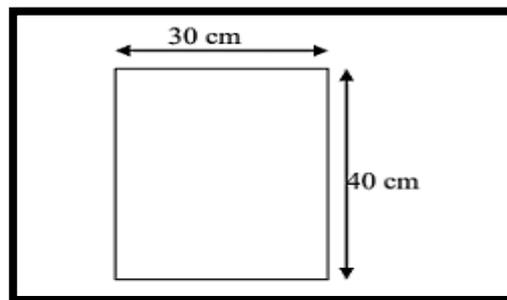


Figure II.9: Poutres principales.

b) Poutres secondaires :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \mathbf{h} : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \mathbf{b} : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L = 3.60m.**

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

On prend h=35 cm.

$$0.3 (35) \leq b \leq 0.7 (35)$$

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

On prend b=30cm

D'après le **RPA 99/2003(art 7.5.1)[1]** :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \quad h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

$$h/b < 4 \quad 35/30 = 1,16 < 4 \dots\dots\dots\text{vérifie.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de (30x35) cm².

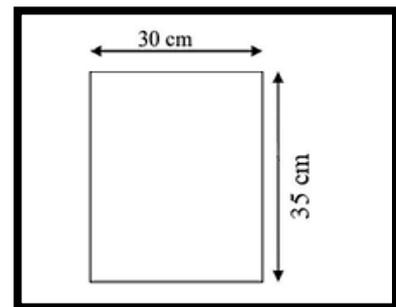


Figure II.10: Poutres secondaires.

II.3.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

❖ D'après les conditions de **RPA 99(version 2003)[1]**

La zone séismique est **IIa**, donc il faut vérifier les trois conditions suivantes :

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

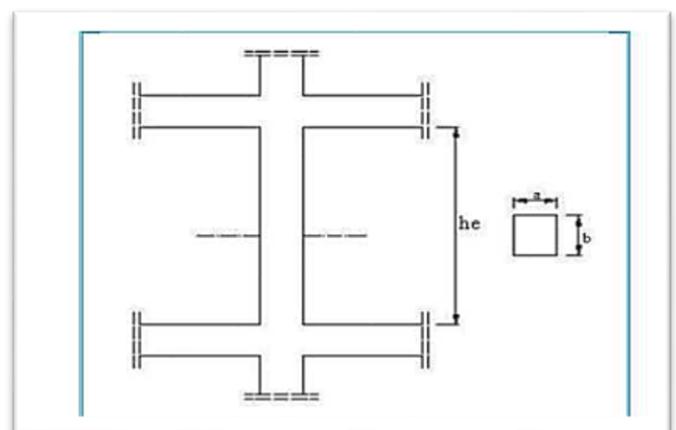


Figure II.11 : Dimension de Poteaux.

Soit : b = 30 cm ; h = 40 cm.

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

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

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

Donc on adopte un poteau de (30×40) cm² au RDC et l'étage.

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils ont pour rôle principal d'assurer la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations horizontales (vent et/ou séisme), tout en participant également à la reprise des charges verticales. Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est encadré par les dispositions de l'article 7.7.1 du RPA99, version 2003.

Selon ce règlement, les voiles sont considérés comme tels lorsque leur longueur L respecte la condition suivante :

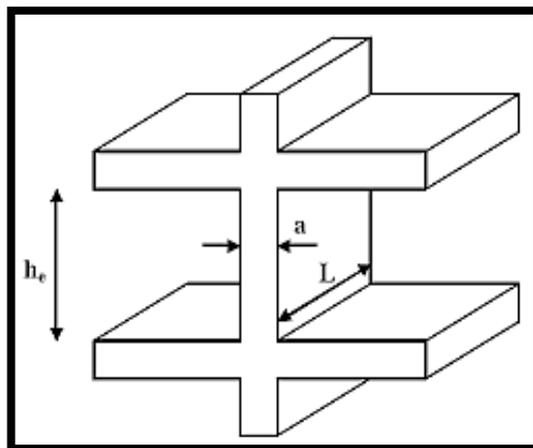
$$L \geq 4a$$

Où :

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.12 : Coupe de voile en élévation.

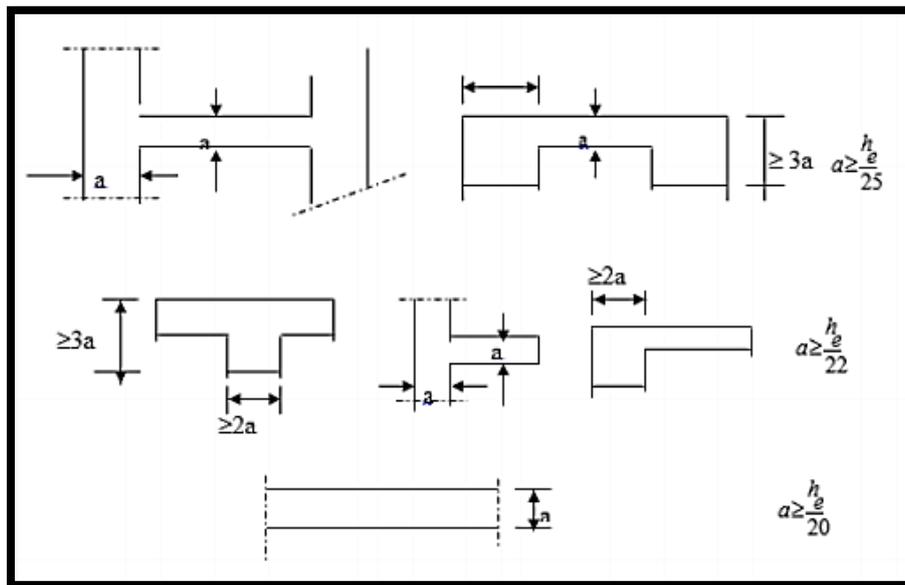


Figure II.13 : Coupe de voile en plan.

D'après RPA99 (version 2003) [1]

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

b_w : épaisseur du voile

Pour étage courant $h_e = (3.10 - 0.4) = 2,61\text{m} = 261 \text{ cm}$

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm}, 13.05) \Rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

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

II.4. Descente De Charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.4.1. Application de la dégression des charges :

- ✓ Un bâtiment en béton armé (R+4) à usage d'habitation.
- ✓ Plancher RDC $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Plancher 1er au 4ème (habitations) $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

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

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ en étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients) [5].

- Sous terrasse Q_0
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1.$
- Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2).$
- Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$
- Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 ++Q_n).$

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
4	Q0	1
3	Q0 + Q1	2.5
2	Q0 + 0,95(Q1 + Q2)	3.85
1	Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)	5.05
RDC	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	6.1

II.4.2. Poteau le plus sollicité :

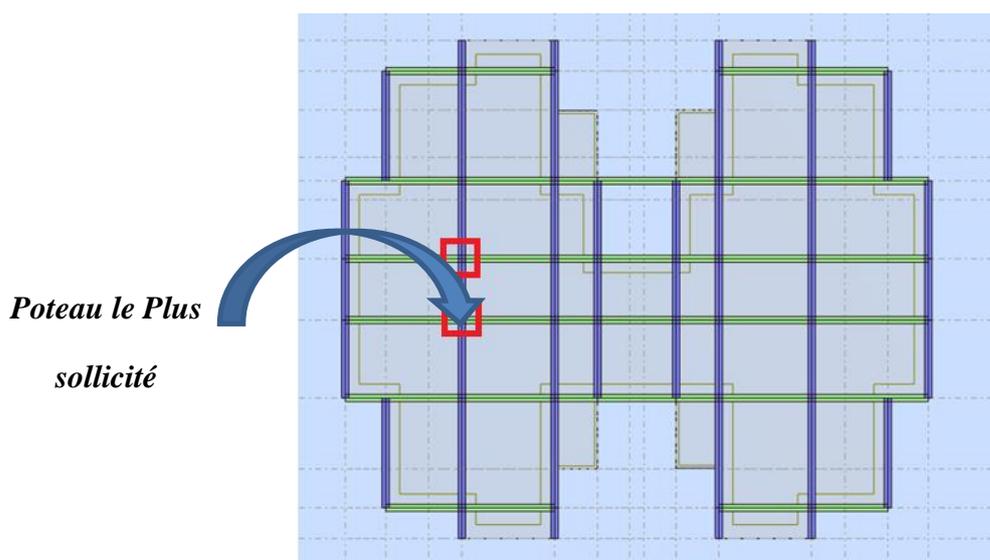


Figure II.14: Vue en plan poteau le plus sollicité.

- **Poteau intermédiaire 1 :**

La surface :

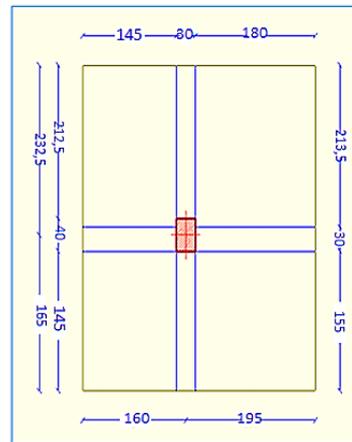
$$S1 = 1.45 * 2.125 = 3.08125 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.8 * 2.125 = 3.825 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.45 * 1.45 = 2.1025 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.8 * 1.45 = 2.61 \text{ m}^2$$

$$S = \sum Si = 11.62 \text{ m}^2$$

**Figure II.15:** Surface afférente du poteau 1.

Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau Les charges permanentes :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 11.62 * 6.33 = 73.55 \text{ KN}$$

$$Q = 11.62 * 1 = 11.62 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 11.62 * 5.2 = 60.42 \text{ kN}$$

$$Q = 11.62 * 1.5 = 17.43 \text{ KN}$$

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

$$G = 0.30 * 0.40 * 3.10 * 25 = 9.3 \text{ kN}$$

- **Les poutres :**

$$GPP = (2.125 + 1.45) * 0.3 * 0.4 * 25 = 10.725 \text{ KN}$$

$$GPS = (1.45 + 1.8) * 0.30 * 0.35 * 25 = 8.53 \text{ KN}$$

Tableau II.10: Descente de charge du poteau.

Etage	Niveau	Elément	La charge G (KN/m ²)	La charge Q (KN/m ²)

4^{ème} Étage	N₀	• Plancher terrasse inaccessible+ l'acrotère	2.1+73.55	11.62 *1
		• Poutre principales	10.725	
		• Poutre secondaire	8.53	
		Total	94.905	
3^{ème} Etage	N₁	• Venant N-1	94.905	11.62*2.5
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	107.015	
2^{ème} Étage	N₂	• Venant N-2	107.015	11.62*3.85
		• Plancher étage courant	60.42	
		• Poutre principales	10.725	
		• Poutre secondaires	8.53	
Total	176.69	44.737		
1^{ème} Etage	N₃	• Venant N-3	176.69	11.62*5.05
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	186.8	
RDC	N₄	• Venant N-4	186.8	11.62*6.1
		• Plancher étage courant	60.42	
		• Poutre principales	10.725	
		• Poutre secondaires	8.53	
Total	266.475	70.882		

II.4.2.1 Les vérifications nécessaires des poteaux intermédiaires 1 :❖ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 * 266.475) + (1.5 * 70.882)$$

$$N_u = 466.06 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93[2] (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 :

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

$$\text{L'effort normal maximum : } N_u = 1.10 * 466.06 = 512.666 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 512.666 \text{ KN (Pour le poteau (30} \times \text{40))}$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \text{ Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow \frac{512.666 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.034 \text{ m}^2$$

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

$$B = 0.12 \text{ m}^2 \geq 0.034 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

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

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

B_r : Section réduite du poteau

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

A_s : Section des armatures.

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

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

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times L_0$ (**BAEL91 Art B. 8. 3. 31**) [2] $\Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17$ m

$B = 0.12$ m²

$I = \frac{0.3 * 0.4^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3}$

$i = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.115$

$\lambda = \frac{2.17}{0.115} = 18.87 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{18.87}{35}\right)^2} = 0.803$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{512.666}{0.803 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right]}$$

$B_r \geq 0.03$ m²

$A_s = 0.7\% * B_r$ Zones I

$A_s = 0.8\% * B_r$ Zone IIa

$A_s = 0.9\% * B_r$ Zones IIb et III

Nous avons:

$B_r = (30-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.106$ m²

$0.106 \text{ m}^2 > 0.03 \text{ m}^2$condition vérifiée

donc le poteau ne risque pas de flamber.

- **Poteau intermédiaire 2 :**

La surface :

$$S1 = 2.3 * 1.45 = 3.335 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.3 * 1.1 = 2.53 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.8 * 1.45 = 2.61 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.8 * 1.1 = 1.98 \text{ m}^2$$

$$S = \sum Si = 10.455 \text{ m}^2$$

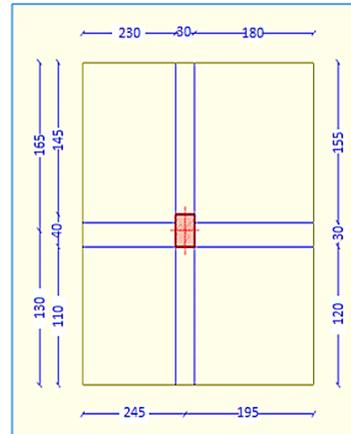


Figure II.16: Surface afférente du poteau.

Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau Les charges permanentes :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 10.455 * 6.33 = 66.18 \text{ KN}$$

$$Q = 10.455 * 1 = 10.455 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 10.455 * 5.2 = 54.366 \text{ kN}$$

$$Q = 10.455 * 1.5 = 15.682 \text{ KN}$$

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

$$G = 0.30 * 0.40 * 3.10 * 25 = 9.3 \text{ kN}$$

- **Les poutres :**

$$GPP = (1.1 + 1.45) * 0.3 * 0.4 * 25 = 7.65 \text{ KN}$$

$$GPS = (2.3 + 1.8) * 0.30 * 0.35 * 25 = 10.7625 \text{ KN}$$

Tableau II.11: Descente de charge du poteau.

Étage	Niveau	Élément	La charge G (KN/m ²)	La charge Q (KN/m ²)
4 ^{ème} Étage	N ₀	• Plancher terrasse inaccessible+ l'acrotère	2.1+66.18	10.455 *1
		• Poutre principales	7.65	
		• Poutre secondaire	10.7625	
		Total	86.692	
3 ^{ème} Étage	N ₁	• Venant N-1	86.692	10.455*2.5
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	98.802	
2 ^{ème} Étage	N ₂	• Venant N-2	98.802	10.455*3.85
		• Plancher étage courant	54.366	
		• Poutre principales	7.65	
		• Poutre secondaires	10.762	
Total	171.58	40.251		
1 ^{ème} Étage	N ₃	• Venant N-3	171.58	10.455*5.05
		• Poteaux	9.3	
		• Murs	2.81	
		Total	183.69	
RDC	N ₄	• Venant N-4	183.69	10.455*6.1
		• Plancher étage courant	54.366	
		• Poutre principales	7.65	
		• Poutre secondaires	10.762	

		Total	256.468	63.775
--	--	--------------	----------------	---------------

II.4.2.2 Les vérifications nécessaires des poteaux intermédiaires 2 :

❖ L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 * 256.468) + (1.5 * 63.775)$$

$$N_u = 441.894 \text{ KN.}$$

Selon le **CBA93[3]** (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 :

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

$$\text{L'effort normal maximum : } N_u = 1.10 * 441.894 = 486.083 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 486.083 \text{ KN (Pour le poteau (30} \times \text{40))}$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \text{ Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow \frac{486.083 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.032 \text{ m}^2$$

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

$$B = 0.12 \text{ m}^2 \geq 0.032 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

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

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

B_r : Section réduite du poteau

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

A_s : Section des armatures.

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

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

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times L_0$ (BAEL91Ar. 8. 3. 31) [2] $\Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$

$B = 0.12 \text{ m}^2$

$$I = \frac{0.3 * 0.4^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{2.17}{0.115} = 18.87 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{18.87}{35}\right)^2} = 0.803$$

D'après le BAEL91 [3] on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{486.083}{0.803 \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.046 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.7\% * B_r \dots \dots \text{Zones I}$$

$$A_s = 0.8\% * B_r \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.9\% * B_r \dots \dots \text{Zones IIb et III}$$

Nous avons:

$$Br = (30-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.106 \text{ m}^2$$

$0.106 \text{ m}^2 > 0.046 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.5. Conclusion :

Pour conclure ce chapitre sur le pré-dimensionnement des éléments, nous présentons ci-après les dimensions retenues pour les divers éléments constituant 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 :

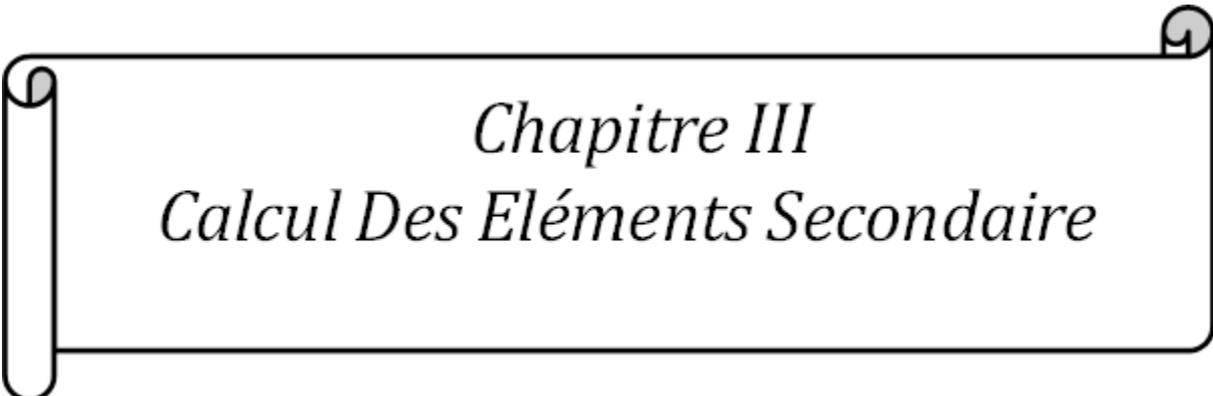
- Poutre principale : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.
- Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.

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 :

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations dont le détail est donné dans le chapitre II. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Différents planchers.

III.2 Calcul de 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 encadrée 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.

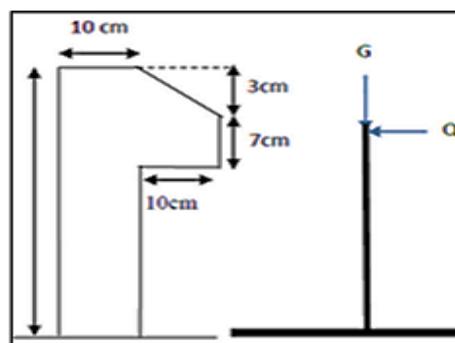


Figure III.1: Type d'acrotère.

III.2.2. Evaluation des Charges :

D'après le chapitre précédent, on a :

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

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

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

III.2.3. Vérification de l'acrotère au séisme :

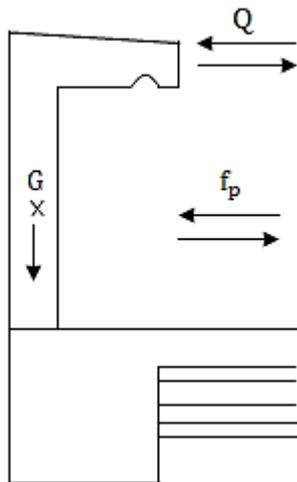


Figure III.2: Schéma de distribution des forces.

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003}[1]$$

- A : Coefficient d'accélération de zone s le tableau 4.1; **A=0.15.**
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1)) ; **Cp=0.8**
- Wp : Poids de l'élément considéré ; **Wp=2.1.**

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 :

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

III.2.4. Calcul des sollicitations

- **Etat limite ultime**

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 2.1 = 2.835 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service**

$$N_s = N_G = 2.1 \text{ KN/m}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article (A.4-4 du B.A.E.L91) [2], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

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

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.853} = 0.315 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0.016 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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) :**

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

$\emptyset = 2$: c'est le rapport de la déformation finale due au fluage et à la déformation instantanée sous charge considérée 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: rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

Donc: $i = 0.029 \text{ m}$

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

$$\lambda = \frac{1,2}{0,029} = 41,37$$

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

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

Alors: $41,37 \leq 100$

Donc : il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ}$$

$$MG = \frac{MG \times l^2}{2} = 0,378 \text{ KN.m}$$

$$MQ = \frac{Q \times l^2}{2} = \frac{MG \times l^2}{2} = 0,18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = 0,378 / (0,378 + 0,18) = 0,677$$

$$\alpha = 0,677$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10000 + 0,1} (2 \times 0,677 + 2) = 0,014 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle (ea)**

$$ea = \max(2\text{cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow ea = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm BAELA 4.3.5 [2]}$$

$$\text{Alors : } e = e_1 + e_2 + ea \Rightarrow e = 0,315 + 0,014 + 0,02 \Rightarrow e = 0,349 \text{ m}$$

$$\text{et } \frac{H}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$\text{On a : } \frac{L_f}{h} = 12$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max}(15, \frac{20.e_1}{h}) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u, M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale

III.2.5 Calcul du ferrailage :

➤ On considère une section (bxh) cm² soumise à la flexion composée

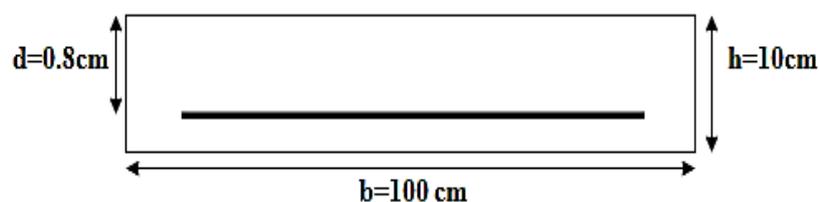


Figure III.3 : Section de Calcul d'Acrotère.

- ✓ h: Epaisseur de la section : 10cm
- ✓ b: largeur de la section : 100cm
- ✓ c: enrobage : 2cm
- ✓ d=h-c : hauteur utile : 10-2=8cm
- ✓ M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

➤ Calcul en Flexion simple :

F_{c28} (Mpa)	O_{bc} (Mpa)	O_s (Mpa)	F_e (Mpa)	F_{t28} (Mpa)	d (cm)	c (cm)
25	14.17	348	400	2.1	8	2

➤ Moment fictif :

$$N'_u = 2.835 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 2835 \times 329 = 930 \text{ N.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_f = 930 + 2835 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1015.05 \text{ N.m}$$

➤ Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{1015.05 \times 10^3}{80^2 \times 1000 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0112 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.0112 < \mu_1 = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 79.64 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.0112 \Rightarrow \alpha = 0.011; Z = 79.64 \text{ mm}$$

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

$$A_u = \frac{1015.05 \times 10^3}{79.64 \times 348} = 36.62 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.36 \text{ cm}^2$$

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

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

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

Donc:

$$A_s = \max(A_u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(0.36; 0.96)$$

Alors :

$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

- **Condition de non-fragilité : (BAEL 91) [2]**

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

- **L'espaceur « e » :**

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

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

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

- **Armature de répartition :**

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

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

- **L'espaceur « e » :**

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

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

On prend: $e = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [2]:**

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.0187\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

➤ **Vérification à L'ELS**

• **Vérification des contraintes :**

$$\frac{M_{\text{ser}}}{A} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 2.1 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.663 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

La contrainte de l'acier, Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{f_{t28}} \times \eta\right) = 201.63\text{MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.08 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{H}{3} = 0.08 - \frac{0.047}{3} = 0.064 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.064) = 0.022 \text{ MN.m/ml}$$

$$\frac{M_{ser}}{A} = 0.0663 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$\frac{M_{ser}}{A} < M_1 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0663 \times 10^{-2}}{0.064 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

IV.2.6. Schéma de Ferrailage :

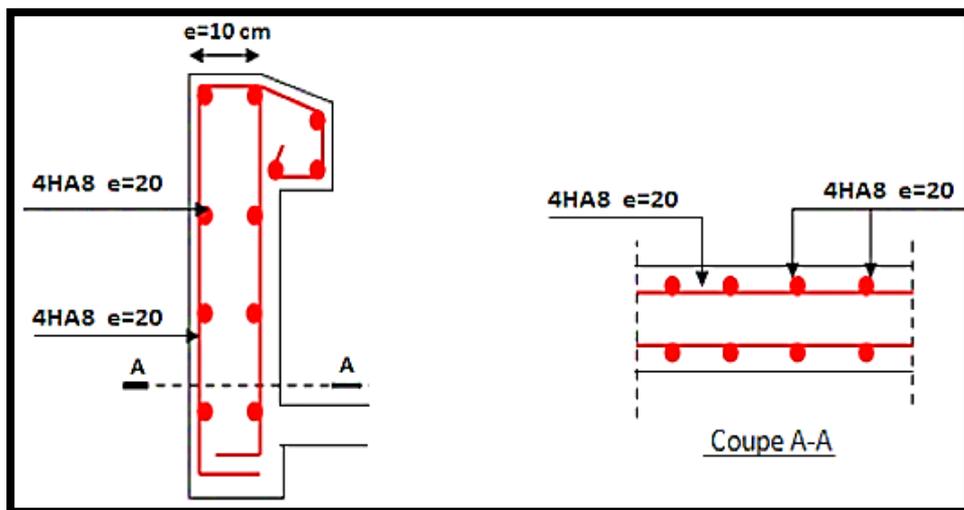


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude des escaliers :

L'escalier est une structure architecturale composée d'une série de marches régulières, permettant d'accéder à un étage ou de relier différents niveaux. Étant situé à l'abri des conditions climatiques, les fissures qui peuvent apparaître sur sa surface sont généralement considérées comme non problématiques. La section de l'escalier est soumise à une flexion simple. En ce qui concerne l'enrobage, il doit être d'au moins 1 cm, idéalement de 2 cm [5].

III.3.1. Combinaison des charges :

L'escalier est une structure architecturale composée d'une série continue de marches permettant d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre. Étant généralement à l'abri des intempéries, les fissures qui peuvent apparaître sont jugées peu problématiques. La section de l'escalier est donc soumise à une flexion simple.

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 :

Les escaliers étudiés pour une bonde de 1 m.

❖ Paillasse:

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

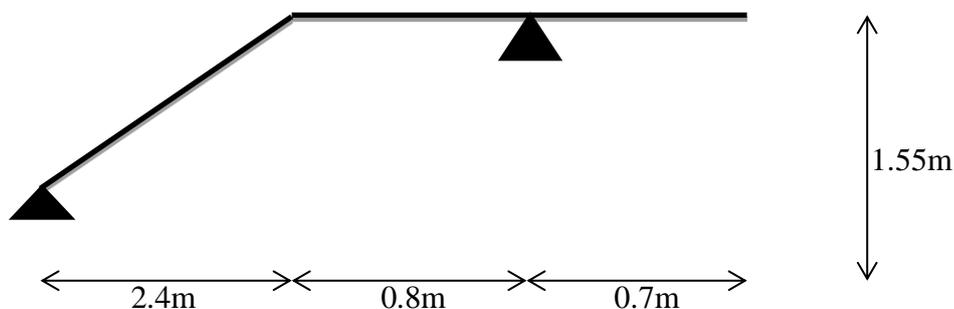
$$Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q_p = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Palier :

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

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

III.3.3 Schéma statique :



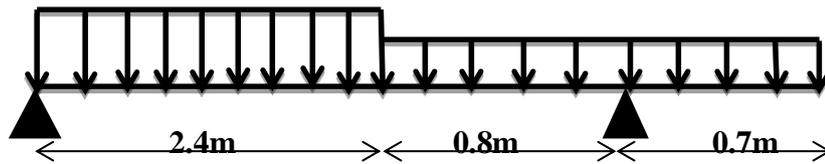


Figure III.5: Schéma statique des escaliers

III.3.4 Combinaison des charges :

On fait le calcul pour 1 ml.

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

Tableau III.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.

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

III.3.4.1 Calcul des réactions :

➤ ELU :

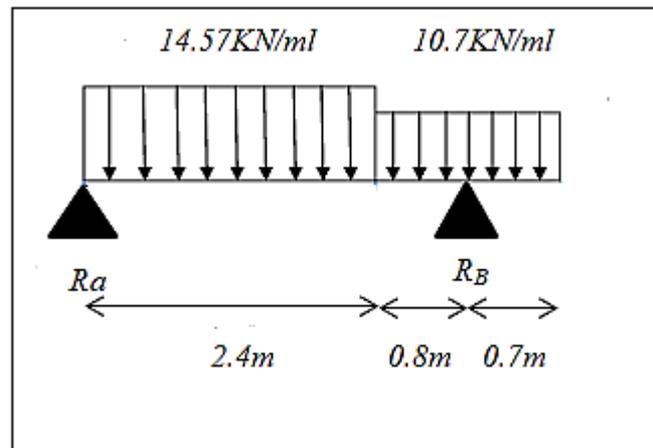


Figure III.6: Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (14.57 \times 2.4) + (10.7 \times 1.5)$$

$$R_A + R_B = 51.018 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow -3.2R_B + \left(14.57 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}\right) + \left(10.7 \times 1.5 \times \left(2.4 + \frac{1.5}{2}\right)\right) = 0$$

$$R_B = \frac{92.5191}{3.2} = 28.91 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.91 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.11 \text{ KN}$$

III.3.4.2 Calcul des moments et efforts tranchants à ELU :

✚ ELU :

- **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

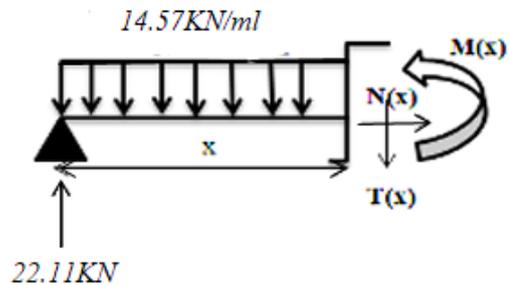
- L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 22.11 - 14.57x$$

Pour :

$$x = 0; \quad T(x) = 22.11 \text{ KN}$$

$$x = 2.40 \text{ m}; \quad T(x) = -12.86 \text{ KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \quad M(x) = 22.11x - 14.57 \frac{x^2}{2}$$

Pour :

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

$$x = 2.40 \text{ m}; \quad M(x) = 11.10 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon II** : Pour : $2.40 \leq x \leq 3.20 \text{ m}$

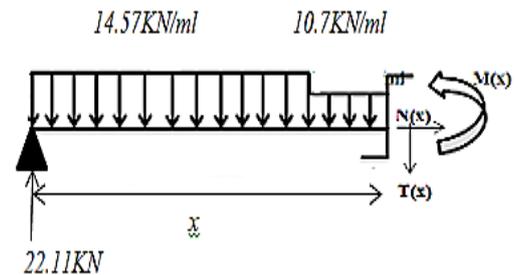
L'effort tranchant :

$$\sum F_V = 0; \quad T(x) = 22.11 - (14.57 \times 2.40) - (10.7 \times (x - 2.40))$$

Pour :

$$x = 2.40 \text{ m}; T(x) = -12.86 \text{ KN}$$

$$x = 3.20 \text{ m}; T(x) = -21.42 \text{ KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \quad M(x) = 22.11x - \left(14.57 \times 2.40 \left(x - \frac{2.40}{2}\right)\right) - \left(10.7 \times \frac{(x-2.40)^2}{2}\right)$$

Pour :

$$x = 2.40 \text{ m}; \quad M(x) = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.20 \text{ m}; \quad M(x) = -2.61 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon III** : Pour : $0 \leq x \leq 0.7 \text{ m}$

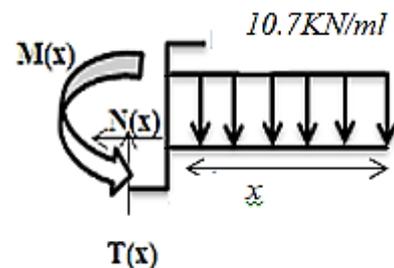
- L'effort tranchant :

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

Pour :

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

$$x = 0.7 \text{ m}; T(x) = 7.49 \text{ KN}$$



- Moment fléchissant :

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

Pour :

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

$$x=1.7\text{m}; \quad M(x) = -2.61 \text{ KN.m}$$

III.3.4.3 Diagramme de moment fléchissant et effort tranchant à ELU :

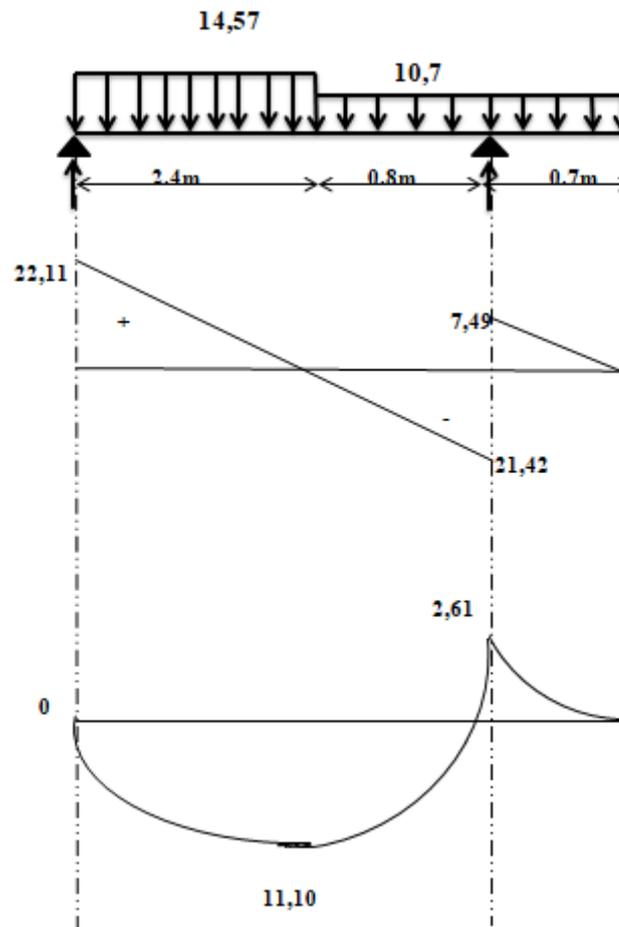


Figure III.7: Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU.

On trouve : $\left(\begin{array}{l} M_{\max} = 11.10 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 22.11 \text{ KN} \end{array} \right)$

- **Moment en travée**

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 11.1 = 9.435 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_a = 0,5 \times 11.1 = 5.55 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\max}^t(\text{KN.m})$	$M_{\max}^a(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	11.1	9.435	5.55	22.11

✚ **ELS :**

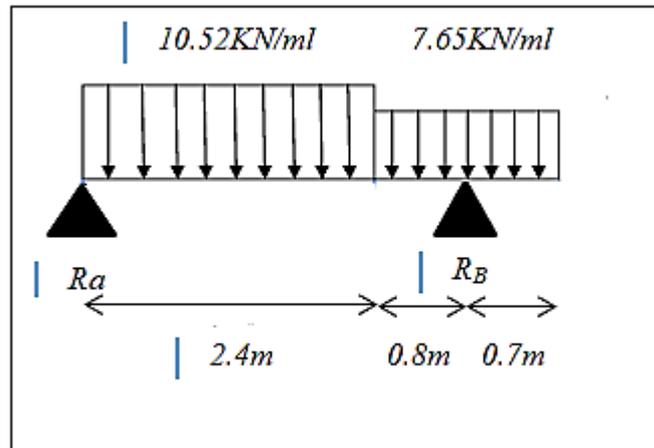


Figure III.8: Schéma statique à l'ELS.

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A+R_B=(7.65 \times 1.50)+(10.52 \times 2.40)$$

$$R_A+R_B= 36.723 \text{ KN}$$

$$\sum M_A=0 \Rightarrow -R_B \times 3.20 + (10.52 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) + (7.65 \times 1.50 \times (2.40 + \frac{1.50}{2})) = 0$$

$$R_B = \frac{66.44}{3.20} = 20.76 \text{ KN}$$

$$R_B=20.76 \text{ KN}$$

$$R_A =15.96 \text{ KN}$$

III.3.4.4 Calcul des moments et efforts tranchants à ELS :

✚ **ELS :**

- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$
- L'effort tranchant :

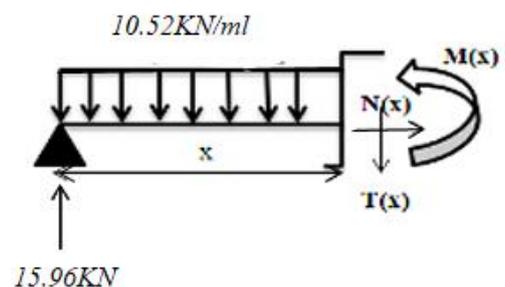
$$\sum F_V=0$$

$$T(x)=15.96 -10.52x$$

Pour :

$$x =0 ; T(x)=15.96\text{KN}$$

$$x =2.40\text{m} ; T(x)= -9.29\text{KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M/x=0$$

$$M(x)=15.96x - 10.52\frac{x^2}{2}$$

Pour :

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

$$x=2.40\text{m}; \quad M(x)=8.006\text{KN.m}$$

- **Tronçon II** : Pour : $2.40 \leq x \leq 3.20$ m

- L'effort tranchant :

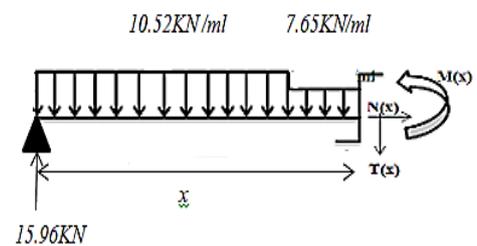
$$\sum F_v=0;$$

$$T(x)=15.96-(10.52 \times 2.40)-(7.65 \times (x - 2.40))$$

Pour :

$$x=2.40\text{m}; T(x)= -9.29\text{KN}$$

$$x=3.20\text{m}; T(x)= -15.41\text{KN}$$



- Moment fléchissant :

$$\sum M/x=0 \quad M(x)=15.96x - \left(10.52 \times 2.40 \left(x - \frac{2.40}{2}\right)\right) - \left(7.65 \times \frac{(x-2.40)^2}{2}\right)$$

Pour :

$$x=2.40\text{m}; \quad M(x)=8.006\text{KN.m}$$

$$x= 3.20\text{m}; \quad M(x)= -1.87\text{KN.m}$$

- **Tronçon III** : Pour : $0 \leq x \leq 0.7$ m

- L'effort tranchant:

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

Pour :

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

$$x=0.7\text{m}; T(x)=5.355\text{KN}$$

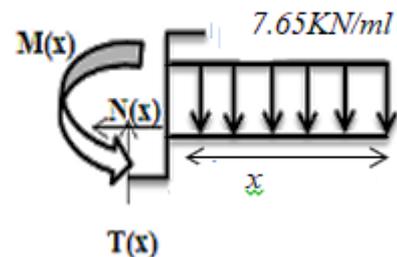
- Moment fléchissant :

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

Pour :

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

$$x=0.7\text{m}; \quad M(x) = -1.87\text{KN.m}$$



III.3.4.5 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS :

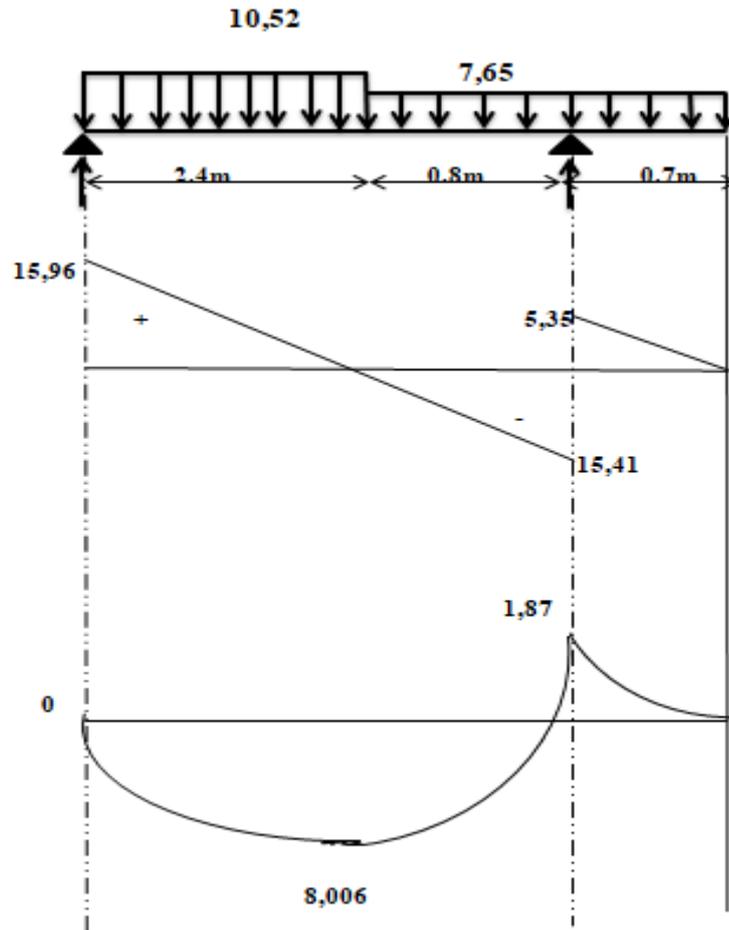


Figure III.9: Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELS.

On trouve : $\left(\begin{matrix} M_{\max} = 8.006 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15.96 \text{ KN} \end{matrix} \right)$

▪ **Moment en travée**

$M_t = 0,85 M_0$

$M_t = 0,85 \times 8.006 = 6.8051 \text{ KN.m}$

▪ **Moment sur appuis**

$M_a = 0,5 M_0$

$M_a = 0,5 \times 8.006 = 4.003 \text{ KN.m}$

Tableau III. 3. Tableau récapitulatif des sollicitations.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\max}^t(\text{KN.m})$	$M_{\max}^a(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELS	8.006	6.8051	4.003	15.96

III.3.5 Calcul de Ferrailage :

Le ferrailage sera défini en fonction d'une barre de 1 mètre de longue soumise à une flexion simple.

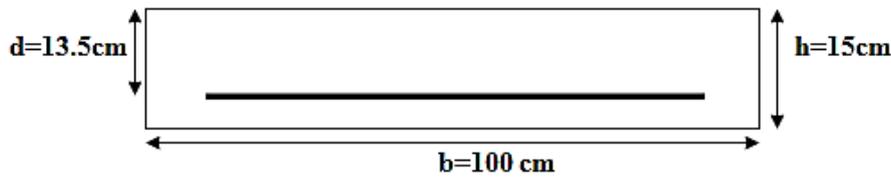


Figure. III.10 La section équivalente de calcul de L'escalier.

Avec ;

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 15\text{ cm}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 100\text{ cm}$
- ✓ Hauteur utile : $d = 0.9h \rightarrow d = 13.5\text{ cm}$

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

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

❖ En travée :

$$M_t = 9.435\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9.435 \times 10^3}{14.16 \times 1 \times 135^2} = 0.036$$

$$\mu_{bu} = 0.036 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036} \right) = 0.046$$

$$Z = d \left(1 - 0.4\alpha_u \right) \quad \Longrightarrow \quad Z = 135 \left(1 - 0.4 \times 0.046 \right) = 132.5\text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.435 \times 10^6}{348 \times 132.5} = 204.6\text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 2.04\text{ cm}^2$$

✚ Condition de non-fragilité

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

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

$$\text{Donc : } A_s = \max \left(A_{s(\text{calculé})} = 2.04\text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63\text{ cm}^2 \right)$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4HA12} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{A_s = 4.52\text{ cm}^2}$$

✚ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s(\text{ado})}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** $\implies A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

✚ **Armatures longitudinales :**

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

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

✚ **Armatures transversales :**

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

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

❖ **En appuis**

$$M_a = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.55 \times 10^3}{14.16 \times 1 \times 135^2} = 0.022$$

$$\mu_{bu} = 0.022 \leq \mu_{AB} = 0.186 \implies \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.022 \leq \mu_1 = 0.392 \implies A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \implies \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \implies Z = 135 (1 - 0.4 \times 0.028) = 133.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times z} = \frac{5.55 \times 10^6}{348 \times 133.5} = 119.5 \text{ mm}^2 \implies A_{s(\text{calculé})} = 1.2 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non-fragilité :**

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

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

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 1.2 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

On adopte : **5HA10** $\implies A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

✚ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s(\text{ado})}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** $\implies A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

✚ **Armatures longitudinales :**

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

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

✚ Armatures transversales :

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

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

Tableau III.4: Ferrailage des escaliers.

Section	M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z(mm)	$A_{S(\text{cal})}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{S(\text{adop})}(\text{cm}^2)$	S_t
appui	5.55	0.022	0.028	133.5	1.2	1.63	5HA10 = 3,93	15
travée	9.435	0.036	0.046	132.5	2.04	1.63	4HA12 = 4,52	15

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.16\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16\text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

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

$$\tau_u = 0.16\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Remarque:

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

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 comprimée.

I: Moment d'inertie.

Position de l'axe neutre :

$$M_{ser} = 6.8051\text{KN.m}; \quad A_s = 4.52\text{cm}^2; \quad n = 15; \mu \leq \mu_1 A'_s = 0$$

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

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

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 4.52 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 2.83 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

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

$$I = \frac{100 \times 2.83^3}{3} + 15 \times 4.52 (13.5 - 2.83)^2 = 5041.92 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.8051 \times 10^6 \times 28.3}{5041.92 \times 10^4} = 3.82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Sur appuis :

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

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

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

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

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

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

I: Moment d'inertie.

Position de l'axe neutre :

$$M_{ser} = 4.003 \text{ KN.m}; A_s = 3,93 \text{ cm}^2; \quad n = 15; \mu \leq \mu_1 A'_s = 0$$

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

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

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 3,93 \times (13.5 - y) = 0$$

$y = 2.83 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

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

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

$$I = \frac{100 \times 2.83^3}{3} + 15 \times 3,93(13.5 - 2.83)^2 = 5041.92 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.003 \times 10^6 \times 28.3}{5041.92 \times 10^4} = 2.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

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

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
6.8051	4.53	2.83	5041.92	3.82	Vérifié
4.003	3,93	2.83	5041.92	2.25	Vérifié

III.3.5.1 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1) [2] :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.2} = 0.0475 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{0.15}{3.2} = 0.047 \geq \frac{9.435}{10 \times 11.1} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

D'après le [BAEL 91] [2]:

la flèche totale est : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$Y = 2.83 \text{ cm}; \quad M_{ser} = 8.006 \text{ KN.m}; \quad M_{ts} = 6.8051 \text{ KN.m}; \quad d = 13.5 \text{ cm}; \quad L = 3.2 \text{ m}$

$h = 15 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa};$

La flèche admissible est:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} S_i \quad L < 5 \text{ m}$$

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

Dons notre cas $L = 3.2 \text{ m} < 5\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{3} + 15 \times 4.52 \times \left(\frac{15}{2} - 13.5\right)^2$$

$$I_0 = 29480.4 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \longrightarrow \rho = 0.003$$

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

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times z} ; z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 4.52 \times 13.5}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} \longrightarrow y = 7.34$$

$$z = 13.5 - \frac{7.34}{3} \longrightarrow z = 11.05 \text{ cm}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{8.006 \times 10^6}{261 \times 110.5} \longrightarrow \sigma_s = 277.59 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 277.59 + 2.1} \right] \longrightarrow \mu = 0.15$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \longrightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.003} \longrightarrow \lambda_i = 10.5$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \longrightarrow \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.003} \longrightarrow \lambda_v = 4.2$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

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

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 29480.4}{1 + 10.5 \times 0.15} \longrightarrow I_{fi} = 12593.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 29480.4}{1 + 4.2 \times 0.15} \longrightarrow I_{fv} = 19894.78$$

La flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{8.006 \times 10^6 (3.2 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12593.57 \times 10^4} = 2.02 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.006 \times 10^6 (3.2 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 19894.78 \times 10^4} = 3.84 \text{ mm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 3.84 - 2.02 \leq \frac{3200}{500}$$

$\Delta f_t = 1.82 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.4 \text{ mm}$ Condition de la flèche est vérifiée.

III.3.6 Schéma de ferrailage :

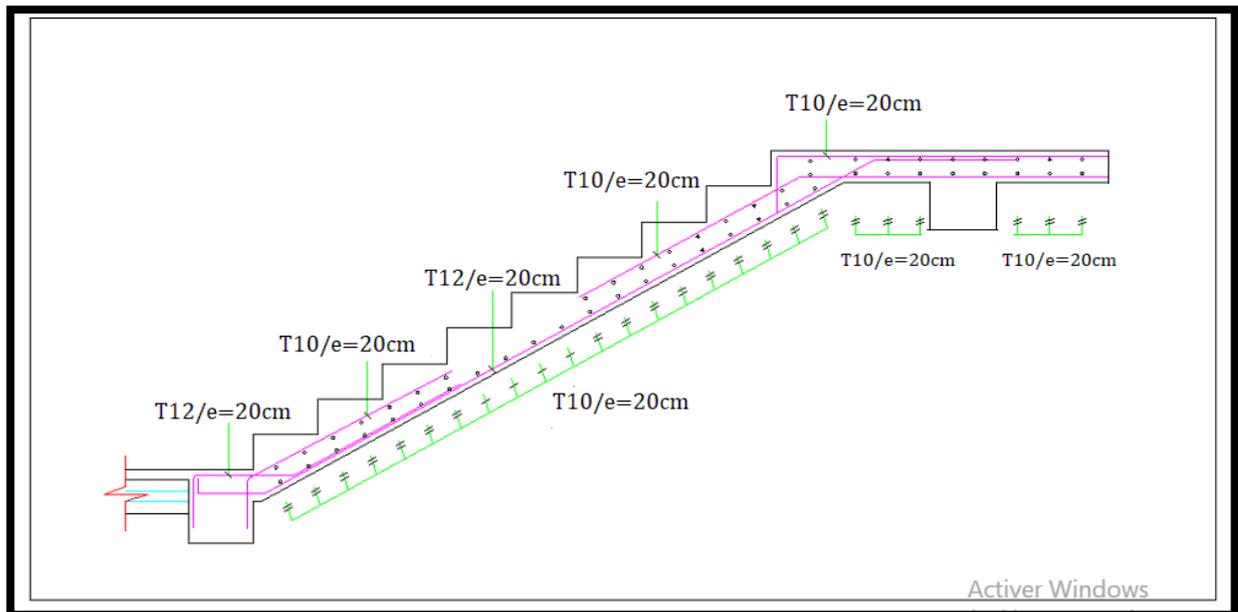


Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.4 Etude de la poutre palière

III.4.1 Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

III.4.2 Pré dimensionnement

- D'après le BAEL [2]

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

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19.33 \leq h \leq 29$$

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

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

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003[1] suivant :

- D'après le RPA

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad 1.16 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On adopte une section : (30*35) cm²

III.4.3 Evaluation des charges :

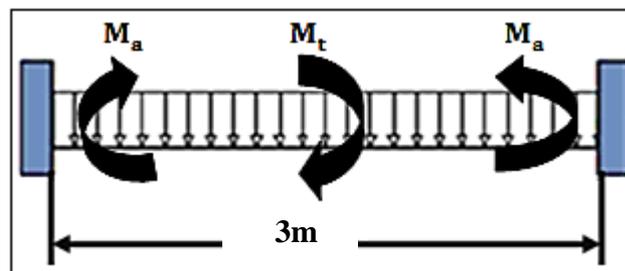


Figure III.12: Evaluation des charges.

- Charges et surcharges :

La poutre palière est sollicitée par :

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

$$\text{L'effort tranchant à l'appui : } \begin{cases} \text{A l'ELU : } T_u = 22.11 \text{ KN} \\ \text{A l'ELS : } T_s = 15.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Combinaison de charges et surcharges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.63) + 22.11 \\ \quad \quad \quad q_u = 25.66 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } q_s = G + T_s = 2.63 + 15.96 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad q_s = 18.59 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Calcul des moments et l'effort tranchants :

- **ELU:**

$$q_u = 25.66 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{25.66 \times 3^2}{24}$$

$$M_{tu} = 9.62 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{25.66 \times 3^2}{12}$$

$$M_{au} = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25.66 \times 3}{2} = 38.49 \text{ KN}$$

- **ELS:**

$$q_s = 18.59 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{18.59 \times 3^2}{24}$$

$$M_{tu} = 6.97 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{18.59 \times 3^2}{12}$$

$$M_{au} = 13.94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18.59 \times 3}{2} = 27.99 \text{ KN}$$

IV.4.3.1. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

- Epaisseur de la section : $h = 35 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur utile : $d = 0.9 h = 31.5 \text{ cm}$.

ELU :

- a) **En travée :**

Moment ultime réduite :

$$M_{tu} = 6.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{6.97 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 315^2} = 0.016$$

$$\mu_{bu} = 0.016 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.016 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.02$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \Longrightarrow \quad Z = 315 (1 - 0.4 \times 0.02) = 312.48 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = \frac{6.9 \times 10^6}{312.48 \times 348} = 63.45 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

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

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

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 0.63 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

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

b) Sur appuis :

$$M_{au} = 13.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13.94 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 315^2} = 0.033$$

$$\mu_{bu} = 0.033 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \Longrightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.033 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.042$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \Longrightarrow \quad Z = 315 (1 - 0.4 \times 0.042) = 309.708 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = \frac{13.94 \times 10^6}{309.708 \times 348} = 129.34 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité

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

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

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s(\text{calculé})} = 1.29 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

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

Tableau III.6: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	$A_{S(cal)}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{S(adop)}$ (cm ²)
Travée	6.9	30	31.5	0.016	0.02	312.48	0.63	1.14	3HA12=3.39
Appuis	13.94	30	31.5	0.033	0.042	309.708	1.29	1.14	3HA12=3.39

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.49 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration peu nuisible**

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

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

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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) [3]

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

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

❖ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 28.5}{400} \implies A_t \geq 0.86 \text{ cm}^2$$

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 comprimée.

I: Moment d'inertie.

Position de l'axe neutre :

$$M_{ts} = 6.97 \text{ KN.m}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2; \quad n = 15; \quad \mu \leq \mu_1 \quad \longrightarrow \quad A'_s = 0$$

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

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

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

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

• **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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{6.97 \times 10^6 \times 41.7}{38706.49 \times 10^4} = 0.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sur appuis :

Position de l'axe neutre :

$$M_{as} = 27.99 \text{ KN.m}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2; \quad n = 15; \quad \mu \leq \mu_1 \quad \longrightarrow \quad A'_s = 0$$

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

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

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

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

• **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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{27.99 \times 10^6 \times 41.7}{38706.49 \times 10^4} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau III. 7: 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	6.97	3.39	4.17	38706.49	0.75	vérifié
Appui	27.99	3.39	4.17	38706.49	3.02	vérifié

Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{6} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{0.35}{3} = 0.12 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de flèche de la poutre palière

III.4.3.2 Calcul la poutre palière à la torsion :

Moment de torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{tor} = \frac{L \times M_a}{2}$$

$$M_{tor} = \frac{3 \times 5.55}{2} M_{tor} \rightarrow = 8.33 \text{ KN.m}$$

Contrainte de cisaillement en torsion :

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

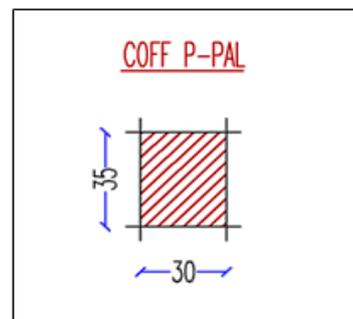


Figure III.13: Coupe de la poutre.

Avec : e : épaisseur de la section creuse : e = Φ/6

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

Φ : min (b; h) : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b × h)

U : périmètre de la section. $U=2[(b-e) + (h-e)]$

$$\begin{cases} e = \frac{\Phi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{8.33 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 175.62 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 1.76 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_{t \times \gamma_s}}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\text{Avec: } St \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow St \leq \min (0.9 \times 31.5; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (28.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \longrightarrow St \leq 28.4 \text{ cm}$$

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{\text{tor}} = \frac{8.33 \times 10^6 \times 150 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 23.95 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.24 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{8.33 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.11 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} = \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(0.41)^2 + (1.11)^2} = 1.18 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible :**

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

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

$$\tau_u = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Remarque :

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

❖ **Ferraillage global :**

En travée :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.39 + \frac{1.76}{2} = 4.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.39 + \frac{1.76}{2} = 4.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

III.4.3.2 Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

Flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.41 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq 0$$

$$A_t = \max (0.45 ; 0) = 0.45 \text{ cm}^2$$

Torsion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{8.33 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 20.8 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_t = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.21 ; 0.075) = 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 0.45 + 0.21 = 0.66 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(38.49 + \frac{9.62 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 97.67 \text{ mm}^2 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 1.76 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2$$

III.4.4 Schéma de ferrailage :

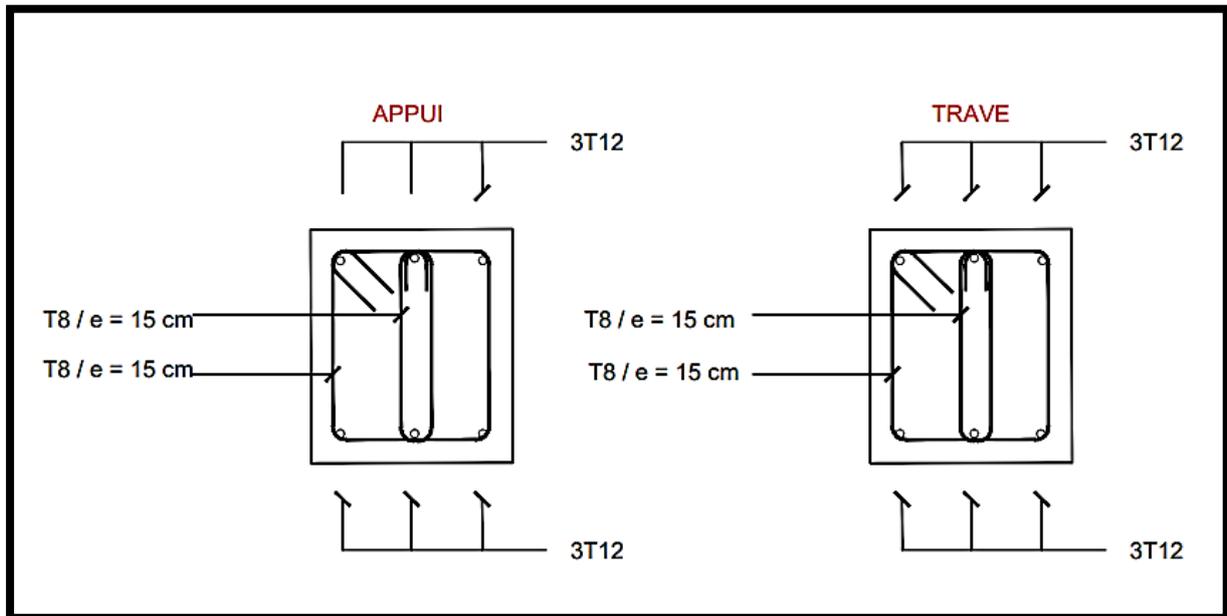


Figure III.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Les balcons :

Les balcons sont calculés comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive, il est soumis à une charge permanente G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section

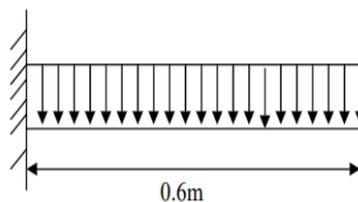


Figure III.15: schéma statique

e: épaisseur de la dalle

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

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

La charge permanente : $G=5.35\text{KN/ml}$.

La charge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/ml}$.

Le poids propre du garde-corps : $p=1\text{KN/ml}$.

- Le balcon sera calculé en flexion simple, le calcul se fera pour une bande de 1 m.

Il faut vérifier d'abord coefficient ρ :

$\rho \leq 0.4$ —> La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4$ —> La dalle travaille suivant les deux sens.

$$L_x = 0.60 \qquad L_y = 3.90$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.60}{3.9} = 0.15$$

$0.15 < 0.4 \iff$ Donc la dalle porte suivant un seul sens « L_x »

III.5.1.1. Détermination des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = p = 1 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.2. Détermination des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{12.47 \times 0.6^2}{2} + 1.35 \times 0.6 = 3.0546 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 12.47 \times 0.6 + 1.35 = 8.832 \text{ KN}$$

b/ ELS

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{8.85 \times 0.6^2}{2} + 1 \times 0.6 = 2.193 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times L + P_s$$

$$V_s = 8.85 \times 0.6 + 1 = 6.31 \text{ KN}$$

III.5.2 Calcul de ferrailage :**➤ Calcul des armatures longitudinal :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple à L'ELU

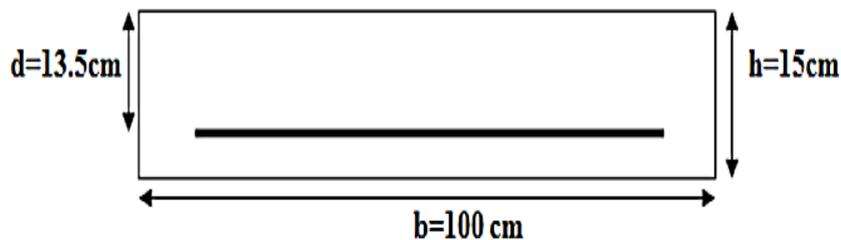


Figure III.16: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

- $b=100\text{cm}$
- $h=15\text{cm}$
- $d=0.9 \times h= 13.5 \text{ cm}$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.054 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 135^2} = 0.012$$

$$0.012 \leq 0.186 \implies \text{Pivot A}$$

$$0.012 \leq 0.392 \implies \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.} \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$Z = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.015) = 134.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{3.054 \times 10^6}{134.19 \times 348} = 65.39 \text{ mm}^2 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.65 \text{ cm}^2$$

Condition non-fragilité :

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,630 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12** ($A_u=3,39 \text{ cm}^2$)

c/ Espacement :

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

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

d/ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,39}{4} = 0,848 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8** ($A_u=1,50 \text{ cm}^2$)

e/ Espacement :

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

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

Vérification à L'ELU :**Vérification des contraintes de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{8.832 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,065 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des contraintes:

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - c') A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$50 \times y^2 + 15 (y - 13,5) \times 0 - 15 (13,5 - y) \times 3,39 = 0$$

$$y = 3,23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_t = \frac{100 \times 3,23^3}{3} + 15 \times 3,39 (13,5 - 3,23)^2 = 6486,6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2,193 \times 3,23}{6486,57} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La contrainte dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 2.193 \times 10^6 \times (135 - 32,5)}{6486,57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 51.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{0,6} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0,15}{0,6} = 0,25 \geq \frac{3.0546}{10 \times 3.0546} = 0,1 \quad \text{CV} \\ \frac{3,39}{100 \times 13,5} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{400} = 0,015 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

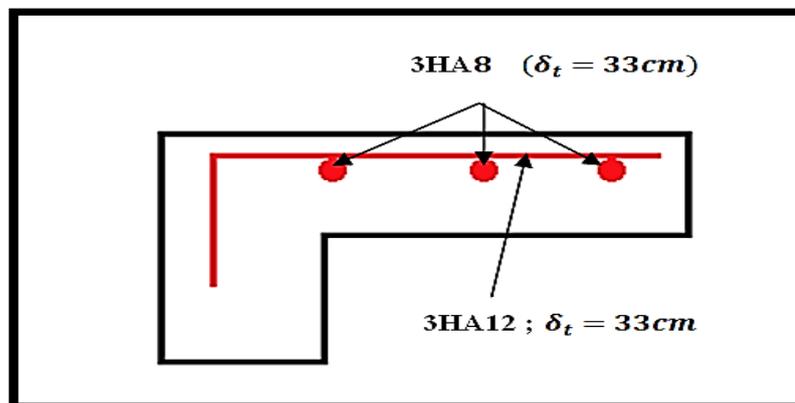


Figure III.17: Schéma de ferrailage de balcon.

III.6.LES PLANCHERS :

III.6.1. Généralité :

Le plancher est un élément horizontal important dans une construction. Il sert à supporter les charges d'utilisation comme les meubles, les personnes ou les véhicules, ainsi que les charges permanentes comme les cloisons et les revêtements. Ces charges sont ensuite transmises aux poutres, poteaux ou murs porteurs, puis dirigées vers les fondations.

Le plancher à corps creux est souvent utilisé dans les bâtiments d'habitation, car il présente plusieurs avantages :

- Il est facile et rapide à installer ;
- Il est plus léger qu'une dalle pleine ;

- Il permet de faire des économies ;
- Il offre une bonne résistance au feu, ce qui renforce la sécurité.

Un plancher à corps creux est composé de :

- Poutrelles ;
- Hourdis ;
- Dalle de compression.

IV.6.2 Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a). Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$\begin{aligned} G_{\text{terrasse}} &= 6.33 \text{ KN/m}^2 & \rightarrow g &= 6.33 \times 0.65 = 4.1145 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} &= 1 \text{ KN/m}^2 & \rightarrow q &= 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

b). Plancher étage courant :

$$\begin{aligned} G_{\text{étage courant}} &= 5.20 \text{ KN/m}^2 & \rightarrow g &= 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{étage courant}} &= 1.5 \text{ KN/m}^2 & \rightarrow q &= 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

➤ Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

Tableau III.8 : Les combinaisons d'action

Designation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	10.0455	3.4875
ELS	7.33	2.475

IV.6.3 Disposition des poutrelles :

La mise en place des poutrelles répond à deux principes essentiels :

- **La priorité à la portée la plus courte**, ce qui permet une meilleure efficacité structurale.
- **La continuité des appuis**, c'est-à-dire que les poutrelles sont orientées dans le sens où elles bénéficient du plus grand nombre de points d'appui, garantissant ainsi une meilleure stabilité.

IV.6.4 Sélection de la méthode de calcul :

Étant donné que les poutrelles à analyser sont assimilées à des poutres continues reposant sur plusieurs appuis, leur dimensionnement peut être réalisé selon différentes approches, notamment

- **La méthode forfaitaire**, adaptée aux planchers soumis à des charges d'exploitation modérées et remplissant certains critères spécifiques.
- **La méthode de Caquot avec coefficients minorés**, applicable également aux planchers à charges modérées, mais utilisée lorsque les conditions exigées pour la méthode forfaitaire ne sont pas remplies.
- **La méthode de Caquot classique**, qui convient également aux planchers de même catégorie de surcharge.

Dans notre cas, les poutrelles respectent les critères requis pour l'application de la **méthode forfaitaire**. Ainsi, seule cette dernière sera retenue et développée dans le cadre de nos calculs.

IV.6.4.1 Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application :

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. ($I=\text{constant}$)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

b) Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison ».
- M_0 Me et MW : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Moment en Travées :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \quad \text{Dans une travée d'intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \quad \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

$$0.8 \leq \frac{1.70}{3.20} = 0.53 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.20}{3.90} = 0.76 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.90}{1.8} = 2.16 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{1.8}{3.30} = 0.54 > 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{1.80} = 1.83 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{1.80}{3.90} = 0.46 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.90}{3.20} = 1.22 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.20}{1.70} = 1.88 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque : Les conditions d'application n'étant pas vérifiées, la méthode de Caquot minorée est utilisée.

III.6.4.2 Méthode Caquot (BAEL) : [2]

Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à déterminer les moments aux appuis en appliquant la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par une charge minorée

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Remarque : Pour le calcul des moments maximaux en travée, la charge permanente réelle G est utilisée.

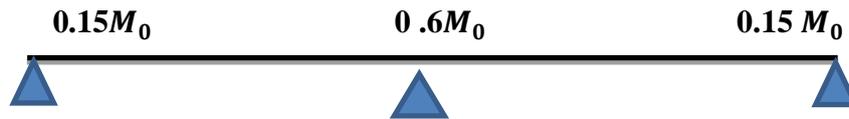
Moment en appuis :

Les appuis de rive :

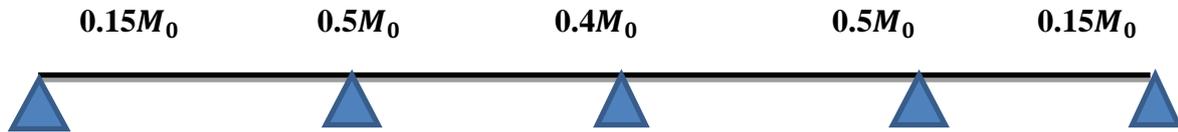
Les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : (- 0,15M0).

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de (-0.6M0)



Poutres à plus de deux travées :



(- 0.5M0) → Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- 0,4M0) → Pour les autres appuis intermédiaires

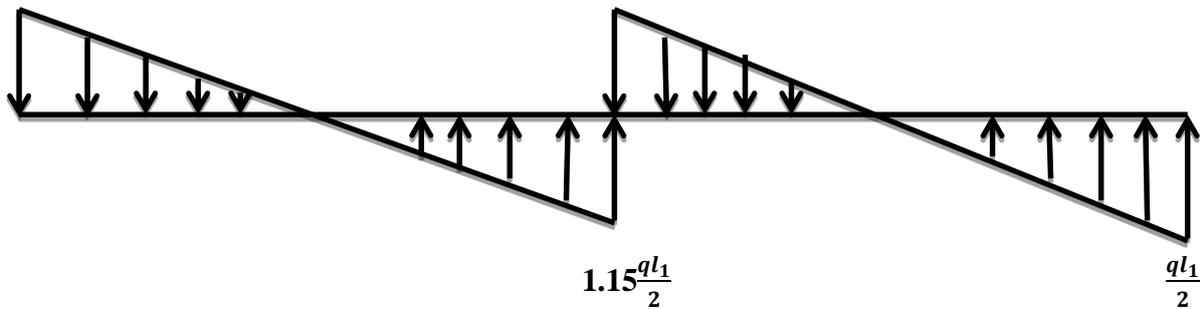
Les efforts tranchants :

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.

$$\frac{ql_1}{2} 1.15$$

$$\frac{ql_2}{2}$$

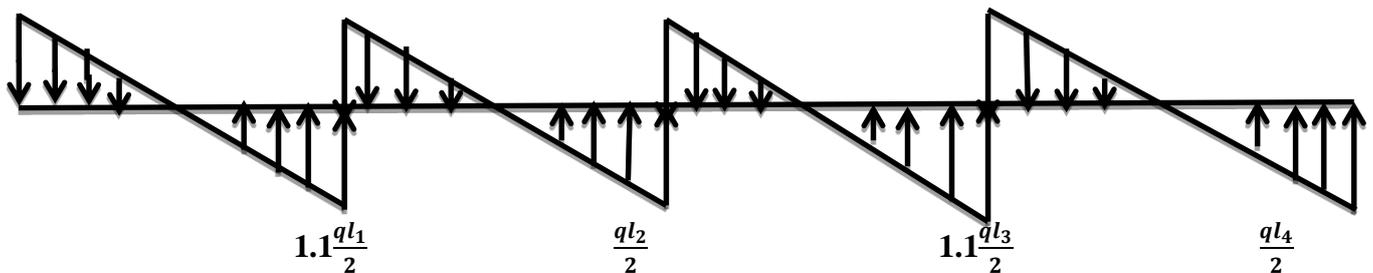


$$\frac{ql_2}{2}$$

$$1.1 \frac{ql_2}{2}$$

$$\frac{ql_3}{2}$$

$$1.1 \frac{ql_4}{2}$$



III.6.5. Type et Position des poutrelles :

III.6.5.1. Différents types de poutrelles :

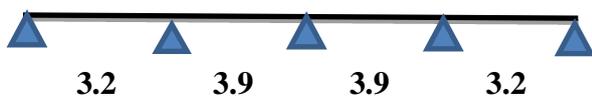
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

- Plancher Terrasse :

Type 1 : poutrelle sur 10 appuis à 9 travées :



Type 3 : poutrelle sur 4 appuis a 5 travées :



Type 4 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :



- Plancher étage courant :

On a 2 types de poutrelles :

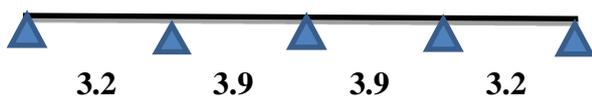
Type 1 : poutrelle sur 10 appuis a 9 travées :



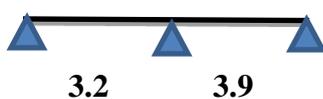
Type 2 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



Type 3 : poutrelle sur 4 appuis a 5 travées :



Type 4 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :



1) Plancher terrasse :**Type 1 :**

La charge permanente $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$ La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} \times (G) = \frac{2}{3} \times (6.33)$$

$$G' = 4.22 \text{ KN/m}^2$$

✓ À L'ELU

$$p_u' = 1.35G' + 1.5Q$$

$$p_u' = 1.35 \times (4.22) + 1.5 \times (1)$$

$$p_u' = 7.197 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = p_u' \times 0.65 \Rightarrow 7.197 \times 0.65 = 4.678 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$p_u = (1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.52 \text{ KN/m}^2$$

✓ À L'ELS

$$p_s' = G' + Q \Rightarrow p_s' = 4.22 + 1$$

$$p_s' = 5.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65 = 5.22 \times 0.65 = 3.393 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = (6.33 + 1) \times 0.65$$

$$p_s = 4.76 \text{ KN/m}^2$$

Les charges reprises par la poutrelle sont résumées comme suit :

Tableau III. 9 : les chargements sur les poutrelles

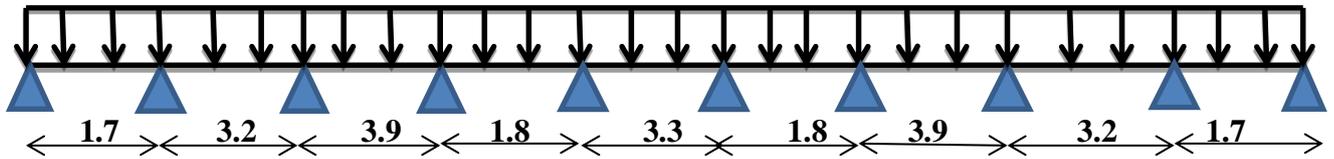
DESIGNATION	G'	Q	ELU		ELS	
			$1.35G' + 1.5Q'$		$G' + Q$	
			p_u'	q_u'	p_s'	q_s'
	(KN/m^2)					
Terrasse inaccessible (16+4)	4.22	1	7.197	4.678	5.22	3.393

- **Calcul les moments et les efforts tranchants : (terrasse inaccessible) : [8]**

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois types de combinaison de charge :

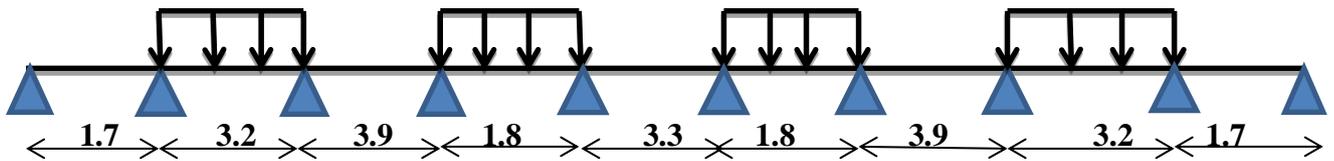
Cas 01 : CCCCC :

C C C C C C C C C



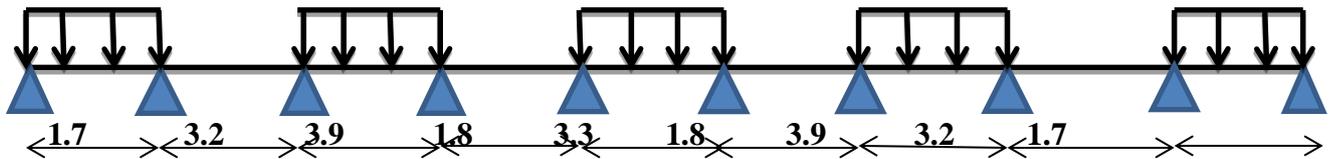
Cas 02 : DCDCDC :

D C D C D C D C D



Cas 03 : CDCDCD :

C D C D C D C D C



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 [8].

✓ L'ELU :

• Moment sur appuis :

a. Cas 01 : CCCCC :

Moment de rive :

$$M_A = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -0.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_J = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -0.25 \text{ KN.m}$$

Moments intermédiaires :

Appui -B- :

$$M_B = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 1.70 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 2.30 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.678 \times 1.70^3 + 4.678 \times 2.56^3}{8.5 \times (1.70 + 2.56)} \rightarrow M_B = -2.80 \text{ KN.m}$$

Appui -C- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.20 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.90 \times 0.8 = 3.12 \text{ m}$$

$$M_C = - \frac{4.678 \times 2.56^3 + 4.678 \times 3.12^3}{8.5 \times (2.56 + 3.12)} \rightarrow M_C = -4.57 \text{ KN.m}$$

Appui -D- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.90 \times 0.8 = 3.12 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{ m}$$

$$M_D = - \frac{4.678 \times 3.12^3 + 4.678 \times 1.44^3}{8.5 \times (3.12 + 1.44)} \rightarrow M_D = -4.026 \text{ KN.m}$$

Appui -E- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g \times 0.8 = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.3 \times 0.8 = 2.64 \text{ m}$$

$$M_E = - \frac{4.678 \times 1.44^3 + 4.678 \times 2.64^3}{8.5 \times (1.44 + 2.64)} \rightarrow M_E = -2.88 \text{ KN.m}$$

Appui -F- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.30 \times 0.8 = 2.64 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{ m}$$

$$M_F = - \frac{4.678 \times 2.64^3 + 4.678 \times 1.44^3}{8.5 \times (2.64 + 1.44)} \rightarrow M_F = -2.88 \text{ KN.m}$$

Appui -G- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.9 \times 0.8 = 3.12 \text{ m}$$

$$M_G = -\frac{4.678 \times 1.44^3 + 4.678 \times 3.12^3}{8.5 \times (3.12 + 1.44)} \rightarrow M_G = -4.026 \text{ KN.m}$$

Appui -H- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g \times 0.8 = 3.9 \times 0.8 = 3.12 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.2 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$M_H = -\frac{4.678 \times 3.12^3 + 4.678 \times 2.56^3}{8.5 \times (3.12 + 2.56)} \rightarrow M_H = -4.57 \text{ KN.m}$$

Appui -I- :

$$q'_g = q'_d = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.20 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 1.7 = 1.70 \text{ m}$$

$$M_I = -\frac{4.678 \times 2.56^3 + 4.678 \times 1.70^3}{8.5 \times (2.56 + 1.70)} \rightarrow M_I = -2.80 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

Travée AB :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{1.70}{2} - \frac{-0.25 - (-2.8)}{6.52 \times 1.70} = 0.62 \text{ m} \\ M_0^{AB}(X) = 6.52 \times \frac{0.62}{2} \times (1.70 - 0.62) = 2.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 2.18 + (-0.25) \times \left(1 - \frac{0.62}{1.7}\right) + (-2.8) \times \left(\frac{0.62}{1.7}\right) = 1 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{BC} = \frac{3.20}{2} - \frac{-2.8 - (-4.57)}{6.52 \times 3.20} = 1.51 \text{ m} \\ \text{Chapitre 3} \end{array} \right.$$

$$M_0^{BC}(X) = 6.52 \times \frac{1.51}{2} \times (3.20 - 1.51) = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 8.32 + (-2.8) \times \left(1 - \frac{1.51}{3.20}\right) + (-4.57) \times \left(\frac{1.51}{3.2}\right) = 4.68 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{CD} = \frac{3.90}{2} - \frac{-4.57 - (-4.026)}{6.52 \times 3.90} = 1.97 \text{ m} \\ M_0^{CD}(X) = 6.52 \times \frac{1.97}{2} \times (3.90 - 1.97) = 12.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 12.39 + (-4.57) \times \left(1 - \frac{1.97}{3.90}\right) + (-4.026) \times \left(\frac{1.97}{3.90}\right) = 8.09 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{DE} = \frac{1.80}{2} - \frac{-4.026 - (-2.88)}{6.52 \times 1.80} = 1 \text{ m} \\ M_0^{DE}(X) = 6.52 \times \frac{1}{2} \times (1.8 - 1) = 2.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 2.61 + (-4.026) \times \left(1 - \frac{1}{1.8}\right) + (-2.88) \times \left(\frac{1}{1.8}\right) = -0.78 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{EF} = \frac{3.30}{2} - \frac{-2.88 - (-2.88)}{6.52 \times 3.30} = 1.65 \text{ m} \\ M_0^{EF}(X) = 6.52 \times \frac{1.65}{2} \times (3.3 - 1.65) = 8.87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 8.87 + (-2.88) \times \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) + (-2.88) \times \left(\frac{1.65}{3.3}\right) = 5.99 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{FG} = \frac{1.80}{2} - \frac{-2.88 - (-4.026)}{6.52 \times 1.80} = 0.8 \text{ m} \\ M_0^{FG}(X) = 6.52 \times \frac{0.8}{2} \times (1.80 - 0.8) = 2.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 2.61 + (-2.88) \times \left(1 - \frac{0.8}{1.8}\right) + (-4.026) \times \left(\frac{0.8}{1.8}\right) = -0.78 \text{ KN.m}$$

Travée GH:

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{GH} = \frac{3.90}{2} - \frac{-4.026 - (-4.57)}{6.52 \times 3.90} = 1.93 \text{ m} \\ M_0^{GH}(X) = 6.52 \times \frac{1.93}{2} \times (3.90 - 1.93) = 12.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 12.39 + (-4.026) \times \left(1 - \frac{1.93}{3.90}\right) + (-4.57) \times \left(\frac{1.93}{3.9}\right) = 8.09 \text{ KN.m}$$

Travée HI :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{HI} = \frac{3.20}{2} - \frac{-4.57 - (-2.8)}{6.52 \times 3.20} = 1.68 \text{ m} \\ M_0^{HI}(X) = 6.52 \times \frac{1.68}{2} \times (3.20 - 1.68) = 8.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 8.32 + (-4.57) \times \left(1 - \frac{1.68}{3.20}\right) + (-2.8) \times \left(\frac{1.68}{3.20}\right) = 4.68 \text{ KN.m}$$

Travée IJ :

$$q_u = 6.52 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{IJ} = \frac{1.70}{2} - \frac{-2.8 - (-0.25)}{6.52 \times 1.70} = 1.08 \text{ m} \\ M_0^{IJ}(X) = 6.52 \times \frac{1.08}{2} \times (1.7 - 1.08) = 2.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 2.18 + (-2.8) \times \left(1 - \frac{1.08}{1.7}\right) + (-0.25) \times \left(\frac{1.08}{1.7}\right) = -1 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :** L'évaluation des efforts tranchants est donnée par l'expression suivante :

$$V_w = q_u \times \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{L}$$

$$V_e = -q_u \times \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{L}$$

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

V_e : Effort tranchant à droite l'appui considéré.

Appui -B- :

$$V_w = 6.52 \times \frac{1.7}{2} - \frac{-0.25 - (-2.80)}{1.7} = 4.042$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{1.7}{2} - \frac{-0.25 - (-2.80)}{1.7} = -7.042$$

Appui -C- :

$$V_w = 6.52 \times \frac{3.2}{2} - \frac{-2.80 - (-4.57)}{3.2} = 9.87$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{3.2}{2} - \frac{-2.80 - (-4.57)}{3.2} = -10.98$$

Appui -D- :

$$V_w = 6.52 \times \frac{3.9}{2} - \frac{-4.57 - (-4.026)}{3.9} = 12.85$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{3.9}{2} - \frac{-4.57 - (-4.026)}{3.9} = -12.574$$

Appui -E- :

$$V_w = -6.52 \times \frac{1.8}{2} - \frac{-4.026 - (-2.88)}{1.8} = 6.50$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{1.8}{2} - \frac{-4.026 - (-2.88)}{1.8} = -5.23$$

Appui -F- :

$$V_w = -6.52 \times \frac{3.3}{2} - \frac{-2.88 - (-2.88)}{3.9} = 10.758$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{3.3}{2} - \frac{-2.88 - (-2.88)}{3.3} = -10.758$$

Appui -G- :

$$V_w = -6.52 \times \frac{1.8}{2} - \frac{-2.88 - (-4.026)}{1.8} = 5.23$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{1.8}{2} - \frac{-2.88 - (-4.026)}{1.8} = -6.50$$

Appui -H- :

$$V_w = -6.52 \times \frac{3.9}{2} - \frac{-4.026 - (-4.57)}{3.9} = 12.574$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{3.9}{2} - \frac{-4.026 - (-4.57)}{3.9} = -12.85$$

Appui -I- :

$$V_w = 6.52 \times \frac{3.2}{2} - \frac{-4.57 - (-2.8)}{3.2} = 10.98$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{3.2}{2} - \frac{-4.57 - (-2.8)}{3.2} = -9.87$$

Appui -F- :

$$V_w = 6.52 \times \frac{1.7}{2} - \frac{-2.8 - (-0.25)}{1.7} = 7.042$$

$$V_e = -6.52 \times \frac{1.7}{2} - \frac{-2.8 - (-0.25)}{1.7} = -4.042$$

b. Cas 02 : DCDCDC**Tableau III.10** : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle Terrasse.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	
Portée L (m)	1.7	3.2	3.9	1.8	3.3	1.8	3.9	3.2	1,7	
Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
Portée fictive L_0 (m)	1.7	2.56	3.12	1.44	2.64	1.44	3.12	2.56	1.7	
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	
Ma (KN. m)	-0.308	-2.94	-5.21	-4.82	-3.42	-3.42	-4.82	-5.21	-2.94	-0.308
X_m (m)	0.58	1.49	1.96	1.02	1.65	0.78	1.93	1.71	1.12	
M_t (KN m)	0.59	4.30	5.51	-1.43	4.12	-1.43	5.51	4.30	0.59	
V_w (KN)	3.16	9.72	10.9	6.64	9.14	5.09	10.7	11.14	6.257	
V_e (KN)	-6.257	-11.14	-10.7	-5.09	-9.14	-6.64	-10.9	-9.72	-3.16	

c. Cas 03 : CDCDCD

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
Portée L (m)	1.7	3.2	3.9	1.8	3.3	1.8	3.9	3.2	1,7
Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Portée fictive L_0 (m)	1.7	2.56	3.12	1.44	2.64	1.44	3.12	2.56	1.7

Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	4.678	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	5.697	
Ma (KN. m)	-0.253	-3.27	-4.92	-4.10	-2.97	-2.97	-4.10	-4.92	-3.27	-0.253
X _m (m)	0.47	1.5	1.99	1.01	1.65	0.78	1.91	1.71	1.22	
M _t (KN m)	0.26	3.21	4.38	-1.19	3.39	-1.19	4.38	3.21	0.26	
V _w (KN)	3.76	8.34	12.91	5.61	11.05	4.35	12.5	9.37	7.31	
V _e (KN)	-7.31	-9.37	-12.50	-4.35	-10.46	-5.61	-12.91	-8.34	-3.76	

✓ ELS :

a. Cas 01 : CCCCC :

• Moment sur appuis :

Moment de rive :

$$M_A = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -0.183 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_J = -0.15 \frac{ql^2}{8} = -0.183 \text{ KN.m}$$

Moment intermédiaire :

Appui -B- :

$$M_B = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 1.70 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 2.30 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{3.393 \times 1.70^3 + 3.393 \times 2.56^3}{8.5 \times (1.70 + 2.56)} \rightarrow M_B = -2.032 \text{ KN.m}$$

Appui -C- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.20 \times 0.8 = 2.56 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.90 \times 0.8 = 3.12 \text{ m}$$

$$M_C = - \frac{3.393 \times 2.56^3 + 3.393 \times 3.12^3}{8.5 \times (2.56 + 3.12)} \rightarrow M_C = -3.31 \text{ KN.m}$$

Appui -D- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.90 \times 0.8 = 3.12 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{m}$$

$$M_D = -\frac{3.393 \times 3.12^3 + 3.393 \times 1.44^3}{8.5 \times (3.12 + 1.44)} \rightarrow M_D = -2.92 \text{KN.m}$$

Appui -E- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = l_g \times 0.8 = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.3 \times 0.8 = 2.64 \text{m}$$

$$M_E = -\frac{3.393 \times 1.44^3 + 3.393 \times 2.64^3}{8.5 \times (1.44 + 2.64)} \rightarrow M_E = -2.09 \text{KN.m}$$

Appui -F- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.30 \times 0.8 = 2.64 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{m}$$

$$M_F = -\frac{3.393 \times 2.64^3 + 3.393 \times 1.44^3}{8.5 \times (2.64 + 1.44)} \rightarrow M_F = -2.09 \text{KN.m}$$

Appui -G- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 1.8 \times 0.8 = 1.44 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.9 \times 0.8 = 3.12 \text{m}$$

$$M_G = -\frac{3.393 \times 1.44^3 + 3.393 \times 3.12^3}{8.5 \times (3.12 + 1.44)} \rightarrow M_G = -2.92 \text{KN.m}$$

Appui -H- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = l_g \times 0.8 = 3.9 \times 0.8 = 3.12 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 3.2 \times 0.8 = 2.56 \text{m}$$

$$M_H = -\frac{3.393 \times 3.12^3 + 3.393 \times 2.56^3}{8.5 \times (3.12 + 2.56)} \rightarrow M_H = -3.31 \text{KN.m}$$

Appui -I- :

$$q'_g = q'_d = 3.393 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 l_g = 3.20 \times 0.8 = 2.56 \text{m}$$

$$l'_d = l_d = 1.7 = 1.70 \text{m}$$

$$M_I = -\frac{3.393 \times 2.56^3 + 3.393 \times 1.70^3}{8.5 \times (2.56 + 1.70)} \rightarrow M_I = -2.032 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

Travée AB :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{1.70}{2} - \frac{-0.25 - (-2.8)}{4.76 \times 1.70} = 0.62\text{m} \\ M_0^{AB}(X) = 4.76 \times \frac{0.62}{2} \times (1.70 - 0.62) = 1.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 1.59 + (-0.25) \times \left(1 - \frac{0.62}{1.7}\right) + (-2.8) \times \left(\frac{0.62}{1.7}\right) = 0.73 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{BC} = \frac{3.20}{2} - \frac{-2.8 - (-4.57)}{4.76 \times 3.20} = 1.51\text{m} \\ M_0^{BC}(X) = 4.76 \times \frac{1.51}{2} \times (3.20 - 1.51) = 6.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 6.07 + (-2.8) \times \left(1 - \frac{1.51}{3.20}\right) + (-4.57) \times \left(\frac{1.51}{3.2}\right) = 3.43 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{CD} = \frac{3.90}{2} - \frac{-4.57 - (-4.026)}{4.76 \times 3.90} = 1.97\text{m} \\ M_0^{CD}(X) = 4.76 \times \frac{1.97}{2} \times (3.90 - 1.97) = 9.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 9.05 + (-4.57) \times \left(1 - \frac{1.97}{3.90}\right) + (-4.026) \times \left(\frac{1.97}{3.90}\right) = 5.94 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{DE} = \frac{1.80}{2} - \frac{-4.026 - (-2.88)}{4.76 \times 1.80} = 1 \text{ m} \\ M_0^{DE}(X) = 4.76 \times \frac{1}{2} \times (1.8 - 1) = 1.90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 1.90 + (-4.026) \times \left(1 - \frac{1}{1.8}\right) + (-2.88) \times \left(\frac{1}{1.8}\right) = -0.55 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$X_0^{EF} = \frac{3.30}{2} - \frac{-2.88 - (-2.88)}{4.76 \times 3.30} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_0^{EF}(X) = 4.76 \times \frac{1.65}{2} \times (3.3 - 1.65) = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 6.48 + (-2.88) \times \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) + (-2.88) \times \left(\frac{1.65}{3.3}\right) = 4.39 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{FG} = \frac{1.80}{2} - \frac{-2.88 - (-4.026)}{4.76 \times 1.80} = 0.8 \text{ m} \\ M_0^{FG}(X) = 4.76 \times \frac{0.8}{2} \times (1.80 - 0.8) = 1.9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 1.9 + (-2.88) \times \left(1 - \frac{0.8}{1.8}\right) + (-4.026) \times \left(\frac{0.8}{1.8}\right) = -0.55 \text{ KN.m}$$

Travée GH:

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{GH} = \frac{3.90}{2} - \frac{-4.026 - (-4.57)}{6.52 \times 3.90} = 1.93 \text{ m} \\ M_0^{GH}(X) = 4.76 \times \frac{1.93}{2} \times (3.90 - 1.93) = 9.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 9.05 + (-4.026) \times \left(1 - \frac{1.93}{3.90}\right) + (-4.57) \times \left(\frac{1.93}{3.90}\right) = 5.94 \text{ KN.m}$$

Travée HI :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{HI} = \frac{3.20}{2} - \frac{-4.57 - (-2.8)}{4.76 \times 3.20} = 1.68 \text{ m} \\ M_0^{HI}(X) = 4.76 \times \frac{1.68}{2} \times (3.20 - 1.68) = 6.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t(x) = 6.07 + (-4.57) \times \left(1 - \frac{1.68}{3.20}\right) + (-2.8) \times \left(\frac{1.68}{3.20}\right) = 3.43 \text{ KN.m}$$

Travée IJ :

$$q_u = 4.76 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{IJ} = \frac{1.70}{2} - \frac{-2.8 - (-0.25)}{4.76 \times 1.70} = 1.08 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_0^{IJ}(X) = 4.76 \times \frac{1.08}{2} \times (1.7 - 1.08) = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 1.59 + (-2.8) \times \left(1 - \frac{1.08}{1.7}\right) + (-0.25) \times \left(\frac{1.08}{1.7}\right) = -0.73 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les efforts tranchants :** L'évaluation des efforts tranchants est donnée par l'expression suivante :

$$V_w = qu \times \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{L}$$

$$V_e = -qu \times \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{L}$$

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

V_e : Effort tranchant à droite l'appui considéré.

Tableau III.11 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle Terrasse.

	Efforts tranchants ELS	
	Appui B	V_w
	V_e	-5.13
Appui C	V_w	7.29
	V_e	-8.02
Appui D	V_w	9.382
	V_e	-9.182
Appui E	V_w	4.745
	V_e	-3.822
Appui F	V_w	7.854
	V_e	-7.854
Appui G	V_w	3.822
	V_e	-4.745
Appui H	V_w	9.182
	V_e	-9.382
Appui I	V_w	8.02
	V_e	-7.29
Appui J	V_w	5.13
	V_e	-2.96

a. Cas 02 : DCDCDC

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
Portée L (m)	1.7	3.2	3.9	1.8	3.3	1.8	3.9	3.2	1,7

Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
Portée fictive L_0 (m)	1.7	2.56	3.12	1.44	2.64	1.44	3.12	2.56	1.7	
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	
Ma (KN. m)	-0.228	-2.14	-3.83	-3.56	-2.53	-2.53	-3.56	-3.83	-2.14	-0.228
X_m (m)	0.58	1.49	1.96	1.02	1.65	0.78	1.93	1.71	1.12	
M_t (KN m)	0.45	3.13	4.11	-1.086	3.06	-1.086	4.11	3.13	0.45	

b. Cas 03 : CDCDCD

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	
Portée L (m)	1.7	3.2	3.9	1.8	3.3	1.8	3.9	3.2	1,7	
Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	
Portée fictive L_0 (m)	1.7	2.56	3.12	1.44	2.64	1.44	3.12	2.56	1.7	
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	
Ma (KN. m)	-0.183	-2.41	-3.60	-2.98	-2.16	-2.16	-2.98	-3.60	-2.41	-0.183
X_m (m)	0.47	1.5	1.99	1.01	1.65	0.78	1.91	1.71	1.22	
M_t (KN m)	0.18	2.41	3.15	-0.83	2.45	-0.83	3.15	2.41	0.18	

Les d'autres cas de calcul sont calculer par logiciel de l'Excel et sont regroupés dans les tableaux qui suit :

Type 02 :

ELU :

Tableau III.12: récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle Terrasse.

Travée	AB	BC	CD	DE	
Portée L (m)	1.70	3.20	3.90	1.80	
Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	3.38	3.38	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98	0.98	0.98	0.98	
Portée fictive Lo (m)	1.70	2.56	3.12	1.80	
Chargée C $1.35g+1.5q$ (KN/m)	6.52	6.52	6.52	6.52	
Déchargée D $1.35g$ (KN/m)	5.55	5.55	5.55	5.55	
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	4.67	4.67	4.67	4.67	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	3.70	3.70	3.70	3.70	
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.00	-2.80	-4.56	-4.05	-0.28
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.00	-2.67	-4.23	-3.34	-0.40
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.00	-2.35	-3.95	-3.91	-0.28
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	0.60	1.52	1.97	1.22	
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	0.57	1.53	1.99	1.15	
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	0.64	1.17	1.95	1.26	
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	1.16	4.69	8.10	0.81	
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.89	4.92	6.77	0.98	
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	1.33	3.98	8.47	0.52	
Ma, max (KNm)	0.00	-2.80	-4.56	-4.05	-0.40

Mt, max (KNm)	1.33	4.92	8.47	0.98	
Vw (KN)	4.16	9.95	12.85	7.96	
Ve (KN)	-7.19	-10.99	-12.71	-4.24	
Vw, Ve max/Appuis (KN)	4.16	9.95	12.85	12.71	4.24

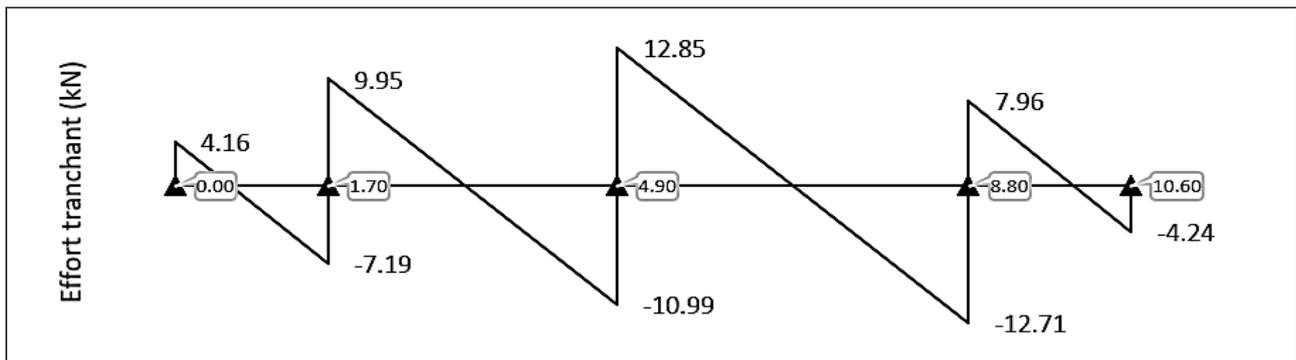
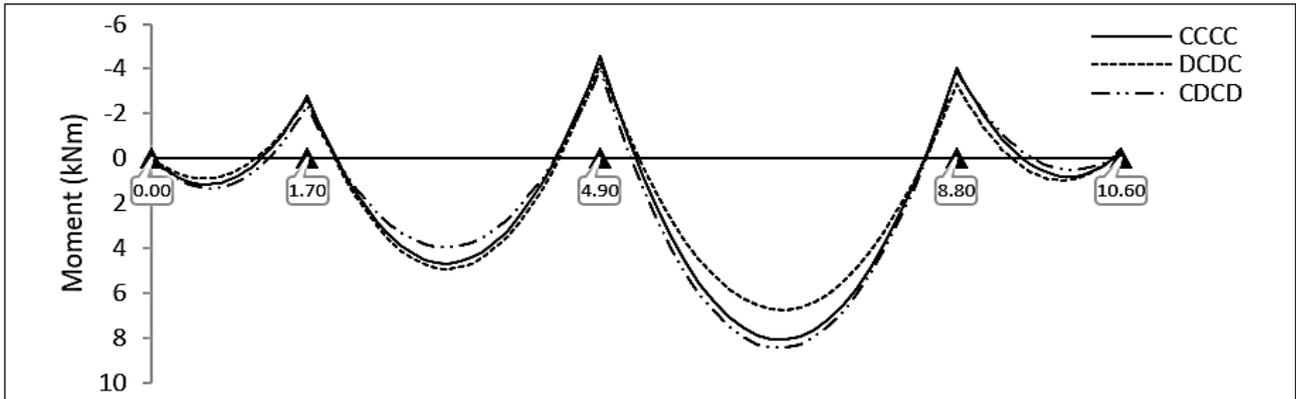


Figure III.18 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (Terrasse) en ELU.

ELS :

Tableau III.13 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle Terrasse.

Travée	AB	BC	CD	DE
Portée L (m)	1.70	3.20	3.90	1.80
Charge permanente g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.1
Charge exploitation q (KN/m)	0.65	0.65	0.65	0.65
Portée fictive Lo (m)	1.70	2.56	3.12	1.80

Chargée C 1.35g+1.5q (KN/m)	4.76	4.76	4.76	4.76
Déchargée D 1.35g (KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11
Chargée C 1.35 g'1.5q(KN/m)	3.39	3.39	3.39	3.39
Déchargée D 1.35g' (KN/m)	2.74	2.74	2.74	2.74
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.00	-2.03	-3.31	-2.93
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.00	-1.94	-3.08	-2.46
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.00	-1.73	-2.90	-2.84
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	0.60	1.52	1.97	1.22
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	0.57	1.53	1.99	1.15
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	0.64	1.17	1.95	1.26
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.85	3.44	5.93	0.60
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.67	3.59	5.04	0.71
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.96	2.96	6.18	0.40
Ma, max (KN.m)	0.00	-2.03	-3.31	-2.93
Mt, max (KN.m)	0.96	3.59	6.18	0.71
Vw (KN)	3.03	7.26	9.38	5.80
Ve (KN)	-5.24	-8.02	-9.27	-3.08
Vw, Ve max/Appuis (KN)	3.03	7.26	9.38	9.27

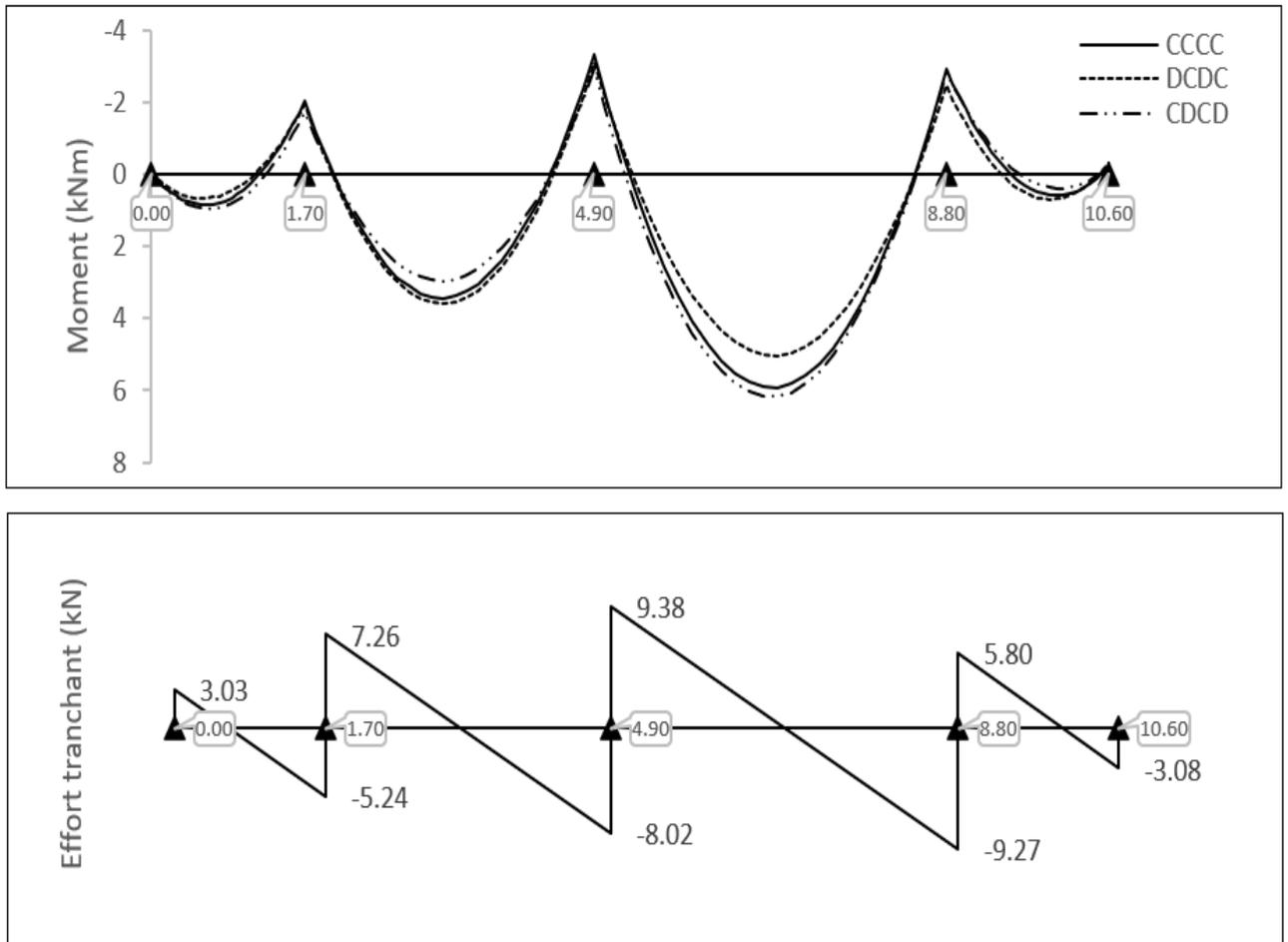


Figure III.19 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (Terrasse) en ELS.

2) Etage courant :

Calcul les combinaisons des charges :

La charge permanent : $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.20$$

$$G' = 3.46 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU:

$$p_u' = 1.35G' + 1.5Q$$

$$p_u' = 1.35(3.46) + 1.5(1.5)$$

$$p_u' = 6.92 \text{ KN/m}$$

$$q_u' = 0.65 \times p_u'$$

$$q_u' = 0.65 \times 6.92$$

$$q_u' = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$p_u = 1.35(5.20) + 1.5(1.5) \times 0.65$$

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}$$

A L'ELS:

$$p_s' = G' + Q$$

$$p_s' = 3.46 + 1.5$$

$$p_s' = 4.96 \text{ KN/m}$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65$$

$$q_s' = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$q_s = p_s \times 0.65$$

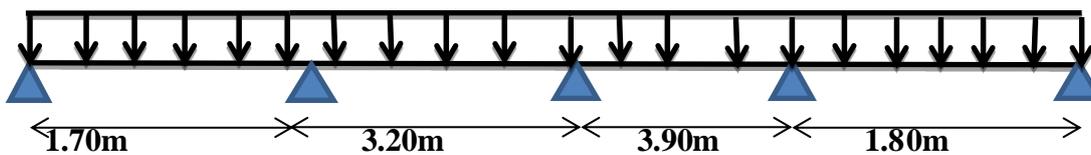
$$q_s = (5.20 + 1.5) \times 0.65$$

$$q_s = 4.35 \text{ KN/m}$$

Calcul les moments et les efforts tranchants : (étage courant) :

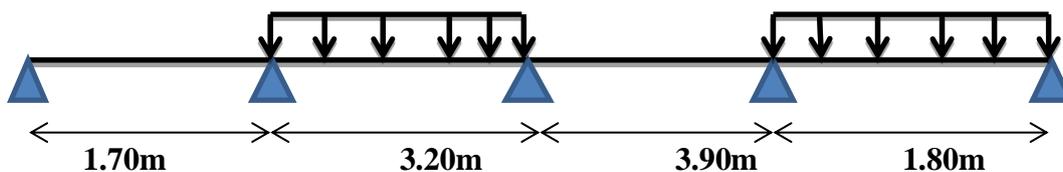
Cas 01 : CCCC

C C C C

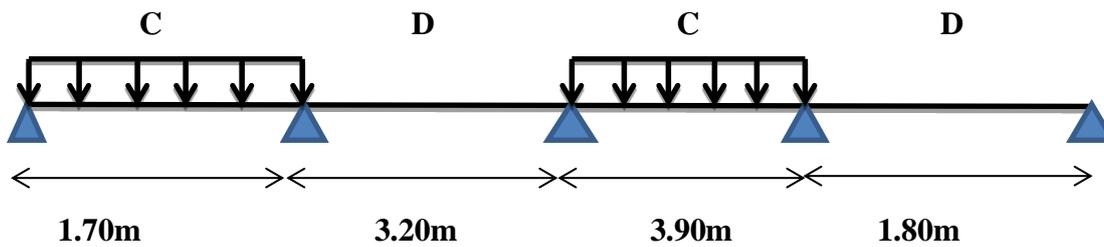


Cas 02 : DCDC

D C D C



Cas 03 : CDCDC



À ELU :

Tableau III.14 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle étage courant.

Travée	AB	BC	CD	DE	
Portée L (m)	1.70	3.20	3.90	1.80	
Charge permanente g (KN/m)	3.38	3.38	3.38	3.38	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98	0.98	0.98	0.98	
Portée fictive Lo (m)	1.70	2.56	3.12	1.80	
Chargée C $1.35g+1.5q$ (KN/m)	6.03	6.03	6.03	6.03	
Déchargée D $1.35g$ (KN/m)	4.56	4.56	4.56	4.56	
Chargée C $1.35g'+1.5q$ (KN/m)	4.51	4.51	4.51	4.51	
Déchargée D $1.35g'$ (KN/m)	3.04	3.04	3.04	3.04	
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.00	-2.70	-4.41	-2.91	-0.27
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.00	-2.50	-3.90	-3.84	-0.37
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.00	-2.02	-3.48	-3.70	-0.27
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	0.59	1.51	1.97	1.23	
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	0.53	1.53	2.01	1.13	
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	0.65	1.16	1.94	1.32	
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	1.04	4.19	7.32	0.69	
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.63	4.54	5.32	1.00	

Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	1.29	3.12	7.88	0.26	
Ma, max (KNm)	0.00	-2.70	-4.41	-3.91	-0.37
Mt, max (KNm)	1.29	4.54	7.88	1.00	
Vw (KN)	3.94	9.22	11.89	7.45	
Ve (KN)	-6.72	-10.19	-11.82	-4.06	
Vw, Ve max/Appuis (KN)	3.94	9.22	11.89	11.82	4.06

Diagramme :

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

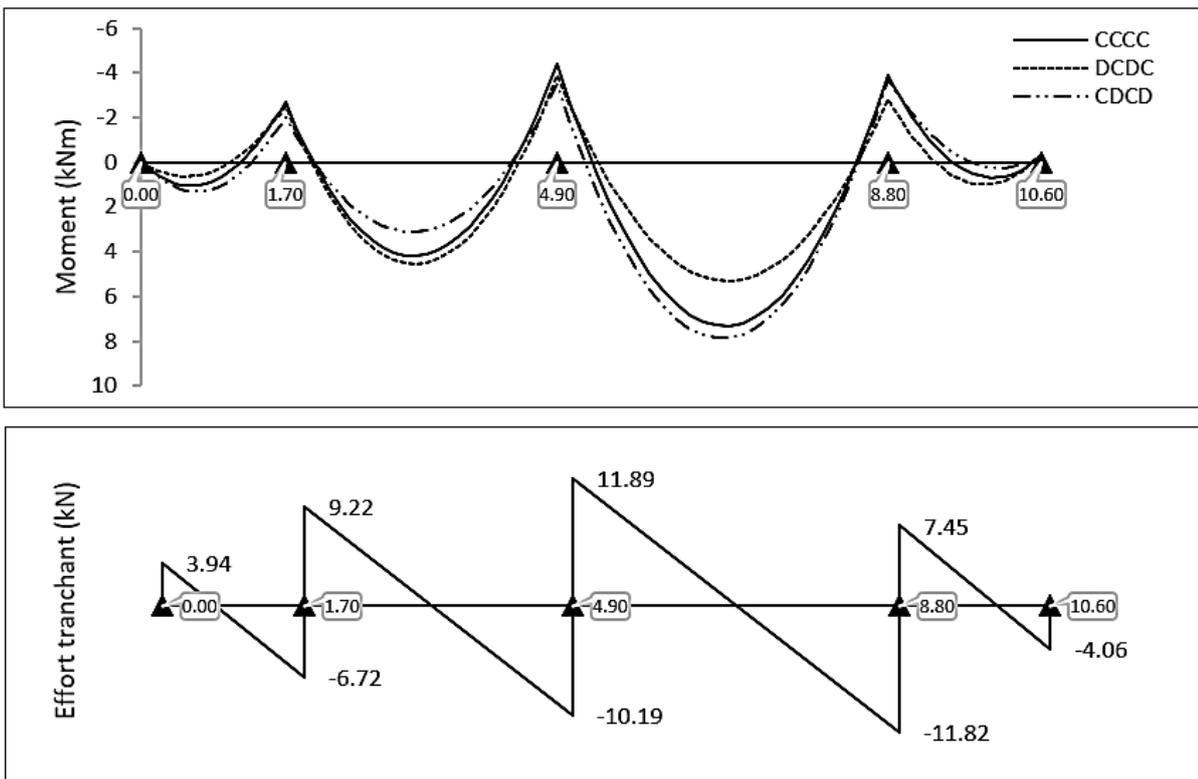


Figure III.20 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELU

✓ L'ELS :

Tableau III.15 : récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELS pour poutrelle étage courant

Travée	AB	BC	CD	DE	
Portée L (m)	1.70	3.20	3.90	1.80	
Charge permanente g (KN/m)	3.38	3.38	3.38	3.38	
Charge exploitation q (KN/m)	0.98	0.98	0.98	0.98	
Portée fictive Lo (m)	1.70	2.56	3.12	1.80	
Chargée C 1.35g+1.5q (KN/m)	4.36	4.36	4.36	4.36	
Déchargée D 1.35g (KN/m)	3.38	3.38	3.38	3.38	
Chargée C 1.35g'1.5q(KN/m)	3.23	3.23	3.23	3.23	
Déchargée D 1.35g' (KN/m)	2.25	2.25	2.25	2.25	
Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.00	-1.94	-3.16	-2.80	-0.20
Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.00	-1.80	-2.82	-2.09	-0.26
Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.00	-1.48	-2.54	-2.66	-0.20
X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC	0.59	1.51	1.97	1.23	
X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD	0.54	1.53	2.01	1.13	
X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC	0.65	1.16	1.94	1.32	
Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC	0.76	3.05	5.31	0.51	
Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD	0.49	3.28	3.98	0.71	
Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC	0.92	2.33	5.69	0.22	
Ma, max (KNm)	0.00	-1.94	-3.16	-2.80	-0.26
Mt, max (KNm)	0.92	3.28	5.69	0.71	
Vw (KN)	2.83	6.66	8.59	5.37	
Ve (KN)	-4.85	-7.36	-8.53	-2.91	
Vw, Ve max/Appuis (KN)	2.83	6.66	8.59	8.53	2.91

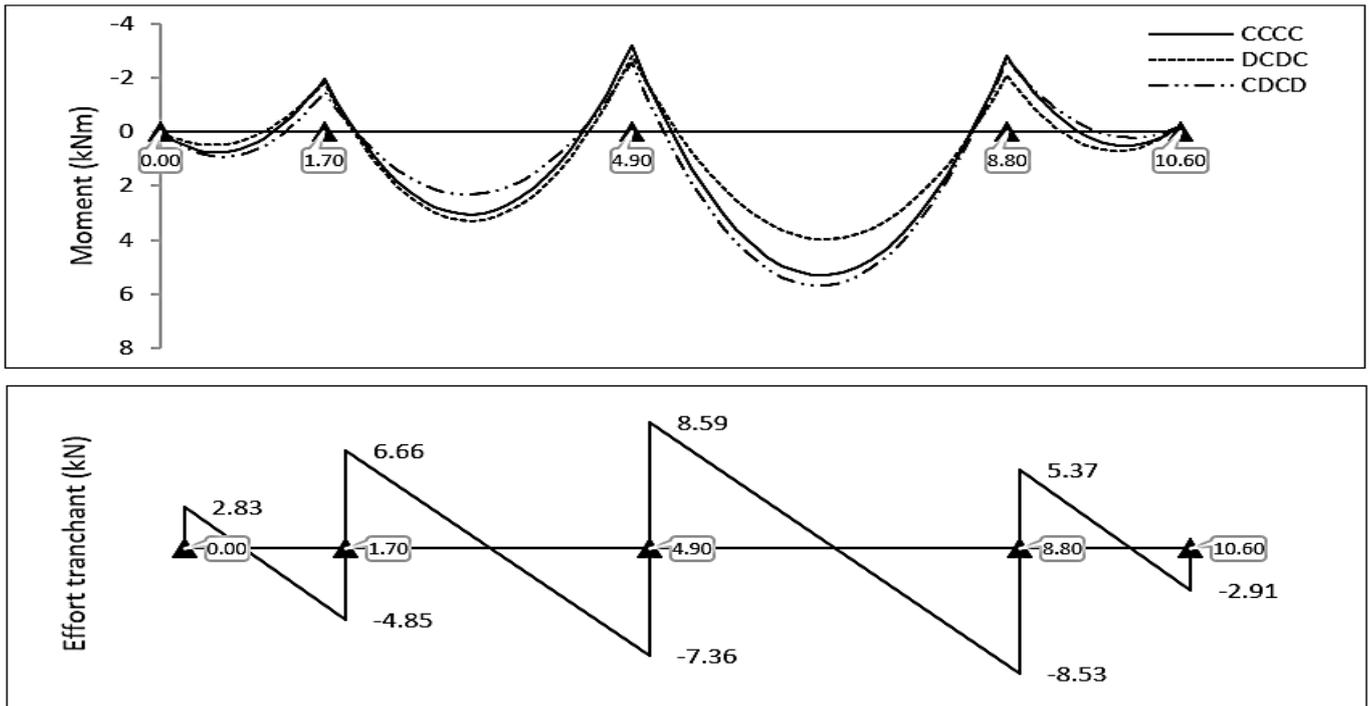


Figure III.21 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELS.

III.6.6. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles sera dimensionné en tenant compte des sollicitations les plus contraignantes. Le calcul sera effectué pour une section en T, soumise à une flexion simple, correspondant au type 1 des poutrelles du plancher terrasse.

Tableau III.16 : Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles (terrasse).

	Ma_{max} (KN m)	Mt_{max} (KN m)	V_{max} (KN)
ELU	-4.57	8.09	12.85
ELS	-3.31	5.94	9.38

ELU :

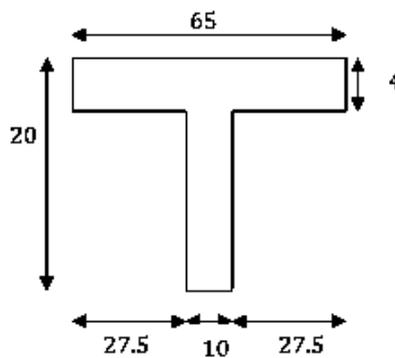


Figure III.22 : Coupe d'une poutrelle.

Armature longitudinale :**Données :**

$$B = 65 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm} , h_0 = 4 \text{ cm} , d = 18 \text{ cm} , c = 2 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa} ,$$

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 calculs 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 calculée comme une section rectangulaire de dimension ($b \times h$).

Ferraillage en travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_{tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.16 = 59.06 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.06 \text{ KN.m} > 8.09 \text{ KN.m} \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8.09 \times 10^{-3}}{14.16 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.027 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0 \rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

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.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{8.09}{348 \times 0.177} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non-fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1)[2]

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire 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 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{4.57 \times 10^{-3}}{12.16 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.116 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Tableau III.17 : Les résultats de ferrailage des poutrelles.

M_a (KN m)	μ_{bu}	μ_l	α	Z (m)	$A_{s \text{ int}} \text{ (cm}^2\text{)}$
4.57	0.116	0.392	0.15	0.169	0.77

Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{0.228 \times 10^{-3}}{12.16 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.005 < 0.186 \text{ pivot } A$$

M_r (KN m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{s \text{ rive}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.228	0.005	0.006	0.17	0.38

Vérification de la condition de non-fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1) [3]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.21 < A_{s \text{ int}} = 0.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\min} = 0.21 < A_{s \text{ rive}} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Choix des barres :

En appui intermédiaire : $A_{s\text{int}} = 0.77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

En appui de rive : $A_{s\text{rive}} = 0.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Ferraillage transversal :

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 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 nécessaires**Vérifications à l'ELU****Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL A.5.1, 211) [3]**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 12.85 \text{ KN}$

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.71 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement (St) ; BAEL A.5.1.22

L'espace des armatures transversales est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

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

$$S_{t\text{min}} \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{on pose } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement, on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{101 \times 400}{150 \times 100} = 2.69 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

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)[2]**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow \frac{1.15}{400} \times 12.85 \times 10^{-3} = 0.37 \text{ cm}^2$$

✚ **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321)[2]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeable} \\ \text{Si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 4.57 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 12.85 = 2.08 \text{ KN.m}$$

Donc : les efforts T_u sont négligeables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

a) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) [2]:

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow \text{avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 - 4) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 100 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 12.85 \leq 108 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

a) Condition de non-fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[2] :

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]}$$

$$V' = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{20^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10)4](5.80^2)$$

$$I_{Gz} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)_v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{13711.2 \times 10^{-4}}{\left(180 - \frac{4}{3}\right)142} \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2) [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 :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 12.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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**)[2]

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 a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

M_{ser} = le moment en ELS

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow$ (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 a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie de l'homogénéisée par rapport à l'axe neutre; $n = 15$

- **En travée :**

La position de l'axe neutre :

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

Avec: $n = 15$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 0.65y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 = 0$$

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

Donc:

$$M_t = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\sigma_{bc} = 2.79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **En appui intermédiaire :**

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 0.65 y^2 - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 33.9 y - 610.2 = 0$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.84)^2 = 0$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ inter}} = -3.31 \text{ KN.m} \\ Y = 3.84 \text{ cm} \\ I = 8023.97 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **En appui de rive :**

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 65y^2 - 15 \times 1.13(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 16.95y - 305.1 = 0$$

$$Y = 2.81 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 2.81^3 + 15 \times 1.13 \times (18 - 2.81)^2 = 0$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ inter}} = -0.183 \text{ KN.m} \\ Y = 2.81 \text{ cm} \\ I = 4391.71 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 0.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right. \quad A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2$$

a) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99)[2]:

Avec : $h = 0.20$; $L = 3.90 \text{ m}$; $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.20}{3.90} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow M_t = 0.85 M_0 \Leftrightarrow \frac{0.20}{3.90} = 0.051 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

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)

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{ji}) \\ \\ F \text{ admissible} \\ \\ \frac{L}{250} \text{ pour les consoles avec } L \leq 2m \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } L \leq 5m \\ \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } L > 5m \end{array} \right.$$

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

Avec :

L : portée entre nue d'appuis (**CBA B.6.1.1**) [3]

$$L : 3.90 - 0.40 = 3.50 \text{ m}$$

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 :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ m}$$

- **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:**

$$M_j = 0.75 \times \frac{q_j \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.40 \times 3.90^2}{8} = 3.422 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \times \frac{q_g \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.05 \times 3.90^2}{8} = 4.349 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.70 \times 3.90^2}{8} = 5.276 \text{ kN.m}$$

Tableau.18 : 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 :**

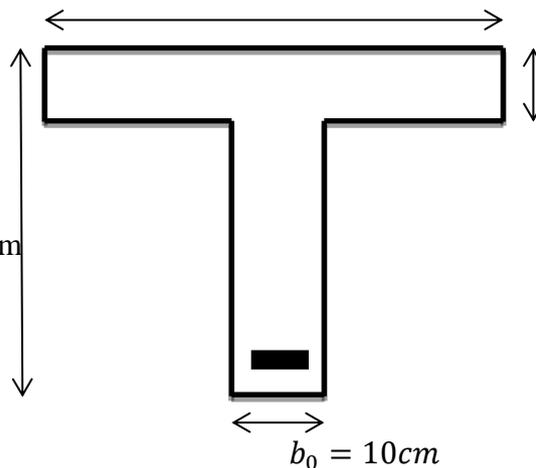
Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

$$A_t = 2.26 \text{ cm}$$



$$y_g = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} \Rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h_0^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 6.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A'_s(y_G - d')^2$$

$$I_0 = 12786.43 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [3]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda + \mu}$$

- **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 III.19 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse).

I correspondant à q_{ji}	$I_{f_{ji}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{f_{ji}} = 4651.91 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{f_{gi}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{f_{gi}} = 4298.61 \text{ cm}^4$

I correspondant à q_{gv}	$I_{f_{gv}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{f_{pv}} = 7368.54 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{f_{pi}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{f_{pi}} = 3803.42 \text{ cm}^4$

- **Calcul des modules de déformation :**

$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton :**

$E_i = 3E_V = 32456.59 \text{ MPa} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pour ce faire le calcul de la flèche Δ_f est donné dans le tableau suivant :

Tableau.20 : 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
$f_{admissible}$	$\frac{L}{500}$	7 mm

$$\Delta_f = 6.04 < f_{admissible} = 7$$

Commentaire : la flèche est vérifiée.

La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [2]

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

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = 4 \times \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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.

$$\text{Pour } h_0 = 4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \varnothing \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$$

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 $A_{\perp} = 5\varnothing 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots \dots \text{ CV}$

On adapte : $3\varnothing 4 = 0.37 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\varnothing 4 (20/20)$.

III.7. Schéma du ferrailage :

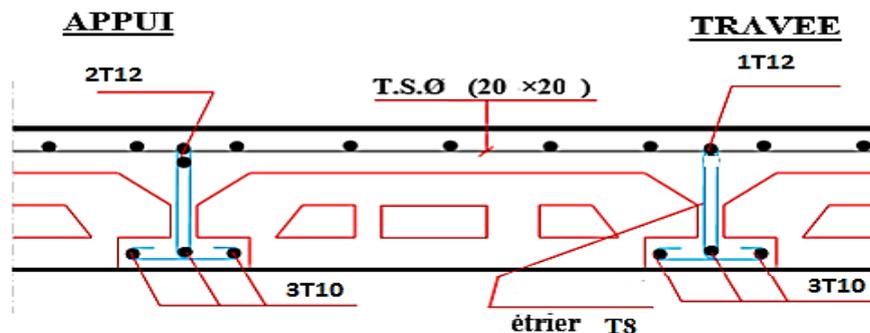


Figure III.23 : Schéma de ferrailage des planchers en appui et sur travée.

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé 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[2], et le CBA 93[3]. Les différents résultats de ferrailage des éléments secondaires adoptés après calcul sont mentionnés ci-dessus :

- **Acrotère :**
 - Les armatures longitudinales : **4HA8.**
 - Les armatures transversales : **4HA8.**

- **Escaliers.**

Les armatures longitudinales :

- Travée : **4HA12**
- Appui : **5HA10**

Les armatures transversales :

- Travée : **5HA10**
- Appui: **5HA10**

- **Poutre palière :**

Les armatures longitudinales :

- Travée : **6HA12**
- Appui : **6HA12**

Les armatures transversales :

- **Cadre HA8**

- **Balcons :**

Les armatures longitudinales :

- Travée : **3HA12**
- Appui : **3HA12**

Les armatures transversales :

- Travée : **3HA8**
- Appui : **3HA8**

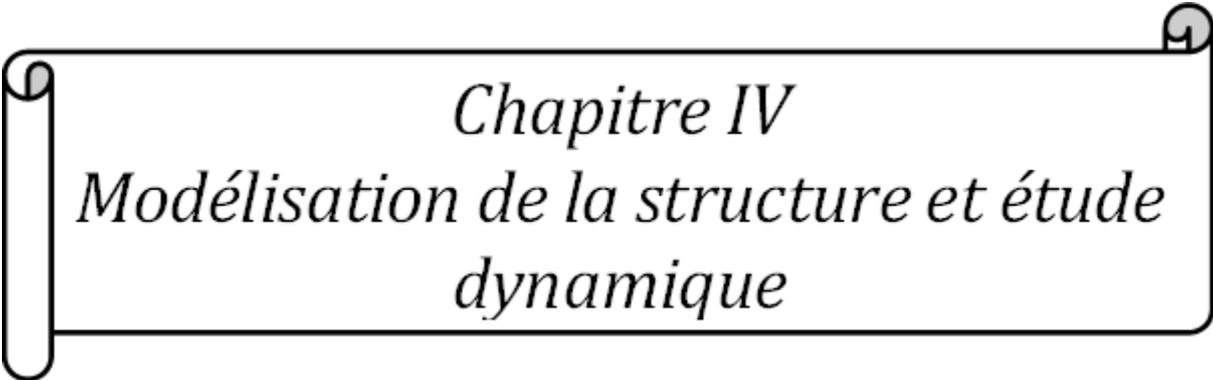
- **Planchers :**

Les armatures longitudinales :

- Travée : **3HA10**
- Appui int: **2HA12**
- Appui riv: **1HA12**

Les armatures transversales :

- Travée : **HA8**
- Appui: **HA8**



Chapitre IV
Modélisation de la structure et étude
dynamique

IV.1 Introduction :

Un séisme se manifeste par des secousses du sol résultant de la libération soudaine de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre. Le nord de l'Algérie constitue une zone particulièrement exposée à ce type de phénomène naturel. Au cours des dix dernières années, cette région a été le théâtre d'au moins trois séismes d'une magnitude égale ou supérieure à 5,5 sur l'échelle de Richter. Ces tremblements de terre, ayant frappé aussi bien les zones centrales que l'ouest du pays, ont causé d'importants dégâts matériels et malheureusement entraîné de nombreuses pertes humaines.

Face à cette réalité, une question cruciale se pose : comment réduire les dommages que les séismes infligent aux bâtiments ?

La réponse réside dans la construction d'ouvrages capables de résister aux secousses sismiques, autrement dit des constructions dites "parasismiques", conçues selon les normes du règlement en vigueur, à savoir le RPA 99, version 2003[1].

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

Ce chapitre a pour objectif de présenter un modèle de structure répondant aux exigences de sécurité définies par le règlement RPA99, version 2003[1]. Dans la pratique, l'analyse dynamique d'une structure dans sa configuration réelle s'avère souvent très complexe. Elle nécessite des calculs lourds, voire parfois irréalisables. C'est pourquoi il est courant de recourir à des méthodes de modélisation, permettant de simplifier le système sans pour autant négliger les éléments essentiels de son comportement, afin de le rendre analysable.

Pour notre étude, la modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel **ROBOT**, un outil spécialisé dans l'analyse et la conception automatisée des structures, particulièrement adapté aux bâtiments de grande hauteur.

IV.3. Choix de la méthode de calcul selon les exigences du RPA99[1] :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » [1] , propose trois méthodes de calcul des forces sismique, dont les conditions d'application différente, et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est une approche simplifiée pour l'analyse sismique des structures. Elle est autorisée par le RPA99 sous certaines conditions liées à la régularité géométrique, à la hauteur du bâtiment, et au type de sol. Les données de notre projet sont présentées ci-dessous :

- La hauteur totale de bâtiment : $ht = 16.1$ m
- Le bâtiment régulier, Zone Iia, Groupe d'usage 2 $ht \leq 17$ m ou 5 niveaux.

Dans ce cas la méthode statique équivalente est applicable, car la structure respecte les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003[1].

IV.3.2. Méthode statique équivalente

Les efforts dynamiques réellement induits par un séisme dans la structure sont remplacés par un ensemble de forces statiques fictives. Ces dernières sont choisies de manière à reproduire des effets équivalents à ceux produits par l'action sismique réelle sur l'ouvrage.

Le bâtiment est modélisé, pour chaque direction d'analyse, selon un schéma en plan où les masses sont supposées concentrées au centre de gravité de chaque plancher. Chaque niveau est représenté par un seul degré de liberté en translation horizontale, à condition que les dispositifs de contreventement dans les deux directions soient indépendants. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est évaluée en tenant compte des sections non fissurées, dans le cas des constructions en béton armé ou en maçonnerie. Dans le calcul de l'action sismique globale, seul le mode de vibration fondamentale de la structure est pris en compte.

IV.3.2. 1. 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,[1] 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,[1].

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages 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 $\eta = 0,816 > 0,7$

IV.3.2. 2. 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 : $T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$

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 : $C_T = 0.05$

$$h_N = 15.50 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times 15.50^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.39 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 24.50\text{m} \quad ; \quad D_y = 18.50\text{m}$$

$$T_x = 0.28\text{s} \quad ; \quad T_y = 0.32\text{s}$$

R : Coefficient de comportement global

Ce coefficient, noté R, reflète la capacité d'une structure à dissiper l'énergie sismique par son comportement non linéaire. Sa valeur est unique et déterminée selon le type de système de contreventement utilisé, tel que défini dans l'article 3.4 du Règlement Parasismique Algérien (RPA) [1]. Elle est fournie dans le tableau 4.3 de ce même règlement.

Q : Facteur de qualité

Le facteur Q prend en compte plusieurs aspects influençant la fiabilité de la structure face aux sollicitations sismiques. Il est déterminé en fonction de :

- La redondance et la configuration géométrique des éléments structuraux,
- La régularité de la structure, en plan comme en élévation,
- Le niveau de qualité du contrôle et de la mise en œuvre pendant la construction.
- La valeur de Q se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^N p_q$$

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. 3. Méthode d'Analyse Modale Spectrale

IV.3. 3. 1. Principe de la méthode

Cette méthode consiste à évaluer, pour chaque mode propre de vibration de la structure, les effets maximaux induits par l'action sismique, représentée à travers un spectre de réponse. Ces effets modaux sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de l'ouvrage.

L'approche repose sur les hypothèses suivantes :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration retenus doit permettre de couvrir au minimum 90 % de la masse totale de la structure.
- Alternativement, tous les modes dont la participation modale dépasse 5 % de la masse globale doivent être inclus dans l'analyse. Dans tous les cas, au moins trois modes doivent être considérés par direction principale.

IV.3. 3. 2. Modélisation :

1. Le modèle doit refléter fidèlement la répartition des masses et des rigidités dans l'ensemble de la structure, de façon à inclure tous les modes de déformation significatifs dans l'évaluation des efforts sismiques.
2. Pour les bâtiments réguliers en plan, avec des planchers rigides, l'analyse est effectuée séparément dans chaque direction principale. Le modèle utilisé est alors bidimensionnel, encastré à la base, avec une concentration des masses au centre de gravité de chaque plancher et un seul degré de liberté horizontal par niveau.
3. Dans le cas de structures irrégulières en plan, sensibles aux effets de torsion mais dotées de planchers rigides, un modèle tridimensionnel est requis. Il doit être encastré à la base et présenter trois degrés de liberté par plancher : deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical.

4. Pour les structures, qu'elles soient régulières ou non, présentant des planchers flexibles, il est nécessaire d'utiliser un modèle tridimensionnel complet avec plusieurs degrés de liberté par niveau, afin de capter les déformations complexes.
5. Enfin, si la réponse de la structure est significativement influencée par la souplesse du sol de fondation, cette dernière doit être intégrée dans le modèle de calcul.
6. Le modèle de bâtiment retenu doit refléter de manière fidèle la répartition des masses et des rigidités, afin d'intégrer tous les modes de déformation significatifs dans l'évaluation des forces d'inertie sismiques. Cela implique notamment de considérer la contribution des zones nodales ainsi que celle des éléments non structuraux à la rigidité globale de la structure.
7. Pour les structures en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être estimée en se basant sur des sections non fissurées. Toutefois, lorsque les déplacements ont un impact important — en particulier dans le cas de structures avec un coefficient de comportement élevé — il est nécessaire d'affiner cette estimation en tenant compte des effets de fissuration sur la rigidité.

IV.3.3.3. Condition d'utilisation :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être appliquée dans toutes les situations, notamment lorsque l'utilisation de la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

- **Spectre de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \end{cases}$$

- **Coefficient d'Accélération de Zone « A » :**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA

99/Version 2003),[1] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa → A = 0.15

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

ζ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) $\xi=7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8)}} = 0.881 \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)[1]

Système de contreventement mixte portiques/voiles. $\rightarrow R=4$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA) [1]

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

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : $Pq = 0.10$

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	Oui	0.00
3. Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \implies Q = 1$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \implies Q = 1$$

IV.4. Modélisation de la structure :

L'évaluation des actions sismiques a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014, qui propose plusieurs méthodes de calcul parasismique. Pour notre étude, nous avons opté pour l'**analyse modale spectrale**, une approche dynamique qui prend en compte la réponse de la structure en fonction des modes propres de vibration.

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- Les masses sont considérées comme étant concentrées aux nœuds principaux (appelés nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux de la structure sont pris en compte dans l'analyse.

- Les planchers et les fondations sont supposés parfaitement rigides dans leur plan.
- Le nombre de modes considérés est choisi de manière à ce que la somme des coefficients de participation modale atteigne au moins 90 % de la masse totale mobilisée.

La masse globale de la structure est estimée selon la formule : $\mathbf{M} = \mathbf{G} + \beta\mathbf{Q}$, prescrite par le règlement parasismique Algérien (*RPA 2003*) [1] pour les bâtiments à usage d'habitation. Dans notre cas, le coefficient β est fixé à **0,2**, conformément aux dispositions de la réglementation. La figure IV.1 présente une vue en 3D sous-programme ROBOT.

La masse volumique utilisée pour les matériaux est celle du béton armé, soit **25 kN/m³**, valeur standard dans les calculs de génie civil.

IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis 2014)

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, développé par la société Autodesk, est un outil performant destiné à la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de structures de différentes natures. Il se distingue par une interface graphique conviviale qui facilite la conception et la manipulation des modèles structurels.

Basé sur la méthode des éléments finis, ce logiciel permet de réaliser des analyses statiques et dynamiques approfondies. Il offre également des fonctionnalités avancées pour le calcul, la vérification des résultats, ainsi que pour le dimensionnement des composants spécifiques d'une structure. Une fois les analyses terminées, le logiciel génère une note de calcul complète et propose des plans de ferrailage adaptés.

L'un de ces atouts majeurs est son intégration des normes locales et internationales, notamment le Règlement Parasismique Algérien (*RPA 2003*) [1] ainsi que la norme française BAEL [2], ce qui le rend particulièrement adapté à une utilisation dans divers contextes réglementaires.

IV.4.2. Modélisation des éléments structuraux

La représentation des différents éléments de la structure dans le logiciel est réalisée selon les principes suivants :

- Les éléments porteurs, tels que les poutres et poteaux, sont modélisés à l'aide d'éléments finis de type poutre, à deux nœuds, chaque nœud comportant six degrés de liberté (translations et rotations).
- Les voiles sont représentés par des éléments finis de type coque, à quatre nœuds, permettant de modéliser le comportement en flexion et en cisaillement.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides, également modélisés avec des éléments de type coque. Le sens des poutrelles peut être défini automatiquement par le logiciel. [6].

La figure IV.1 présente une vue en 3D sous-programme ROBOT

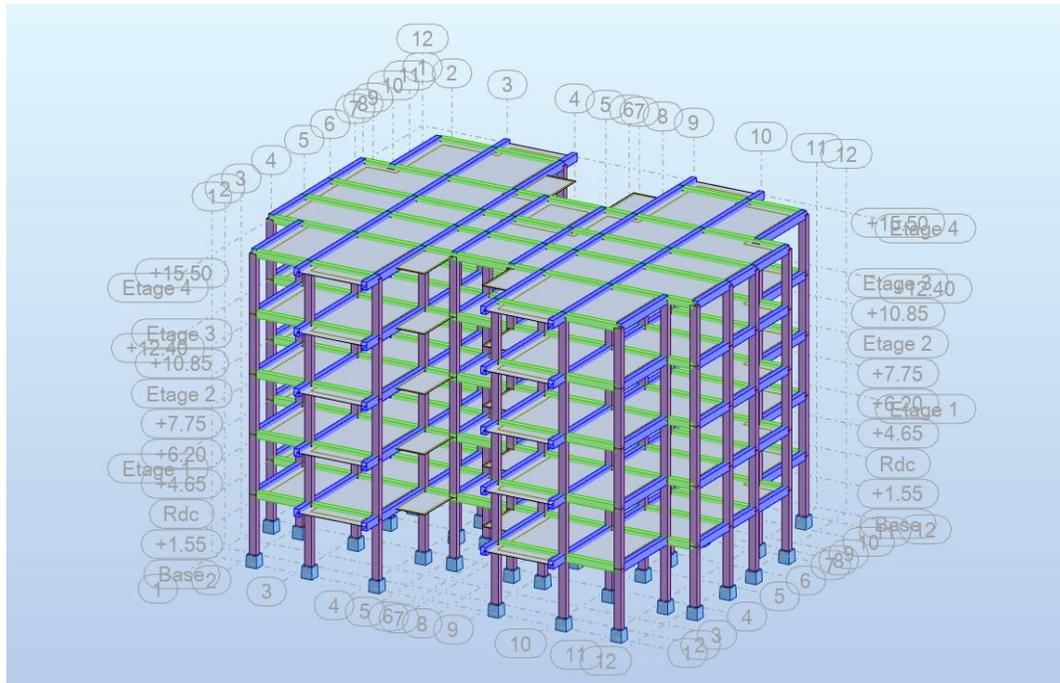


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure sous-programme Robot.

L'intégration des voiles dans la structure a été réalisée de manière progressive et méthodique. Plusieurs configurations ont été testées dans le but d'identifier la solution la plus optimale (**Figure IV 2.**). Le choix de la configuration finale s'est basé sur les critères suivants :

- Une **période fondamentale** proche de la valeur limite définie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 - version 2003) [1].
- Des **formes modales caractéristiques** d'un comportement structurel régulier.
- Le **respect des limitations de déplacements inter-étages**, conformément aux exigences réglementaires.

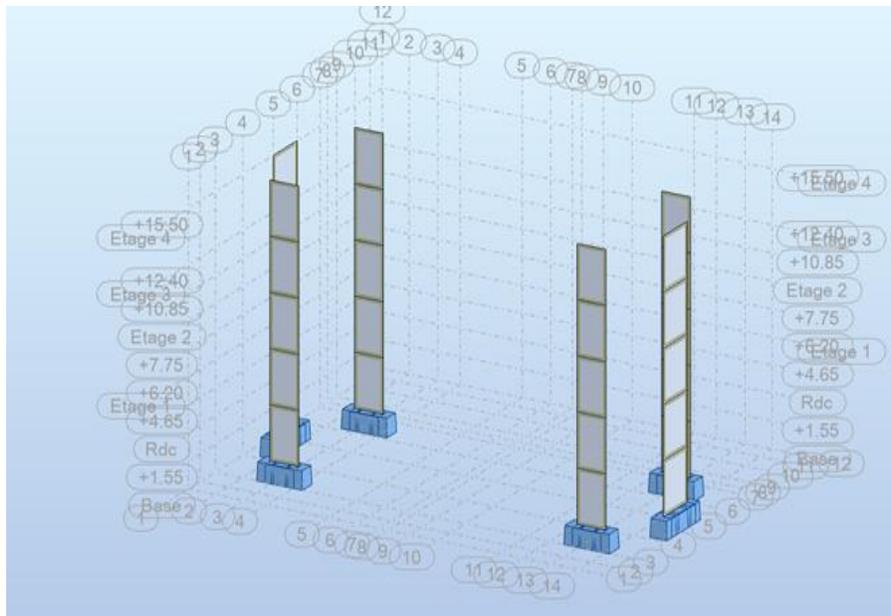


Figure IV.2 : Disposition des voiles

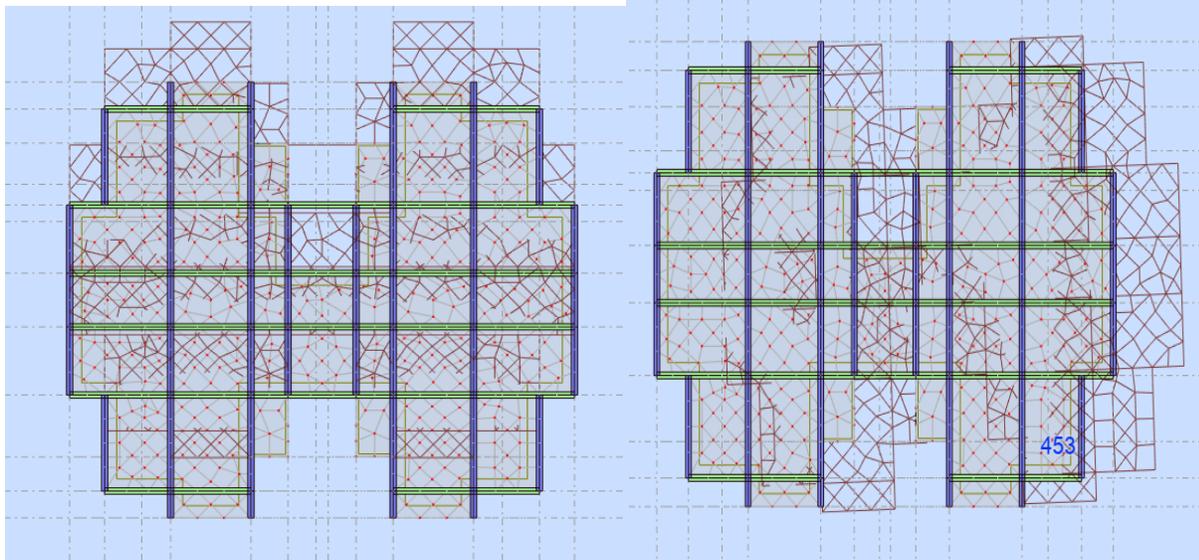
En règle générale, les voiles de contreventement sont disposés de façon symétrique, afin de garantir un bon équilibre de la structure et de limiter les effets de torsion. Dans l'étape suivante, il conviendra de déterminer le nombre de voiles à ajouter ainsi que leur emplacement optimal pour assurer une efficacité maximale du contreventement tout en respectant les contraintes architecturales [6].

IV.5. Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003[1]:

L'application de toutes les étapes de la modélisation par l'utilisation de logiciel Robot, on s'intéresse dans ce chapitre de prendre la réponse de la structure sous chargement horizontal tel que le séisme toutes on respectant les recommandations de RPA99 [1]

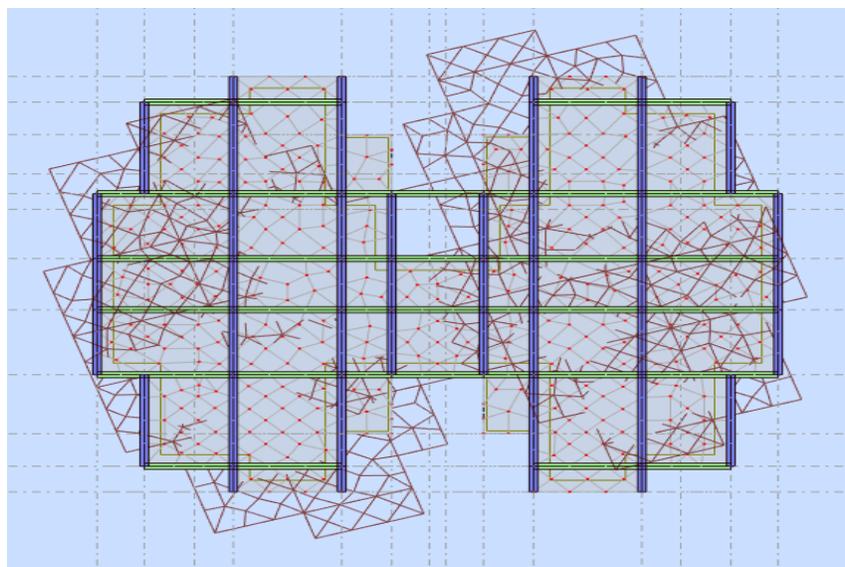
IV.6. Modes de vibration

Les modes de vibration d'une structure modélisée dans Robot Structural Analysis représentent les formes caractéristiques selon lesquelles une structure vibre lorsqu'elle est soumise à des charges dynamiques (séismes, vent, machines, etc.). Chaque mode correspond à une fréquence propre (ou période propre) et une forme de déformation spécifique. La figure IV.3 présente les modes de déformation de la structure sous chargement horizontale.



(a) **Mode 1** : Translation selon l'axe Y-Y

(b) **Mode 2** : Translation selon l'axe X-X



(c) **Mode 3** : Rotation autour de l'axe Z-Z

Figure IV.3 : Mode de déformation de la structure.

Le tableau ci-dessus présente les périodes de vibration ainsi que les taux de participation des masses modales correspondant à la configuration retenue.

Tableau IV.5: Résumé des résultats de modélisation.

Mode	Période s	UX %	UY%	Somme UX	Somme UY
1	0,35	0,00	74,67	0,00	74,67
2	0,31	76,49	0,00	76,49	74,67
3	0,28	1,02	0,00	77,51	74,67
4	0,10	0,01	16,61	77,51	91,28
5	0,09	13,73	0,01	91,24	91,29
6	0,07	0,00	0,00	91,24	91,29
7	0,05	5,27	0,00	96,51	91,29
8	0,05	0,00	5,68	96,51	96,97
9	0,03	0,00	0,00	96,51	96,97
10	0,03	0,01	1,95	96,52	98,93

Donc : le modèle étudié présente une période fondamentale de $T = 0,35$ s.

Le RPA99 impose de retenir la plus petite valeur entre Tempirique et Tanalytique, puisque les formules empiriques peuvent sous-estimer ou surestimer la période réelle, en plus, une période plus courte conduit à des forces sismiques plus élevées (via le spectre de réponse élastique), ce qui garantit un dimensionnement plus robuste.[9]

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.39, 0.28, 0.32) = 0.28 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.35 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.28 = 0.36s$$

Donc la condition exigée par le RPA est bien vérifiée

$$T_{\text{empiriques}} < T_{\text{analytiques}} < 1.3 T_{\text{empiriques}} \Rightarrow T = T_{\text{empiriques}}$$

IV. 6. 1. Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Dans notre cas, on prend les 05 premiers modes de vibration :

- Mode 05 sens X. Sum UX = 91.24 ≥ 90%.
- Mode 05 sens Y. Sum UY = 91.29 ≥ 90%

IV. 6.2. Vérification de la résultante des efforts sismiques :

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/Version 2003[1], l'une des vérifications à effectuer concerne la résultante des forces sismiques à la base, notée V_t .

Cette valeur, obtenue à partir de la combinaison modale, doit être au moins égale à 80 % de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente, notée V_{st}

Ainsi, si $V_t < 0,8 \times V_{st}$, il sera nécessaire de majorer l'ensemble des réponses dynamiques (efforts, déplacements, moments...) à l'aide du coefficient de correction :

$$r = \frac{(0,8 \times V_{st})}{V_t}$$

Par conséquent, il est indispensable de procéder au calcul des efforts obtenus à partir de la méthode statique équivalente afin de pouvoir effectuer cette vérification comparative.

$$V_t = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$A = 0.15 \quad ; \quad Q = 1.12 \quad ; \quad R = 4$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T = 0.28 \text{ s}$$

On est dans le cas

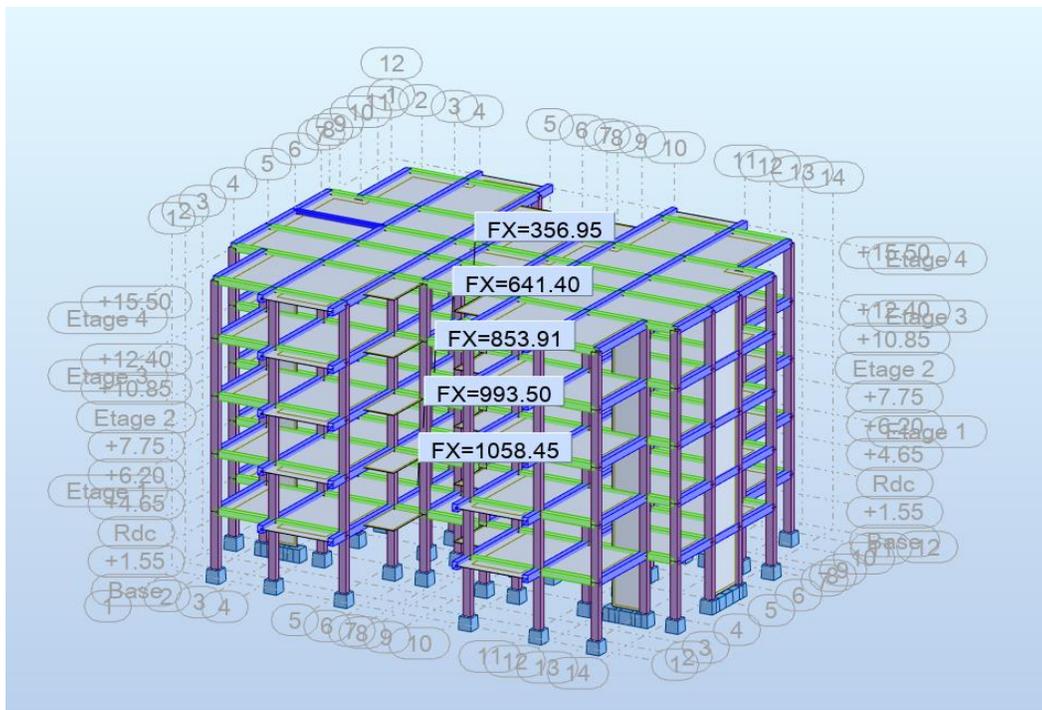
$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 * 0,816 = 2.04$$

- **Poids total de la structure :**

La masse participante dans une direction (X ou Y) est déterminée via une analyse modale de logiciels Robot (Figures IV.3 IV.4.). Elle dépend :

- De la rigidité de la structure dans la direction considérée.
- Des formes modales (premier mode de flexion en X, deuxième mode en Y,



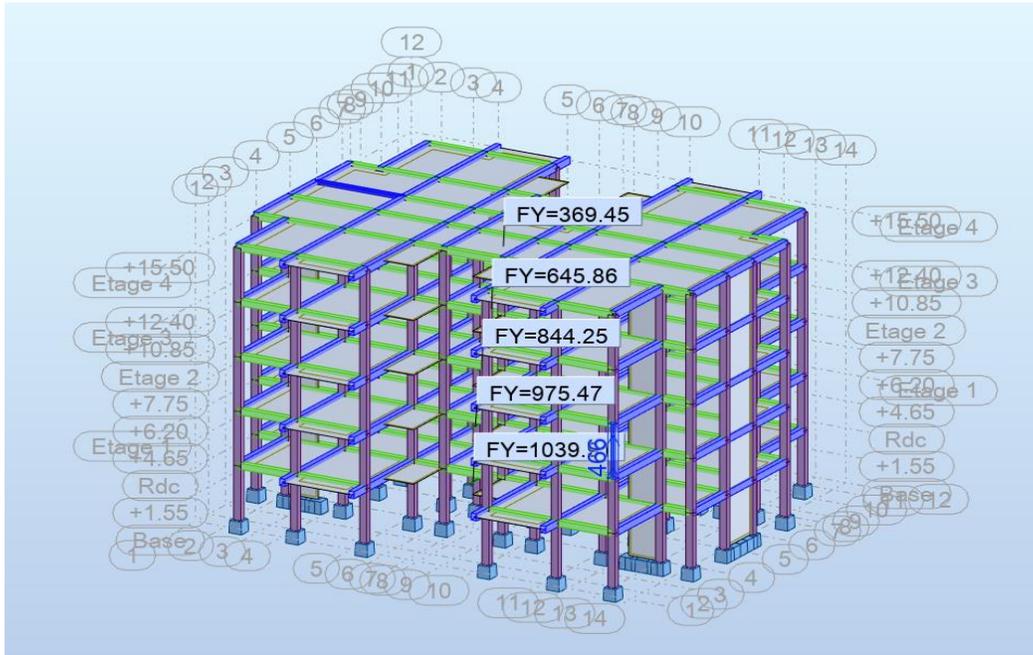


Figure IV.5: Poids de la structure dans sens YY.

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

$$W = W_G + 0.2 W_Q$$

$$W = 21138.17 + 0.2 * 3083.2$$

$$W = 21754.81 \text{ KN}$$

- **La valeur de l'effort tranchant statique :**

$$V_{st}X = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.12}{4} \times 21754.81 = 1913.88 \text{ KN}$$

$$V_{st}Y = 1913.88 \text{ KN}$$

- **La valeur de l'effort tranchant dynamique :**

$$\text{On a: } V_{dyn}X = 1594.03 \text{ KN}$$

$$V_{dyn}Y = 1568.72 \text{ KN}$$

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens X-X	1594.03	1913.88	0.84	CV
Sens Y-Y	1568.72	1913.88	0.82	CV

$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés .

IV.6.3. Vérification des déplacements : RPA 99 article 4.4.3[1]

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

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

Les figures IV.5. et IV.6 présentent le déplacement horizontal de chaque étage selon l'axe XX et l'axe YY, respectivement

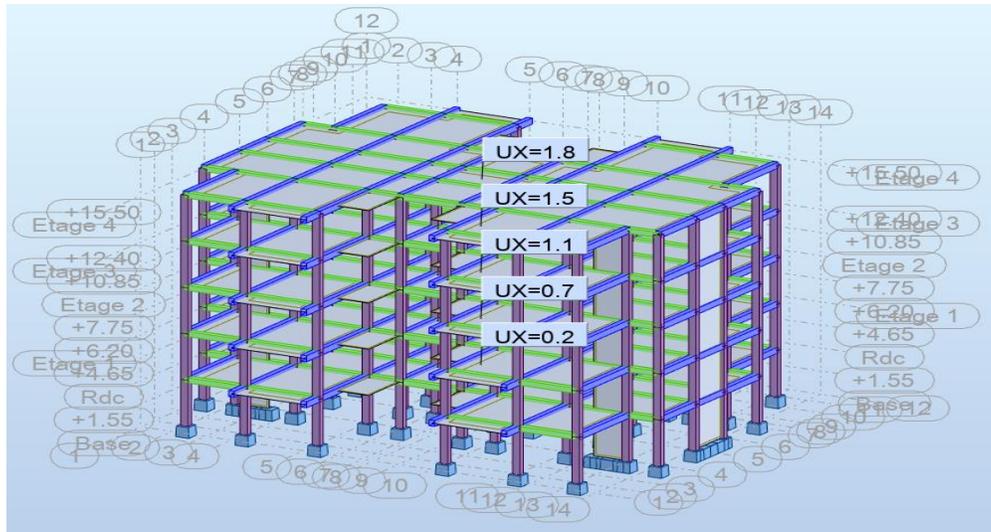


Figure IV.6: Déplacement horizontal selon l'axe XX .

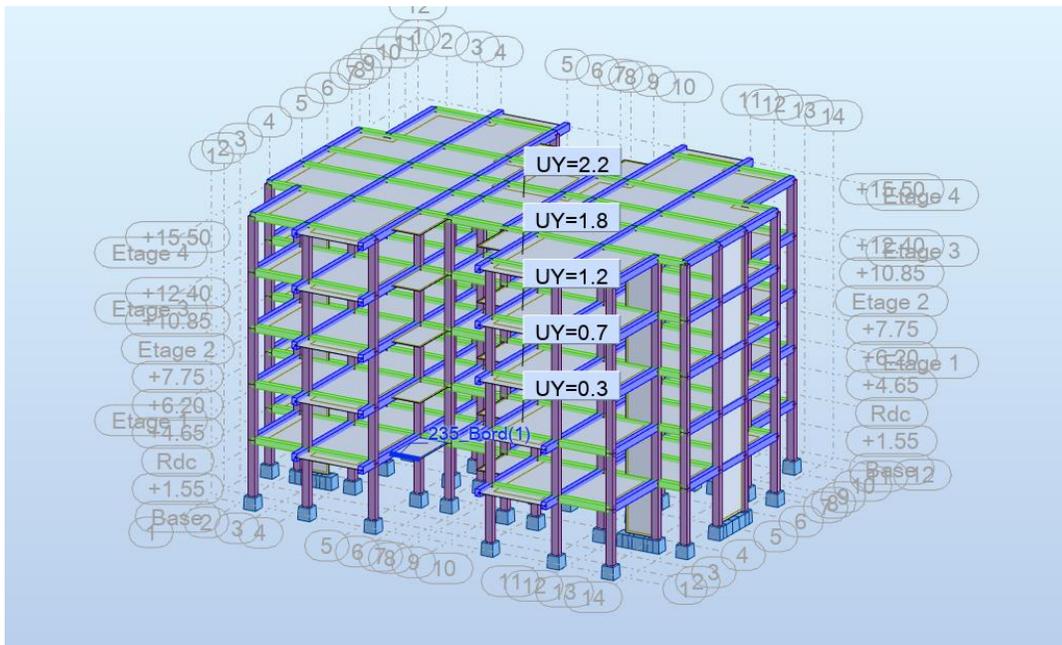


Figure IV.7 : Déplacement horizontal selon l'axe YY.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : 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	0,004	4	0,016	0,004	0.0310	vérifié
1^{er} étage	3.10	0,01	4	0,04	0,006	0.0310	vérifié
2^{ème} étage	3.10	0,017	4	0.068	0,007	0.0310	vérifié
3^{em} étage	3.10	0,022	4	0.088	0,006	0.0310	vérifié
4^{ème} étage	3.10	0.027	4	0,108	0,005	0.0310	vérifié

Tableau IV.8: 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	0,011	4	0,044	0,007	0.0310	vérifié
2^{ème} étage	3.10	0,019	4	0,076	0,008	0.0310	vérifié
3^{em} étage	3.10	0,027	4	0,108	0,008	0.0310	vérifié

4 ^{ème}	3.10	0,034	4	0,136	0,007	0.0310	vérifié
------------------	------	-------	---	-------	-------	--------	---------

Selon les données du tableau précédent, les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques, dans les deux directions, restent inférieurs aux limites admissibles fixées par le RPA. Cela confirme que la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations horizontales est garantie.

IV.6.4. Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$$

V_k : Effort tranchant au niveau « k » = $\sum F_i$

Δ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $1/(1-k)$
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.9 : Vérification à L'effet P-Δ.

Sens X-X						
Etage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (T)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	21754.81	0,004	1594,03	3.10	0,0176	Ok

1	17247.30	0,006	1504,46	3.10	0,0222	Ok
2	12961.55	0,007	1295,03	3.10	0,0226	Ok
3	8675.80	0,006	968,81	3.10	0,0173	Ok
4	4393.58	0,005	528,07	3.10	0,0134	Ok

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.

Sens Y-Y						
Etage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (T)	h_k (m)	θ_k	Vérification
RDC	21754.81	0,004	1568,72	3.10	0,0179	Ok
1	17247.30	0,007	1482,43	3.10	0,0262	Ok
2	12961.55	0,008	1287,00	3.10	0,0259	Ok
3	8675.80	0,008	980,40	3.10	0,0228	Ok
4	4393.58	0,007	548,68	3.10	0,0181	Ok

Selon les résultats présentés aux tableaux IV.9 et IV.10, le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage \Rightarrow Condition vérifiée.

IV.6.5. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1]:

Cette vérification a pour but d'empêcher le basculement du bâtiment sous l'effet des actions sismiques horizontales et verticales. Cette vérification garantit que le moment stabilisateur (dû au poids propre et aux charges permanentes) (M_s) dépasse le moment de renversement (dû aux forces sismiques) (M_r).

Cette exigence assure que la structure conserve son équilibre global sous l'effet des sollicitations sismiques.

$$M_{renversement} = \sum_{i=1}^n F_i \times D_i$$

$$M_{stabilisant} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg;Yg).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1.5$$

Tableau IV.11 : Vérification de renversement sens xx.

ETAGE	V _x (T)	F _x (T)	h (m)	W (T)	Xg (m)	M _r (T)	M _s (T)
1	1594,03	89,57	3.10	21754.81	12.25	277,667	266496,4225
2	1504,46	209,61	3.10	21754.81		1299,582	
3	1295,03	326,22	3.10	21754.81		3033,846	
4	968,81	440,74	3.10	21754.81		5465,176	
5	528,07	528,07	3.10	21754.81		8185,058	
Somme						18261,329	OK

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{266496,4225}{18261,329} = 14,59 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cette condition est vérifiée selon X}$$

Tableau IV.12 : Vérification de renversement sensy.

ETAGE	V _y (T)	F _y (T)	h (m)	W (T)	Yg (m)	M _r (T)	M _s (T)
1	1568,72	86,29	3.10	21754.81	10.63	267,499	231253,6303
2	1482,43	195,43	3.10	21754.81		1211,666	
3	1287,00	306,6	3.10	21754.81		2851,38	
4	980,40	431,72	3.10	21754.81		5353,328	
5	548,68	548,68	3.10	21754.81	10.58	8504,54	230165,8898
Somme						18188,413	OK

$$\frac{230165,8898}{18188,413} = 12.65 \geq 1.5 \quad \text{Cette condition est vérifiée selon Y.}$$

IV.6.6. Vérification de l'effort normal réduit : RPA Article (7.1.3.3 et 7.4.3)[1]:

Cette vérification a pour but d'éviter la surévaluation des charges axiales pendant un séisme, de garantir un comportement ductile des éléments en limitant le risque de rupture fragile et d'appliquer des coefficients de pondération réalistes pour les charges variables (exploitation) en situation sismique.

Le RPA99 (7.4.3.1) impose une limite du taux d'effort normal dans les poteaux et voile pour garantir leur ductilité. Le taux d'effort normal est défini par :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par Autodesk Robot Structural Analysais)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} :est la résistance caractéristique du béton.

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) [3] pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considéreront celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) sont connues.

Selon l'Article B.8.2.2 du CBA, le calcul de l'effort normal « N_d » pour un poteau soumis à des charges gravitaires (poids propre, charges permanentes et d'exploitation) et sismiques doit être réalisé en utilisant les combinaisons d'actions définies par le RPA. Ces combinaisons intègrent les effets simultanés des charges verticales et des sollicitations sismiques.

$$V = \frac{1168.42 * 10^3}{300 * 400 * 25} = 0.3 \leq 0.3$$

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	892.486	30*40	25	0.29	CV

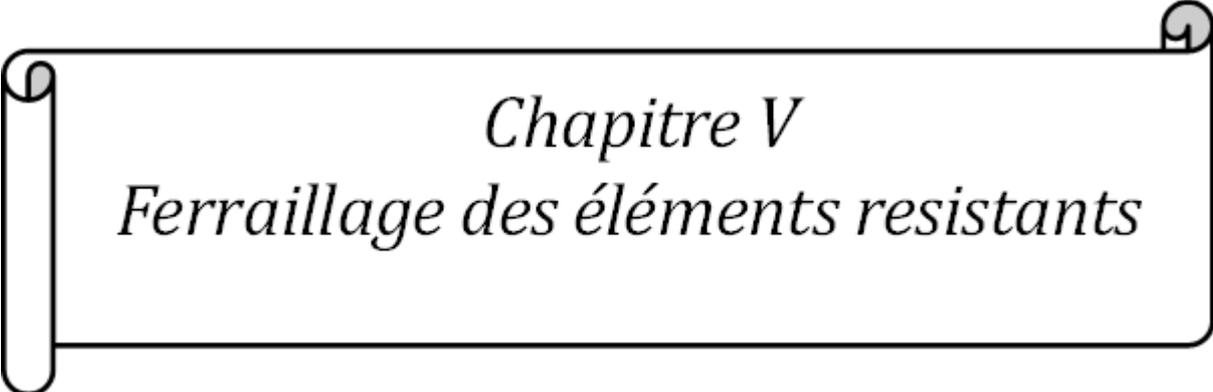
IV.7. Conclusion :

Parmi les différentes approches de modélisation, la méthode modale spectrale a été retenue, car elle répond à l'ensemble des critères d'application définis par la réglementation en vigueur.

L'analyse des résultats issus du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2014 a permis de valider plusieurs points essentiels pour la vérification du comportement sismique de la structure, notamment :

- L'identification des modes propres, avec une attention particulière portée sur les deux premiers modes de translation et le troisième en torsion, afin de garantir un niveau de sécurité élevé.
- La vérification de la période fondamentale de la structure conformément aux prescriptions du RPA.
- Le contrôle de l'effort tranchant à la base, obtenue par la méthode statique équivalente, en s'assurant qu'il respecte la valeur minimale imposée, soit ($=0,8.Vm_{se}$)
- La prise en compte de l'effet de torsion accidentelle, conformément aux exigences réglementaires.

- La vérification du déplacement inter-étage, considéré comme un indicateur du niveau de dommage potentiel à chaque étage.
- L'évaluation de l'effet $P-\Delta$, afin de garantir la stabilité structurelle face aux effets du second ordre.
- L'analyse du pourcentage d'énergie dissipée, recommandé par le RPA99 version 2003[1], pour justifier le choix du coefficient de comportement (R).
- Enfin, la vérification de la contrainte normale réduite a été effectuée pour s'assurer de la résistance suffisante de la structure en compression.



Chapitre V
Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

La structure étudiée est constituée d'un système tridimensionnel comprenant des poteaux, des poutres et des voiles, formant une ossature rigide et auto-stable. Cette configuration permet à l'ensemble de supporter l'ensemble des charges verticales ainsi que les actions horizontales. Les poteaux et les voiles sont soumis à des sollicitations combinées : efforts normaux, efforts tranchants et moments fléchissant. Par conséquent, leur dimensionnement s'effectue en flexion composée. Les poutres, quant à elles, étant principalement sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants, sont calculées en flexion simple.

Une fois les charges permanentes et variables affectées à chaque élément porteur (poteaux, poutres et voiles), le calcul du ferrailage est entrepris. Celui-ci est réalisé conformément aux normes en vigueur en Algérie, à savoir le BAEL91 [2], le CBA93 [3] et le RPA99 version 2003 [1].

V.2.Hypothèse:

Afin de simplifier l'estimation des quantités d'armatures longitudinales requises dans les différents éléments de la structure, certaines hypothèses de simplification sont adoptées :

- Le calcul de la section d'armatures des poteaux sera réalisé individuellement pour chaque poteau, contrairement aux pratiques courantes en phase d'exécution, où un ferrailage identique est généralement appliqué à tous les poteaux d'un même niveau pour faciliter la mise en œuvre.
- Pour les poutres, le ferrailage sera défini en fonction de la valeur maximale nécessaire observée à chaque niveau, assurant ainsi une couverture suffisante dans tous les cas.
- Dans tous les cas, les sections d'armatures prévues respecteront au minimum les exigences imposées par la réglementation parasismique en vigueur

V.3. Étude des poutres :

Les poutres constituent des éléments horizontaux essentiels de chaînage dans une structure. Elles sont principalement soumises à deux types d'efforts : le moment fléchissant et l'effort tranchant. Le moment fléchissant détermine la disposition des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant conditionne la mise en place des armatures transversales.

Leur fonction principale est d'assurer la transmission des charges verticales, issues à la fois des éléments porteurs (murs, planchers, escaliers, etc.) et des charges d'exploitation liées à l'usage du bâtiment. Ainsi, les poutres participent activement à la stabilité et à la rigidité de l'ensemble de la structure.

On distingue généralement deux catégories de poutres :

- **Les poutres principales**, qui supportent directement les charges apportées par les poutrelles ou d'autres éléments porteurs.
- **Les poutres secondaires**, qui interviennent davantage dans le chaînage et la redistribution des charges vers les poutres principales.

V.3.1 Recommandation du RPA 99/2003[1] :

a). Armatures longitudinales :

Le dimensionnement du ferrailage des poutres est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte du moment le plus défavorable pouvant apparaître selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003)[1].

Les poutres constituent des éléments horizontaux essentiels de chaînage dans une structure. Elles sont principalement soumises à deux types d'efforts : le moment fléchissant et l'effort tranchant. Le moment fléchissant détermine la disposition des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant conditionne la mise en place des armatures transversales.

Leur fonction principale est d'assurer la transmission des charges verticales, issues à la fois des éléments porteurs (murs, planchers, escaliers, etc.) et des charges d'exploitation liées à l'usage du bâtiment. Ainsi, les poutres participent activement à la stabilité et à la rigidité de l'ensemble de la structure.

b). 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 : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right)$ → Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ → En dehors de la zone nodale.

Remarque :

La valeur du diamètre ϕ_1 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.3.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL 91[2] : (Combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} \longrightarrow 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} \longrightarrow G + Q$$

❖ Selon RPA 99 [1] : (situation accidentelle) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

Avec : E : charge due à la force sismique.

V.3.3 Ferrailage des Poutres :

V.3.3.1. Poutre principale (30×45) :

❖ Les armatures longitudinales :

Tableau V.1: Sollicitations maximales de la poutre principale.

Section	ELU (KN. m)		ELS (KN. m)		G+Q+E _y (KN. m)		0,8G+E _y (KN. m)		T _{max} (KN)
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	
30×40	59,42	-84,49	43,53	-61,88	44,98	-69,79	49,02	-71,75	88,77

❖ Ferrailage en travée :

$$M_{\max}^t = 59,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{59,42 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 360^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,11 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 36(1 - 0.4 \times 0.14) \quad \Rightarrow Z = 33,98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}^t}{\delta_s \times Z} = \frac{59,42 \times 10^6}{348 \times 339,8} = 502,49 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = 5,02 \text{ cm}^2$$

❖ **La section d'acier minimal:**

Selon BAEL A.4.2.1: [2]

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA (A.7.5.2.1) : [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40$$

$$A_{min} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \max (A_{s(\text{calcul})}, A_{min(\text{BAEL})}, A_{min(\text{RPA})})$$

$$A_s^t = \max (5,02, 1,3, 6,00)$$

$$A_s^t = 6,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA16 = 6.03cm²

❖ **Ferrailage sur appui**

$$M_{max}^a = -84,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{84,49 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 360^2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,15 < \mu_{AB} = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) \quad \Rightarrow \alpha = 0,20$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 36(1 - 0.4 \times 0.20) \Rightarrow Z = 33,12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}^a}{\delta_s \times Z} = \frac{84,49 \times 10^6}{348 \times 331,2} = 733,05 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = 7,33 \text{ cm}^2$$

❖ **La section d'acier minimal :**

Selon BAEL A.4.2.1:[2]

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40$$

$$A_{min(RPA)} = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \max(A_s(\text{calcul}), A_{min(BAEL)}, A_{min(RPA)})$$

$$A_s^a = \max(7,33, 1,3, 6,00)$$

$$A_s^a = 7,33 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14= 7,7cm²

Tableau V.2 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

Section	$A_s(\text{calcul})$ cm ²	$A_{min(BAEL)}$ cm ²	$A_{min(RPA)}$ cm ²	Choix des armatures	A_s^{adpt}
Travée	5,02	1,3	6,00	3HA16	6,03
Appuis	7,33	1,3	6,00	5HA14	7,7

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Pourcentage maximal d'après le RPA99/2003 : [1]

$$\text{Zone courante : } A_{s \max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 \longrightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{s \max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 \longrightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (BAEL 91) : [2]

$A_{\min} = 1,3 < A_{\text{adpt}} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

❖ **Armatures transversales :**

Choix du diamètre d'après le BAEL 91 : [2]

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

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) \longrightarrow \phi_t \leq \min (1.14 ; 3 ; 1.4)$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc on prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

On adopte : $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91][2]:**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{88,77 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots$ **Condition vérifiée**

➤ **Espacement des barres :**

Selon RPA99 : [1]

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4 \right)$$

$$S_t \leq \min(10; 16,8)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

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

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Espacement des barres :**

Selon RPA99 : [1]

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 16,8)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

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

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est

de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.40 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 : [1]**

En la zone nodale:

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_{tmin}=0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t=2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

En la zone courante:

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$A_{t \min}=0,003 \times S_t \times b =0,003 \times 15 \times 30=1,35\text{cm}^2$

$A_{tmin}=1,35 \text{ cm}^2 \leq A_t=2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

❖ Le ferraillage à ELS :

a). En travée:

Tableau V.3: Les Résultats de ferraillage en travée des poutres principales à ELS.

M_{max}^t (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	$A_s^{calcul}(\text{cm}^2)$
43,53	0,079	0,392	0,10	34,56	3,62

b). Sur appui:

Tableau V.4: Les Résultats de ferraillage en appui des poutres principales à ELS.

M_{max}^a (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	$A_s^{calcul}(\text{cm}^2)$
-61,88	0,11	0,392	0,14	33,98	5,23

❖ Vérification à ELS:

➤ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$

a). En travée :

$M_t = 43.53 \text{ KN.m}$; $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$; $d = 36\text{cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A_{sc} = 0$; $n = 15$

❖ La position de l'axe neutre :

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

$$\mu \leq \mu_1 A'_s = 0 \quad n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 6,03(36 - y) = 0$$

$$Y = 12,02 \text{ cm}$$

❖ Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (12,02)^3 + 15 \times 6,03(36 - 12,02)^2 = 0$$

$$I = 69378,95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{43,53 \times 10^6 \times 120}{69378,95 \times 10^4} = 7,52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7,52 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b). En appui :

$$M_a = -61,88 \text{ KN.m} ; A_s = 7,7 \text{ cm}^2 ; d = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; A_{sc} = 0 ; n = 15$$

❖ La position de l'axe neutre :

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

$$\mu \leq \mu_1 A'_s = 0 \quad n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 7,7(36 - y) = 0 \quad 16y^2 - 4148 + 115,5y$$

$$Y = 13,22 \text{ cm}$$

❖ Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (13,22)^3 + 15 \times 7,7(36 - 13,22)^2 = 0$$

$$I = 83040,61 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{61,88 \times 10^6 \times 132}{83040,61 \times 10^4} = 9,83 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 9,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$

Donc : il n’y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérifiées **BAEL.91 [2] :**

Avec : h = 40cm ; b = 30 cm ; d=36 cm ; L =465 cm ; As =7,7cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.4}{4.65} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{0.4}{4.65} = 0.086 \geq \frac{43,53}{10 \times 51,21} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{7,7}{30 \times 31.5} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

V.3.3.2. Poutre secondaire (30×35) :

❖ **Les armatures longitudinales :**

Tableau V.5: Sollicitations maximales de la poutre secondaire.

section	ELU (KN. m)		ELS (KN. m)		G+Q+E _y (KN. m)		0,8G+E _y (KN. m)		T _{max} (KN)
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	
30×35	50,22	-58,42	36,64	-42,61	75,14	-90,28	64,98	-81,28	91,95

❖ **Ferraillage en travée :**

$M_{max}^t = 75,14 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_{max}^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{75,14 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 315^2} = 0,178$

$\mu = 0,178 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$\mu = 0,178 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' = 0$

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

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,178}) = 0,24$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 31,5(1 - 0.4 \times 0.24) = \mathbf{28,47 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{max}^t}{\delta_s \times Z} = \frac{75,14 \times 10^6}{348 \times 284,7} = 758,41 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \mathbf{7,58 \text{ cm}^2}$$

❖ **La section d'acier minimal:**

Selon BAEL A.4.2.1: [2]

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.11 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq \mathbf{1.14 \text{ cm}^2}$$

Selon l'article RPA (A.7.5.2.1) : [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^t = \max (A_s \text{ (calcul)}, A_{min} \text{ (BAEL)}, A_{min} \text{ (RPA)})$$

$$A_s^t = \max (7,58, 1,14, 5,25)$$

$$A_s^t = \mathbf{7,58 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 3HA12+3HA14 = 8.01 cm²

❖ **Ferrailage sur appui**

$$M_{max}^a = \mathbf{-90,28 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{90,28 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 315^2} = 0,21$$

$$\mu = 0,21 < \mu_{AB} = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21})$$

$$\alpha = \mathbf{0,29}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$Z = 31,5(1 - 0.4 \times 0.29)$$

$$\mathbf{Z = 27,84 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{max}^a}{\delta_s \times Z} = \frac{80,28 \times 10^6}{348 \times 278,4} = 828,62 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 8,28 \text{ cm}^2}$$

❖ **La section d'acier minimale :**

Selon BAEL A.4.2.1: [2]

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.1 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2}$$

Selon l'article RPA(A.7.5.2.1) : [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section donc :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35$$

$$\mathbf{A_{min(RPA)} = 5,25 \text{ cm}^2}$$

$$A_s^a = \max (A_{s(\text{calcul})}, A_{\min(\text{BAEL})}, A_{\min(\text{RPA})})$$

$$A_s^a = \max (8,28, 1,14, 5,25)$$

$$\mathbf{A_s^a = 8,28 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 3HA14+3HA14 = 9,24cm²

Tableau V.6 : Les Résultats de ferrailage des poutres secondaire à ELU.

Section	$A_{s(\text{calcul})}$ cm^2	$A_{\min(\text{BAEL})}$ cm^2	$A_{\min(\text{RPA})}$ cm^2	Choix des armatures	A_s^{adpt}
Travée	7,58	1,14	5,25	3HA12+3HA14	8,01
Appuis	8,28	1,14	5,25	3HA14+3HA14	9,24

❖ **Vérification du ferrailage des poutres secondaire :**

Pourcentage maximal d'après le RPA99/2003 : [1]

$$\text{Zone courante : } A_{s \max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 \longrightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 \longrightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (BAEL 91) : [2]

$$A_{\min} = 1,3 < A_{\text{adpt}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

Choix du diamètre d'après le BAEL 91 : [2]

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

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) \longrightarrow \phi_t \leq \min (1; 3; 1.2)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \longrightarrow \text{Donc on prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91][2]:**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{91,95 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Selon RPA99 : [1]

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante :

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

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte: **$S_t = 15 \text{ cm}$**

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

D'après le RPA99/2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.20 = 48 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :[1]**

En la zone nodale:

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En la zone courante:

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a). **En travée :**

Tableau V.7: Les Résultats de ferraillage en travée des poutres secondaire à ELS.

M_{max}^t (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
36,64	0,086	0,392	0,11	30,11	3,49

b). Sur appui:

Tableau V.8: Les Résultats de ferraillage en appui des poutres secondaire à ELS.

M_{max}^a (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s^{calcul} (cm ²)
-42,61	0,10	0,392	0,13	29,86	4,1

❖ **Vérification à ELS:**➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

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

a). **En travée :**

$$M_t = 36,64 \text{KN.m} ; A_s = 8,01 \text{cm}^2 ; d = 36 \text{cm} ; b = 30 \text{cm} ; A_{sc} = 0 ; n = 15$$

❖ **La position de l'axe neutre :**

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

$$\mu \leq \mu_1 \quad \longrightarrow \quad A'_s = 0 \quad \longrightarrow \quad n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 8,01(36 - y) = 0$$

$$Y = 13,46 \text{cm}$$

❖ **Le moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (13,46)^3 + 15 \times 8,01(36 - 13,46)^2 = 0$$

$$I = 85656,72 \text{cm}^2$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{36,64 \times 10^6 \times 134,6}{85656,72 \times 10^4} = 5,76 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 5,76 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ condition vérifiée

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b).En appui :

$$M_a = -42,61 \text{ KN.m} ; A_s = 9,24 \text{ cm}^2 ; d = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; A_{sc} = 0 ; n = 15$$

❖ **La position de l'axe neutre :**

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

$$\mu \leq \mu_1 \quad \longrightarrow \quad A'_s = 0 \quad \longrightarrow \quad n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 9,24(36 - y) = 0 \quad 15Y^2 - 4989,6 + 138,6Y$$

Y=14,19cm.

❖ **Le moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (14,19)^3 + 15 \times 9,24(36 - 14,19)^2 = 0$$

I=94501,14cm²

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{42,61 \times 10^6 \times 142}{94501,14 \times 10^4} = 6,40 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 6,40 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifiée

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ **Vérification de la flèche :**

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

Vérifiées **BAEL.91 [2] :**

Avec : h = 35cm ; b = 30 cm ; d=36 cm ; L =390 cm ; As =9,24 cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.90} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{0.35}{3.90} = 0.089 \geq \frac{0.85 \times 14.13}{10 \times 14.13} = 0.085 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{9.24}{30 \times 31.5} = 0.0097 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

V.3.3. Schéma de ferraillage :

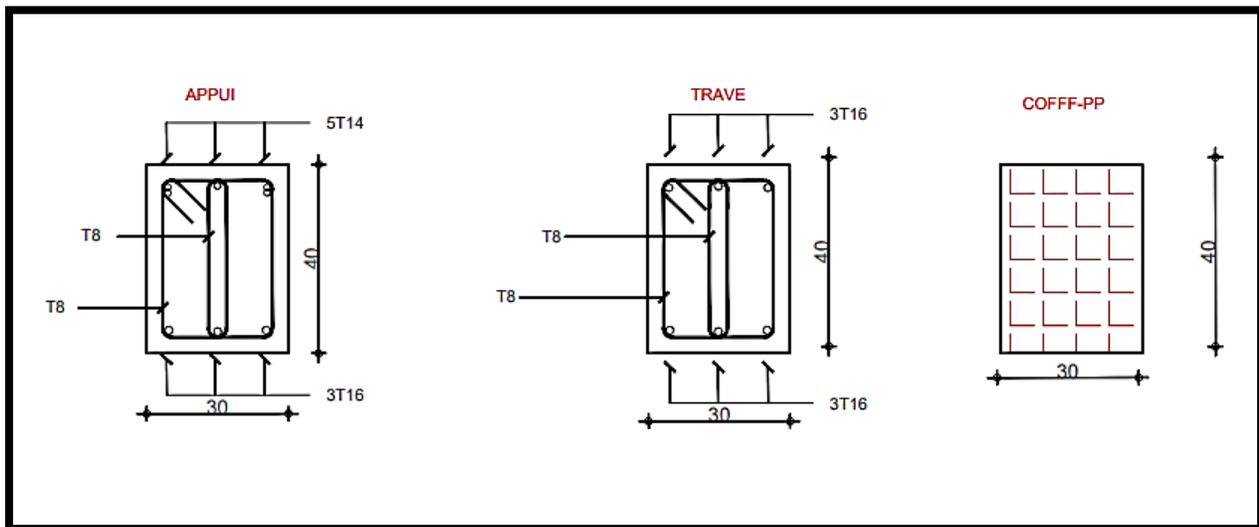


Figure V.1: Schéma de ferraillage des poutres principales.

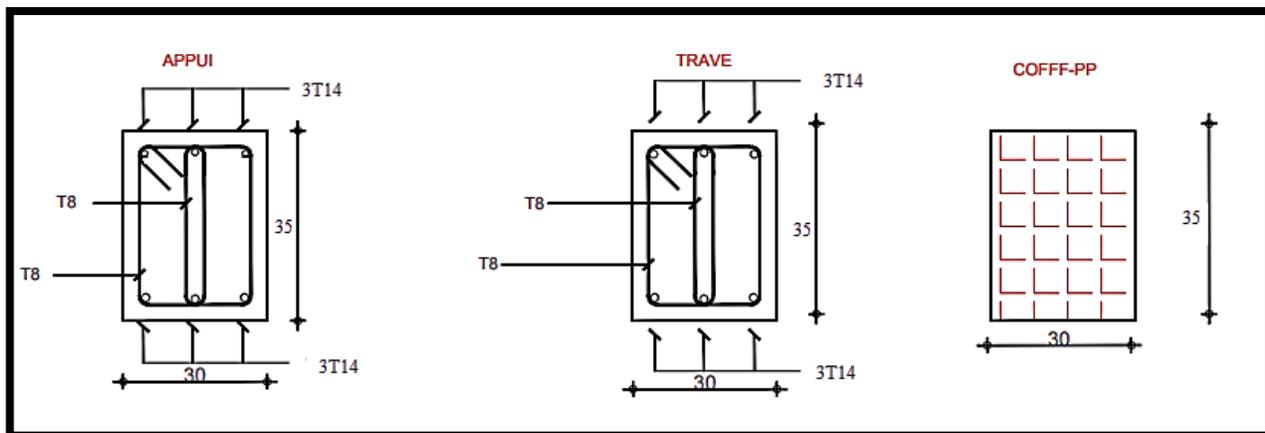


Figure V.2: Schéma de ferraillage des poutres secondaire.

V.4. Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des composants verticaux essentiels dans une structure. Leur rôle principal est d'assurer la transmission des efforts verticaux, tels que les forces axiales et les moments fléchissant, vers les fondations. Le ferrailage de ces éléments est conçu pour résister à une flexion composée, en tenant compte des différentes combinaisons de sollicitations auxquelles ils peuvent être soumis.

V.4.1. Rôles des poteaux en béton armé

Les poteaux en béton armé jouent un rôle fondamental dans le système constructif poteaux-poutres. Leurs principales fonctions sont les suivantes:

- Ils servent de points d'appui verticaux isolés assurant la transmission des charges, formant ainsi les éléments porteurs du système poteaux-poutres.
- Ils reprennent les efforts verticaux, principalement des efforts de compression, provenant des charges appliquées sur la structure.
- Ils contribuent à la stabilité latérale de l'ouvrage en participant à la résistance contre les actions horizontales telles que le vent, les séismes ou encore les effets de dilatation thermique.
- Ils permettent le chaînage vertical de la structure, assurant ainsi une meilleure cohésion et rigidité de l'ensemble.
- Grâce à leur faible emprise au sol, ils optimisent l'espace, limitant l'encombrement tout en assurant une efficacité structurelle, notamment dans les modélisations effectuées avec des logiciels de calcul tels que Robot Structural analysais.

V.4.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Selon B.A.E.L 91[2] : (Combinaison fondamentale) :

$$ELU \longrightarrow 1.35 \times G + 1.5 Q$$

- ❖ Selon RPA 99 [1] : (situation accidentelle) :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

La combinaison (3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{max} \longrightarrow M_{corre} \longrightarrow A_1$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{corre} \longrightarrow A_2$$

$$N_{max} \longrightarrow M_{corre} \longrightarrow A_3 \longrightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.3. Recommandation du RPA99/2003 :

a).Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1) [1]

D’après le RPA99/2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique.

IIa est limité par :

- ❖ $A_{max} = A_s/b \times h < 3\%$ en zone courante.
- ❖ $A_{max} = A_s/b \times h < 6\%$ en zone recouvrement.
- ❖ $A_{min} = A_s > 0.8 \% b \times h$ (zone IIa).
- ❖ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone IIa).
- ❖ La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zone critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre. La zone nodale est définie par l’ et h’ avec :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

Avec : b_1 et h_1 : Section de poteau considéré

h_e : Hauteur d’étage.

b).Les armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2) [1]

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99/2003 ; elles sont données comme suit :

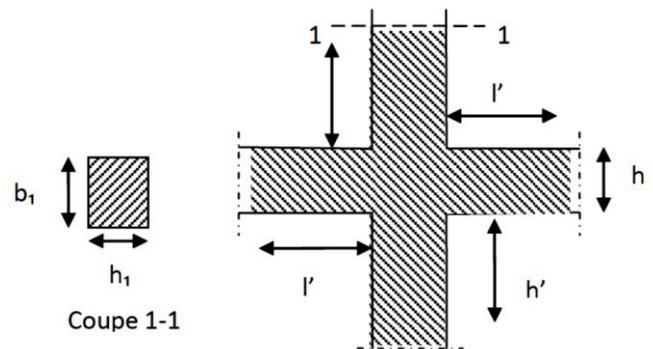


Figure V.3 : Zone nodale.

➤ Selon le BAEL91 : [2]

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

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

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{T_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right)$$

Avec : A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_L : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99/2003: [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a + T_u}{h \times F_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} St < 15\emptyset_l \dots\dots\dots \text{En zone courante.} \\ St \leq \min (10\emptyset_L ; 15\text{cm}). \text{En zone nodale.} \end{array} \right.$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort

Tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b} \text{ (a et b sont les dimensions de la section)}$$

L_f : Longueur de flambement = $0.7 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage = $h_{poteau} - h_{poutre}$

La quantité minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t \times b_1} : \text{ En pourcentage et donné comme suit :}$$

- Si: $\lambda_g \geq 5$: $A_t \text{ min} = 0.3\%$ (St; b1).
- Si: $\lambda_g \leq 3$: $A_t \text{ min} = 0.8\%$ (St; b1).
- Si: $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimums.

V.4.3.1. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude sismique. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Etude des Poteaux :

Tableau. V.9: Sollicitations dans les poteaux.

Poteaux	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	M ^{max}	N ^{corres}	N ^{max}	M ^{corres}	N ^{min}	M ^{corres}
30× 40	48,93	549,33	892,86	-3,26	-84.39	14.05

. Ferraillages des poteaux :

a) **Armatures longitudinales :**

❖ **Cas 1 :**

$$N^{\max} = 892,86 \text{KN}$$

$$M^{\text{corres}} = -3,26 \text{KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,26}{892,86} = 0.0036 \text{ m}$$

$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0,36\text{cm} < 20 \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure 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 assimilation à la flexion simple.

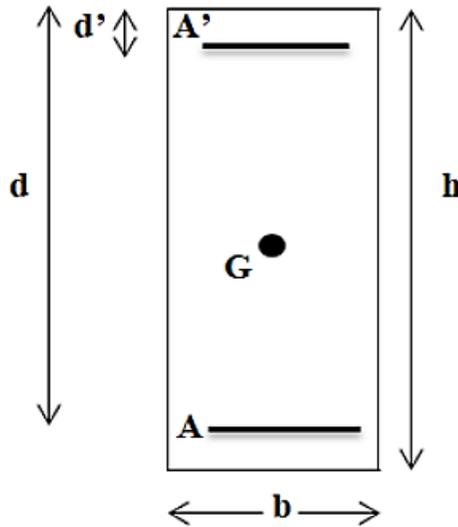


Figure V.4 : Section du Poteau à ferrailer.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 14,05 + 84,39 \left(0,37 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_f = 28,39KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 400 - 0.81 \times 30) \times 300 \times 400 \times 14.16$$

$$\mathbf{A = 187.76KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 84,39 \times (0,37 - 0,03) - 28,39$$

$$\mathbf{B = 0,30KN.m}$$

On à : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = -84,39 \text{ KN} ; M_f = 28,39 \text{ KN.m}$$

$$u_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow u_{ua} = \frac{28,39 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 370^2} = 0,048 \quad f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$u_{ua} = 0,048 < 0,493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0,048 < u_{lim} = 0,392 \Rightarrow u_{ua} < u_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$u = 0,048 \Rightarrow \alpha = \mathbf{0,06}$$

$$\mathbf{Z = 361,12 \text{ mm}}$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} \Rightarrow A_{cal} = \frac{28,39 \times 10^6}{348 \times 361,12} = 255,91 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_{cal} = 2,55 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 255,91 - \frac{84,39 \times 10^3}{348}$$

$$\mathbf{A = 13,41 \text{ mm}^2}$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Cas3 :

$$N^{\min} = 549,33 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corres}} = 48,93 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{48,93}{549,33} = 0,089 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} \Rightarrow 8,9 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

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 assimilation à la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 48,93 + 549,33 \left(0,37 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_f = 142,32 \text{ KN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 400 - 0,81 \times 30) \times 300 \times 400 \times 14,16$$

$$A = 187,76 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 549,33 \times (0,37 - 0,03) - 142,32$$

$$B = 44,45 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 549,33 \text{ KN} ; M_f = 142,32 \text{ KN.m}$$

$$u_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow u_{ua} = \frac{142,32 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 370^2} = 0,24 \quad f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$u_{ua} = 0,24 < 0,493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0,24 < u_{lim} = 0,392 \Rightarrow u_{ua} < u_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$u = 0,24 \Rightarrow \alpha = 0,35$$

$$Z = 318,2 \text{ mm}$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} \Rightarrow A_{cal} = \frac{142,32 \times 10^6}{348 \times 318,2} = 1285,24 \text{ mm}^2$$

$$A_{cal} = 12,85 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 1285,24 - \frac{549,33 \times 10^3}{348}$$

$$A = -293,29 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

Donc, Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on

Obtient : $A = \max(14,2 ; 2,55 ; 12,85) \rightarrow A = 14,2 \text{ cm}^2$

❖ **La section d'acier minimale:**

Selon BAEL91 [2] :

$$A_{(\min)} = \max(0.2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section .

$$A_{u(\min)} = \max[0.2\% (30 \times 40) ; 4\% \times 140]$$

$$A_{u(\min)} = \max(2.4 \text{ cm}^2 ; 5.6 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = 5.6 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 [1] :

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.8 \% (b \times h) = 0,008 \times 30 \times 40$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 9,6 \text{ cm}^2$$

❖ **La section d'acier maximale:**

Selon BAEL91 [2] :

$$A_{\max} = 5\% B = 0,05 \times 30 \times 40$$

$$A_{\max} = 60 \text{ cm}^2$$

Tableau V.10: Ferrailages longitudinaux des poteaux.

Poteaux	$A_{S \max(\text{cal})}$ (cm^2)	$A_{\min}(\text{BAEL})$ (cm^2)	$A_{\min}(\text{RPA})$ (cm^2)	Choix (cm^2)	$A_{S(\text{adop})}$ (cm^2)
30× 40	14,2	5,6	9,6	8HA16	16,08

b) Armatures transversales :

Selon RPA99/2003 [1] :

➤ **Section d'armature :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

S_t : L'espacement des armatures, d'après les recommandations du RPA est pris égale à :

Zone nodale (zone IIa): $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \text{Min}(10 \times 1,6; 15 \text{ cm}) = \min(16; 15 \text{ cm})$$

$S_t \leq 15 \text{ cm}$; On adopte: **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Zone courante (zone IIa) : $S_t \leq 15\phi_1$.

$$S_t \leq 15 \times 1,6 = 30 \text{ cm}$$

On adopte: **$S_t = 15 \text{ cm}$**

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (λ_g)

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: } \lambda_g = \max \left[\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right]$$

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

$$L_f = 2,17 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.17}{0.3} = 7.23 > 5 \\ \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.17}{0.4} = 5.43 > 5 \end{array} \right.$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$$\text{Alors: } A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e} = \frac{2,5 \times 150 \times 17,91 \times 10^3}{400 \times 400} A_t = 0,42 \text{ cm}^2$$

• **Section minimal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si: } \lambda_g \geq 5: A_{tmin} = 0,3\% (S_t \times b) \\ \text{Si: } \lambda_g \leq 3: A_{tmin} = 0,8\% (S_t \times b) \\ \text{Si: } 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

On a: $\lambda_g = 7.23$

$$\text{Donc: } A_{tmin} = 0.3\% (S_t \times b) \longrightarrow A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 40 \longrightarrow A_{tmin} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: 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	17,91	N	10	1.2	6HA8	3.02
					C	15	1.8		

D’après le code de Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3) [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.

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

V.4.3.2 Vérification :

➤ **Vérification de l’effort tranchant « cisaillement » :**

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:** [2]

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 2003 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{Si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.12 : 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)	τ̄ _u (MPa)	Observation
----------------------------	--------------------	--------------------	----------------	--------	---------------------	---------	-----------------------	-------------

30× 40	2.17	7.23	0.075	37	17,91	0.15	2.5	C.V
---------------	------	------	-------	----	-------	------	-----	-----

V.4.3.4 Vérification de stabilité de forme (CBA 93 Article B.8.4.1) : [3]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

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

.Avec : A_s : est la section d'armature comprimée.

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} Si : \lambda \leq 50 \\ Si : 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right\} \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{cases}$$

On calcul l'élanement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement tel que :

$$L_f = 0.7 \times l_0 L_f = 0.7 \times 3.1 \rightarrow L_f = 2.14 \text{ m} \rightarrow$$

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Avec :

B : Section de béton : $B = h \times b = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$$\text{Donc : } i = \sqrt{\frac{1,6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.11 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,14}{0,11} = 19,45 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{19,45}{35}\right)^2} = 0,8$$

Br: Section n réduite du poteau: $Br = (h - 2)(b - 2) = (0.4 - 0.02)(0.3 - 0.02) = 0.106 \text{ m}^2$

$$N_u \leq \bar{N} = 0,8 \left[\frac{0,106 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1,5} + \frac{16,08 \times 400}{1,15} \right] = 2017,814 \text{ KN}$$

$N_u = 892,86 \text{ KN} \leq \bar{N} = 2017,814 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement.

V.4.4. Schéma de ferrailage :

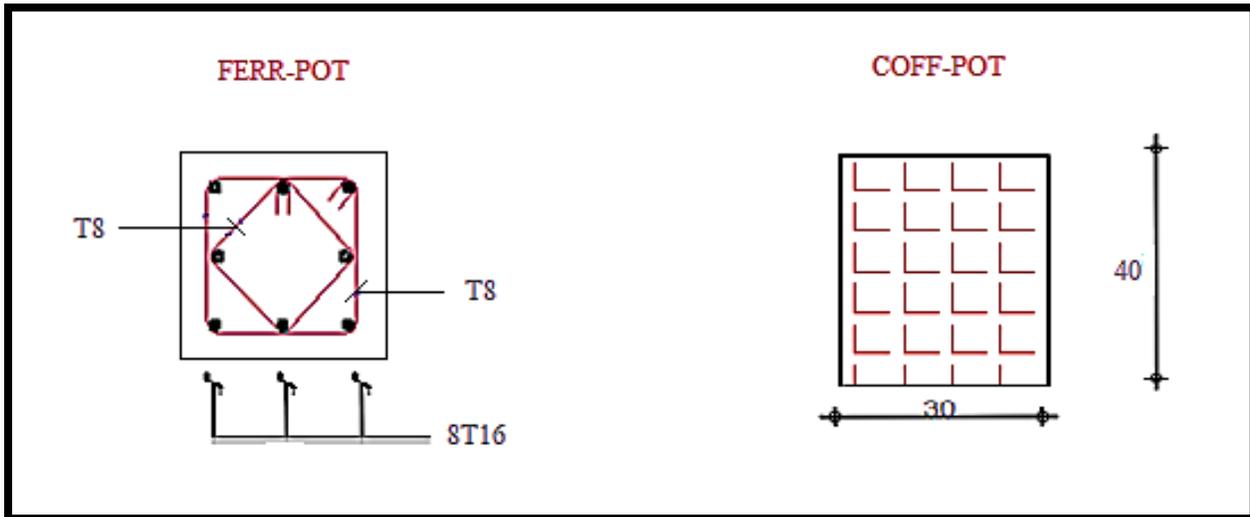


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.5. Les voiles :

V.5.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux essentiels assurant le contreventement d'une structure. Ils ont pour rôle de résister aux actions horizontales, telles que les forces dues au vent (facteurs climatiques) ou aux séismes (facteurs géologiques), tout en supportant également des charges verticales. De ce fait, un voile est soumis simultanément à trois types d'efforts : un effort normal (N), un effort tranchant (V) et un moment fléchissant, qui atteint son maximum au niveau de l'encastrement à la base. Ainsi, les voiles doivent être dimensionnés en prenant en compte la flexion composée et les efforts de cisaillement. Leur ferrailage comprend des armatures verticales, horizontales et transversales afin de répondre à ces sollicitations. Selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003, article 3.4.A.1.a)[1], l'usage de voiles de contreventement est obligatoire pour toute structure en béton armé dépassant quatre étages ou atteignant une hauteur supérieure à 14 mètres, dans les zones sismiques de type IIa. Les voiles peuvent être soit pleins, soit percés d'ouvertures, mais toujours reliés entre eux par les planchers de la structure. Dans notre étude, deux types de voiles sont considérés : les voiles pleins et ceux comportant des ouvertures. D'un point de vue structurel, un voile est assimilé à une console encadrée à sa base. Il existe deux grandes catégories de voiles, qui se distinguent par leurs modes de comportement mécanique

- ✓ Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1,5$
- ✓ Voiles courts avec : $\frac{h}{l} > 1,5$

Leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.5.2. Conception des voiles :

La disposition des voiles doit viser à minimiser l'excentricité afin de limiter les effets de torsion. Il est essentiel qu'ils ne soient pas trop espacés, afin de garantir une bonne rigidité du plancher. Par ailleurs, leur implantation doit être équilibrée de manière à assurer une répartition homogène des rigidités dans les deux directions principales de la structure.

V.5.3. Les Combinaisons de calcul :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) [1] et le BAEL 99[2], les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont

Selon le BAEL91 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 [1] :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

V.5.4. Les recommandations du RPA99 [1]:

V.5.4.1. Armatures verticale :

La mise en place des armatures verticales dans les voiles doit être conçue de manière à assurer la reprise des efforts dus à la flexion composée, conformément aux exigences du RPA99/2003.

- La zone du voile soumise à des efforts de traction doit être entièrement armée, avec un pourcentage minimal d'armatures longitudinales équivalent à 0,2 % de la section horizontale du béton soumis à la traction.
- Aux extrémités du voile, les barres verticales doivent être maintenues par des cadres horizontaux (étriers) dont l'espacement ne dépasse pas l'épaisseur du voile.
- En présence de fortes compressions à l'extrémité du voile, les armatures verticales doivent répondre aux mêmes critères que ceux appliqués aux poteaux.

- Au dernier niveau, les barres verticales doivent être munies de crochets en tête, tandis que les autres niveaux peuvent être assemblés par recouvrement sans crochet.
- Enfin, aux deux extrémités du voile, sur une distance correspondant à $1/10e$ de la largeur totale, l'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié, sans toutefois excéder 15 cm.

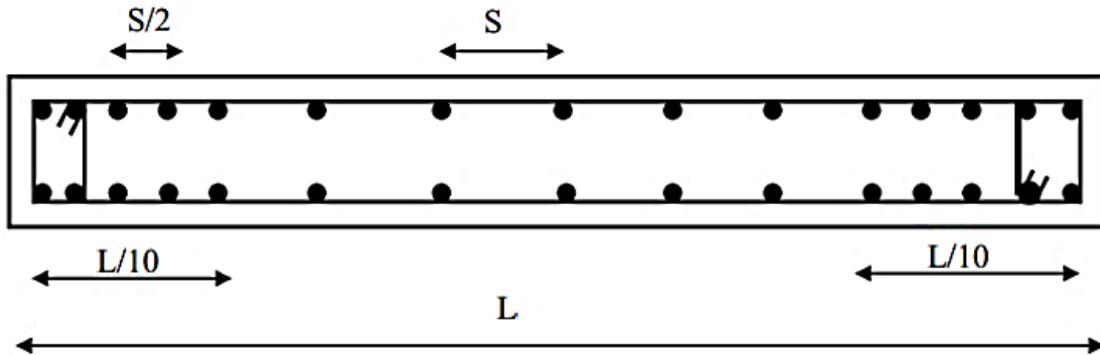


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$

- **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{F_e} ; V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.

$\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

✓ L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a ; 30)$ cm

• **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.5.4.2. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I}$$

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

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

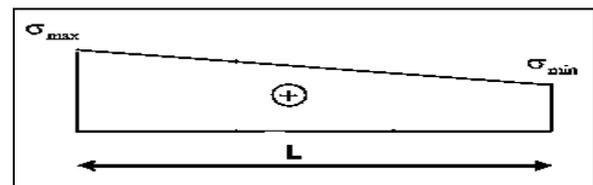
L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

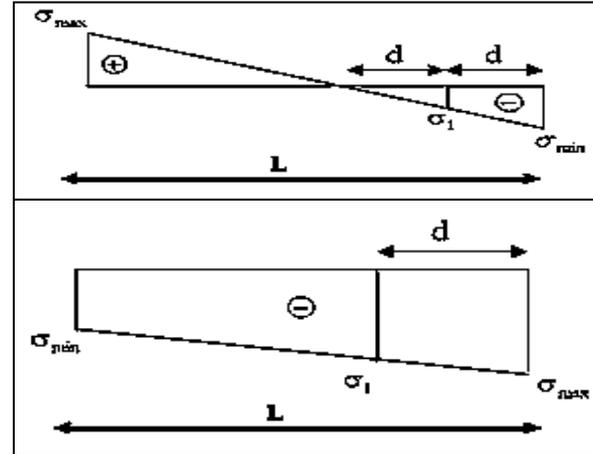
❖ **Section entièrement comprimée :**

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 :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

Armature verticale :

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 [1] :

➤ **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 :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.13: Sollicitations de calcul (voile plein).

		Voile «V ₁ » sen X-X	Voile «V ₂ » sen Y-Y
L (m)		1,65	2,20
e (m)		0.15	0.15
h_{étage} (m)		3.10	3.10
N_{max} ; M_{max}	N (KN)	1454,77	852,90
	M (KN.m)	1018,08	55,49
	V_u (KN)	-325,21	-16,27

V.5.5.Ferraillage des voiles :

➤ **Exemple d'application 01 :**

Voile Sens (X – X):

❖ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Avec : L= 1,65 m ; e = 0,15m ;

A= L×e A= 0.15×1,65 A= **0,25m²**

$I = \frac{e \times L^3}{12}$ $I = \frac{0,15 \times 1,65^3}{12}$ **I= 0.056 m³**

$V = \frac{L}{2}$ $V = \frac{1,65}{2}$ **V=0,83m**

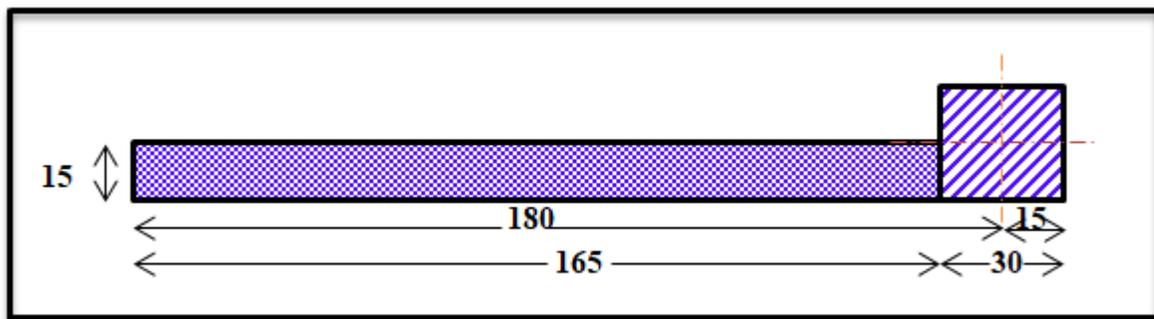


Figure V.7: Dimensions du voile V1.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1454,77}{0.25} + \frac{1018,08 \times 0,83}{0.056} = 20908,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1454,77}{0.25} - \frac{1018,08 \times 0,83}{0.056} = -9270,32 \text{ KN/m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.
On calcule la longueur de la zone de traction :

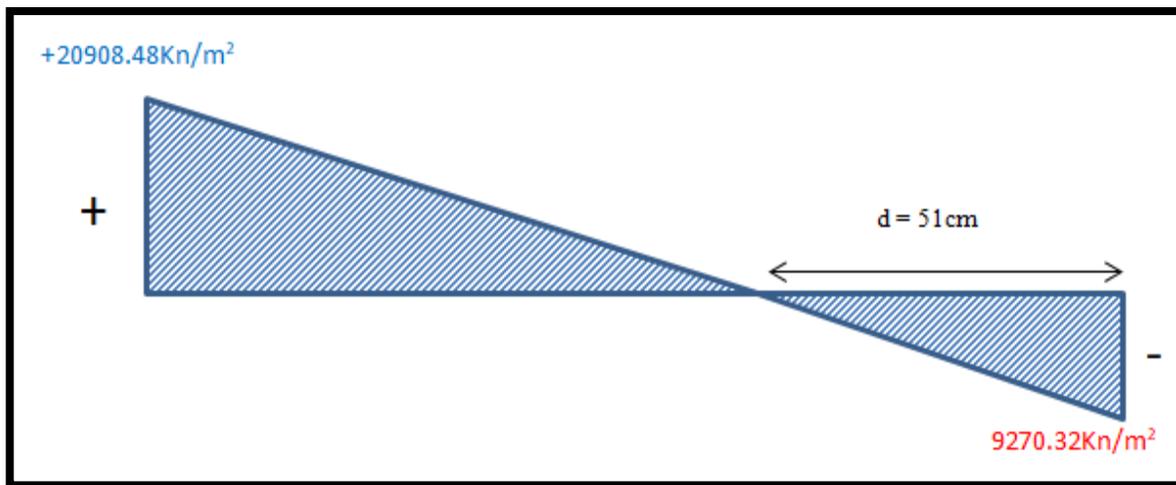


Figure V.8 : diagramme des contraintes voile sens (X - X)

➤ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_c = L \left(\frac{\max}{\sigma_{\max} + \min} \right) = 1,65 \left(\frac{20908,48}{20908,48 + 9270,32} \right) = 1,14 \text{ m}$$

➤ **Longueur de la zone comprimée :**

$$L_t = L - L_c = 1,65 - 1,14 \quad L_c = 0,51 \text{ m}$$

$$d = \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right] = 0,76 \text{ m} = 76 \text{ cm}$$

Donc : $d > L_t$

$$d = L_t = 0,51 \text{ m}$$

❖ **Le ferrailage de la zone tendue :**

$$N_u = \frac{1}{2} \times \sigma_1 \times d \times e = \frac{1}{2} \times 9270,32 \times 0,51 \times 0,15 = 354,59 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre :

$$A = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{354,59 \times 10}{400} = 8,86 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,2 \% \times d \times e = 0,002 \times 51 \times 15 = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 51 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 8,86 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ ($e = 7.5 \text{ cm}$)

❖ **Le ferrailage de la zone comprimée :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } \theta = 0.85; \quad \gamma_b = 1.15$$

$$f_{bu} = 21739.2 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{\max} = 20908,48 \text{ KN/m}^2$$

La section d'acier à mettre :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times L_c \times e = 0.002 \times 114 \times 15 = 3,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = L_c \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 114 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 8,97 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \text{Max}(A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}) = 8,97 \text{ cm}^2$.

soit $2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ ($e = 15 \text{ cm}$)

❖ **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'environ.

✚ **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.05 + 9.05}{4} = 4,53 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 15 \% \times B = 0.0015 \times 270 \times 15 = 6.075 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 6HA10 = 9,42 \text{ cm}^2$ 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

$$V_u = 325,21 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times 325,21 = 455,29 \text{ KN} = 0.455 \text{ MN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{0.455}{400} = 0.001251 \text{ m}^2 = 12.51 \text{ cm}^2$$

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 :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99)[1].

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{325,21 \times 10}{15 \times 0,9 \times 320} = 0.75 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

🚩 **D'après le RPA99 révisé 2003[1] :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

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.

$$V_u = 325,21 \text{ KN}$$

$$T = 1,4 \times 325,21 = 455,29 \text{ KN} = 0.455 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{455,29 \times 10}{15 \times 0,9 \times 320} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **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.5.5.1. Ferraillage des voiles sens (X – X) :

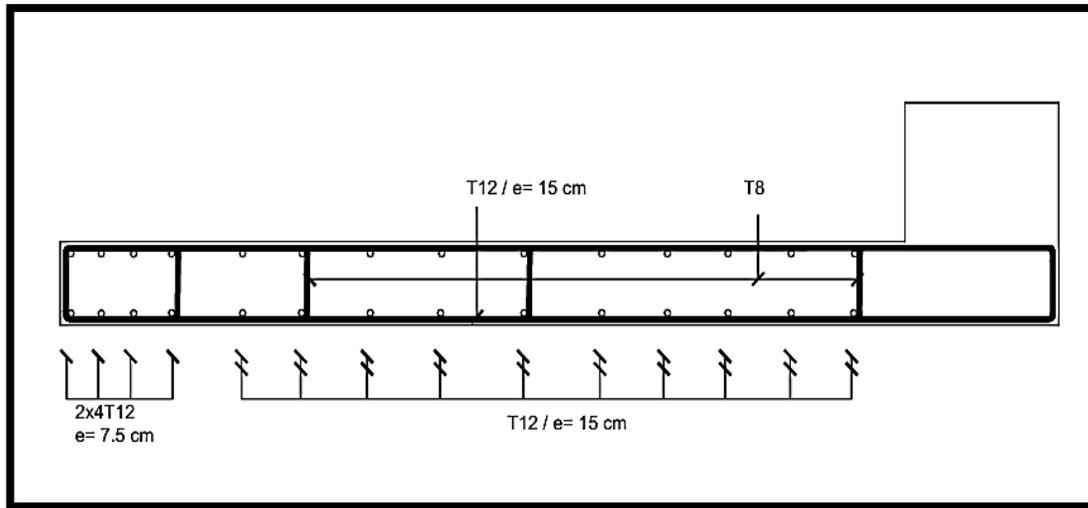


Figure V.9: schéma de ferraillage des voiles sens (X – X)

➤ **Exemple d’application 02 :**

Voile Sens (Y – Y):

Avec : $L = 2,20\text{m}$; $e = 0,15\text{m}$;

$$A = L \times e \quad A = 0.15 \times 2,20 \quad A = \mathbf{0,33\text{m}^2}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} \quad I = \frac{0,15 \times 2,20^3}{12} \quad I = \mathbf{0.133 \text{m}^3}$$

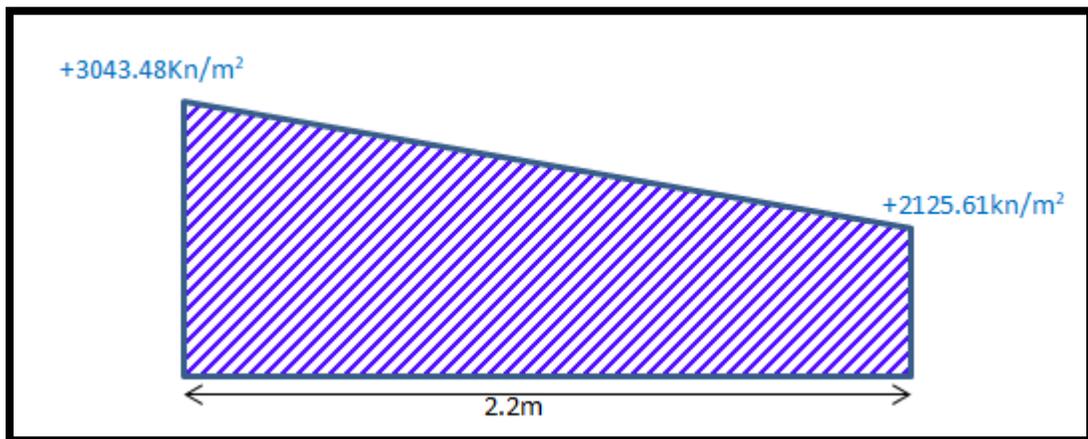
$$V = \frac{L}{2} \quad V = \frac{2,20}{2} \quad V = \mathbf{1,10\text{m}}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{852,90}{0.33} + \frac{55,49 \times 1.10}{0.133} = +3043,48 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{852,90}{0.33} - \frac{55,49 \times 1.10}{0.133} = +2125,61 \text{KN/m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont de signes positif (+), donc la section du voile est entièrement comprimée



FigureV.10: diagramme des contraintes voile sens (Y – Y)

D'après le BAEL 91[2] :

$$A_{\min RPA} = 0.15 \% \times L \times e = 0.0015 \times 220 \times 15 = 4,95 \text{ cm}^2$$

on adopte : **4 HA14 = 6,16cm²**

❖ **Espacement :**

Selon le BAEL91, on a :

$$S_t \leq \min (2e; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA99, on a :

$$S_t \leq \min (1,5e; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ RPA}}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{on adopte un espacement de } S_t = \mathbf{15cm}$$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **D'après le BAEL 91 [2].**

$$V_u = 16,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,27 \times 10}{15 \times 0,9 \times 320} = 0,033 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.033\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$

• **D’après le RPA99 :**

$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{T}{b_0 \times d}$

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 .

$V_u = 16,27 \text{ KN}$

$T = 1,4 \times 16,27 = 22,78 \text{ KN} = 0.023\text{MN}$

$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{22,78 \times 10}{15 \times 0.9 \times 320} = 0,053 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,053 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

• **Vérification à l’ELS :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \frac{N_s}{B+(15 \times A)}$ et ; $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_b = \frac{N_s}{B+(15 \times A)} = \frac{487.20 \times 10^{-3}}{0.64 + (15 \times 0.002239)} = 0.73 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

V.5.5.2. Ferraillage des voiles sens (Y – Y) :

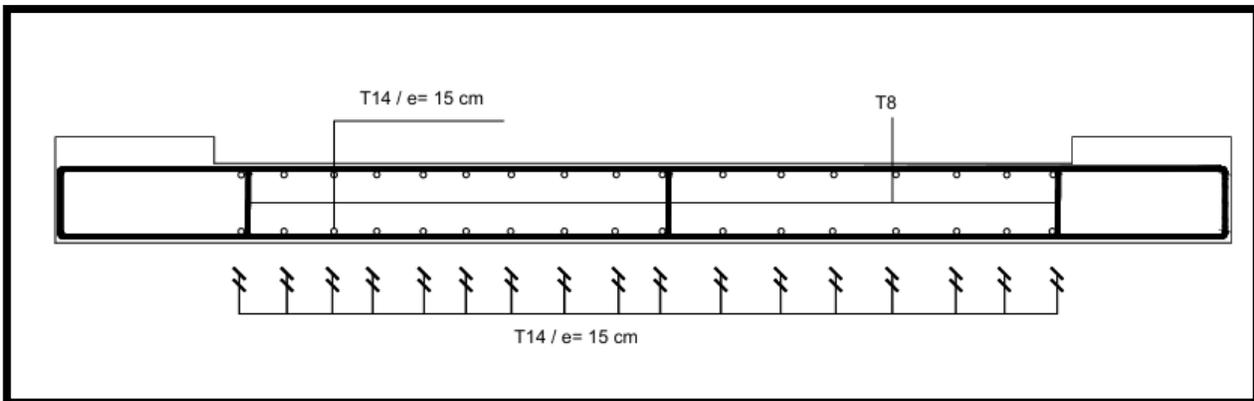


Figure V.11 : schéma de ferraillage des voiles sens (Y – Y)

V.6.Conclusion:

Une étude bien détaillée de ferraillages des éléments structuraux (poutres principales et secondaires, poteau et voile) a été effectuée dans ce chapitre afin de garantir la stabilité de la structure étudiée. Le ferraillage adopté de chaque élément est conforme aux recommandations préconisées par le règlement parasismique Algérien RPA99.



Chapitre VI
Étude De L'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations représentent la base de toute construction, car elles assurent le lien entre l'ouvrage et le sol. Leur rôle est de transférer les charges provenant de la superstructure vers le terrain, ce qui en fait une composante fondamentale pour la stabilité de l'édifice. Une conception et une réalisation rigoureuses des fondations sont donc indispensables pour garantir la durabilité de l'ensemble de la construction.

Les éléments de fondation peuvent transmettre les charges directement au sol, comme c'est le cas pour les semelles superficielles ou les radiers. Dans d'autres configurations, ils peuvent utiliser des dispositifs intermédiaires, tels que les pieux, qui permettent d'atteindre des couches de sol plus résistantes en profondeur.

Ainsi, les fondations remplissent deux missions principales :

- Supporter les charges permanentes et les surcharges issues de la superstructure.
- Transmettre ces efforts au sol d'assise de manière sécurisée, afin de préserver la stabilité générale de l'ouvrage.

Le dimensionnement des fondations doit toujours être adapté à la capacité portante du sol, afin d'éviter tout risque de tassement ou de déséquilibre de la structure.

VI.2. Types des fondations :

On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profondes (les puits).
- Fondations profondes (les pieux).

VI.2.1. Fondation superficielle en béton armé :

Constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, et de radiers généraux transmettent les charges à une couche de sol résistante de faible profondeur ($D/B \leq 1.5$).

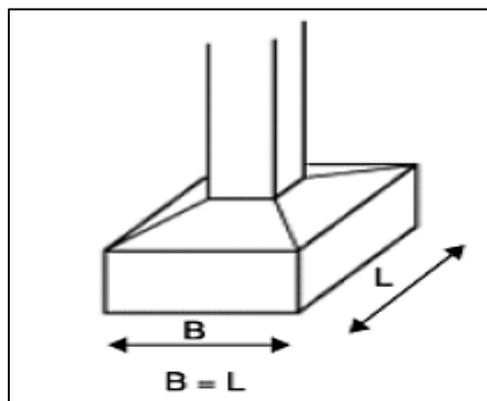


Figure VI.1:Semelle isolée.

VI.2.2. Fondations Profondes et semi Profondes :

Elles sont constituées par des pieux ou des barrettes qui sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage, transmettent les charges à une couche de sol résistante de grande profondeur.

VI.3. Justification pour le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

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.

VI.3.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA99 [1] 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.3.2 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{qu^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{qu^{reel}}{\gamma_q} = 1.80 \text{ bar (annexe 3)}$$

Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$\gamma_q=2$ (ELU)

$\gamma_q=3$ (ELS)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{qu^{reel}}{3} \rightarrow qu^{reel} = 3x\sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{qu^{reel}}{2} \rightarrow qu^{reel} = 2x\sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = 3 \times 2 \times 1.8 \text{ bar} = 2.7 \text{ bar}$$

VI.4 Calcul des fondations :

Afin d'assurer à la fois la sécurité de l'ouvrage et la maîtrise des coûts, tout en tenant compte de ses caractéristiques spécifiques, ainsi que de la charge transmise, de la portance du sol, de la profondeur d'ancrage et des informations issues de l'étude géotechnique, le choix du type de fondation débute généralement par l'examen des semelles isolées, suivi des semelles filantes, puis du radier. Chaque solution envisagée devra faire l'objet d'une vérification technique rigoureuse.

Il est supposé que la charge verticale transmise par la superstructure soit appliquée au centre de gravité (C.D.G) de la fondation.

Il convient alors de s'assurer que la condition suivante est respectée :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

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 isolées. 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. [7].

VI.4.1 Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment : $W_{TOT} = 21754,81 \text{ KN}$

La surface totale du bâtiment : $S = 399,5 \text{ m}^2$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$\frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{24221,36}{200} = 121,11 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{121,11}{399,5} = 30\% < 50\%$$

On opte pour une semelle isolée.

VI.4.1.1 Semelles Isolées :

a) 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) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

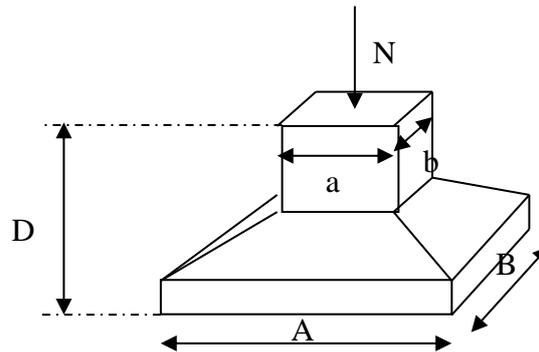


Figure VI.2 : Dimensions de la semelle isolée.

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2010 » (poteau le plus

Sollicité) → $N_{ser} = 651,89 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle = $A \times B$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0,40}{0,30} \times \frac{651,89}{200}} \Rightarrow B = 2,1 \text{ m}$$

b) Vérification de la mécanique des sols :

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1,5B$$

Tel que L_{min} est l'entre axes minimum entre deux poteaux

On a :

$$1,5 \times B = 3,15 \text{ m} > L_{min} = 1,7 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ non vérifié}$$

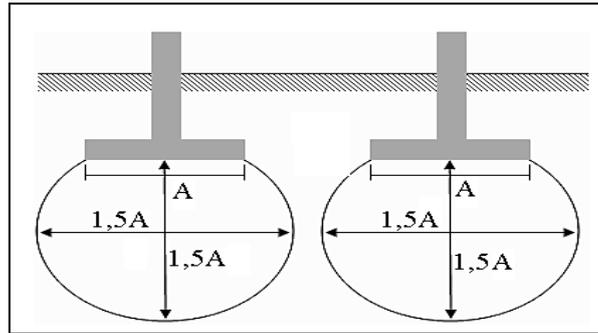


Figure VI.3: L'interférence entre deux semelles isolée.

c) Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

On utilise des semelles filantes lorsque les poteaux, et donc leurs semelles, sont suffisamment rapprochés dans une direction donnée, au point que les contraintes combinées au niveau de leur jonction dépassent la capacité portante du sol.

Dans ce cas, la semelle filante reprend l'ensemble des efforts normaux transmis par tous les poteaux alignés sur une même ligne.

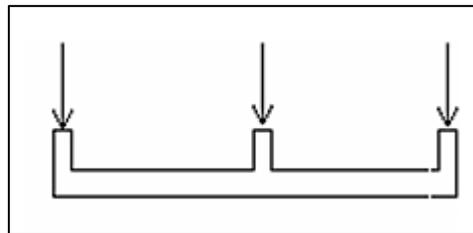


Figure VI.4: Semelles filantes.

A. Semelle filante sous voile :

A.1. Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile :

$$S=B \times L \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

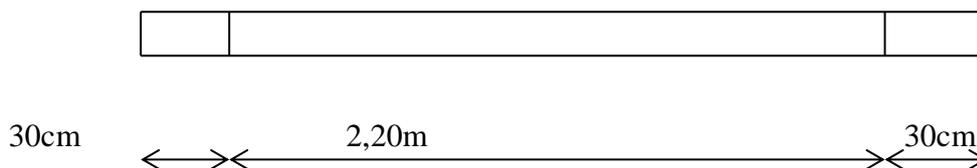


Figure VI.5 : semelles filantes sous voiles.

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

❖ Les files des poteaux le plus sollicités

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{3259,45 \times 10^{-3}}{20,1 \times 0,2} = 0,81\text{m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{3276,1 \times 10^{-3}}{20,1 \times 0,2} = 0,82\text{m}$$

On prend: **B = 1,2m**

A.2. Ferrailage Semelle filante sous voile :

N = 915 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 :

6HA20 = 18.85 cm² ; Esp = 15 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 :

6HA12 = 6.79 cm² ; Esp = 20 cm

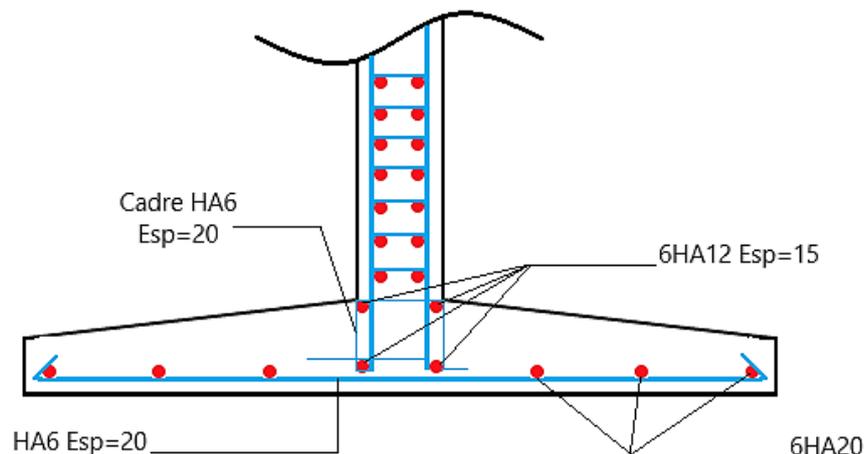


Figure VI.6: Ferrailage de la semelle filante sous voile.

B. Semelle filante sous les poteaux : [7].

❖ Calcul σ_{moy} :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{N}{B \times L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) & \text{Si } e \leq \frac{L}{6} \\ \sigma_{moy} = \frac{2N}{3B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)} & \text{Si } e > \frac{L}{6} \end{cases}$$

$$e = \frac{\Sigma(Ni \cdot Xi + Mi)}{\Sigma Ni} - \frac{L}{2}$$

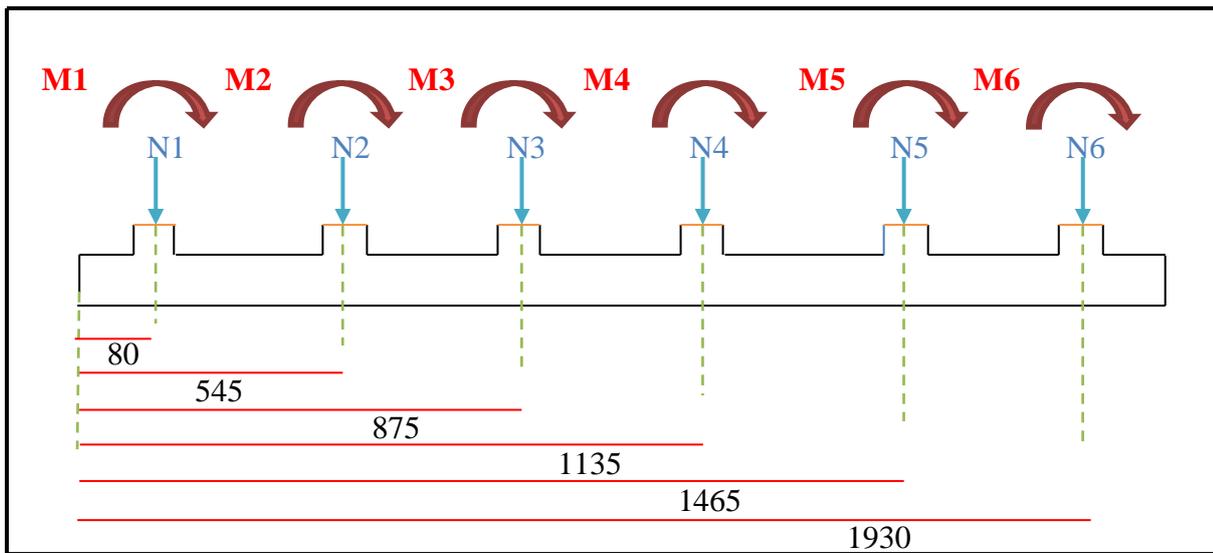


Figure VI.7 : Semelle filante.

Tableau VI.1: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELS".

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)(kn^*)$	L (m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	577,64	19,80	11437,2	6,50	4104,2	40741,63	20,1	1,2	-0,12	167,11	200	ver
B	561,24	15,15	8502,78	2,18								
C	561,85	5,95	3343	3,28								
D	650,82	9,25	6020,08	1,22								
E	651,89	11,85	7724,89	0,19								
F	574,36	1,30	746,66	5,74								
Poids +remb	526,40	5,60	2947,84	00,00								

Tableau VI.2: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELU".

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)(kn)$	L(m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	790,77	19,80	15657,2	8,94	5426,2	54707,02	20,10	1,2	0,03	225,97	270	ver
B	768,86	15,15	11648,2	2,99								
C	769,70	5,95	4579,71	4,51								
D	891,38	9,25	8245,26	1,68								
E	892,86	11,85	10580,3	0,26								
F	786,23	1,30	1022,09	7,89								
Poids +remb	526,40	5,6	2947,84	00,00								

Tableau VI.3: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+Q+EY".

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)(kn)$	L(m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	588,45	19,80	11651,3	7,27	4595,86	35712,55	20,10	1,2	-2,27	125,98	270	ver
B	771,58	15,15	11689,4	0,86								
C	800,12	5,95	4760,71	4,31								
D	660,16	9,25	6106,48	2,17								
E	655,22	11,85	7764,35	1,31								
F	593,93	1,30	772,11	4,40								
Poids +remb	526,40	5,6	2947,84	00,00								

Tableau VI.4: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+Q-EY"

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)(kn)$	L(m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	536,22	19,80	10617,1	5,45	3942,21	39090,43	20,10	1,2	-0,13	160,27	270	ver
B	548,01	15,15	8302,35	16,41								
C	549,11	5,95	3267,20	10,95								

D	624,49	9,25	5776,53	13,59								
E	625,11	11,85	7407,55	15								
F	532,87	1,30	692,73	17,68								
Poids +remb	526,40	5,6	2947,84									

Tableau VI.5: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "0,8G+EY".

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)$ (kn)	L(m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	445,10	19,80	8812,98	16,26	3178,49	31031,05	20,10	1.2	-0,28	126,27	270	ver
B	402,55	15,15	6098,63	12,76								
C	402,52	5,95	2394,99	16,41								
D	478,86	9,25	4429,45	15,60								
E	479,94	11,85	5687,28	14,67								
F	443,12	1,30	576,05	8,13								
Poids +remb	526,40	5,6	2947,84									

Tableau VI.6: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "0,8G-EY".

Axe	Ni (kn)	Xi (m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(NiXi + Mi)$ (kn)	L(m)	B (m)	e (m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	verifi
A	362,26	19,80	7172,74	7,64	2854,51	27605,01	20.10	1,2	-0,37	111,81	270	ver
B	376,10	15,15	5697,91	15,70								
C	377,04	5,95	2243,38	12,06								
D	426,20	9,25	3942,35	14,02								
E	426,37	11,85	5052,48	14,94								
F	360,14	1,30	468,18	15,77								
Poids +remb	526,40	5,6	2947,84									

- **Calcul de la hauteur de la semelle**

$$h = d + 0,05.$$

$$\text{Avec : } d = \frac{B-b}{4}$$

$$\begin{aligned} h &\geq \frac{B-b}{4} + 0,005 \rightarrow h \\ &\geq \frac{1-0,40}{4} + 0,05 \end{aligned}$$

$$h \geq 0,2\text{m}$$

On prend: **h=40cm.**

d: hauteur utile

b : coté du Poteau

VI.4.1.3 Vérification au poinçonnement :

Dans le cas des semelles filantes sous mur ou des semelles isolées, on peut généralement admettre que la répartition des pressions exercées sur le sol est uniforme, à condition que la semelle présente une raideur suffisante et qu'elle ne soit pas sujette au poinçonnement. Ces hypothèses sont notamment issues des méthodes pratiques de calcul des structures en béton armé proposées par A. Fuentes.

En revanche, pour les semelles continues placées sous des poteaux, la distribution des contraintes au niveau du sol dépend également de la rigidité propre de la semelle. Pour analyser ce comportement, on fait appel à la théorie des poutres reposant sur un support élastique, qui permet d'appréhender plus précisément l'interaction entre la semelle et le sol.

On calculera en premier lieu la longueur élastique de la semelle « le » :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}}$$

I : l'inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton.

B : la largeur de la semelle.

K : le coefficient de raideur du sol.

Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges qui la sollicitation est tel que :

$$l \leq \pi^2 \cdot l_e$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de la largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \pi^2 \cdot l_e + a$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieur cette valeur .la poutre se calcul, alors comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

l : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

l_e : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau.

VI.4.1.5 Calcul de la poutre de rigidité :

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec } l = 390 \text{ cm (plus grande distance entre deux portique parallèles)}$$

$$\frac{390}{8} < h < \frac{390}{6} \Rightarrow 48.75 \text{ cm} < h < 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

Donc : prendre semelle section « T »

$$B = 1.2 \text{ m} / b_0 = 0.40 \text{ m} / h = 1.00 \text{ m} / h_0 = 0.40 \text{ m} / d = 0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$$

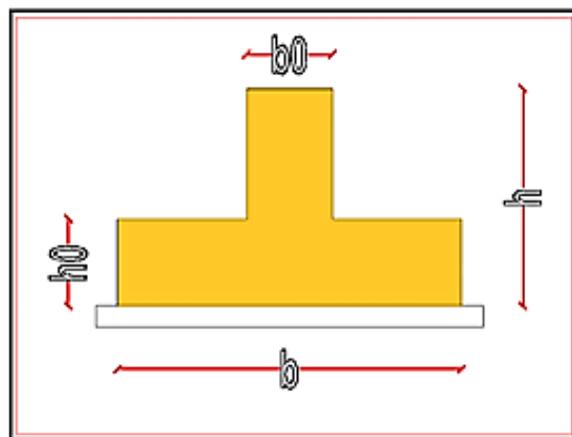


Figure VI.8: Coupe de la semelle isolée.

$$L_{\max} = 3.90 \text{ m}$$

$$I = 0.1647 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} = 3.4 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e + a = \frac{3,14}{2} \times 3,4 \text{ m} + 0,4 \text{ m} = 5,7 \text{ m}$$

$$3,8 \text{ m} \leq 5,7 \text{ m}$$

Donc le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs 'a la poutre sur sol élastique.

VI.4.2 Calcul des sollicitations :

D'après **RPA 99/2003**[1] Le ferrailage solen combinaison ELU (1.35G+1.5Q).

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELU} \times B = 225.97 \times 1.20 = 271.16 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELS} \times B = 167,11 \times 1.20 = 200.53 \text{ KN/m.}$$

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT.

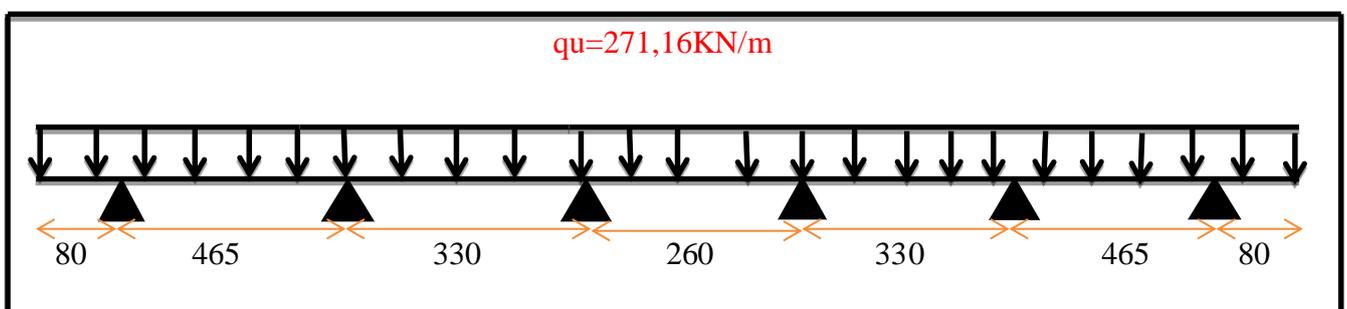


Figure VI.9: La distribution des charges ponctuelles sur la poutre « qu ».

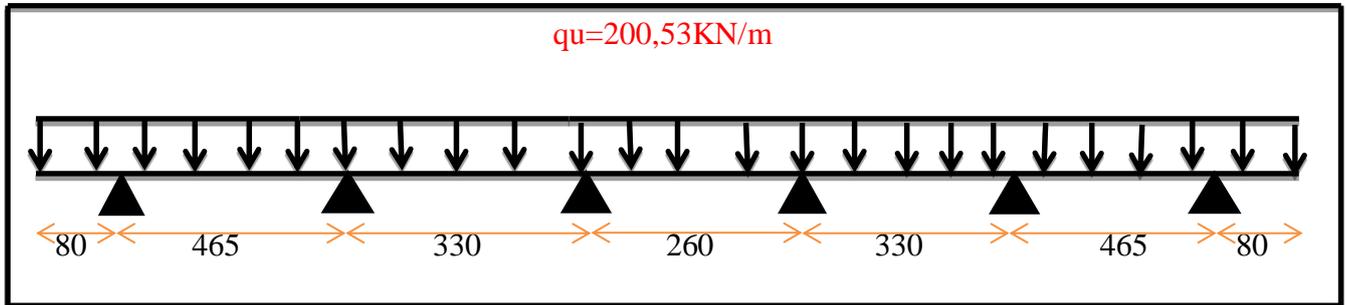


Figure VI.10: Distribution des charges ponctuelles sur la poutre « qs ».

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversée :

$$B = 1.2 \text{ m ;}$$

$$h = 1 \text{ m ;}$$

$$b_0 = 0.40 \text{ m ;}$$

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

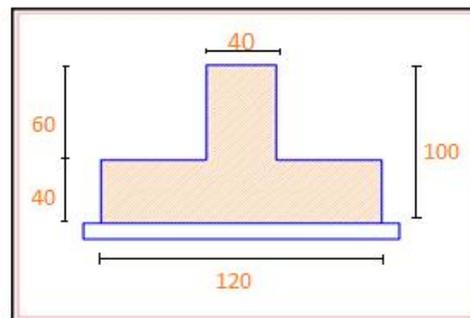


Figure VI.11: Coupe de la semelle filante.

Tableau VI. 7: Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q(KN/m)	1.4	56
Moment en travée(KN/m)	-737,71	-584,31
Moment en appui (KN/m)	1056,11	836,50
Effort tranchant (KN)	1167,45	924,36

VI.4.3 calcule Ferrailage :➤ **En Appuis :**• **Ferrailage principal:**

$$M_{\max} = 415.59 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.20 \times 0.40 \times \left(0,95 - \frac{0,4}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 5112 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme

Une section rectangulaire de largeur $b = 120 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 80 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1056.11 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1,2 \times 0,95^2} = 0,068 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,964 \times 95 = 91.58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times Z} = \frac{1056.11 \times 10^{-3}}{384 \times 0,9158} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 26,83 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 23.60 \text{ cm}^2$$

On adopte: 10T12+2×4T16 ($A_s = 27.39 \text{ cm}^2$).

• **Ferrailage de répartition :**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{27,39}{3} = 9.13 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 10HA12 $A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **travée :**• **Ferrailage principal :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 40 cm et de hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

$$M_{\max} = -737.71 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{737.71 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1,2 \times 0,95^2} = 0,047 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,97 \times 95 = 92,15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times Z} = \frac{737.71 \times 10^{-3}}{384 \times 0,9215} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 20,84 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,56 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 8T16+2×4T14 ($A_s = 22,24 \text{ cm}^2$).

- **Ferraillage de répartition :**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met

Seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{22,24}{3} = 7,41 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 10HA12 $A_s = 11,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1,00 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau suivant la hauteur, on adopte : 2x2T12

Tableau VI. 8 : Résultats de calcul ce ferraillage.

Section	M (KN.m)	H (m)	B (m)	b ₀ (m)	h ₀ (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Travée	-737,71	1,00	0,4	/	/	20,84	5,56	22,24	4T16fil+(4T16+4T14)chap
Appuis	1056,11	1,00	1,2	0,4	0,4	26,83	23,60	27,39	4T16fil + 4T16 + 10T12

- **Vérification à L'ELS :**

En travée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{737,71}{584,31} = 1,26$$

$$\alpha < \frac{1,26-1}{2} + \frac{24}{100} = 0,38$$

$$\alpha_{travee} = 0,38 \quad \text{Alors : } 0,38 \leq 0,65 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91][2] :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{ (Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,3 ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1167,45 \times 10^3}{400 \times 950} = 3 \text{ MPa}$$

$$3 \leq 3,3 \text{ MPa}$$

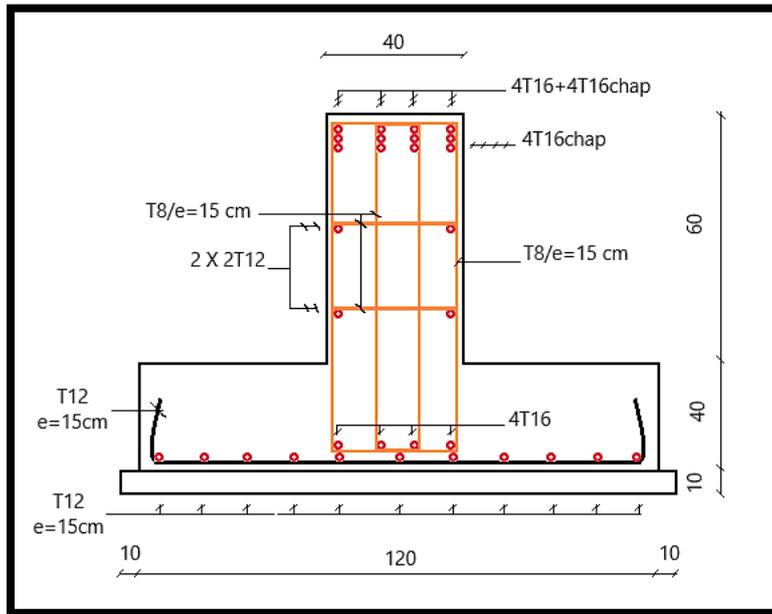
$$\Phi_t \leq \min(h/30 ; b_o/10 ; \Phi_l) = \min(33,33 ; 40 ; 16) \text{ On adopte } \Phi_t = 8 \text{ mm} (\Phi 8)$$

$$(A_t \cdot f_e / b_o \cdot S_t) \geq \text{Max} \left(\frac{\bar{\tau}_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{avec } A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(201 \times 400 / 400 \times 150) \geq 1,25 \text{ MPa} \quad 1,34 \text{ MPa} \geq 1,25 \text{ MPa}$$

VI.5 Schéma de ferrailage :

Sur travée



En appuis

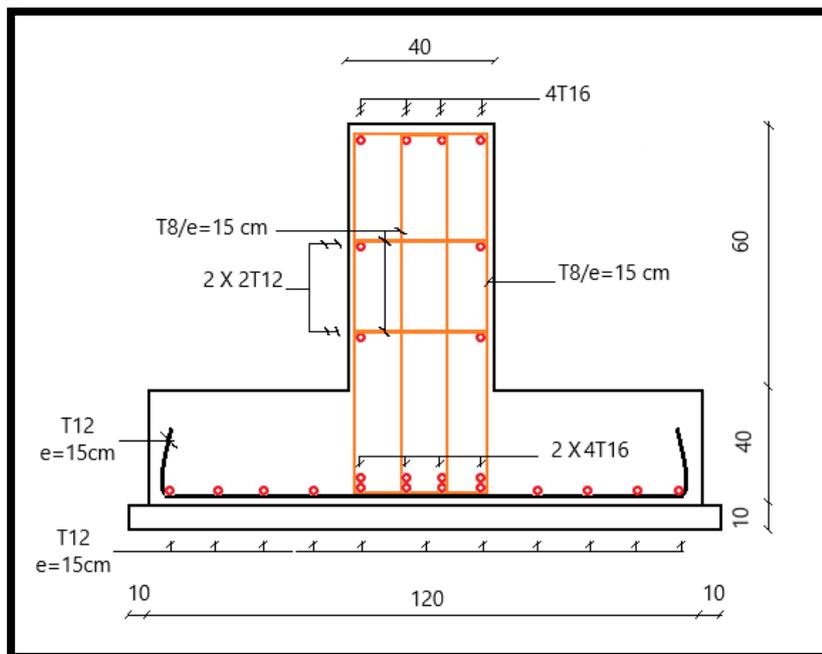


Figure VI.12: Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.6 Vérification au renversement :

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$M_{xx} = 24250.54 \text{kn.m}$; $M_{yy} = 23300.74 \text{kn.m}$; $N_u = 19123.29 \text{kn}$; $L_x = 24.50 \text{m}$; $L_y = 18.50 \text{m}$

$$\text{Sens } xx = \frac{M_y}{N_u} = \frac{23300.74}{19123.29} = 1,22 < \frac{24,5}{4} = 6,125 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{Sens } yy = \frac{M_x}{N_u} = \frac{24250,54}{19123,29} = 1,27 < \frac{18,5}{4} = 4,62 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.7. Calcul de la longrine :

D'après (RPA99 version 2003)[1] Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI.7.1 Dimensionnement de la longrine :

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de (30x30) cm²

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 : L'effort normal du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site $\alpha = 12$ (site S3, zone IIa),

$$N = 1337.61 \text{KN}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1337.61}{12} = 111,46 \text{KN} \geq 20 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.7.2. Ferrailage de la longrine :

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{111,46 \times 10^3}{348} = 3.2 \text{ cm}^2$$

- **A L'ELS :**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = (f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 266.67 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 972.45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_s = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{\sigma_{ser}} = \frac{\frac{972,45}{12}}{266,67} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Recommandation de RPA 99 v2003 Article 10.1.1) [1] :

La section d'armature minimale donnée par RPA :

$$A_{min} = \times 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 40 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{min}) = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

VI.7.3 Condition de non-fragilité : (BAEL91) [2]

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{400} = 114,10 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 1,14 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopte} \rightarrow 1,14 < 6,79 \dots \dots \dots \text{cv}$$

VI.7.4 L'espacement :

$$S_t \leq \min(15\Phi; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1,2; 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(18; 20 \text{ cm})$$

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

VI.7.5 Armatures transversales :

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot St} \leq 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \leq 0,4 \times b \times St / f_e \rightarrow A_t \leq 0,45 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T8 (A=2.01cm²)

VI.8 Schéma de ferrailage :

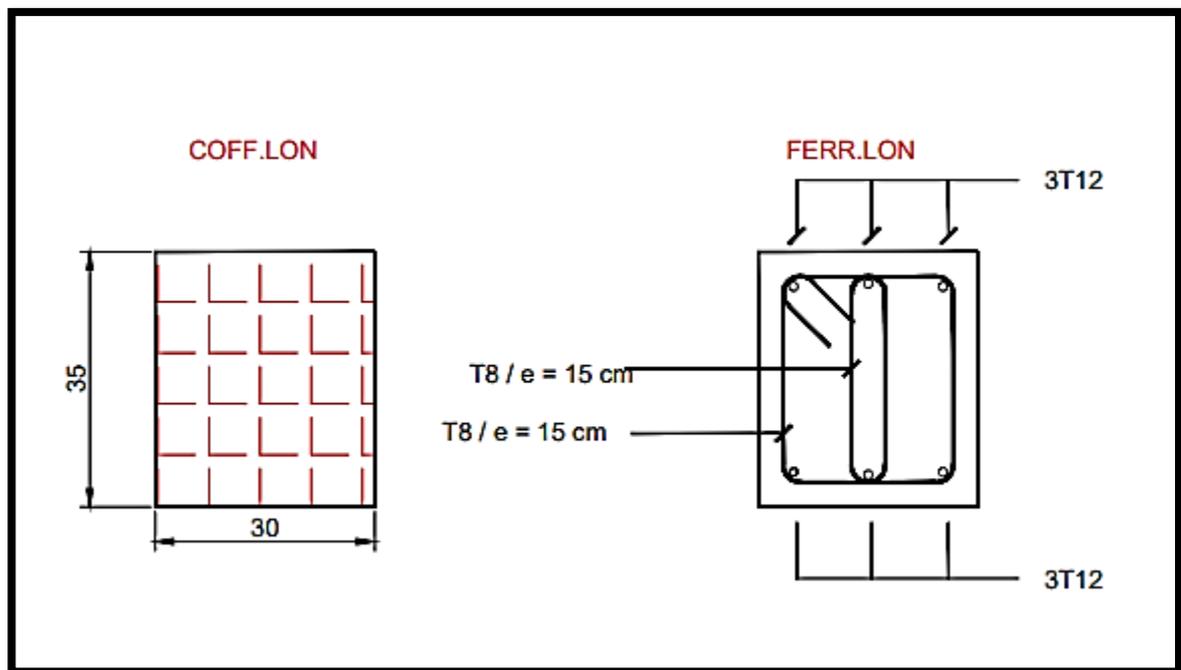
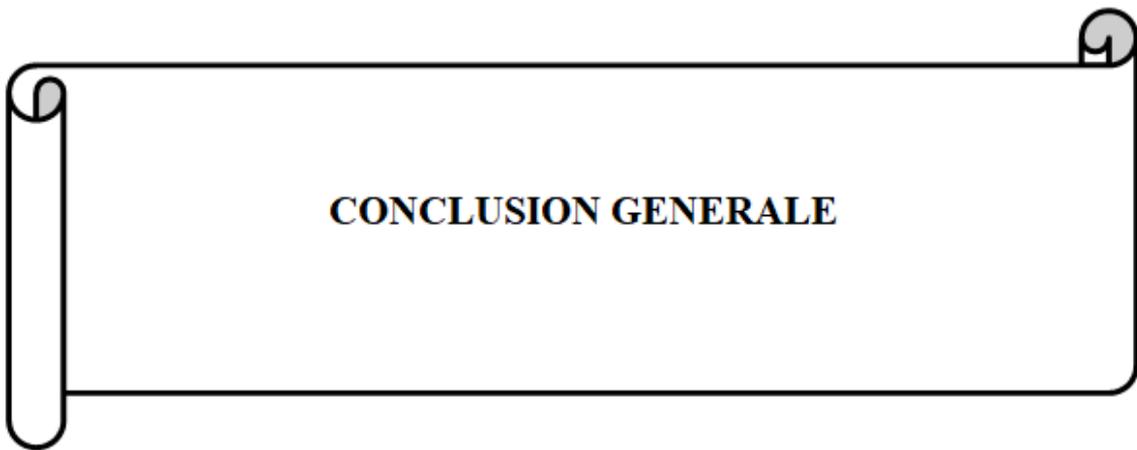


Figure VI.13: Schéma de ferrailage de longrine.

VI.9 Conclusion :

L'analyse de l'infrastructure représente une phase essentielle dans le dimensionnement d'un ouvrage. Le type de fondation à adopter dépend de nombreux facteurs, notamment les propriétés du sol et les dimensions de la structure. Dans notre cas, le choix s'est porté sur des semelles filantes comme solution de fondation.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion generale

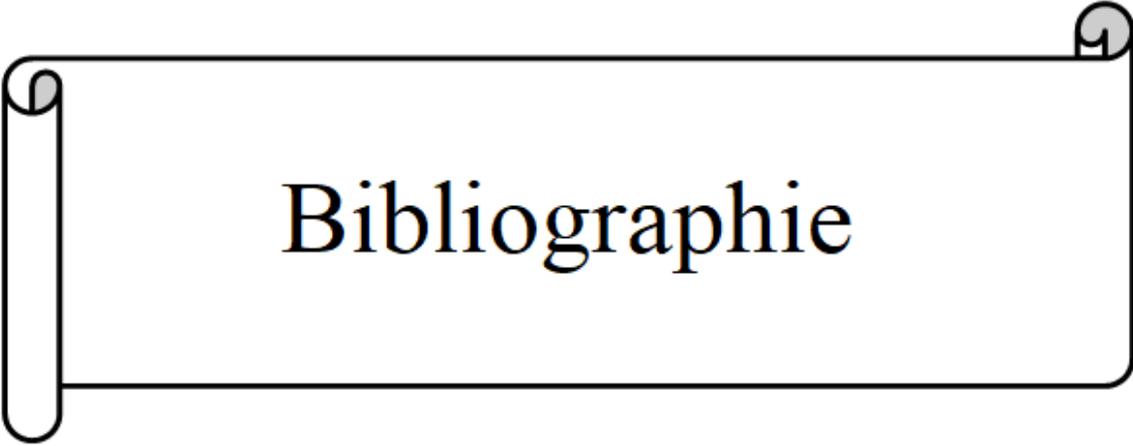
Ce projet de fin d'études a constitué une étape déterminante dans notre parcours de formation en génie civil. À travers l'analyse complète d'un bâtiment en béton armé de type R+4 situé en zone sismique modérée, nous avons eu l'opportunité de mettre en œuvre les connaissances théoriques acquises durant le cycle de master, tout en développant une approche concrète et critique de la conception structurelle.

Cette expérience nous a permis de mieux comprendre l'importance d'une analyse rigoureuse dès les premières phases du projet. En effet, des choix judicieux en matière de conception – qu'il s'agisse de la géométrie des voiles, de l'emplacement des poteaux ou du type de fondation – influencent directement le comportement dynamique de la structure et sa résistance face aux sollicitations sismiques. Le respect des normes en vigueur, notamment le RPA 99 [1] et le BAEL 91 révisé 99[2], s'est révélé essentiel pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

L'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis nous a permis de modéliser la structure de manière précise et d'analyser son comportement sous actions sismiques. Toutefois, cette approche informatique nous a également fait prendre conscience que la maîtrise des outils numériques ne remplace pas l'intuition de l'ingénieur ni la compréhension fine des principes fondamentaux du calcul structurel.

Ce travail nous a aussi sensibilisés à l'impact déterminant de la qualité des matériaux et de leur mise en œuvre sur la fiabilité d'un ouvrage. Une conception optimisée n'a de sens que si l'exécution sur le terrain respecte les exigences techniques.

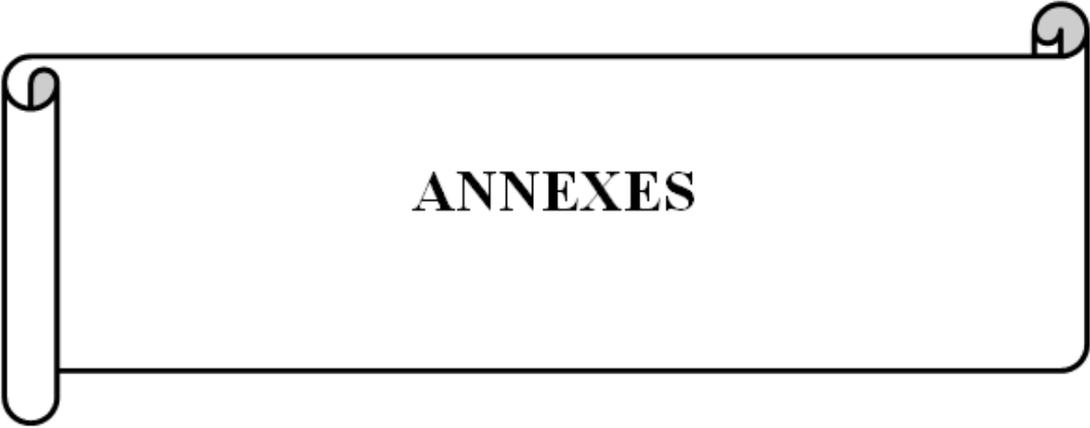
En conclusion, ce projet a renforcé nos compétences techniques, notre sens de l'analyse, ainsi que notre capacité à faire le lien entre théorie et pratique. Il nous a préparés de manière concrète aux responsabilités professionnelles qui nous attendent, en particulier dans un contexte comme celui de l'Algérie, où le risque sismique impose rigueur, vigilance et engagement de la part de chaque ingénieur.



Bibliographie

Liste des références

-  [1] Règlements Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**
-  [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**
-  [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**
-  [4] Document technique réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) **D.T.R-B.C 2.2**
-  [5] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahimi.**
-  [6] Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. Boukour Salima**
-  [7] Mémoire Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé à Mila (R + 5) par « BEN ZEBOUCHI Abderrezak & KAHLESSENANE hicham », Centre Universitaire Abdel Hafid Boussouf, Mila 2024
-  [8] Mémoire dimensionnement et calcul d'un bâtiment (R+5) a usage multiple réalisé par « CHNANDARLI BRAHIM aya & DJOUAL rayan », Universitaire Abdel Hafid Boussouf, Mila 2021
-  [9] Cours Dynamique des structures (Master 1 GC) Dr. **Gettiche Abdelhak**
-  Logiciel d'analyse des structures ROBOTversion2014.
-  AUTO CAD2010.

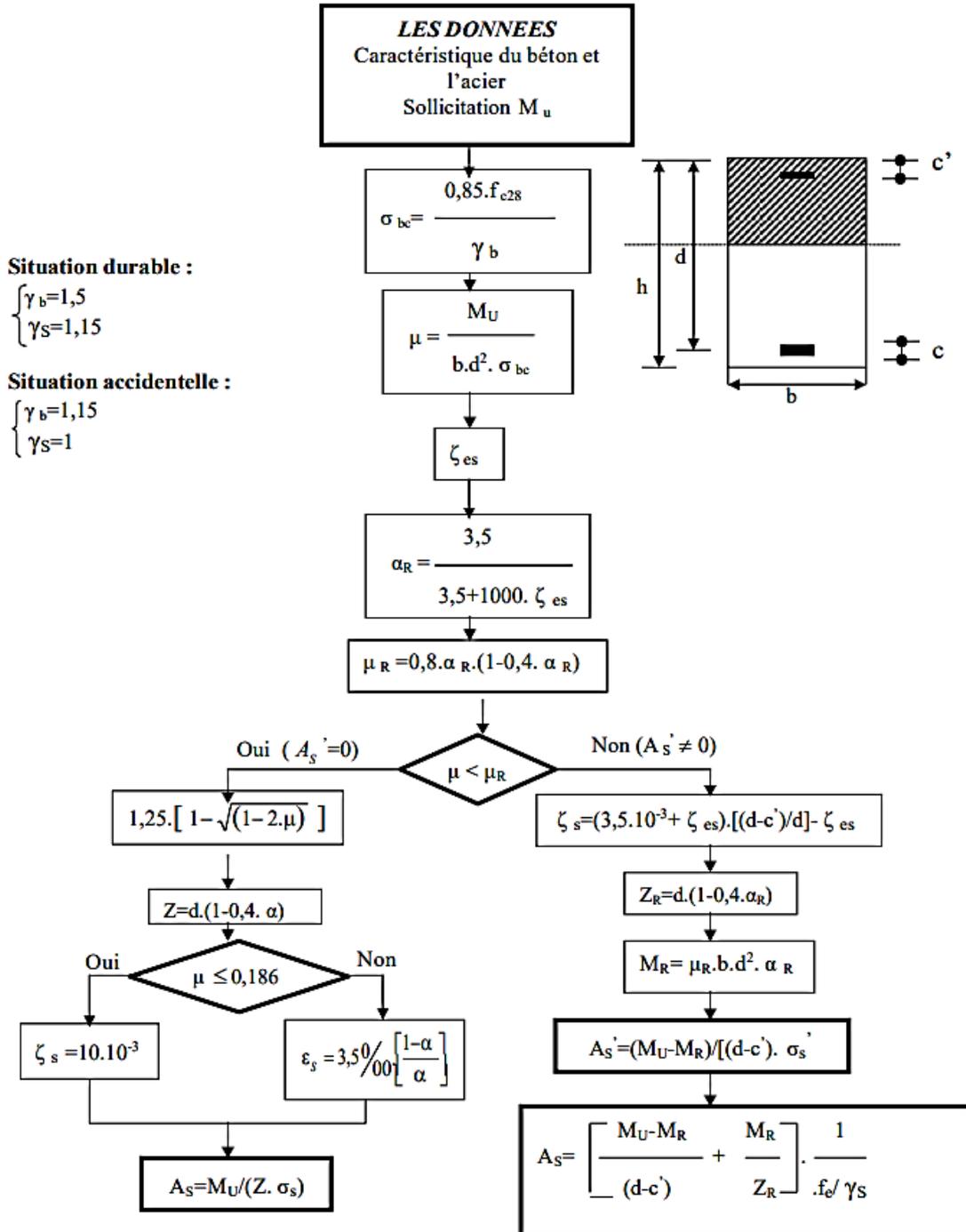


ANNEXES

ANNEXE 1

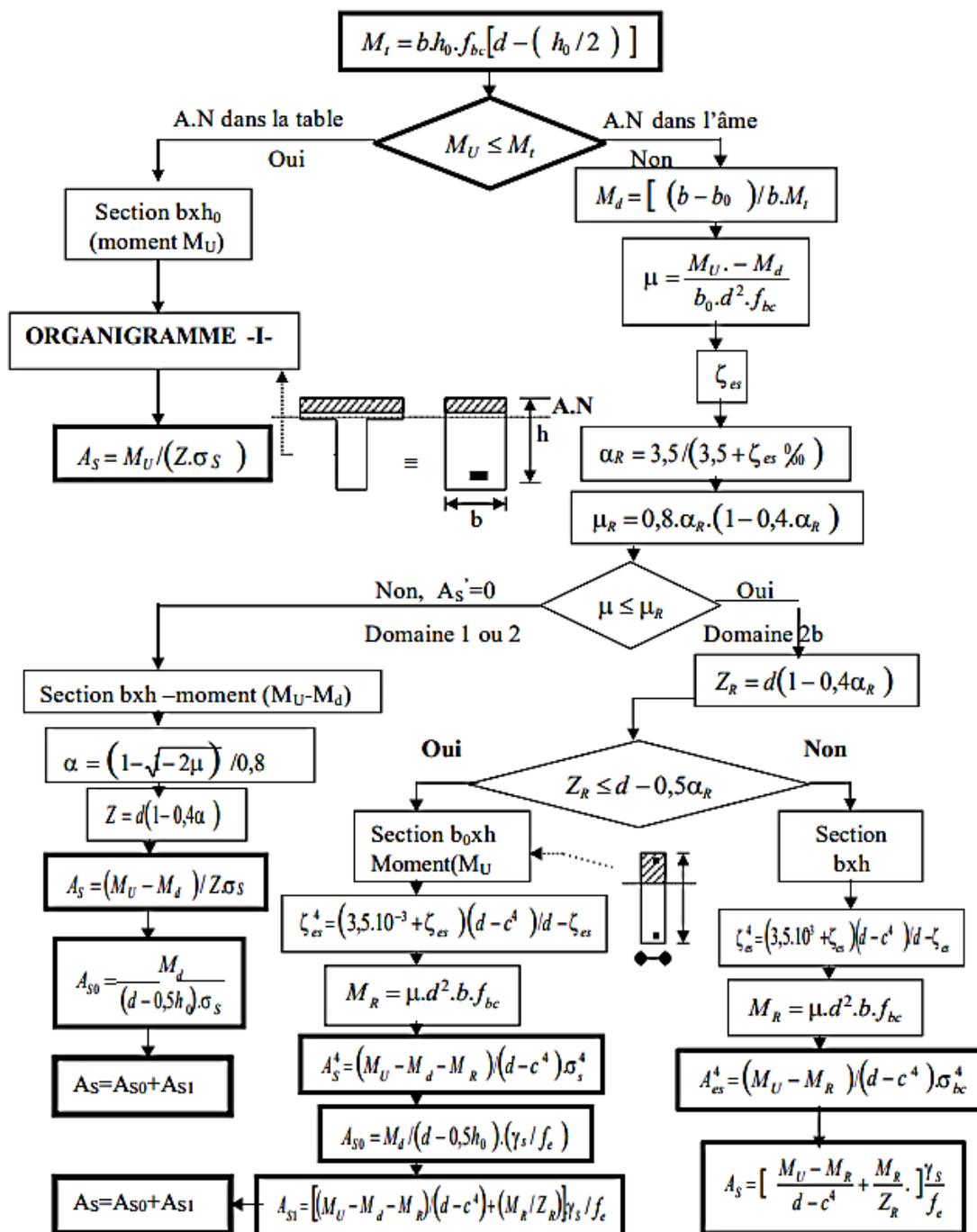
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



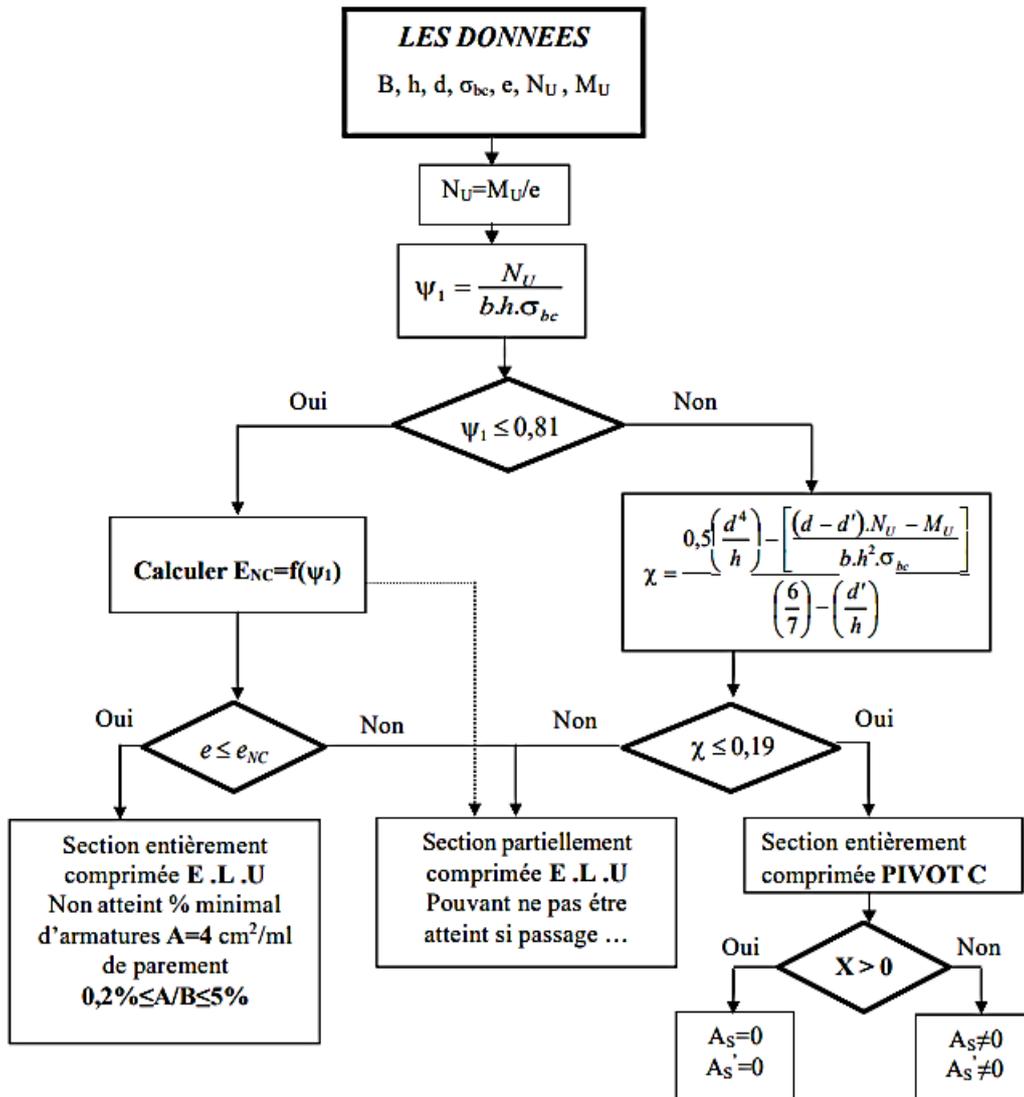
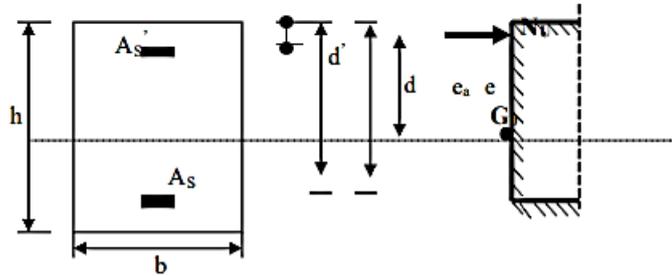
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN T-É-A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

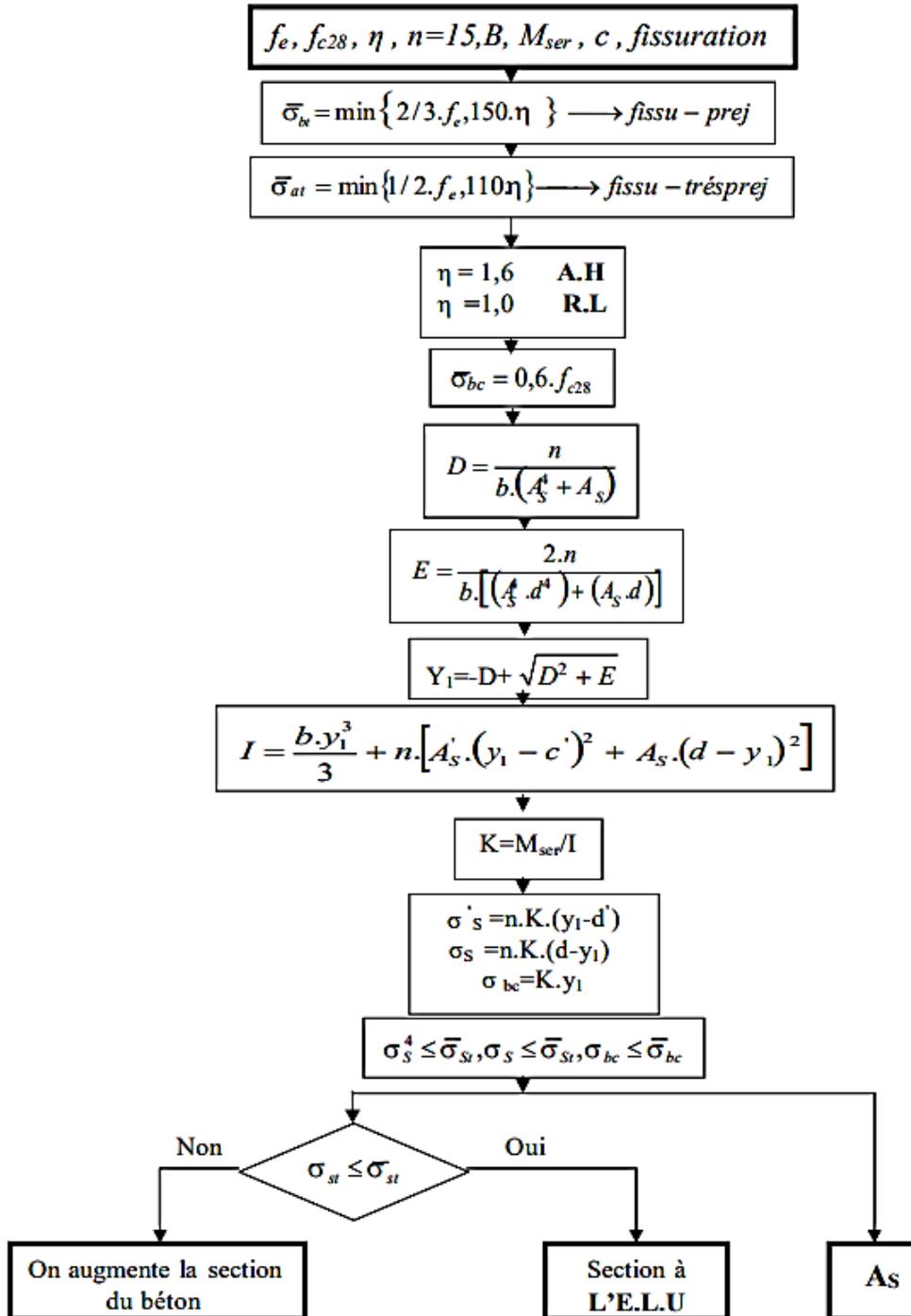
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



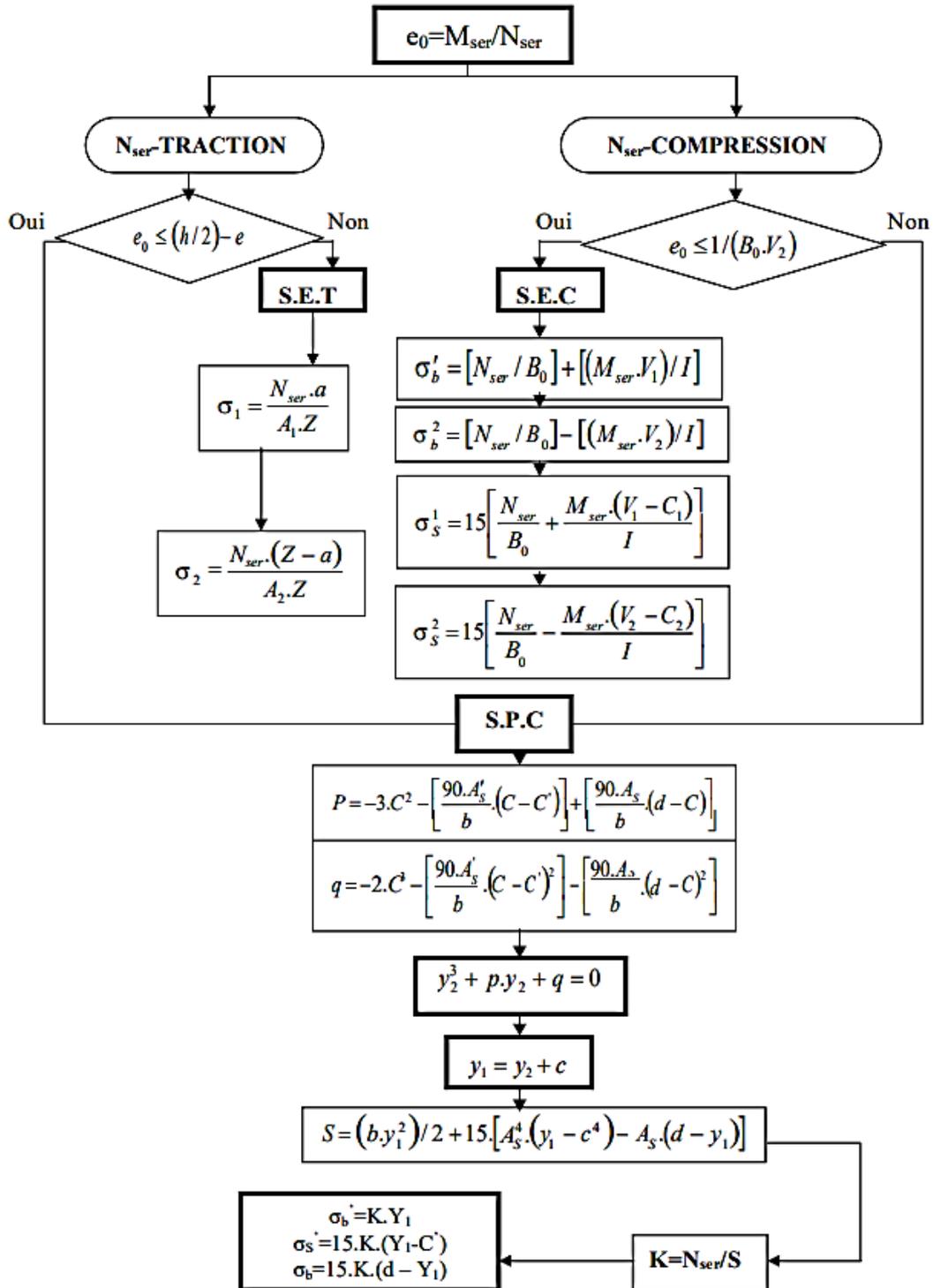
ANNEXE 2

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

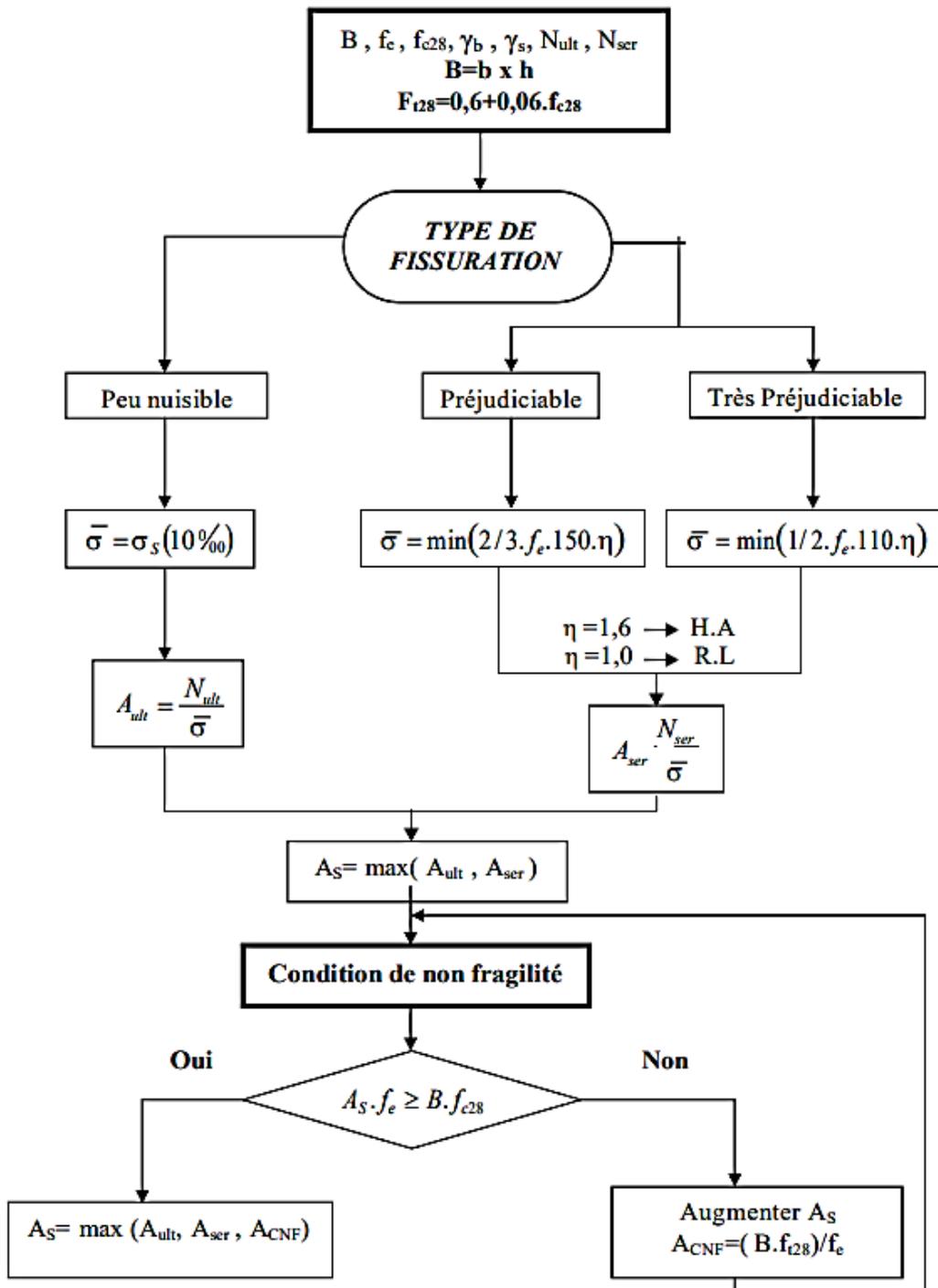


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL'E.L.S



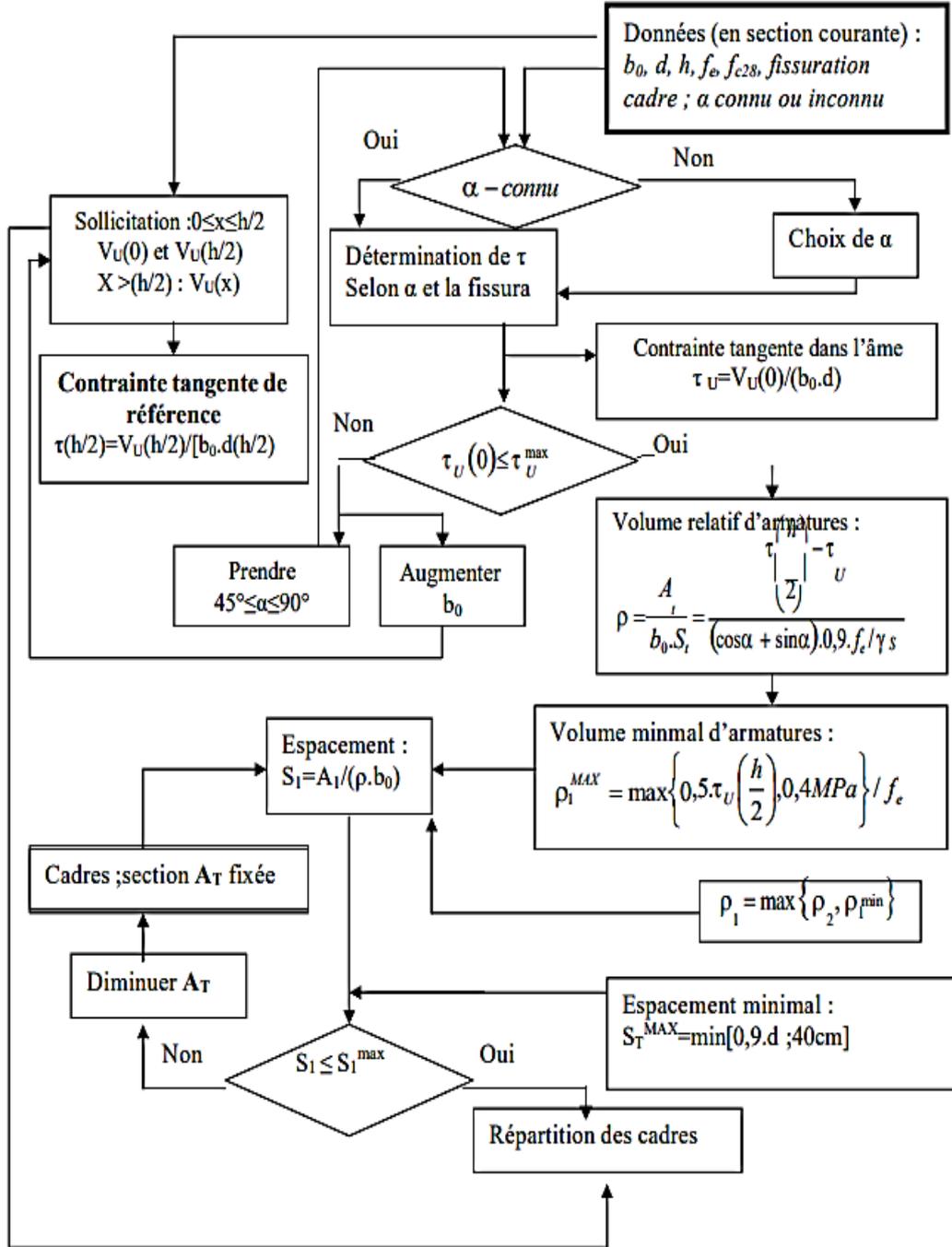
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXE 3

Tableau complet des sections des armatures de construction

Section (en cm²) de 1 à 20 armatures "HA" de diamètre "Ø" (en mm)

Nb de barres	Ø 5	Ø 6	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 14	Ø 16	Ø 20	Ø 25	Ø 32	Ø 40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.56	1.0	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.5	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.12	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.26
5	0.99	1.41	2.51	3.93	5.65	7.7	10.05	15.71	24.55	40.21	62.83
6	1.18	1.69	3.01	4.71	6.78	9.24	12.06	18.85	29.46	48.25	75.4
7	1.38	1.98	3.52	5.5	7.91	10.78	14.07	21.99	34.37	56.29	87.97
8	1.58	2.26	4.02	6.28	9.04	12.32	16.08	25.13	39.28	64.33	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.17	13.86	18.09	28.27	44.19	72.37	113.1
10	1.97	2.83	5.03	7.85	11.3	15.4	20.1	31.42	49.1	80.42	125.66
11	2.17	3.11	5.53	8.64	12.43	16.94	22.11	34.56	54.01	88.46	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.56	18.48	24.12	37.7	58.92	96.5	150.8
13	2.56	3.68	6.54	10.21	14.69	20.02	26.13	40.84	63.83	104.54	163.36
14	2.76	3.96	7.04	10.99	15.82	21.56	28.14	43.98	68.74	112.58	175.93
15	2.96	4.24	7.54	11.78	16.95	23.1	30.15	47.12	73.65	120.62	188.5
16	3.15	4.52	8.05	12.56	18.08	24.64	32.16	50.27	78.56	128.67	201.06
17	3.35	4.81	8.55	13.35	19.21	26.18	34.17	53.41	83.47	136.71	213.63
18	3.55	5.09	9.05	14.13	20.34	27.72	36.18	56.55	88.38	144.75	226.2
19	3.74	5.37	9.56	14.92	21.47	29.26	38.19	59.69	93.29	152.79	238.76
20	3.94	5.65	10.06	15.7	22.6	30.8	40.2	62.83	98.2	160.83	251.33