REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage multiples

(Sous-Sol+RDC+7 étages)

Présenté par

ABDALLAH RACHID

LANTRI ABDENACER

Dirigé par

Dr. KALOU AMEL

Promotion Juin 2024

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur,$\boldsymbol{M^{me}}$. **KALOU Amel**, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري و إداري تتألف من طابق ارضي+ 7 طوابق + طابق سفلي, يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم aII حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلزل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات,الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ROBOT2020).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخراسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

الكلمات المفتاحية : الخرسانة و الحزم و الأعمدة و الأشرعة .

Résumé

Le but de cette étude est la coception d'une structure à usage d'habitation et commercial et administratif de R+7 étages+ un sous sol qui sera implantée dans la wilaya de BOUIRA, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ROBOT2020).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferraillage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Les mots clées :béton, poutres, poteaux , voiles .

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use and office use of R+7 floors + one underground which will be located in BOUIRA, classified in zone IIa according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ROBOT2020).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Keywords :concrete,beams,posts.

Table des matières

ChapitreI: Présentation de l'ouvrage

Introduction.....1

Présentation de l'ouvrage.....1

Les propriétés des matériaux 3

Béton.....3

Acier.....7

Hypothèse de calcul à l'ELU 9

Règle des trois pivots.....10

Hypothèse de calcul à l'ELS.....10

ChapitreII:Prédimensionnement

Introduction.....12

Pré dimensionnement des planchers.....12

Evaluation des charges et surcharges 16

Charges permanentes.....16

Plancher terrasse inaccessible.....16

Plancherde l'étage courant.....17

Maçonnerie..... 20

Acrotère..... 21

Charges d'exploitation 22

Lespoutres 23
Exemple de calcul 23
Lespoteaux 24
Etapes de prédimensionnement 24
Déterminationdescharges etsurcharges 26
Détermination des charges permanente (Descente des charges) 26
Déterminationdeschargesd'exploitation 27
Calculdelacapacitéportante***N*** 28
Vérificationdelacapacitéportante 28
Vérificationvis-à-visduRPA99 28
LES VOILES 29

ChapitreIII: Calcul des éléments secondaires

III.1.Acrotère 31
Etude des balcons 38
Introduction 38
Calcul des charges sollicitant le balcon 38
Calcul du ferraillage 41
Vérification 42
Etude des planchers 44
Introduction 44
Plancher à corps creux 44
Pré dimensionnement des poutrelles 44

Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles 47
Les Différents types de poutrelles 47
Méthode de calcul 48
Ferraillage des poutrelles 60
Ferraillage de la table de compression 71
Plancher en dalle pleine 72
Escaliers 83
Introduction 83
Escalier type 1 à trois volées 83
Escalier type 2 97
Escalier type 3 110
Escalier type 4 120

ChapitreIV:Etude dynamique

Introduction 129
Caractéristiques géométriques de lastructure 129
Centredemasse 129
Centrederigidité 129
Calcul de la rigidité des éléments résistants 130
Les poteaux 130
Les voiles 130
Excentricité statique(théorique) 132
Modélisationde la structure 132
Introduction 132

Analysedenotrestructure 133
Structureauto-stable 133
Dispositionsdesvoiles 134
Détermination centre de masse et centre de torsion 135
Excentricité 135
Choixdelaméthodedecalcul 137
Introduction 137
Méthode dynamique modale spectrale(RPA2003«Art4.3.7») 137
Principe de la méthode 137
Modélisation 137
Le spectre de réponse de calcul 137
Coefficientd'accélération«A»(RPA2003«Tab4.1») 138
Facteurdecorrectiond'amortissement «η» 138
Coefficientdecomportement« R» 138
Facteurdequalité « Q» 138
Résultats de l'analysedynamique 139
Analysemodale 139
Comportementmodal 139
Participationmassique (RPA2003Art4.3.4) 140
Analysestatique etdynamique 141
Stabilitédelastructure 141
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul(RPA2003Art4.3.6) 141
b) Vérification de la stabilité au renversement(RPA2003Art4.4.1) 145
c) Vérification des déplacements inter-étage(RPA2003 « Art4.4.3») 146
Résistance deséléments 147

a) Vérificationdecisaillementdeséléments 147

b) Vérificationdel'effortnormalréduitdanslespoteaux 149

ChapitreV: Ferraillage des éléments Structuraux

Introduction 151

Ferraillage des poteaux 151

Introduction 151

Combinaison d'action 151

Recommandation selon RPA99 version 2003 152

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service 154

Vérification De L'effort Tranchant 154

Ferraillage transversal des poteaux 156

Longueur de recouvrement 158

Schéma de ferraillage des poteaux 161

Ferraillage des poutres 161

Introduction 161

Recommandations selon RPA99 version 2003 162

Calcul de ferraillage 162

Choix des armatures 165

Condition de non fragilité 175

Vérification vis à vis de l'ELS 166

Vérification de l'effort tranchant 166

Calcul des armatures transversales 168

Recouvrement des armatures longitudinale 168

ChapitreVI: Etude de l'infrastructure

Introduction....178

CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS....179

Calcul des semelles isolées....179

Dimensionnement des semelles isolées....179

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles....179

CALCUL DE SSEMELLES FILENTES....181

Dimensionnement des semelles filantes....181

Vérification du chevauchement entre les semelles filantes....182

Vérification de poinçonnement....182

Vérification de la stabilité au renversement....182

Ferraillage de la semelle filante....183

Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux....183

Semelle filante (continue) sous un voile....184

Pré dimensionnement de Poutre de Libage....186

Ferraillage Poutre de libage....186

Calcul des armatures longitudinales....187

Vérification des contraintes àl'ELS....187

Armatures transversales....187

Armatures de peau selonCBA93A.7.3....187

Voile périphérique....189

Introduction....189

Pré dimensionnement....189

Evaluation des charges....189

Effort dans le voile périphérique....190

.

Ferraillage du voile périphérique 191

Condition exigée par les RPA99/version 2003 191

Condition de non fragilité 191

Vérification de l'effort tranchant 191

Vérification à L'ELS 192

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : dimensions des poutres choisis.....24
Tableau II.2 : Prédimensionnement des poteaux.....25
Tableau II.3 : Détermination des charges permanentes.....26
Tableau II.4 : Détermination des charges d'exploitation.....27
Tableau II.5 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.....28
Tableau II.6 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.....28
Tableau II.7 : Vérification du coffrage des poteau.....28
Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.....39
Tableau III.2 : Ferraillage du balcon.....41
Tableau III.3 : Vérification des contraintes.....43
Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....47
Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....57
Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....57
Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.....59
Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.....59
Tableau III.9 : tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en travée poutrelle type1….....60
Tableau III.10 : tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui poutrelle type1….....61
Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 1….....64
Tableau III.12 : Calcul de la flèche poutrelle type1.....66
Tableau III.13 : Ferraillage de poutrelle type 2….....68
Tableau III.14 : Vérification de la Condition de non fragilité poutrelle type 2….....69
Tableau III.15 : Vérification de l'effort tranchant poutrelle type 2.....69
Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 2.....69
Tableau III.17 : Calcul de la flèche poutrelle type 2….....69
Tableau III.18 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.....74
Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS.....76
Tableau III.20 : Vérification des contraintes à l'ELS.....77
Tableau III.21 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire.....80
Tableau III.22 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire.....81

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire 81
Tableau III.24 : Evaluation des charges sur les escaliers 85
Tableau III.25 : Calcul des sollicitations 86
Tableau III.26 : Ferraillage de l'escalier 87
Tableau III.27 : Vérification de compression du béton 89
Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier 90
Tableau III.29 : Ferraillage de l'escalier 92
Tableau III.30 : Vérification des contraintes 94
Tableau III.31 : Vérification de la flèche de l'escalier 95
Tableau III.32 : Récapitulatif de la vérification des flèche 96
Tableau III.33 : Evaluation des charges sur les escaliers 99
Tableau III.34 : Calcul des sollicitations 99
Tableau III.35 : Ferraillage de l'escalier 100
Tableau III.36 : Vérification de compression du béton 103
Tableau III.37 : Vérification de la flèche de l'escalier 104
Tableau III.38 : Ferraillage de l'escalier 105
Tableau III.39 : Ferraillage de l'escalier 107
Tableau III.40 : Vérification des contraintes de béton 109
Tableau III.41 : Vérification de la flèche de l'escalier 109
Tableau III.42 : Vérification de la flèche de l'escalier 109
Tableau III.43 : Evaluation des charges sur les escaliers 112
Tableau III.44 : : Calcul des sollicitations 113
Tableau III.45 : Ferraillage de l'escalier 114
Tableau III.46 : Vérification de compression du béton 116
Tableau III.50 : Vérification de compression du béton 119
Tableau III.52 : Vérification de la flèche 119
Tableau III.53 : Evaluation des charges sur les escaliers 122
Tableau III.54 : Calcul des sollicitations 122
Tableau III.55 : ferraillage de l'escalier 123
Tableau III.56 : Vérification de compression du béton 125
Tableau III.57 : Vérification de la flèche 126
Tableau III.58 : Vérification de la flèche 109
Tableau III.59 : Ferraillage de l'escalier 109

Tableau IV.1: calcul de center de masse et le center de rigidité 133
Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable.....133
Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion 135
Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions.....136
Tableau IV.5: Surface revenant aux voiles.....138
Tableau IV.6: détermination du facteur de qualité Q de la structure 139
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes 139
Tableau IV.8: Participation des masses modale 140
Tableau IV.9: Les valeurs de la force sismique 142
Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 144
Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 144
Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement 145
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....145
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....146
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Δ. 147
Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des poutres..... 147
Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des Poteau..... 148
Tableau IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 149
Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 149
Tableau IV.20: Vérification de l'effort normal réduit suivant x 149
Tableau IV.21: Dimensions finales des éléments..... 150
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier 151
Tableau V.2 : La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA..... 153
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....154
Tableau V.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés 155
Tableau V.5 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés 157
Tableau V.6 Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....158
Tableau V.7 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55(situation durable) 163
Tableau V.8 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55 (situation accidentelle).....163
Tableau V.9 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55 (situation accidentelle).....163
Tableau V.10 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).....164
Tableau V.11 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....164

Tableau V.12 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle) 164
Tableau V.13 : Choix des armatures pour les poutres porteuses35x55 165
Tableau V.14 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45…..... 165
Tableau V.15 : Vérification de la condition de non fragilité..... 166
Tableau V.16 : Vérification des poutres porteuse 35x55 à l'ELS..... 166
Tableau V.17 : Vérification des poutres non porteuse 30x45 à l'ELS 166
Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x55. 167
Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur non 30x45..... 167
Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales 168
Tableau V.21 : Calcul de la flèche des poutres..... 170
Tableau V.22 : Calcul de la flèche des poutres..... 170
Tableau V.23 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages …173
Tableau V.24 : Vérification des contraintes des voiles pour les étages.....174
Tableau V.25 : La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 174
Tableau V.26 : : Choix de la méthode de calcul.....176
Tableau V.27 : Calcule des armatures.....176
Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 179

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS..... 181
Tableau VI.3 :Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.....182
Tableau VI.4: Vérification de poinçonnement des semelles filantes 182
Tableau VI.5 : Vérification de renversement des semelles filantes 183
Tableau VI.6 : Choix deméthode de calcul..... 183
Tableau VI.7 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.....184
Tableau VI.8 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux 184
Tableau VI.9 : Vérification de méthode de calcul..... 184
Tableau VI.10 : Ferraillages principaux des semelles filantes sous voiles 184

Tableau VI.11 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.....185
Tableau VI.12 : Verification de methode de calcul..... 185
Tableau VI.13 : ferraiallages principales des semelles filantes sous voies et plusieurs des poteaux.....185
Tableau VI.14 : Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles et plusieurs poteaux.....185
Tableau VI.15 Prédimensionnement de Poutre de Libage 186
Tableau VI.16 : vérification de poinçonnement 186

. **Tableau VI.17 :** Sollicitations des forces.....186
Tableau VI.18 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU… 187
Tableau VI.19 :Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 187
Tableau VI.20 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....187
Tableau VI.21 : Ferraillage du voile périphérique 191
Tableau VI.22 : Vérifications des contraintes 192
Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes 192

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Essai Brésilien 5
Figure I.2 : Traction par flexion..... 5
Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU 7
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS..... 7
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U 9
Figure I.6 : Règle des trois pivots..... 10

Figure II.1 : Dispositions des poutrelles 13
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux 16
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine 17
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux..... 17
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine..... 18
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine..... 19
Figure II.7 : Constituants d'un mur extérieur 20
Figure II.8 : Constituants d'un mur intérieur..... 20
Figure II.9 : Dimensions de l'acrotère 21
Figure II.10 : Schéma du voile 24
Figure II.11 : Schéma statique de la descente de charge..... 29

Figure III.1 : Acrotère 31
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère..... 32
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU..... 33
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère 33
Figure III.5 : Distance de l'axe neutre 35
Figure III.6 : Ferraillage de l'acrotère..... 37
Figure III.7 : Schéma statistique du balcon 38
Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU..... 40
Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 40
Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 40
Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS..... 41

Figure III.12 : Schéma de ferraillage des balcons 43
Figure III.13 : Corps Creux 44
Figure III.14 : Schéma de poutrelle 45
Figure III.15 : Schéma statique de poutrelles type 1 46
Figure III.16 : Schéma statique de poutrelles type 2 47
Figure III.17 : Schéma statique de poutrelles type 1 69
Figure III.18 : Schéma de ferraillage poutrelles type 1 70
Figure III.19 : Schéma de ferraillage poutrelles type 2 70
Figure III.20 : Ferraillage de la dalle de compression 72
Figure III.21 : Dimension de la dalle pleine rectangulaire 72
Figure III.22 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire 77
Figure III.23 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire 78
Figure.III.24 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire 79
Figure III.25 : Dimensions de l'escalier 83
Figure III.26 : Schéma statique de volée I 83
Figure III.27 : Schéma de RDM de volée I 86
Figure III.28 : Schéma statique de volée 2 90
Figure III.29 : Schéma de RDM de volée 2 90
Figure III.30 : Schéma de ferraillage (Volée 2) 95
Figure III.31 : Schéma de ferraillage (Volée 1) 96
Figure III.32 : vue en plan de l'escalier type 2 96
Figure III.33 : Schéma statique de la 1ère volée 97
Figure III.34 : Schéma RDM de la volée 1 99
Figure III.35 : Schéma statique de volée 2 104
Figure III.36 : Schéma statique de la volée 1 et 3 106
Figure III.37 : Vue en de l'escalier type 3 109
Figure III.38 : Schéma statique de la volée 1 109
Figure III.39 : Schéma statique de la volée 1 112
Figure III.40 : Schéma statique de la volée 2 115
Figure III.41 : Schéma statique de la volée 1… 118
Figure III.42 : Schéma statique de la volée 2… 123

Figure IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux 130
Figure IV.2 : Disposition finale des voiles 135
Figure IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 143
Figure V.1 : Disposition des Poutres 171
Figure V.2 : Arrêt des barres 173
Figure V.3 : Disposition de ferraillage pour les voiles 182

Figure VI.1 : Dessin des bulles de pression.....185

Figure VI.2 : Dimensionnement des semelles filante.....187

Figure VI.3 : ferraillage de poutre de libage..... 193

Figure VI.4 : Dessin de ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux..... 194

Figure VI.5 : Poussées des terres 195

Figure VI.6 : Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y 197

Figure VI.7 : Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x 197

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ø : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Qadm : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ ek : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- Acv : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ: Coefficient de sécurité.
- αc : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- ρv : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρh : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρn : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- hw : Hauteur totale du voile.
- lw : Longueur du mur en plan.
- δu: déplacement du voile au sommet.
- Ig : Moment d'inertie du voile.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

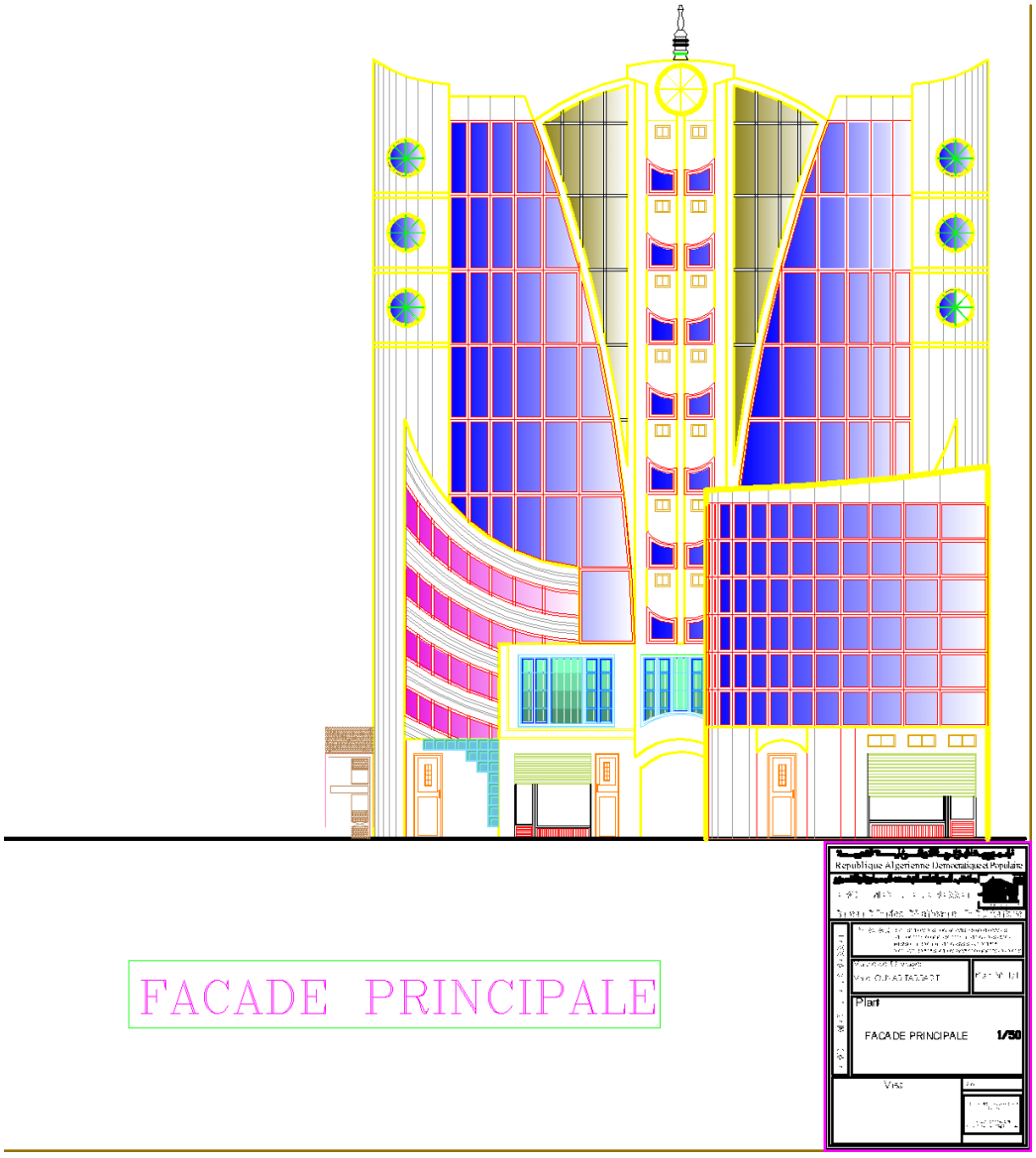
Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concerné par les enjeux du développement durable, l'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

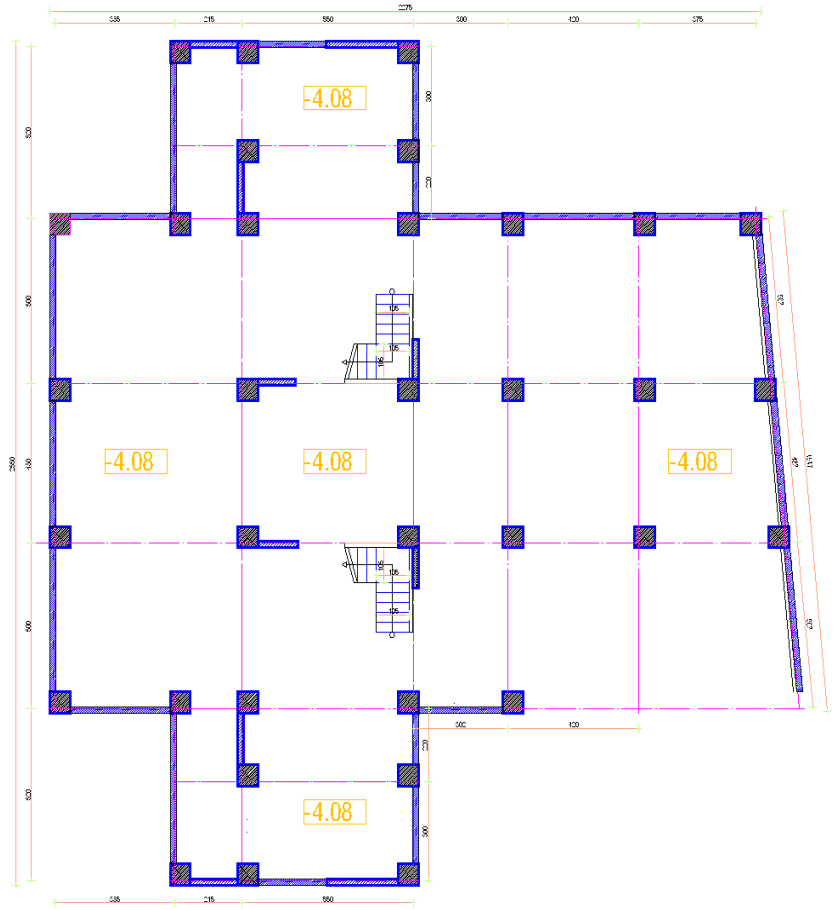
Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc, son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Parce que ce n'est pas le bâtiment qui tue mais la vulnérabilité sismique qui en est la cause ; il faut construire dans les règles de l'art. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant le tremblement de terre de BOUIRA du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme.

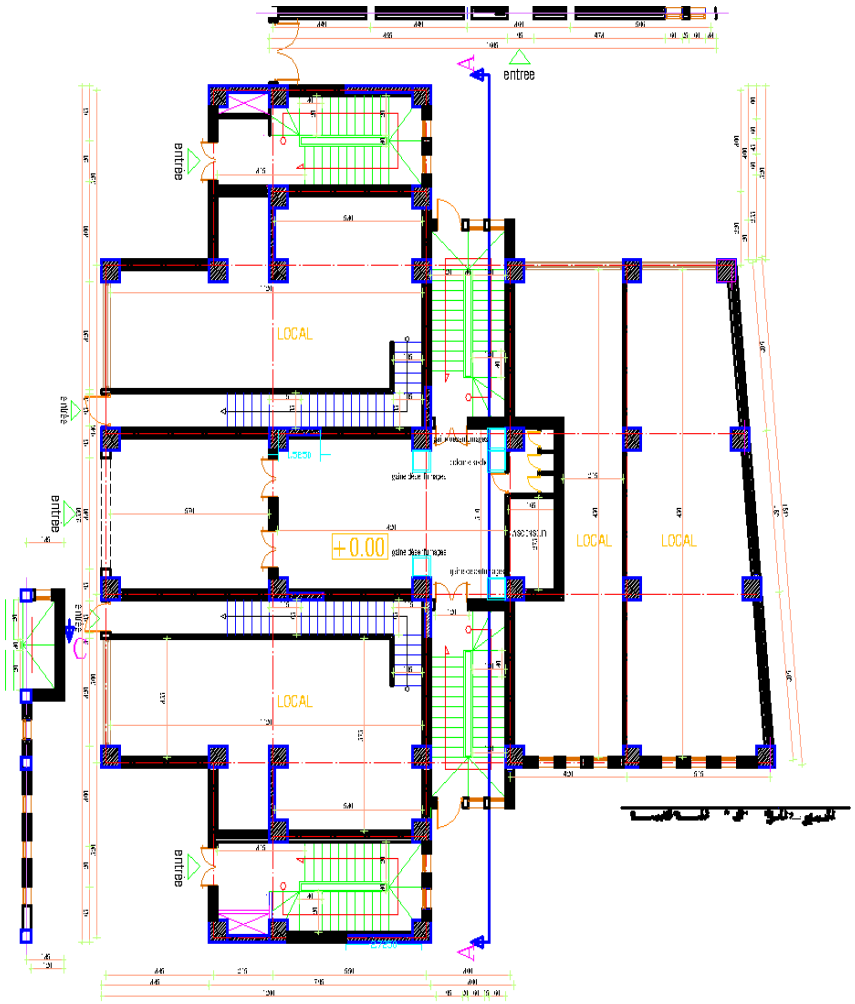
Le présent projet de fin d'étude nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment R+7+S-sol multifonctionnel (commerces +bureau+ habitations) contreventée par un système mixte (voiles-portique) port qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Alors que la troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchers ……etc.)
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT2020
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferraillage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.
- A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion.

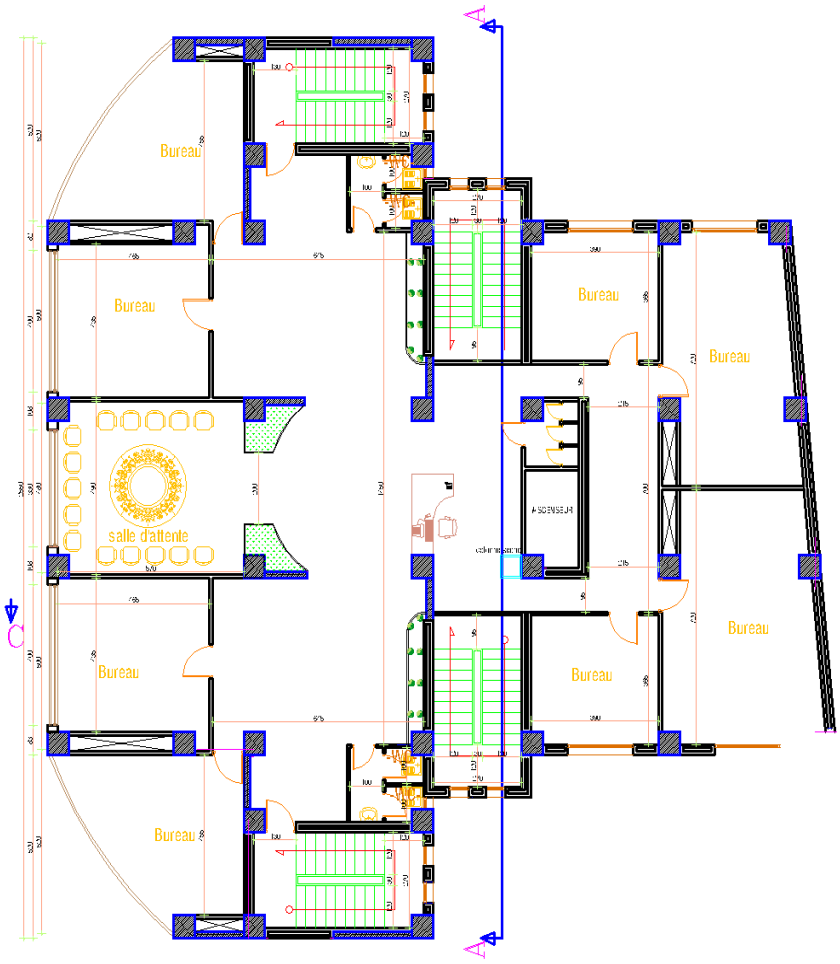

FACADE PRINCIPALE
République Algérienne Démocratique et Populaire
Plan
FACADE PRINCIPALE
1/50
Visa



PLANS SOUS-SOL



PLANS RDC



PLANS 1ER ETAGES



PLAN ETAGE (2-3)



PLANS ETAGES (4-5-6-7)

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Le but de ce chapitre est de fournir une liste détaillée des données relatives au bâtiment analysé, englobant le type de structure, les différents éléments, la géométrie ainsi que les propriétés des matériaux utilisés.

Présentation de l'ouvrage :

L'objet de cette étude est un bâtiment multifonctionnel abritant des commerces, des bureaux et des logements résidentiels. Il est situé dans la wilaya de Bouira, et selon les normes du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), cette région est classée comme zone de forte sismicité (zone IIa).

Cebâtiment est classé comme étant un bâtiment courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « groupe 2 ». [1]

Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+7 étages + un sous-sol.

- Un sous-sol d'usage parking.
- RDC d'usage commerce.
- 1ère étage d'usage bureau.
- 2ème jusqu'a au 7ème étages comportent trois appartements de type F4.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 26,35m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 4,59 m
- Hauteur de 1ére étage est de : 3,4m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m
- Hauteur de sous-sol est de : 4,08 m

b.Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : L = 25,50 m
- Largeur total (sens transversal) : l = 25 m

Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens (**type 4a**) selon le règlement parasismique algérien **[1].**

Lesplanchers

Les planchers sont des surfaces horizontales caractérisées par une faible épaisseur en comparaison avec leur taille.Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous-sol, RDC, et quelques panneaux irréguliers).
- Dalle à corps creux.

Escaliers :

Les escaliers sont conçus pour connecter les différents niveaux et faciliter les déplacements entre les étages. Ils sont construits en béton armé coulé sur place. Notre structure comprend deux variétés d'escaliers :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaire.
- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.
- Escalier a une volée.

Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

a) ***Murs extérieurs*** :

- Constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

b) ***Murs intérieurs*** :

- Constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services
- Un double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

Infrastructure :

Elle sera fabriquée en béton armé coulé sur place, visant à former une structure solide et rigide afin d'accomplir les tâches suivantes :

a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
b- Limiter les tassements différentiels.
c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
d- La contrainte admissible du sol est de **2.50 bar**.
e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **2.50 m**.
f- La catégorie de site **S3**.

Les propriétés des matériaux :

Béton

a. Composition :

Le terme "béton" désigne un matériau composé du mélange approprié de ciment, granulats et eau. Le béton armé est obtenu en incorporant dans le béton des barres d'acier disposées de manière à équilibrer les forces de traction ou à renforcer le béton pour résister aux forces de compression si celui-ci ne peut pas remplir ce rôle seul.

b. Ciment :CPJ - CEM II/B42,5

c. Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq Ds \leq 5$) mm
- Graviers de dimension ($8 \leq Dg \leq 15$) mm

d. Eau de gâchage : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

e. Résistance du béton [2] :

Le béton se distingue par sa capacité à résister à la compression ainsi qu'à la traction, cette dernière étant mesurée après " j" jours de maturation.

- ***Résistance à la compression*** **:**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle et obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16 ▪ 32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.

- ***Résistance à la traction*** **:**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. **Traction directe** sur les cylindres précédents.
2. **Traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

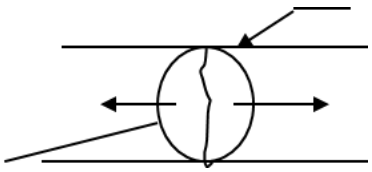


Figure I.1 : Essai Brésilien

3. **Traction par flexion :** A l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « a » et de longueur « 4a »reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

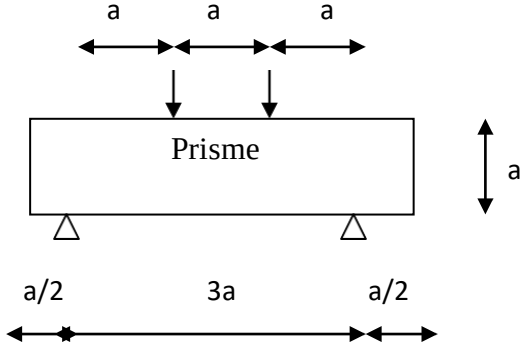


Figure I.2 : Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée ftj, est conventionnellement définie par la relation :

$$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}\ (MPa)\ [2]}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $\mathbf{f_{C28} = 25\ MPa}$ et à la traction $\mathbf{f_{t28} = 2,1\ MPa}$

f. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.7

g. Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané **Eij** du béton âgé de **«j »** jours est égale à :

$$\mathbf{Eij = 11\ 000\ (fcj)^{1/3}\ (MPa)\ [2]}$$

Pour **: fc28= 25 MPa** on trouve : **Ei28 = 32164,19 MPa** .

h. Module de déformation différé :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$\mathbf{Evj = 3700.\ (fcj)^{1/3}\ (MPa)\ [2]}$$

Pour **: fc28 = 25 MPa** on trouve : **Ev28 = 10818,86 MPa.**

i. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\mathbf{allongementrelatifducotédelasection}}{\mathbf{raccourcissementrelatiflongitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

j. Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites.

k. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

fc_{28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

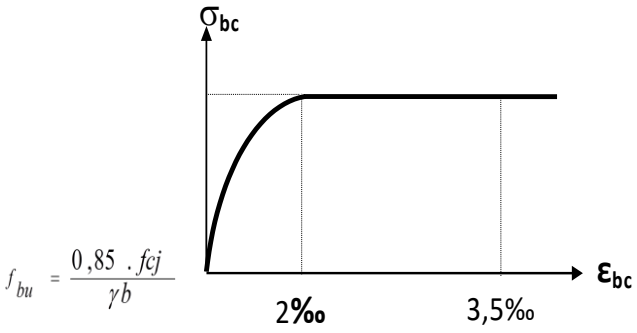


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

l. Etat limite de service « E.L.S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 * f_{c28} [\text{ MPa }]$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

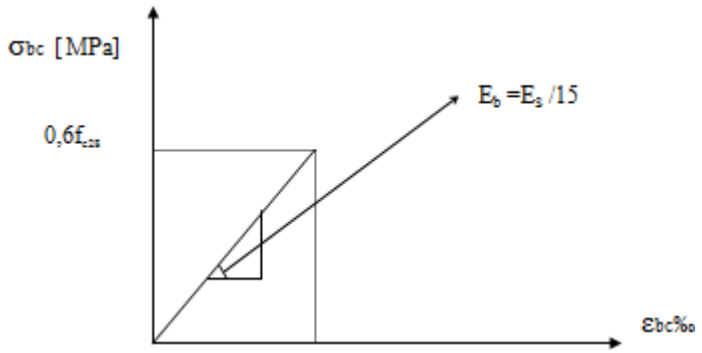


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

Acier :

L'acier est un matériau qui se caractérise par sa résistance à la traction. Nous allons utiliser les types d'aciers suivants:

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

a. Limites élastiques :

Tableau I.1 : Types d'aciers utilisés et leurs nuances

Type	Nuance	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE 50	500

b. Contrainte de calcul [2] :

1. E. L. U:

σs= Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γs : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

γs = 1,15 Situation durable ou transitoire

1,0 Situation accidentelle

σ_s = 204,34 MPa- Situation durable ou transitoire

- Rond lisse

(fe = 235 MPa) σ_s = 235 MPa - Situation accidentelle

σ_s = 348 MPa - Situation durable ou transitoire

- Haute adhérence

(fe = 400 MPa) σ_s = 400 MPa- Situation accidentelle

2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

- Pour une fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

AVEC

η = coefficient de fissuration tel que :

1,0 Pour les aciers ronds lisses.

η =

1,6 Pour les aciers à haute adhérence.

c. Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : **Es = 2,1.10^5 [MPa].**

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s= Allongement relatif de l'acier.

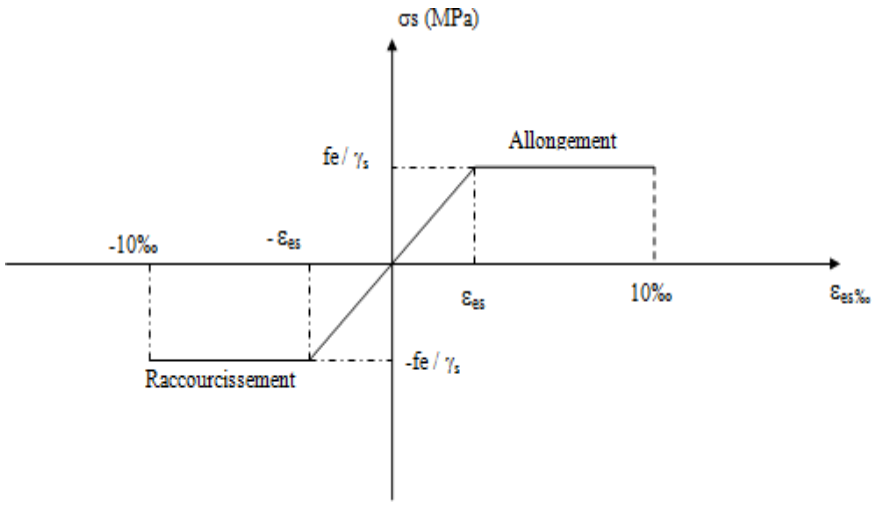


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à ε_{bc}=3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

Règle des trois pivots :[2]

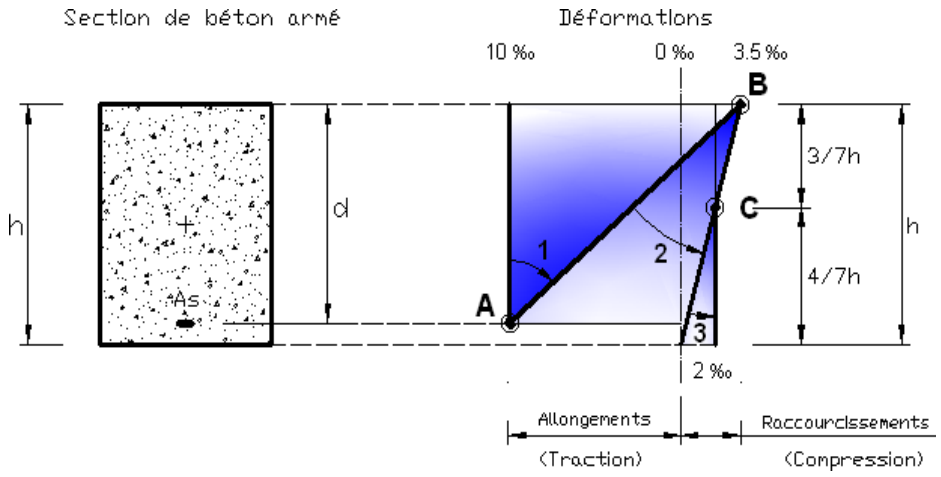


Figure I.6 :Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A, B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A (**Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B**(Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C(**Domaine3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à 3h/7 de la fibre la plus comprimée.

1. 3.5. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$
$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Chapitre II
Prédimensionnement

Introduction :

Le dimensionnement préliminaire des composants structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles) d'un ouvrage est une phase cruciale dans tout projet de génie civil.

Il se base sur le principe la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **le RPA99 version 2003, BAEL 91 modifie 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**. Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces horizontales caractérisées par une faible épaisseur en comparaison avec leur taille. et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique. Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

a. Plancher en corps creux :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$ **[2]** **…….(1)**

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

L= 535cm

$$L = 535\ cm \Rightarrow h_t \geq \frac{535}{22.5} = 23.7\ cm.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(20+5) = 25cm.**

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

➢ **Disposition des poutrelles :**

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité.

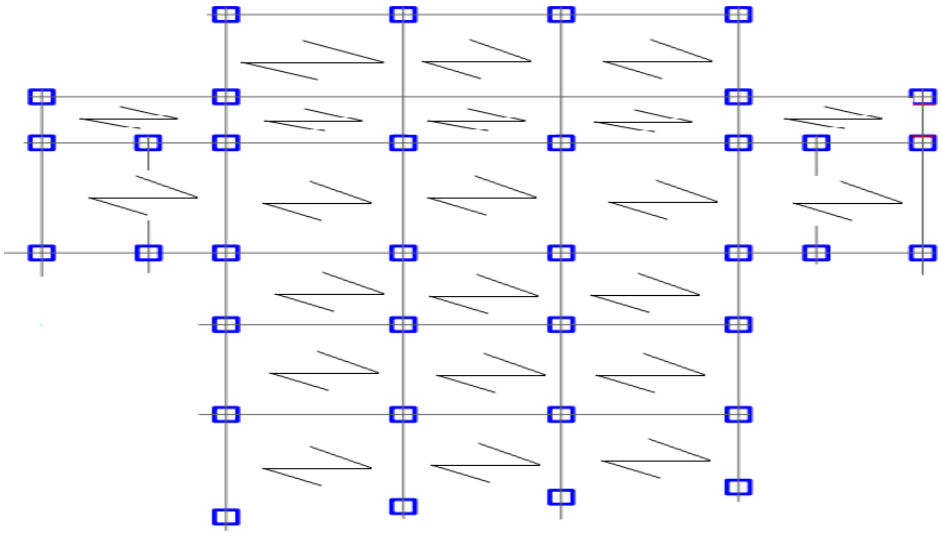


Figure II.1 : Dispositions des poutrelles.

b. Planchers à dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2{,}5$ kN/m²), c'est le cas pour les étages de RDC et1^{ére} étage.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➢ **Résistance au feu**

- e =7 cm Pour une heure de coupe-feu.
- e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **e =10 cm**.

- **Résistance à la flexion**

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \textbf{[3]} \ \textbf{.....(2)}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \textbf{[3]} \ \textbf{.....(3)}$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 5.35m$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $10,7 \leq e \leq 13.375$ (cm).

On admet : **e= 12 cm**

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :

e =13 cm

On admet : **e = 15cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(10; 12; 15)$ cm **e = 15 cm.**

- **Condition de la flèche [BAEL91]:**

La condition a vérifiée est la suivante :

$$\begin{cases} f_{adm} \le \frac{L_{max}}{1000} + 0{,}5 & \text{Si la portée L > 5m.} \\ f_{adm} < \frac{l_{max}(cm)}{500} & \text{Si la portée L} \le 5\text{m.} \end{cases} \qquad \text{…….(4)}$$

f_{max} : La flèche maximum a calculer pour une poutre encastrée a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{max} = \frac{5q\,L^4_{max}}{384\,EI} \Rightarrow \frac{5q\,L^4_{max}}{384\,EI} \le \frac{L_{max}}{1000} + 0{,}5$

Avec : $I = \frac{b \times e^3}{12}$ D'où : $e \ge \sqrt[3]{(60.q.L_{max}{}^4)/(384.E.b\,f_{adm})}$

G = 6,11 KN/m^2 ——————► charge permanente.

Q = 5,00 KN/m^2 ——————► surcharge d'exploitation.

Ceci donne q = (6,11+5,00) ×1,00 =11,11 KN/ml

On considère une bande de dalle de largeur b =1 m avec une épaisseur

E =10818,86Mpa = 108188,6 Kg/cm^2

$$f_{adm} \le \frac{535}{1000} + 0{,}5 = 1{,}035cm$$

D'ou :

$$e \ge \sqrt[3]{(60.q.L_{max}{}^4)/(384.E.b\,f_{adm})}$$

$e \ge ((60\times11{,}11\times(5{,}35x10^3)^4)/(384\times10818{,}86\times1000x10{,}35))^{1/3} = 23{,}3cm$

On prend **e=25cm**

➢ **Balcon :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : L = 1,50 m

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \ cm$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 16 cm pour les balcons.

Evaluation des charges et surcharges : [3]

Ce processus implique d'identifier les charges et les surcharges qui impactent la résistance et la stabilité de la structure.

Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible :

a. Dalle en corps creux :

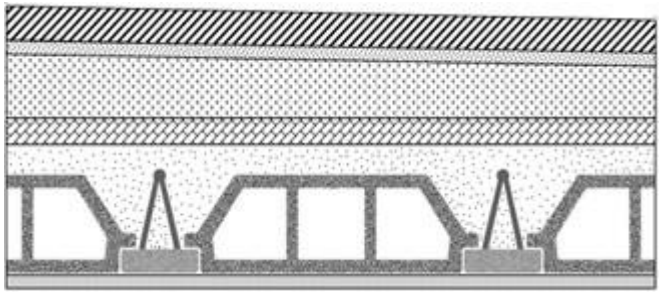


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Protection mécanique en gravier ($e = 5cm$).....(0,05) (17)	=	0,85 kN/m^2
Etanchéité multicouches.....……..	=	0,12 kN/m^2
Forme de pente (e_{moy}=12cm).....(0,12) (22)	=	2,64 kN/m^2
Isolation thermique (liège) (e=4cm).....(0,04) (4)	=	0,16 kN/m^2
Dalle à corps creux (20+5) cm	=	3,00kN/m^2
Enduit au plâtre ($e = 2cm$) .....(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
$\sum$ G	**=**	**6,97 KN/m^2**

b. Dalle pleine :

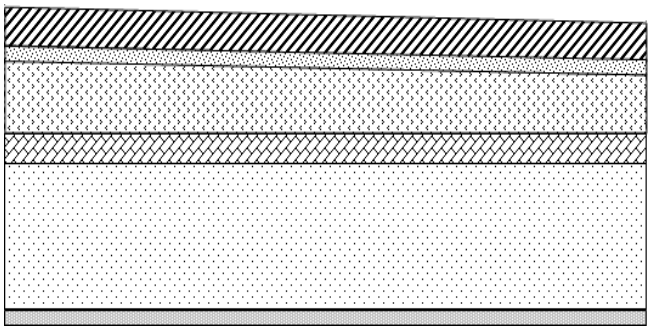


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Protection mécanique en gravier ($e = 5cm$) .....(0,05) (17) = 0,85 kN/m^2

Etanchéité multicouche ..... 0,12 kN/m^2

Forme de pente (e_{moy}=12cm) ..... 2,64 kN/m^2

Isolation thermique (liège) (e=4cm) ..... 0,16 kN/m^2

Dalle pleine (e=15cm, $\rho_b = 25kN/m^3$) ..... 3,75kN/m^2

Enduit au plâtre ($e = 2cm$)..... 0,20 kN/m^2

$\sum$ **G** = **7,72 kN/m^2**

Plancher de l'étage courant :

a. Dalle en corps creux :

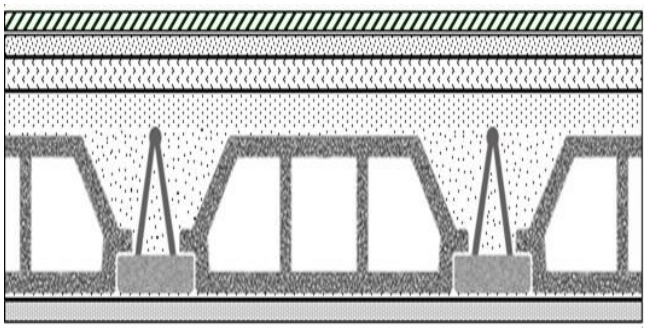


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Carrelage ($e = 2\,cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Mortier de pose ($e = 2\,cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Lit de sable ($e = 3cm$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m^2
Dalle à corps creux (20+5) *cm*		=	3,00 kN/m^2
Enduit au plate (2*cm*).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
Cloisons légères.....		=	1,00 kN/m^2
	$\sum$ G	**=**	**5,54 kN/m^2**

b. Dalle pleine (e=15cm) :

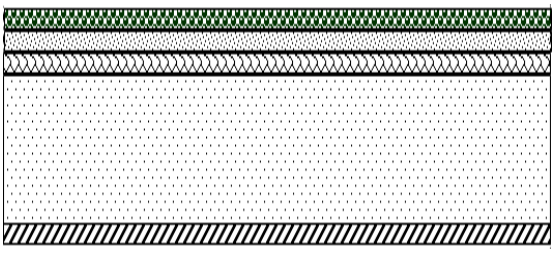


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Carrelage ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Mortier de pose ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Lit de sable ($e = 2cm$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m^2
Dalle à épaisseur (15 *cm*)	(0,15) (25)	=	3.75 kN/m^2
Enduit au plate (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
Cloisons légères.....		=	1,00 kN/m^2
	$\sum$ G	**=**	**6,11 kN/m^2**

c. Dalle pleine (e=25cm) :

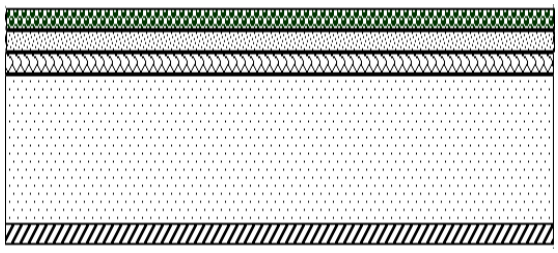


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Carrelage ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Mortier de pose ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Lit de sable ($e = 2cm$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m^2
Dalle à épaisseur (25 *cm*)	(0,25) (25)	=	6,25 kN/m^2
Enduit au plate (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
Cloisons légères		=	1,00 kN/m^2
	$\sum$ G	**=**	**8,61 kN/m^2**

d. Balcon :

Carrelage ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Mortier de pose ($e = 2cm$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m^2
Lit de sable ($e = 2cm$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m^2
Dalle à épaisseur (15*cm*)	(0,15) (25)	=	3,75 kN/m^2
Enduit au plate (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
Cloisons légères		=	1,00 kN/m^2
	$\sum$ G	**=**	**6,11 kN/m^2**

Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

Enduit intérieur au plâtre ($e = 2cm$)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m^2
Briques creux ($e = 10cm$)	(0,10) (9)	=	0,9 kN/m^2
L'âme d'air ($e = 5cm$)	.....	=	0 kN/m^2
Briques creux ($e = 15cm$)	(0,15) (9)	=	1,35 kN/m^2
Enduit extérieur au ciment ($e = 2cm$)	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m^2

$\sum$ **G** = **2,81 kN/m^2**

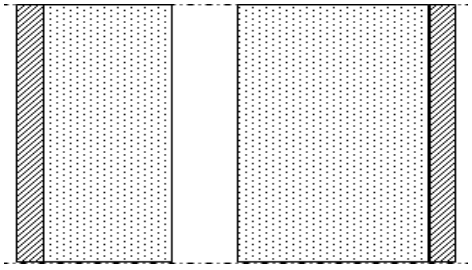


Figure II.7 : Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur :

Enduit au plâtre ($e = 2cm$)	(0,02) (10)	=	.0,2**kN/m^2**
Brique creuse ($e = 10cm$)	(0,1) (9)	=	0,9 **kN/m^2**
Enduit au plâtre ($e = 2cm$)	(0,02) (10)	=	0,2 **kN/m^2**

$\sum$ **G** = **1,30** kN/m^2

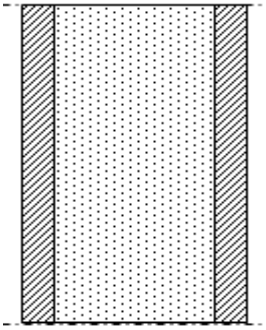


Figure II.8: Constituants d'un mur intérieur.

Acrotère :

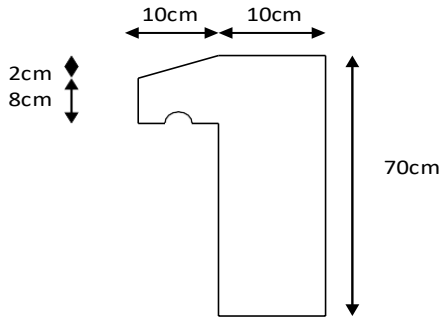


Figure II.9 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b.s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25$ kN/m^3

s : La surface transversale totale.

$$S = (0{,}10 \times 0{,}7) + (0{,}08 \times 0{,}10) + 0{,}1 \times \frac{0{,}02}{2} = 0{,}079 m^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$G_1 = 25 \times 0{,}079 = 1{,}975$kN/m

Le poids des enduits au ciment (ep=1,5cm) :

$G_2 = [0{,}015 \times (0{,}7+0{,}5)] \times 18 = 0{,}351$kN/m

Le poids total de l'acrotère :

$G = G_1 + G_2 = 2{,}326$ kN/m

Charges d'exploitation : [3]

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

Acrotère (main courante)…… ……Q = 1,0 kN/ml

Plancher terrasse (inaccessible) ..... Q = 1,0 kN/m^2

Plancher à usage habitation..... Q = 1,5 kN/m^2

Plancher à usage commerce……..Q = 5 kN/m^2

Plancher à usage bureau……Q= 2,5 kN/m^2

Escaliers ……..Q = 2,5 kN/m^2

Balcon ……Q = 3,5 kN/m^2

Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➢ **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➢ **Selon le R.P.A 99 (version2003) :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\,cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\,cm$
- Le rapport hauteur largueur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Exemple de calcul :

▪ **Poutre Porteuse :** L_{max}=5.6 m (axes 4.5)

$$37.3 \leq h \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow h = 55\text{cm}$$

$$16.5 \leq b \leq 38.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de **:b x h = 35x 50 cm²**

Vérification selon le RPA99 :

b = 35 cm $\geq$ 20cm

h = 55 cm $\geq$ 30cm $\Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1{,}57 \leq 4$

▪ **Poutre non-Porteuse :** L_{max}=4.55 m axes (B)

30.33 $\leq$ h $\leq$ 45.5 cm $\Rightarrow$ h = 45cm

13.5 $\leq$ b $\leq$ 31.5 cm $\Rightarrow$ b = 30 cm

Nous choisissons une poutre de **:** b x h = 30x 45 cm²

▪ **Vérification selon le RPA99 :**

b = 30 cm $\geq$ 20cm

h = 45 cm $\geq$ 30cm $\Rightarrow$ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$\frac{h}{b} = 1{,}5 \leq 4$

Tableau II.1 : Dimensions des poutres choisis.

	Poutre principale	**Poutre secondaire**
hxb	55x35	45x30

Les poteaux

Dans le processus de prédimensionnement des poteaux, nous appliquerons un calcul basé sur la descente des charges, visant à évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation. Ainsi, le poteau sera prédimensionné en considérant l'effort normal ultime de compression.

Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- Vérification selon RPA99 version 2003

$$\text{Min}\,(b1, h1) = 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone IIa})$$

$$\text{Min}\,(b1, h1) = \frac{he}{20}$$

$$\frac{1}{4} = \frac{b1}{h1} = 4$$

Conformément à l'Article B.8.11 du CBA93, une majoration de 10 % des efforts normaux est appliquée aux poteaux centraux adjacents à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comprenant au moins trois travées.

On doit vérifier : $N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9 . \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A=B /1000

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \frac{l_F}{i}$ C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ C'est le rayon de giration; où:

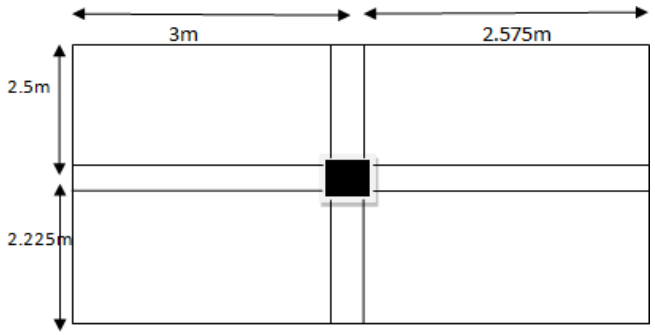
$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

Tableau II.2 : Prédimensionnement des poteaux.

Niveau	$7^{éme}$;$6^{éme}$	$5^{éme}$;$4^{éme}$	$3^{éme}$; $2^{éme}$	1^{er}; RDC; SOUS-SOL
Dimension (b*h)	**35×35**	**40×40**	**45*45**	**50*50**

Détermination des charges et surcharges



La surface reprise par le poteau central : 26.34 m^2

Figure II.10 : Représentation du poteau le plus sollicité

Décente des charges

- G planché= la charge permanent x S planché.
- G poutres (principale, secondaire)=b x h x Lx poids volumique du béton armé.
- G poteau = b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Avec Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II .3 : Détermination des charges permanentes**.**

ETAGE	H(M)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p,p}$	Gp,s	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
7	**3,06**	**35*35**	**9,37125**	**24,39063**	**15,947**	**162,693**	**212,4016**	**212,4016**
6	**3,06**	**35*35**	**9,37125**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**179,0227**	**391,4244**
5	**3,06**	**40*40**	**12,24**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**181,8915**	**573,3158**
4	**3,06**	**40*40**	**12,24**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**181,8915**	**755,2073**
3	**3,06**	**45*45**	**15,49125**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**185,1427**	**940,3501**
2	**3,06**	**45*45**	**15,49125**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**185,1427**	**1125,493**
1	**3,4**	**50*50**	**21,25**	**24,39063**	**15,947**	**129,314**	**190,9015**	**1316,394**
RDC	**4,59**	**50*50**	**28,6875**	**24,39063**	**15,947**	**145,934**	**214,959**	**1531,353**
S SOL	**4,08**	**50*50**	**25,5**	**24,39063**	**15,947**	**145,934**	**211,7715**	**1743,125**

Détermination des charges d'exploitation

Pour déterminer les charge d'exploitation on utilise la loi dégression (DTR.B.C.2.2 charge permanent et exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ Avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5)

- Pour le**7**^{éme}étage: Q_0
- Pour le **6**^{éme}étage : $Q_0+ Q_1$
- Pour le**5**^{éme} étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le**4**^{éme} étage :$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le**3**^{éme} étage : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le**2** étage : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le**1** étage : $Q_0+0.75\ ((Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le RDC étage : $Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_7)$
- Pour le S.S : $Q_0+0.69\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Avec Q niv =Q x St

Pour la terrasse Q niv = 1 x 26.34

Pour l'étage courent Q niv = 1,5 x 26.34

Pour 1er etage Q niv = 2,5 x 26.34

Pour rdc et s sol Q niv = 5 x 26.34

Tableau II .4 : Détermination des charges d'exploitation

Niveau	Q niveau		Coefficient de dégression	Q cumule
7	Q0	**26,34**	/	**26, 34**
6	Q1	**39,51**	**1**	**65,85**
5	Q2	**39,51**	**0.95**	**101,41**
4	Q3	**39,51**	**0.9**	**133,02**
3	Q4	**39,51**	**0.85**	**160,68**
2	Q5	**39,51**	**0.8**	**184,39**
1	Q6	**65,85**	**0.75**	**223,90**
RDC	Q7	**131,70**	**0.71**	**306,881**
SS	Q8	**131,70**	**0.69**	**389,86**

Calcul de la capacité portante ($\bar{N}$)

Tableau II.5. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau**.**

NIV	B (mm^2)	A (mm^2)	I (mm^2)	i (mm^2)	LF(mm)	λ	α	Br (mm)	$\bar{N}$ (kN)
7	**122500**	**122.5**	**1.25E+9**	**101.04**	**2142**	**21.2**	**0.79**	**108900**	**1630.73**
6	**122500**	**122.5**	**1.25E+9**	**101.04**	**2142**	**21.2**	**0.79**	**108900**	**1630.73**
5	**160000**	**160**	**2.13E+9**	**115.47**	**2142**	**18.55**	**0.80**	**144400**	**2196.85**
4	**160000**	**160**	**2.13E+9**	**115.47**	**2142**	**18.55**	**0.80**	**144400**	**2196.85**
3	**202500**	**202.5**	**3.42E+9**	**129.9**	**2142**	**16.49**	**0.81**	**184900**	**2844.08**
2	**202500**	**202.5**	**3.42E+9**	**129.9**	**2142**	**16.49**	**0.81**	**184900**	**2844.08**
1	**250000**	**250**	**5,21E+9**	**144,43**	**2380**	**16.48**	**0.81**	**230400**	**3543,48**
RDC	**250000**	**250**	**5,21E+9**	**144,43**	**3213**	**22,24**	**0.78**	**230400**	**3423,93**
SS	**250000**	**250**	**5,21E+9**	**144,43**	**2863**	**19.82**	**0.79**	**230400**	**3477,49**

Vérification de la capacité portante

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive.

$N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$

$N_U = 1.1N_{ultime}$

Tableau. II.6 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.

Niveau	G	Q	N_{ultime}	1.1NU	$\bar{N}$	$N_U \leq \bar{N}$
7	**212,4016**	**26, 34**	**326,52**	**358,88**	**1630.73**	**CV**
6	**391,4244**	**65,85**	**627,20**	**689,92**	**1630.73**	**CV**
5	**573,3158**	**101,41**	**926,09**	**1018,708**	**2196.85**	**CV**
4	**755,2073**	**133,02**	**1219,06**	**1340,97**	**2196.85**	**CV**
3	**940,3501**	**160,68**	**1510,50**	**1661,55**	**2844.08**	**CV**
2	**1125,493**	**184,39**	**1796,003**	**1975,60**	**2844.08**	**CV**
1	**1316,394**	**223,90**	**2112,988**	**2324,29**	**3543,48**	**CV**
RDC	**1531,353**	**306,881**	**2527,65**	**2780,41**	**3543,48**	**CV**
SS	**1743,125**	**389,86**	**2938,006**	**3231,80**	**3543,48**	**CV**

Vérification vis-à-vis du RPA 99

Tableau. II.7 : **Vérification du coffrage des poteaux**

Niveau	b1*h1	he/20	min(b1,h1)≥he/20	min(b1,h1)≥30CM	(1/4)≤ (B1/H1)≤ 4
7e/6e	35*35	15,3	**C.V**		
5e/4e	40*40	15,3			
3e/2e	45*45	15,3			
1e	50*50	17			
RDC	50*50	22,95			
S sol	50*50	20,4	**CV**		

Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

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

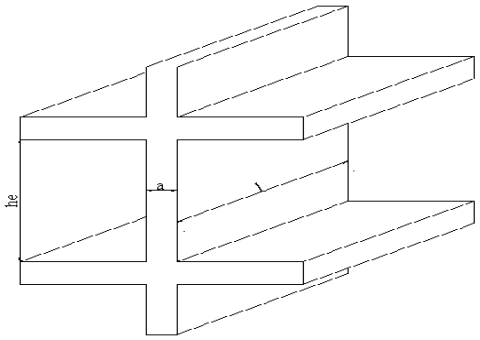


Figure II.11 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{min} \geq \max \left\{ 15cm ; h_e / 20 \right\} \quad \textbf{[1]}$$

Avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{min}: Epaisseur de voile

- Pour le S.S $h_e = (4,08-0,55)=3,53m$.

$a_{min} \geq \max$ 15cm ; 17,65cm => $a_{min} \geq 17.65cm$

- Pour RDC $h_e = (4,59-0,55)=4.04m$

$a_{min} \geq \max$ 15cm ; 20 => $a_{min} \geq 20$ cm.

Conclusion

On adopte pour a = **20cm**

Chapitre III
Calcul des éléments non structuraux

Acrotère :

Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

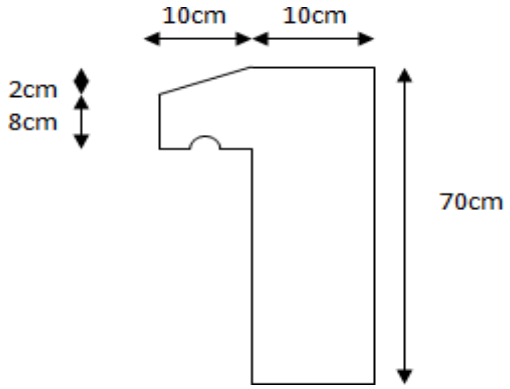


Figure III.1 : Acrotère.

Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b.s$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25\ kN/m^3$

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,7) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,079 m^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$G_1 = 25 \times 0,079 = 1,975\ kN/m$

Le poids des enduits au ciment (ep=1,5cm) :

$G_2 = [0,015 \times (0,7+0,6)] \times 18 = 0,351 kN/m$

Le poids total de l'acrotère :

$G = G_1 + G_2 = 2,326\ kN/m$

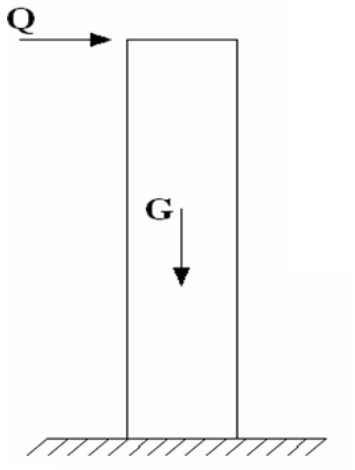


Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

b. Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p).

L'action des forces horizontales est données par :$F_p=4AC_pW_p$ ….[**1]**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,15]….....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) ..... [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,326kN.

F_p=4x 0, 15x 0, 8x 2,326=1,116kN.

Q_h=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{array}{l} F_p = 1{,}116kN \\ 1{,}5Q = 1{,}5kN \end{array}\right\} \Rightarrow Q_h = 1{,}5kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

G=2,326kN/ml et **Q_h=1,5KN/ml**

Calcul des efforts :

Pour une bande de *1m* de largeur :

- **E.L.U :**
  - N_u=1,35G=3,14 kN
  - M_u=1,5.Q_h.h=1,575 kNm
  - T_u=1,5.Q_h=2,25 kN
- **E.L.S :**
  - Nser=G=2,326kN
  - Mser=Qh.h=1,05kNm
  - Tser=Qh=1,98Kn

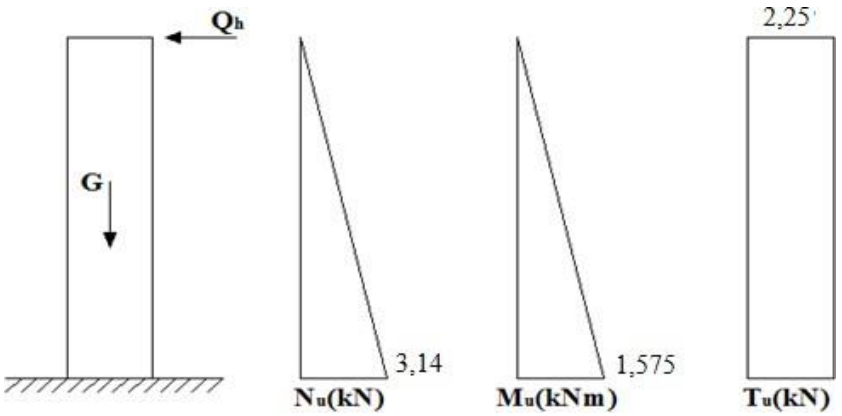


Figure III.3 : Effort interne et moment

Ferraillage de l'acrotère:

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=2cm ; fe=400Mpa

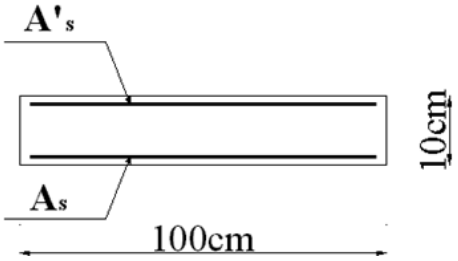


Figure III.4 : Distribution des armatures de l'acrotère.

➢ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1,575}{3,14} = 50.15\,cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array}\right\} e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$

Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

- **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1,67kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0184$$

$\mu \prec \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0186$$

$$Z = d\left(1 - 0,4\alpha\right) = 7,94cm$$

$$\mu = 0,0184 \prec 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad et \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f\left(M_f\right)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 60,439mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51,416mm^2$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,51cm^2 \end{cases}$$

Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [2]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité : $A_s^{min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000};0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=8cm

$A_s^{min} \geq Max\ \left\{1cm^2;0,97cm^2\right\}=1cm^2$

Donc : on opte finalement pour 6T6=1,70cm^2

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425cm^2$$

On choisit 4T6=1,13 cm^2 avec un espacement : $S_t = \frac{70}{3} = 23\ cm$

Vérification des à L'E.L.S :

a. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 64,06cm$$

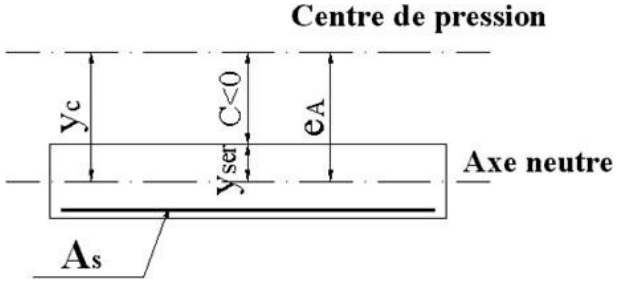


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC)*.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C=d-\frac{h}{2}$ Avec : $C = e - \frac{h}{2} = 59{,}06cm$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec : $n = 15$; $\begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c-c')\frac{A'_s}{b} + 6n(d-c)\frac{A_s}{b} = -10484{,}34 \\ et \\ q = -2c^3 - 6n(c-c')^2\frac{A'_s}{b} - 6n(d-c)^2\frac{A_s}{b} = -419312{,}53 \end{cases}$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 1{,}77.10^{13} > 0$

$y_c = -(A+B)$

$A = \sqrt[3]{\frac{q+\sqrt{\Delta}}{2}} = 128{,}07$

$B = \sqrt[3]{\frac{q-\sqrt{\Delta}}{2}} = -128{,}28$

La solution qui convient est : y_c=0,21cm

$Y_1 = Y_c - C = -58{,}85cm$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 0{,}21cm \\ y_c = -58{,}85cm \end{cases}$

b. **Calcul du moment d'inertie *:***

$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n\left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2\right]$; $n = 15$

Avec : $A_S' = 0$ $\Rightarrow I = 2715{,}04cm^4$

Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2{,}48.10^3 \times 59{,}20.10}{2715{,}04.10^4}\right) \times 41{,}2 = 2{,}23MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots \textit{Aciertendu}$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots \textit{Aciercomprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe \;;\; Max(0{,}5\, fe \;;\; 110\sqrt{\eta . f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \ldots\ldots\ldots\ldots (\eta = 1{,}6 \textit{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 31{,}47\ MPa \leq \overline{\sigma_s} \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 1{,}15\ MPa \leq \overline{\sigma_s} \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}\,; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2{,}25.10^3}{80.10^3} = 0{,}028MPa \leq \overline{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}$$

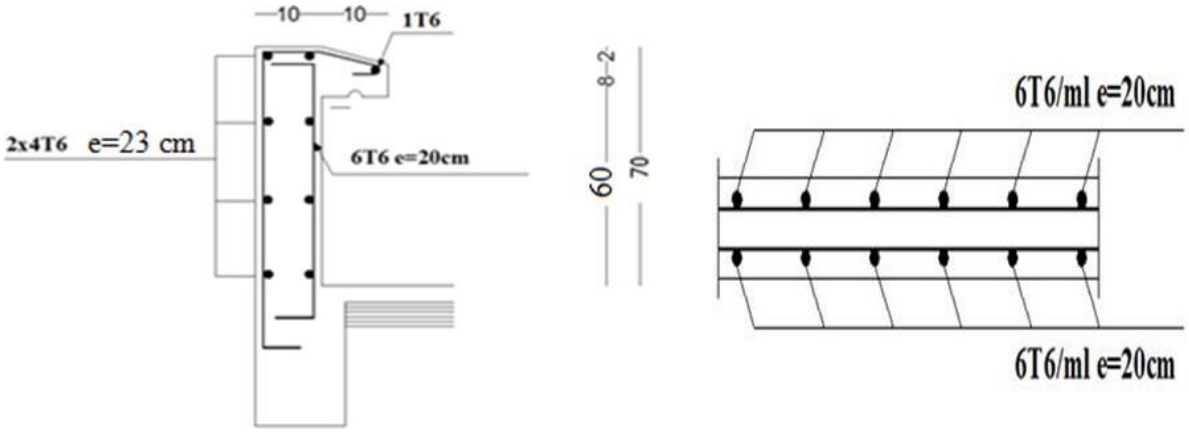


Figure III.6 : Ferraillage de l'acrotère.

Etude des balcons :

Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

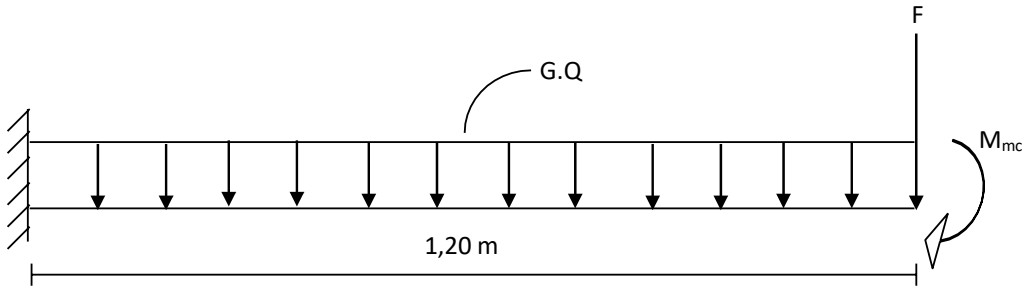


Figure III.7 : Schémas statique du balcon.

Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **Charge permanente :**

- Carrelage (ép=2cm) ..... 0,4 kN/m^2

- Mortier de pose ..... 0,4 kN/m^2

- Lit de sable .....0,36 kN/m^2

- Dalle en B.A (ép=15cm) ..... 3,75 kN/m^2

- Enduit au ciment (ép=2cm)……..….0,36 kN/m^2

$\sum$ G=5,27 kN/m^2

Pour une bande de 1m :

G x 1m = 5,27 x 1= 5,27 KN/m

- **Charge d'exploitation :**

Q = 3,5 kN/m, pour une bande de 1m.

- **Charge concentrée :**

- Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m^2

- Maçonnerie (ép=10cm) .....0,90 kN/m^2

- Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m^2

F= 1,62 kN/m^2

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m^2

- **Moment due à la main courante :**

M_{mc}= Q x L = 1x1x1= 1kN/m

b. Combinaisons des charges :

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	**12,36**	**8,77**
F(kN)	**2,19**	**1,62**
M_{mc}(kN.m)	**1,5**	**1,00**

c. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchent seront déterminer par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc\right] \quad \text{.....(1)}$$

$$T(x) = -[F + qx] \quad \text{.....(2)}$$

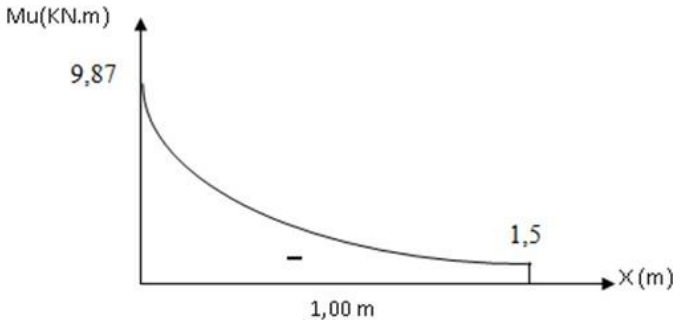


Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

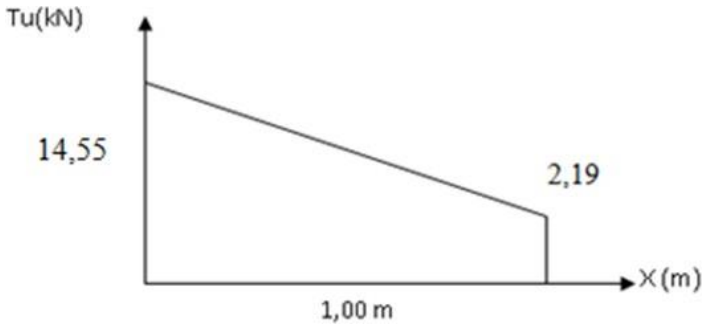


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

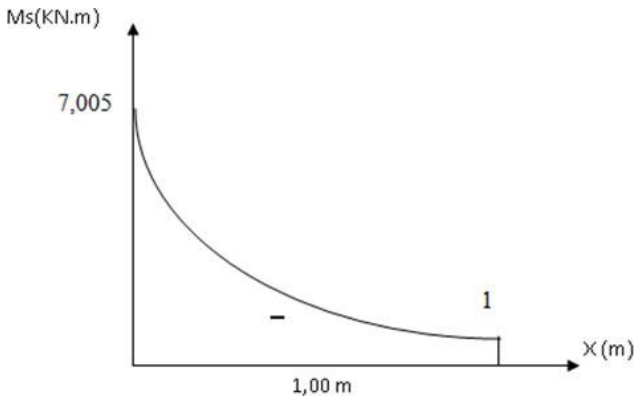


Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

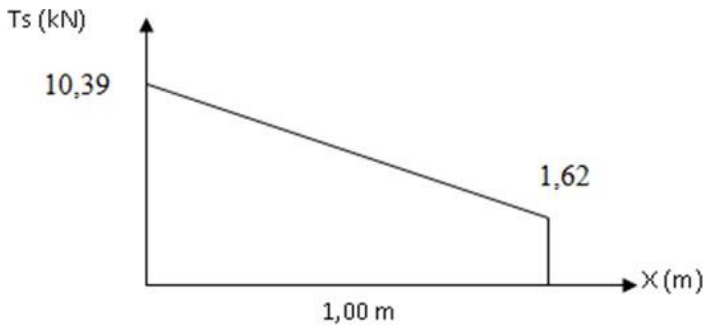


Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Calcul du ferraillage :

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15)cm^2

Les données : f_{c28}= 25 PMa, f_{t28}= 2,1 MPa, f_{bc}=14,17 MPa, d=12,5 cm, fe= 400 MPa.

Tableau III.2 : Ferraillage du balcon.

MU (kN,m)	**μ**	**μ<μ r**	**A'S (cm^2)**	**α**	**Z (cm)**	**As (cm^2)**	**Le choix**	**As (cm^2)**	**ESP (cm)**
9,87	0,0445	oui	0	0,057	12.214	2,32	5T10	3,93	20

- **St** < min (33et3h) pour une charge répartie
  (22 et 2h) pour une charge concentrée

  33 cm

- St < min => St= 20cm …… **Espacement vérifié**

  22 cm

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2 \le A_r \le 1.97cm^2$$

On adopte : 3T8 / ml=1.51cm^2 avec: S_t=20cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

$$A = 3{,}93(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \text{ cv}$$

b. Vérification à l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1 f_{c28} \; ; \; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{14{,}55.10^3}{1000 \times 125} = 0.116 \; MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa \; \text{..... } vérifiée$$

c. Vérification des contraintes:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: *n=15 ;η=1,6(H.A) ; c'=2,5cm ; d=12,5cm ; b=100cm ; A'$_s$=0*

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \le \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\frac{M_{ser}}{I}(d - y) \le \bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; \max(0{,}5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201{,}6MPa \end{cases}$$

Avec : *η=1,6(H.A)*

Tableau III.3 : Vérification des contraintes.

M_{ser}(kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
7,005	3,93	3,29	6187,423	3,72	vérifiée	156,40	vérifiée

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0{,}125 \cdot 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4{,}2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3.93}{100 \times 12{,}5} = 0{,}00314 \cdot 0{,}0105 \ldots \textit{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

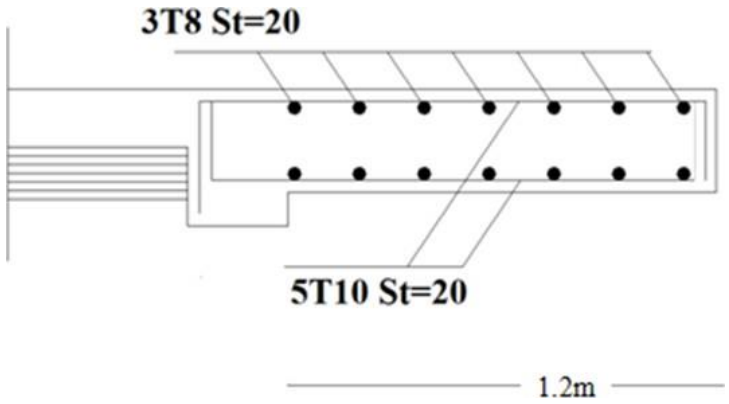


Figure III.12: Schéma de ferraillage des balcons.

Etude des planchers :

Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **25cm**.

Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

Système porteurs c.à.d. des poutrelles et une dalle de compression de5 cm d'épaisseur. Système coffrant c'est-à-dire des corps creux de dimension (20 × 20× 65) cm^2.

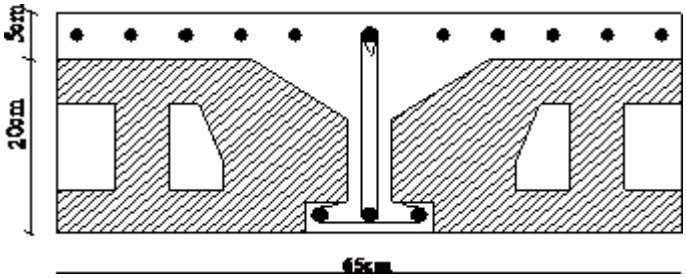


Figure III.13 : Corps Creux

1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

b_0 = (0.4 à 0.6)* h_t

Avec :

h_t : Hauteur du plancher

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_X}{2} ; \frac{L_Y}{10}\right)$

Tel que :

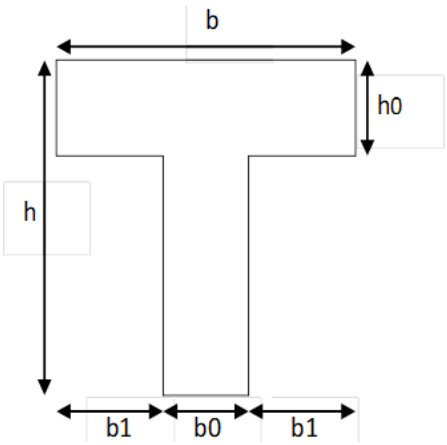


Figure III.14 : Schéma de poutrelle

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$b = 2 * b_1 + b_0$

$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (10; 20)$ cm. On adopte $b_0 = 15$ cm.

Soit : **b_o = 15cm.**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2.\min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$L_x = 65 - 15 = 50$cm.

$L_y = 600 - 30 = 570$cm.

$b_1 = \min\left(\frac{50}{2}; \frac{570}{10}\right) = 25cm.$ $\Rightarrow$ b = 2 x 25+ 15 = 65cm. Soit : **b= 65cm**

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.

➢ **1ère étape :** Avant le coulage de la table de compression.

- **Poutrelle de travée *L= 5.2m***

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m^2

- **Evaluation des charges et surcharges :**

  - **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... 0,15x0,05x25=0,1875kN/ml

Poids du corps creux…..0,65x0,20x14=1,82kN/ml

G=2,008kN/ml

  - ***Charges* d'exploitation :**

Q=1x0,65=0,65kN/ml

- **Combinaison des charges :**

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=**4,21kN/ml**

E.L.S : q_{ser}=G+Q=**3,008kN/ml**

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4,21x(5,20)^2}{8} = 14,23kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3,008x(5,20)^2}{8} = 10,17kNm$$

- **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

M_u=14,23kNm ; b=15cm ; d=0,9h_0=4,5cm ; σ_{bc}=14,17Mpa

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 3,31 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

- **2ème étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	**6.97**	**1.00**	**10.91**	**7.09**	**7.97**	**5.18**
Etages d'habitation	**5.54**	**1.50**	**9.729**	**7.04**	**6.32**	**4.576**

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Les Différents types de poutrelles :

- **Type 1**: 3 travées.

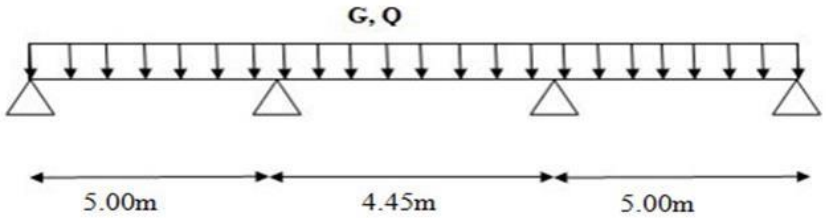


Figure III.15 : schémas statique de poutrelle type 1.

- **Type 2**: 5 travées.

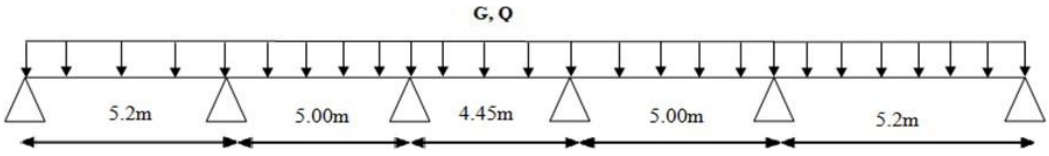


Figure III.16 : schémas statique de poutrelle type 2.

Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire,** méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM.**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

  Les conditions d'application de cette méthode

  1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée **:** $Q \leq MAX\left\{ 2G ,5 \ KN/m^2 \right\}$

  2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

  3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25. $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1{,}25$

  4- La fissuration est non préjudiciable.

  Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

1- Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8,5\left(l'_w + l'_e\right)}$$ .....Appuis intermédiaire

2- Moment en travée

$$\left(M_t\right) = \left(M_0\right) + \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

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

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

q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e: charge répartie à droite de l'appuis considérée.

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

l'=l… .....pour une travée de rive

l'=0,8l… ..... pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

3- Effort tranchant

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

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

❖ **TYPE 1** : poutrelle à trois travées.

➢ **Vérification des conditions d'application** :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Hypothèse 1 :

G = 6,97KN/m²

Q = 1KN/m²

Q ≤ max (2G ; 5KN/m²).....**vérifier.**

- **Plancher étages d'habitation** :

G = 5,34 KN/m²

Q = 1,5 KN/m².

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)…..... **vérifier.**

Hypothèse 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants… .....**vérifier.**

Hypothèse 3 :

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

5/4,45 =1,12.....**vérifier.**

4 ,45 / 5 = 0,89 .....**vérifier.**

Hypothèse 4 :

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle est considérée comme peu préjudiciable.

➢ **Exposée de la méthode :**

Les moments en travée et sur appuis représentent une fraction du moment isostatique de la même travée.

a) Calcul des moments :

Soit : $\alpha = \dfrac{Q}{Q+G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$M_t \geq \max\{(1+0,3\alpha)M_0;1,05M_0\} - \dfrac{M_g + M_d}{2}$.

$M_t \geq \dfrac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ …….. (Cas d'une travée de rive).

$M_{t1} \geq \dfrac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ …….. (Cas d'une travée intermédiaire).

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)
- M_g et M_d: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée
- M = 0.2 M_0 ..... appui de rive
- M = 0.6 M_0 ..... pour une poutre à deux travées
- M = 0.5 M_0 ..... pour les appuis oisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- M=0.4 M_0 ..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

b) Calcul des efforts tranchants :

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

C = 1,15 cas de travée de rive pour les poutres à deux travée.

C = 1,1 cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

- **Application :**
  - **Terrasse inaccessible :** Il y a deux types de poutrelle :
    - **Type1 :** poutrelle à trois travées.

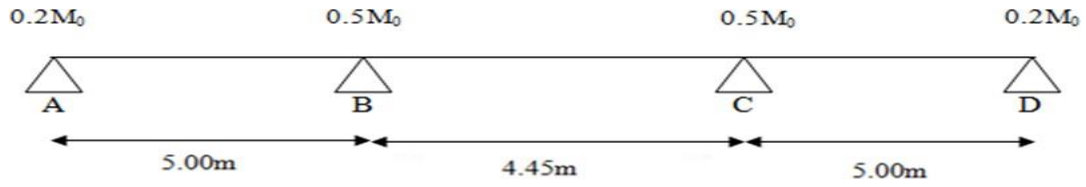


Figure III.17 : schémas statique de poutrelle type 1.

Avec : Q = 1KN/ m².

G = 6,97 KN/m².

P_u=7,09KN/ml

P_s=5,18KN/ml

Moments isostatiques

- **À l'ELU :**

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{7,09 \times (5)^2}{8} = 22,16 \quad KN.m$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{7,09 \times (4.45)^2}{8} = 17,55 \quad KN.m$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{7,09 \times (5)^2}{8} = 22,16 \quad KN.m$$

- **À l'ELS**

$$M_0^{AB} = 16,19 KN.m$$

$$M_0^{BC} = 12,82 KN.m$$

$$M_0^{CD} = 16,19 KN.m$$

Moment aux appuis :

- **À l'ELU**

$M_A = 0{,}2x22{,}16 = 4{,}432 \ KN.m$

$M_B = 0{,}5 \max(22{,}16 ; 17{,}55) = 11{,}08 \ KN.m$

$M_C = 0{,}5x22{,}16 = 11{,}08 \ KN.m$

$M_D = 0{,}2x22{,}16 = 4{,}432 \ KN.m$

- **À l'ELS**

$M_A = 0{,}2x16.19 = 3{,}238 \ KN.m$

$M_B = 0{,}5 \max(16{,}19 ; 12{,}82) = 8{,}1 \ KN.m$

$M_C = 0{,}5x16{,}19 = 8{,}1 \ KN.m$

$M_D = 0{,}2x16.19 = 3{,}238 \ KN.m$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6{,}97} = 0{,}125$$

$$\begin{cases} (1.2 + 0.3\alpha) = 1{,}2375 \\ (1 + 0.3\alpha) = 1{,}0375 \end{cases}$$

- **À l'ELU**

$$M_t \geq \max[(1+0{,}3\alpha)M_0 ; 1{,}05M_0] - \frac{M_g + M_d}{2}$$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Pour une travée de rive.

$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Pour une travée intermédiaire.

Travée A-B (travée de rive)

$$M_t \geq 1.05 \times 22.16 - \frac{4.432 + 11.08}{2} = 15.51 KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1.2375}{2} \times 22.16 = 13.71 KN.m$$

Travée B-C (travée intermédiaire)

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 17.55 - \dfrac{11.08 + 11.08}{2} = 7.35 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1.0375}{2} \times 17.55 = 9.1 KN.m \end{array}\right\}$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 22.16 - \dfrac{11.08 + 4.432}{2} = 15.51 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1.2375}{2} \times 22.16 = 13.71 KN.m \end{array}\right\}$$

- **À l'ELS.**

Travée A-B (travée de rive)

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 16.19 - \dfrac{3.238 + 8.1}{2} = 11.33 N.m \\ M_t \geq \dfrac{1.2375}{2} \times 16.19 = 10.02 KN.m \end{array}\right\}$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 12.82 - \dfrac{8.1 + 8.1}{2} = 5.36 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1.0375}{2} \times 12.82 = 6.65 KN.m \end{array}\right\}$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 16.19 - \dfrac{8.1 + 3.238}{2} = 11.33 KN.m \\ M_t \geq \dfrac{1.2375}{2} \times 16.19 = 10.02 KN.m \end{array}\right\}$$

Les efforts tranchants

- **À L'ELU**

Travée A-B

$$\begin{cases} V_A = \dfrac{7.09 \times 5}{2} = 17.725KN \\ V_B = 1.1 \times V_A = -19.5KN \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times \dfrac{7.09 \times 4.45}{2} = 17.35KN \\ V_C = -17.35KN \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} V_C = 1.1 \times \dfrac{7.09 \times 5}{2} = 19.5KN \\ V_D = -17.725KN \end{cases}$$

- **À l'ELS**

Travée A-B

$$\begin{cases} V_A = \dfrac{5.18 \times 5}{2} = 12.95KN \\ V_B = 1.1 \times V_A = -14.245KN \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times \dfrac{5.18 \times 4.45}{2} = 12.69KN \\ V_C = 1.1 \times \dfrac{5.18 \times 4.45}{2} = -12.69KN \end{cases}$$

Travée C-D

$$\begin{cases} V_C = 1.1 \times \dfrac{5.18 \times 5}{2} = 14.245KN \\ V_D = \dfrac{5.18 \times 5}{2} = -12.95KN \end{cases}$$

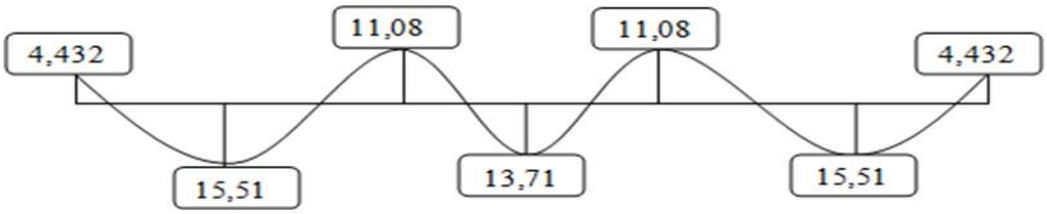


Figure III.18 : Diagramme des moments des poutrelles type 1 à l'ELU

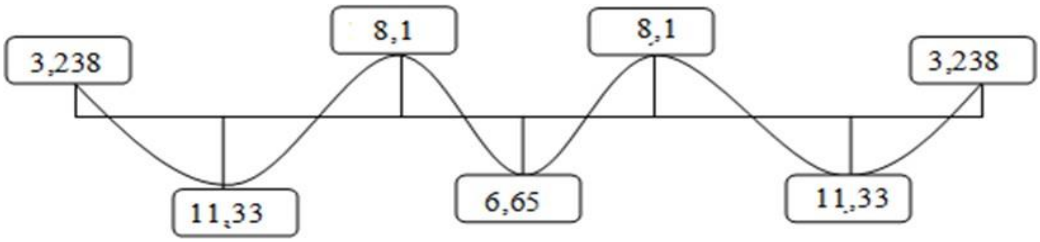


Figure III.19 : Diagramme des moments des poutrelles type 1 à l'ELS

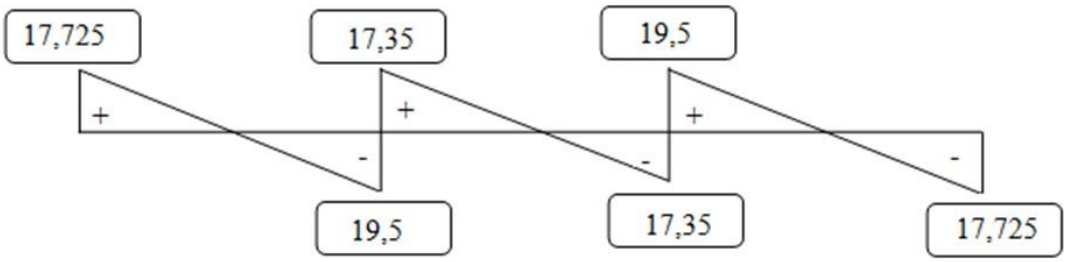


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles type 1 à l'ELU

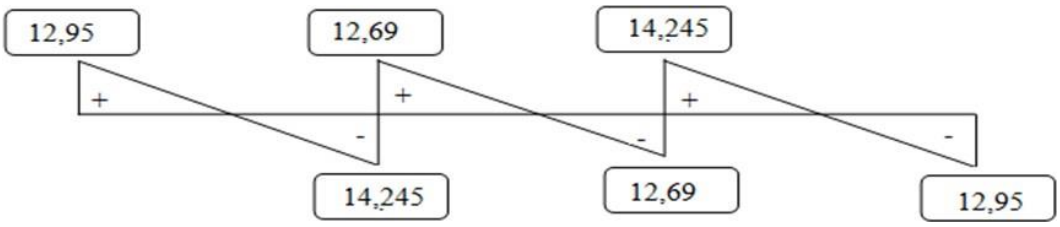


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles type 1 à l'ELS

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 1 :

Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5.00	7.09	22.16	4.432	11.08	15.51	17.725	-19.5
B-C	4.45	7.09	17.55	11.08	11.08	9,1	17.35	-17.35
C-D	5.00	7.09	22.16	11.08	4,432	15.51	19.5	-17.725

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5.00	5.18	16.19	3.238	8.1	11.33	12.95	-14.245
B-C	4.45	5.18	12.82	8.1	8.1	6.65	12.69	-12.69
C-D	5.00	5.18	16.19	8.1	3.238	11.33	14.245	-12.95

❖ **TYPE 2:** poutrelle à Cinque travées.

Vérification des conditions d'application

- **Hypothèse 1 :**
  - **Plancher terrasse inaccessible**

G = 6,97 KN/m²

Q = 1KN/m²

Q ≤ max (2G ; 5KN/m²) ..... **vérifiée.**

- **Plancher étages courants**

G = 5,54 KN/m²

Q = 1,5 KN/m².

Q ≤ max (2G ; 5 KN/m²)…..**vérifiée.**

- **Hypothèse 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants… .....**vérifier.**

- **Hypothèse3**

Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

5.2/5=1.04….....**vérifier.**

5/4.45=1.12.....**vérifier.**

4.45/5=0.89.....**vérifier.**

5/5.2=0.9.....**vérifier.**

- **Hypothèse 4 :**

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle est considérée comme peu préjudiciable. Donc on utilise la méthode forfaitaire.

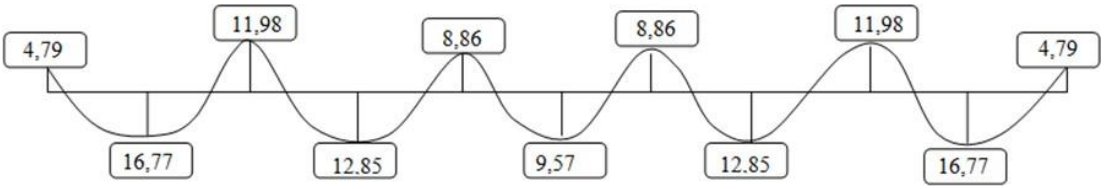


Figure III.21 : Diagramme des moments des poutrelles type 2 à l'ELU

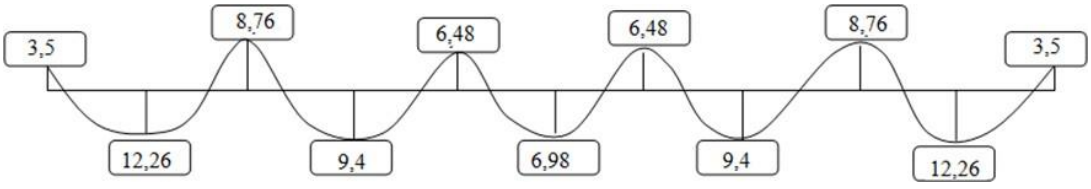


Figure III.22 : Diagramme des moments des poutrelles type 2 à l'ELS

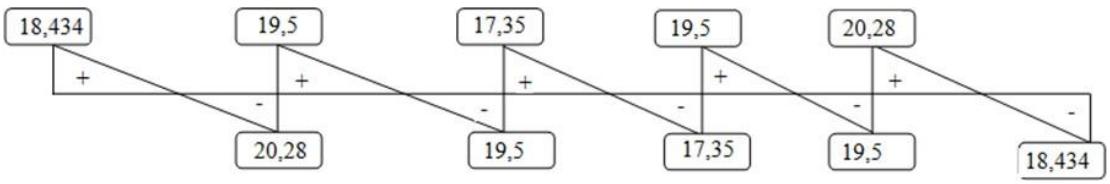


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles type 2 à l'ELU

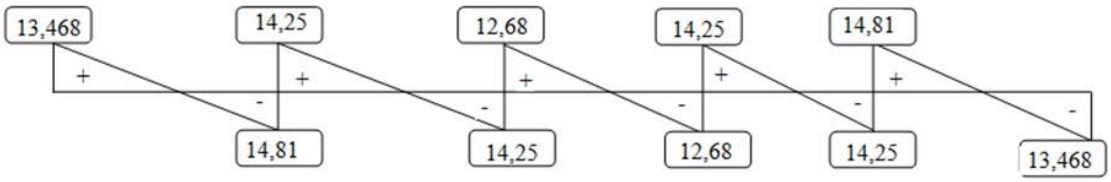


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles type 2 à l'ELS

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 2 :

Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (Kn.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5.20	7.09	23.96	4.79	11.98	16.77	18.434	-20.28
B-C	5.00	7.09	22.16	11.98	8.86	12.85	19.5	-19.5
C-D	4.45	7.09	17.55	8.86	8.86	9.57	17.35	-17.35
D-E	5.00	7.09	22.16	8.86	11.98	12,85	19.5	-19.5
E-F	5.20	7.09	23.96	11.98	4.79	16.77	20.28	-18.434

Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (Kn.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5.20	5.18	17.51	3.5	8.76	12.26	13.468	-14.81
B-C	5.00	5.18	16.19	8.76	6.48	9.4	14.25	-14.25
C-D	4.45	5.18	12.82	6.48	6.48	6.98	12.68	-12.68
D-E	5.00	5.18	16.19	6.48	8.76	9.4	14.25	-14.25
E-F	5.20	5.18	17.51	8.76	3.5	12.26	14.81	13.468

Ferraillage des poutrelles :

- **Type 1 :**

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : M_{tu}^{max} =15,51 kNm

M_{au}^{max} 11,08 kNm

T_u^{max}=19,5 kN

E.L.S : M_{tser}^{max}=11,33 kNm

M_{aser}^{max}=8,1 kNm

Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales**.**

a. Ferraillage longitudinal en travée :

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} (d - \frac{h_0}{2}) = 650 \times 50 \times 14.17 \times (225 - \frac{50}{2}) = 92.105 \ \ kN.m$$

$$M_{tu} = 92.105 \ kN.m$$

$M_{t\,max}$ =15,51 $kN.m$

$M_{tu} > M_t^{max}$ $\Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Tableau III.9. Tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en travée poutrelle type 1.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	CNF (cm^2)	choix
15,51	0,033	Oui	0,423	22.12	347.83	2,02	0	1.77	3T10=2.36 cm^2

b. Ferraillage longitudinal sur appuis :

On a: M_{au}^{max}=11.08 kNm<M_{tab}=92.105 kNm

$\Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0$xh) en flexion simple.

Tableau III.10 .tableau récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui poutrelle type1.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	CNF	choix
11,08	0,1029	Oui	0,136	21,28	347.83	1,5	0	0.41	2T12=2.26 cm^2

c. Vérification :

Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :T_u^{max}=19,5 kN.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0,2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right\} = 3,33MPa \text{.....} Fissuration\ peu\ nuisible$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,58.MPa < \bar{\tau}_u \text{.....} Vérifiée$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**
  - **Vérification de la compression du béton [2] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=17.725 kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17.725 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 225} = 0,58\ MPa \leq 0,4\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

$$A_s = 2.26cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0,51cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\ Vérifiée$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [2] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19.5 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 225} = 0,64.MPa \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

$$A_s = 2.36cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1.01cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2] :**

$$A_s = 1.13cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0.59 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

Vérification des contraintes

- **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$ **[4]**

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; b=65cm (travée) ; b_0=15cm(appuis) ; c=c'=2.5cm

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + c'A') = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 1.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	11.33	2.36	4.34	13502.97	3.64	**vérifiée**
Appuis	8.1	2.26	4.16	13059.81	2.58	**vérifiée**

Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

h =25cm ; b_0=15cm ; d=22.5cm ; L=5 m ; M_{tser}=11.33kNm ; M_0=17.51 kNm; A_s=2,36cm^2 ; fe=400MPa.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots non\ vérifiée$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,007 < 0,0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifée$$

$$\frac{h}{L} = 0,05 < 0,65 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots non\ vérifiée$$

Alors:

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[1]**.

Tel que : $\bar{f} = 0{,}5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5{,}00$ m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5{,}00$ m

Donc : $\bar{f} = 0.5 + \frac{500}{1000} = 1cm$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [2] :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ....Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$ ....Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Calcul de la flèche poutrelle type1.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
11.33	2,36	18.34	0,007	213.37	5.57	2.23	0,54	135125.17	37087.1	61303.5

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818{,}87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0{,}237.cm \qquad (L = 5.00m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0{,}427.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}19.cm \; ; \; \bar{f} = 1.00.cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24 (fe=235MPa)*

Selon le C.B.A 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 fe} & K = 1 \quad Art\ A\ 5.1.2.3 \\ S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) & Art\ A\ 5.1.2.2 \\ \dfrac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) & Art\ A\ 5.1.2.2 \end{cases}$$

RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$Ø_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$Ø_t \leq$ Min (0,71cm ; 1.2cm ; 0.5cm)

On adopte : $Ø_t$=6mm

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2Ø6 = 0{,}57 cm^2$

Selon le C.B.A 93:

- $$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.cm \\ S_t \leq 20.25cm \\ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.026cm \end{cases}$$

Selon le « RPA 99 version 2003 » :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\ cm$
- $S_t \leq 6.25\ cm \ldots . Zone\ nodale$
- $S_t \leq 12.5\ cm \ldots \ldots \ldots . Zonecourante$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq 15{,}83cm$$

$$Donc : \begin{cases} S_t = 5cm \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots Zone\ nodale \\ S_t = 10cm \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots Zone\ courante \end{cases}$$

❖ **Type 2**

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : M_{tu}^{max} =16,77 kNm

M_{au}^{max} =11,98 kNm

T_u^{max}=20,28 kN

E.L.S : M_{tser}^{max}=12,26 kNm

M_{aser}^{max}=8,76 kNm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Ferraillage de poutrelle type 2.

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' **(cm²)**	α	**Z(cm)**	A_s^{cal} (cm²)	**Choix**	A_s^{adp} **(cm²)**
Travée	16,77	0,036	Oui	0	0,046	22,09	2,18	3T10	2.36
Appui	11,98	0,111	Oui	0	0.148	21,17	1,62	2T12	2.26

- **Condition de non fragilité**

$$A_S \geq A_{\min} = 0{,}23 * b * d \frac{f_{t28}}{fe} \qquad \textbf{(Art A.4.2.1) [2]}$$

Tableau III.14 : Vérification de la Condition de non fragilité poutrelle type 2.

Position	**As (choisi)**	**As_{min}**	**observation**
Travée	2.36	1.76	vérifier
Appuis	2,26	0.41	vérifier

Tableau III.15 : Vérification de l'effort tranchant poutrelle type 2.

Position	**Tu max (kN)**	τ_u ***(MPa)***	$\bar{\tau}_u$ ***(MPa)***	**Observation**
Travée	20.28	0,6	3,33	Vérifier

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle type 2.

	M_{ser}(kNm)	**A_s(cm^2)**	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	**σ_{bc}(MPa)**	**Vérification**
Travée	12.26	2.36	4.34	13502.97	3.64	**vérifiée**
Appuis	8.76	2.26	4.16	13059.81	2.58	**vérifiée**

- **Vérification de la flèche**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.17 : Calcul de la flèche poutrelle type 2

M_{ser} (kNm)	**A_s (cm^2)**	**Y_1 (cm)**	**δ**	**σ_s (MPa)**	**λ_i**	**λ_v**	**μ**	**I_0 (cm^4)**	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**
12.26	2,36	18.34	0,007	213.37	5.57	2.23	0,54	135125.17	37087.1	61303.5

f_i = 0.278 cm

f_v = 0.5 cm

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[2].**

$$\bar{f} = \frac{520}{1000} + 0.5 = 1{,}02 \ cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.22 \ cm \leq \bar{f} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

On adopte : $A_t = 2Ø6 = 0{,}57 cm^2$

- **Choix des espacements**

$$\begin{cases} S_t = 5cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zonenodale \\ S_t = 10cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zonecourante \end{cases}$$

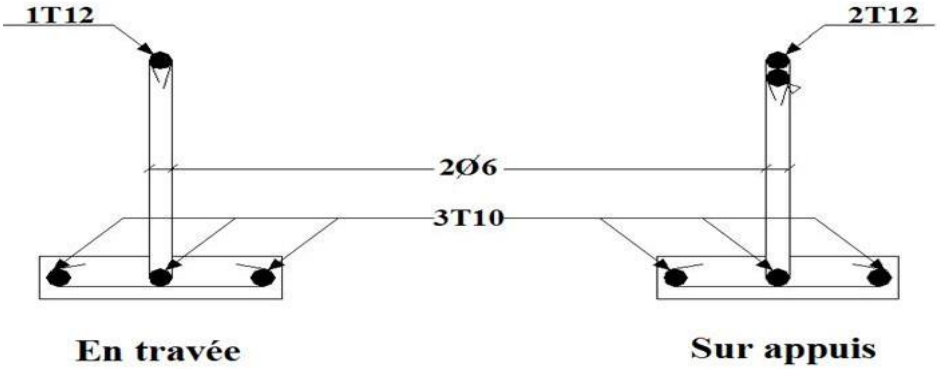


Figure III.24 : Schéma de ferraillage des poutrelles type 1

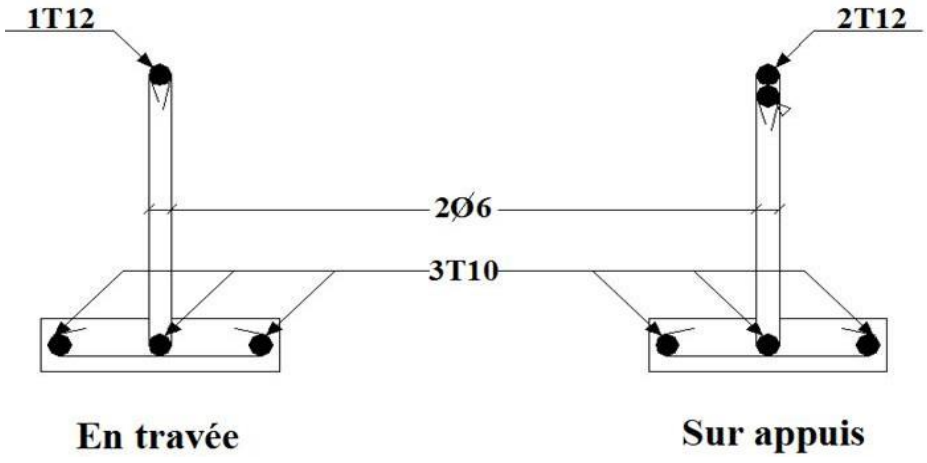


Figure III.25 : Schéma de ferraillage des poutrelles type 2.

Ferraillage de la table de compression

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \le L \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L}{fe} \\ L \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases} \qquad [4]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A_1= 1,11cm2/ml.

On prend : **6T6=1,18cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}56cm^2$$

Soit : **6T6=1,18cm²** St=20cm.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

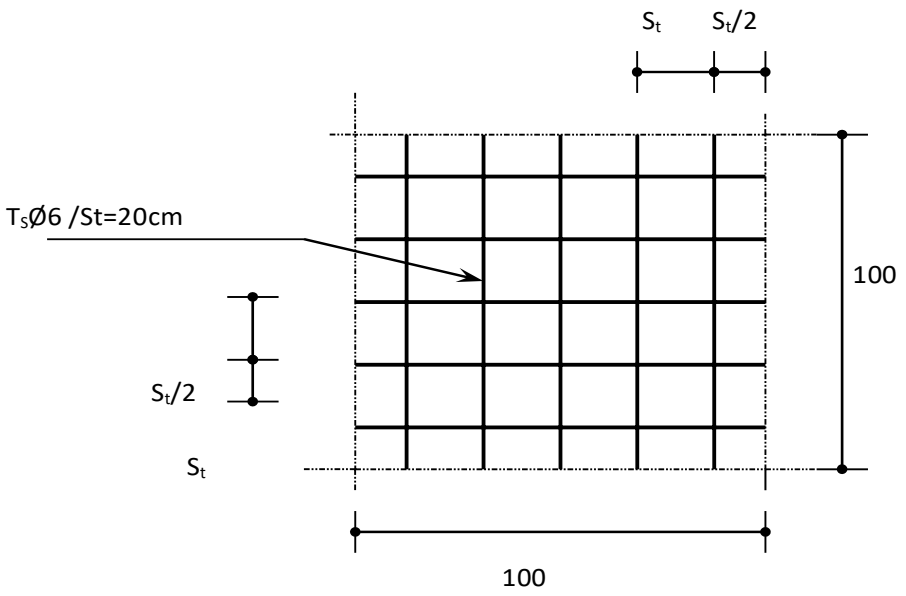


Figure III.26 : Ferraillage de la dalle de compression

Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a : G=8,61kN/m^2 , Q=5,00 kN/m^2.

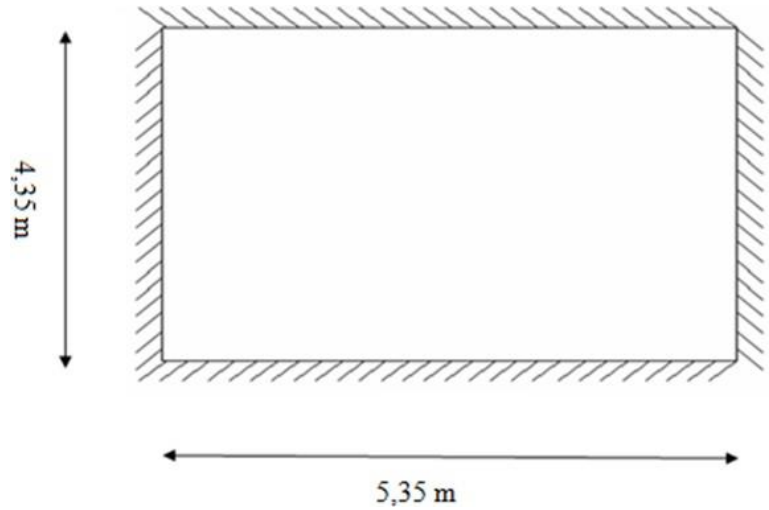


Figure III.27 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=19,12 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=13,61 \text{ kN/m}^2$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{5,35} = 0,81 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens. [**5**]

a. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v.

v: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & à\,l'\,ELU \\ 0,2 & à\,l'\,ELS \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "***BAEL91 modifié 99*** "

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19,9 kNm$$
$$M_y = \mu_y M_x = 12,21 kNm$$

- **Moments en travées :**

$M_{tx}=0,75M_x=14,93$ kNm

$M_{ty}=0,75M_y=9,16$ kNm

- **Moments sur appuis :**

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x= 9,95$ kNm

b. Ferraillage de la dalle

b=100cm ; h=25cm ;c=c'=3cm; d=22cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=347.83MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	14.93	0,0217	0	0,028	21,76	1,97	4T10	3,14	25
	y-y	9.16	0,0133	0	0,0168	21,85	1,21	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	9.95	0,0145	0	0,018	21,84	1,31	4T8	2,01	25
	y-y									

c. Espacement :

- **Travée :**

Sens x-x :

$$esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis :**

Sens x-x :

$$esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

d. Condition de non fragilité [2]

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 2{,}19cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2{,}00cm^2 \end{cases}$$

(Dalle rectangulaire ρ <1)

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\,‰ \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 0,81 \end{cases}$$

- **Travée :**

Sens x-x :

$$A_x = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 2,19cm^2 \cdots\cdots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 2,00cm^2 \cdots\cdots \text{vérifiée}$$

- **Appuis :**

Sens x-x :

$$A_{ex} = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 2,19cm^2 \cdots\cdots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_{con} = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 2,00cm^2 \cdots\cdots \text{vérifiée}$$

e. Calcul des armatures transversales [2]

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{19,12 \times 4,35 \times 5,35}{2 \times 4,35 + 5,35} = 31,67kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{19,12 \times 4,35}{3} = 27,72kN$$

$$T_u^{\max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 31,67kN$$

$$\tau_u = \frac{31,67 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0,144MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

f. Vérification à l'ELS [2]

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS *:*

$$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0617 \\ \mu^y = 0{,}7246 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 15.89 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 11.51 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0{,}75 M_x = 11.92 kNm \\ M_{ty} = 0{,}75 M_y = 8.63 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5 M_x = 7.95 kNm \end{cases}$$

2. Vérification des contraintes :

D'après le "**BAEL91 modifié 99** " **[2]** on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \dfrac{M_{ser}}{I} (d - y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3} fe; \max(0{,}5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201{,}6 MPa \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	***M_{ser} (kNm)***	***A_s (cm^2)***	***Y (cm)***	***I(cm^4)***	***σ_{bc} (MPA)***	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	**σ_s (MPa)**	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
Travée	*x-x*	*11,92*	*3,14*	*4,11*	*17388,67*	*3.35*	*vérifié*	*183,95*	*vérifié*
	y-y	*8,63*	*2,01*	*3,35*	*11740,03*	*2,46*		*205,64*	*Non vérifié*
Appuis	*x-x*	*7,95*	*2,01*	*3,35*	*11740,03*	*2.02*	*vérifié*	*189,44*	*vérifié*
	y-y								

Remarque : Les contraintes d'aciers σs en travée suivant le sens y-y n'est pas vérifié, donc on change le ferraillage on prend 5T8=2.51cm^2.

Tableau III.20 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} **(kNm)**	A_s **(cm^2)**	**Y (cm)**	**I(cm^4)**	σ_{bc} **(MPA)**	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	σ_s **(MPa)**	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	*x-x*	*11,92*	*3,14*	*4,11*	*17388,67*	*3.35*	*vérifié*	*183,95*	*vérifié*
	y-y	*8,63*	*2,51*	*3,7*	*13064,94*	*2,44*		*181,32*	*Non vérifié*
Appuis	*x-x*	*7,95*	*2,01*	*3,35*	*11740,03*	*2.02*	*vérifié*	*189,44*	*vérifié*
	y-y								

3. Vérification de la flèche :

Dans le cas des dalles de bâtiments courants dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5 ; on peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \text{ à } \dfrac{1}{35} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\} \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} 0{,}057 > 0{,}028 \quad à \ 0{,}037 \ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 2 \\ 1.4210^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{array}\right.$$

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

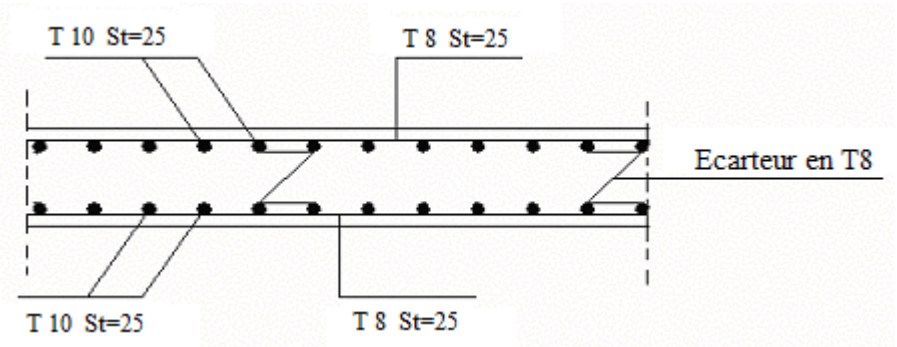


Figure III.28 : Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

- **Dalle pleine triangulaire**

Le ferraillage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture.

α = 35.12°

β =54.88°

L = 5.56 m

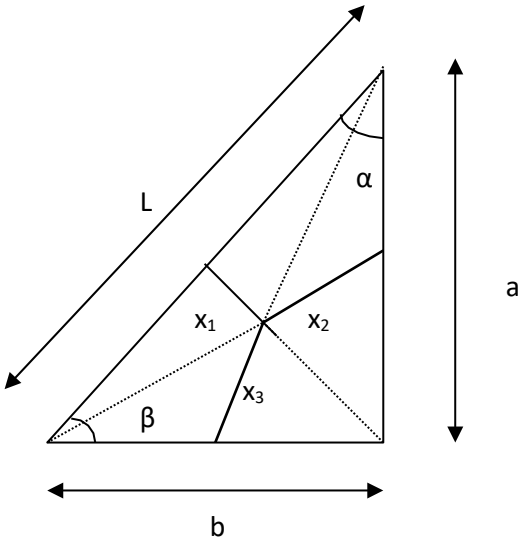


Figure.III.29 : Dimension de la dalle pleine triangulaire

a. Evaluation des charges

- Charge permanente : G=8,61kN/m^2
- Charge d'exploitation : Q=2,50kN/m^2

Combinaison des charges

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=15,37 kN/m^2

E.L.S : q_{ser}=G+Q=11,11 kN/m^2

b. Calcul des efforts internes

x_1=1,44m

x_2=0,83m

x_3=2,275 m

- **Travail extérieur :**

$$\tau_{ext} = \sum P_u S\delta_G$$

Avec :

P_u : Charge uniformément répartie.

S : Surface de la dalle.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface « S ».

On a:

$S_1 = \frac{5,56 \times 1,44}{2} = 4\,m^2$ $\quad \delta_{G1} = 1/3$ $\quad \tau_{ext1} = P(4 \times \frac{1}{3}) = 1,33P$

$S_2 = \frac{3,2 \times 0,83}{2} = 1,328m^2$ $\quad \delta_{G2} = 1/3$ $\quad \tau_{ext2} = P(1,328 \times \frac{1}{3}) = 0,443P$

$S_3 = \frac{4,55 \times 2,275}{2} = 5,175m^2$ $\quad \delta_{G3} = 1/3$ $\quad \tau_{ext3} = P(5,175 \times \frac{1}{3}) = 1,725P$

Alors: $\tau_{ext} = 3,498P$

- **Travail intérieur :**

Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (L.R) sur l'axe de rotation.

$$\tau_{int} = \sum m\omega a + \sum m'\omega a$$

a: Projection de L.R sur l'axe de rotation

On a :

$\omega_1 = \frac{1}{1,44} = 0,694$ $\quad \tau_{int\,1} = (m+m') \times 0,694 \times 5,56 = 3,86(m+m')$

$\omega_2 = \frac{1}{0.83} = 1,2$ $\quad \tau_{int\,2} = (m+m') \times 1,2 \times 3,2 = 3.84(m+m')$

$\omega_3 = \frac{1}{2,275} = 0,44$ $\quad \tau_{int\,3} = (m+m') \times 0,44 \times 4,55 = 2(m+m')$

Alors : $\tau_{int} = 9,7(m+m')$

Pour une dalle transformée en mécanisme : $\tau_{ext} = \tau_{int}$

$$4,498P = 9,7(m+m') \Rightarrow (m+m') = \frac{4,498P}{9,7}$$

On a: $m' = 0{,}5m \Rightarrow m = \dfrac{4{,}498P_u}{1{,}5 \times 9{,}7} = 0{,}31P_u$

- **A l'ELU:** $P_u = 15.37\ kN/m^2$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 0{,}31P_u = 4{,}76kNm \\ m' = 0{,}155P_u = 2{,}38kNm \end{cases}$$

- **A l'ELS :** $P_s = 11.11\ kN/m^2$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 0{,}31P_{ser} = 3{,}44kNm \\ m' = 0{,}155P_{ser} = 1{,}72kNm \end{cases}$$

c. Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=25cm ; c=c'=3cm; d=22cm ; fe=400MPa

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.21 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire**.**

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
Travée	4,76	0,0069	Oui	0	0,0087	219,23	0,62	4T8	2,01	25
Appuis	2,38	0,0035	Oui	0	0,0043	219,62	0,31	4T8	2,01	25

$$S_t \le Min(33cm;3h) \Rightarrow S_t = 20cm < 33cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

d. Condition de non fragilité [2]

On doit vérifier que :

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23bd\ \frac{f_{t28}}{fe} = 2{,}67cm^2$$

La condition de non fragilité est non vérifiée en travée et sur appuis :

$$A_s = 2{,}51cm^2 > A_s^{\min} = 1{,}45cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$$

Donc on ferraille avec 4T10. $A^{adp}_s = 3.14\ cm^2$.

Tableau.III.22 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire**.**

	M_u (kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm^2)	CNF	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
Travée	4,76	0,0069	Oui	0	0,0087	219,23	0,62	2,66	4T10	3,14	25
Appuis	2,38	0,0035	Oui	0	0,0043	219,62	0,31	2,66	4T10	3,14	25

e. Vérification de l'effort tranchant [2]:

On doit vérifier que: $\tau_u \le \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25 MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15{,}37 \times 3{,}2 \times 4{,}55}{2 \times 3{,}2 + 4{,}55} = 7{,}985 kN \quad ; \quad T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 16{,}40 kN$$

$$T_u^{\max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 16{,}40 kN$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{16{,}40 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0{,}0745 \ MPa < \bar{\tau}_u = 1{,}25 MPa ..... \textit{vérifiée}$$

f. Vérification des contraintes :

D'après le "**BAEL91 modifié 99** " **[1]** on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I} y \le \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \dfrac{M_{ser}}{I} (d - y) \le \bar{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3} fe ; \max(0{,}5\, fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201{,}6 MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \bar{\sigma}_s$
Travée	3,44	3,14	4,11	17388,67	0,81	vérifié	53,08	vérifié
Appuis	1,72	3,14	4,11	17388,67	0,41	vérifié	26,54	vérifié

g. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ \dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}078 \cdot 0{,}028 \quad \grave{a}\ 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 0.0014 \cdot 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

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

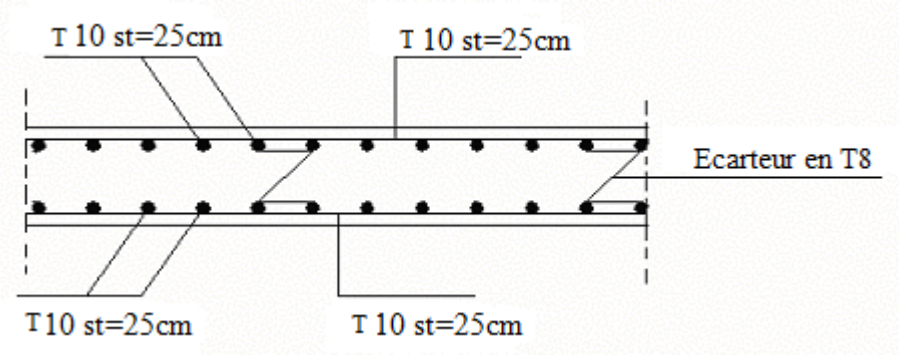


Figure III. 30 : Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

Escalier

Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.

Escalier type 1 à trois volées :

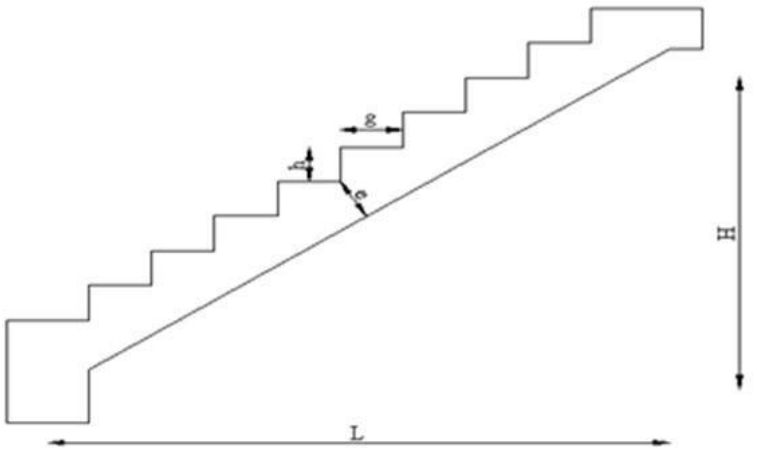


Figure III. 31 : Dimensions de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir *2h+g=64*

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- *2h+g=64.....(1)*
- $n \times h = H$ …… *(2)*
- *(n-1)g=L.....(3)*

Avec :

- *n* : Le nombre des contre marches
- *(n-1)* : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

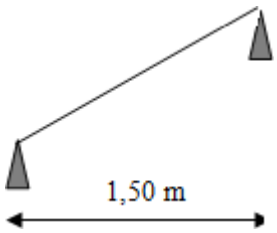


Figure III. 32 : Schéma statique de volée I

Avec :

- *n* : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=136cm ; L=1,50cm

$$64n^2-441n+272=0$$

Solution :

- n_1=0,26 .....refusée.
- n_2=6,2

Donc on prend :

- le nombre de contre marche .....n=7
- le nombre des marches ……n-1=6

Alors :

$$h=\frac{H}{n}=\frac{1{,}36}{7}=0{,}19m=19cm$$

$$g=\frac{L}{n-1}=\frac{1{,}50}{6}=0{,}30m=30cm$$

Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases}(59\le(g+2h)\le 66)\text{cm}\\(16\le h\le 18)\text{cm}\\(22\le g\le 33)\text{cm}\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}2h+g=68cm\\h=19cm\\g=30cm\end{cases}$$

Non Vérifiée

On prend h=18cm

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.05 = \sqrt{(1{,}50)^2 + (1{,}36)^2} + 1.20 = 3{,}07m$$

Donc :

$$10{,}23 \leq e \leq 15{,}35cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=15\ cm$

N.B **:** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

b. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{1.50} = 0{,}906 \Rightarrow \alpha = 39.37°$$

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.24 : Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	**palier (KN/m^2)**	**paillasses (KN/m^2)**
Poids de la dalle	25x0.15=3,75	25x0.15/cos(39,37)=4,86
Poids des marches	0.00	25x0.18/2=2.25
Mortier de pose vertical	0.00	20x0.02x0.18/0.3=0.24
Mortier de pose horizontal	20x0.02=0.4	20x0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22x0.02=0.44	22x0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22x0.02x0.18/0.3=0.264
Garde-corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

$G_{palier} = 4.74KN/m^2$; $G_{paillasse} = 9.2\ KN/m^2$; $Q_{escalier} = 2.50KN/m^2$

Calcul des sollicitations

Tableau III.25 : Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m^2)	Le palier (KN /m^2)
ELU	16,17	10.15
ELS	11.7	7.24

Schéma RDM de volée I

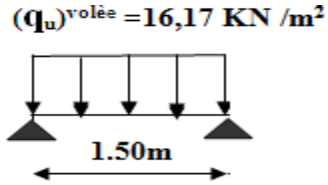


Figure III. 33 : Schéma RDM de volée I

Ferraillage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
  Tel que : b=100cm ; h=15cm
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$;

d=0,9h=13.5cm ; $\sigma_s = 347{,}83\ MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; f_e=400MPa

➢ **ELU :**

En appuis :

$$Ma = 0{,}5 \times Mu = 0{,}5 \times 10.78 = 5.39 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$Mt = 0{,}85 \times Mu = 0{,}85 \times 10.78 = 9.16 \text{ KN.m}$$

Tableau III.26 : Ferraillage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Appui	5,39	0,021	Oui	0	0,026	13,35	1,16	4T8	2.01
Travée	9,16	0,035	Oui	0	0,035	13,26	1,99	4T10	3.14

Espacement

- **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$.

On prend : *esp=25cm*

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : *esp=25cm*

- **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50cm^2/ml \leq A_r \leq 1.01cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=33cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}63cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 3.14cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1{,}74cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots$ *vérifiée*
- **Sur appui :** $A_s = 2.01cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1{,}74cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots$ *vérifiée*

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3{,}33MPa \text{ ……(Fissuration peu nuisible)} \quad \textbf{[2]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24.21\times10^3}{1000\times144} = 0{,}17MPa < \overline{\tau}_u = 3{,}33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 19{,}315\times10^3 - \frac{8.54\times10^6}{0{,}9\times144} = -25.05KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0{,}143MPa < 0{,}05f_{c28} = 1{,}25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

1. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=13.5 cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

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

En appuis :

Ma =0,5×M_{ser}=0,5x7,767=3,88 kN.m

En travée :

Mt =0,85×M_{ser}=0,85× 7,767=6,6 KN.m

La vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 \ MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	**A_s(cm^2)**	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	**σ_{bc}(MPa)**	**Vérification**
Appui	3,88	2.01	2.57	4167,687	2.39	Vérifiée
Travée	6,6	3.14	3.13	6087,13	3.39	Vérifiée

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16}{330} = 0{,}048 \leq 0{,}0625 \quad non \ vérifiée \\ \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0{,}0022 \leq 0{,}0105 \quad vérifiée \\ 0{,}048 < 0{,}085 \quad non \ vérifiée \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[2]**.

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} \; L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} \; L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$ L=2,55<5m.

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b}{b}\right)} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
6,6	3,14	0,0023	155.697	9,13	3,65	-0,04	29820,6	51674,01	34918,74

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0{,}026cm \\ f_v = 0.114cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}088cm$$

Donc :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{255}{500} = 0.51cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}088 \; cm \; < \bar{f} = 0{,}51cm \; \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}.$$

Schéma RDM de volée II

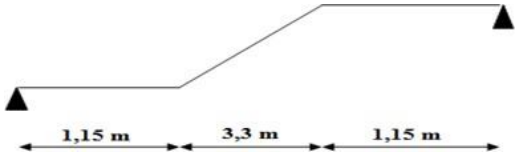


Figure III. 34 : Schéma statique volée II.

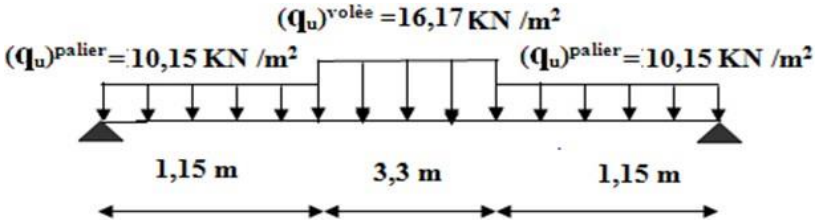


Figure III. 35 : Schéma RDM de volée II.

Ferraillage

Les charges

- G=9.2 KN /m²
- Q= 2,5KN/m²

Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

- **ELU :**

En appuis :

$$Ma=0,5\times Mu=0,5\times 70,41=35,205 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$Mt=0,85\times Mu=0,85\times 70,41=59,85 \text{ KN.m}$$

Tableau III.29 : Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	35,205	0,136	Oui	0	0,184	12,507	8,09	6T14	9,24
Travée	59,85	0,231	Oui	0	0,334	11,69	14,71	10T14	15,39

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{10} = 10cm.$

On prend : esp=10cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,6cm$

On prend : esp=16cm

Armature de répartition :

- **En travée** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,85cm^2/ml \leq A_r \leq 7,7cm^2/ml$

Le choix est de 8T10=6,28cm² avec S_t=12,5cm

- **Sur appui :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,02cm^2/ml \leq A_r \leq 4,045cm^2/ml$$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec S_t=20cm

Vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1,63cm^2$$

En travée : $A_s = 15,39cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,63cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$

Sur appui : $A_s = 8,09cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,63cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$

✓ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3,33MPa$ ..... (Fissuration peu nuisible)[1

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{38,353\times10^3}{1000\times135} = 0,284MPa \langle \overline{\tau_u} = 3,33MPa$ ..... *vérifiée*

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} \langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} \rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 38,353\times10^3 - \frac{70,41\times10^6}{0,9\times135} = -541,153KN \langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,35MPa \langle 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$ ..... *vérifiée*

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

✓ **Vérification des contraintes du béton :**

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

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s' (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=3cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A_s'=0

On doit vérifier que:

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

En appuis :

$$Ma = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 50,878 = 25,44 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$Mt = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 50,878 = 43,25 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.30 : Vérification des contraintes

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	43,25	15,39	5,92	20179,63	12,68	Vérifiée
Appui	25,44	8,09	4,64	12855,84	9,18	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{15}{560} = 0,0267 \leq 0,0625 & \textit{vérifiée} \\ \frac{15,39}{100 \times 13,5} = 0,0114 \not\leq 0,0105 & \textit{nonvérifiée} \\ 0,0257 \not\leq 0,085 & \textit{non vérifiée} \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$ **[2]. (art. B.6.5.2)**

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} \; L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} \; L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \dfrac{L}{1000} + 05 \end{cases} \qquad \text{L= 5,10m > 5m.}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\left.\begin{array}{l} I_{Fi} = 1{,}1.\dfrac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1+\lambda_v \mu} \end{array}\right\} \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b^0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma^s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818.86MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.31 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
43,25	15,39	0,0114	208,17	1,84	0,737	0,683	120810,6	58887,08	80359,8

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0.716cm \\ f_v = 1{,}56cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}844cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = \frac{560}{1000} + 0{,}5 = 1{,}06cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}844cm \langle \bar{f} = 1{,}06cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}.$$

Les résultats de Calcul de la flèche de Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.32 : Récapitulatif de la vérification des flèche.

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,716	1,56	0,844	1,06	Vérifiée

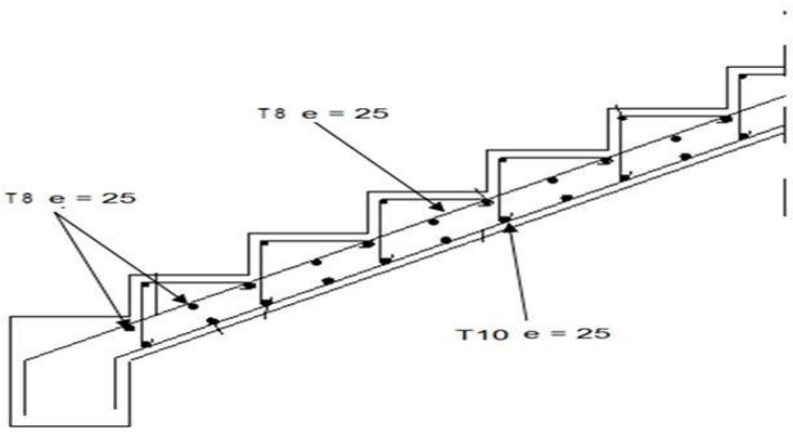


Figure III. 36 : Schéma de ferraillage de volé I.

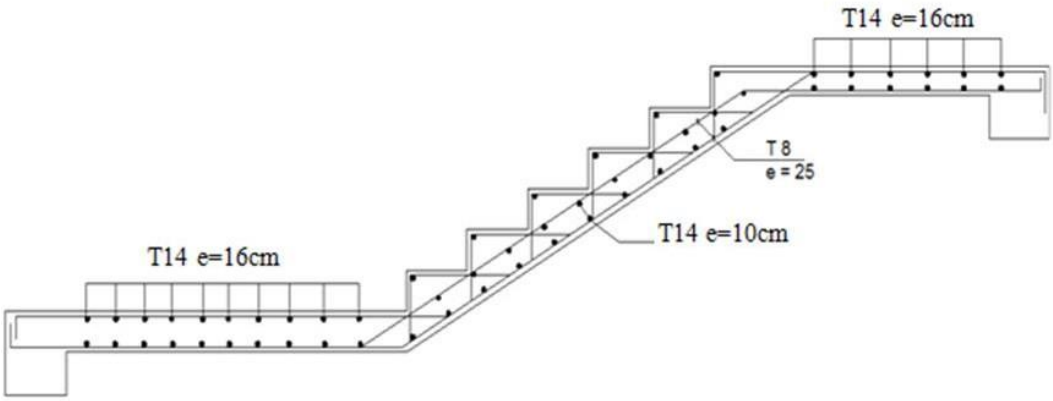


Figure III. 37 : Schéma de ferraillage de volé II.

Escalier type 2 :

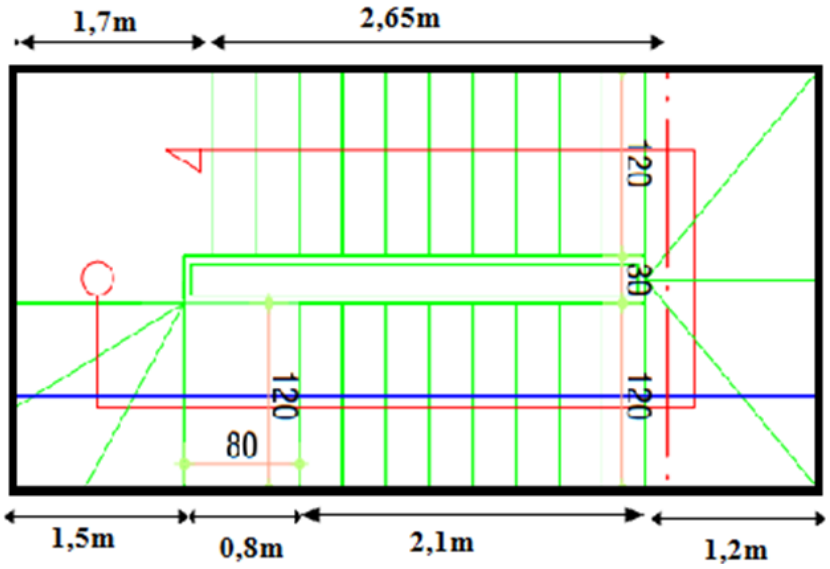


Figure III. 38 : Vue en plan de l'escalier type 2.

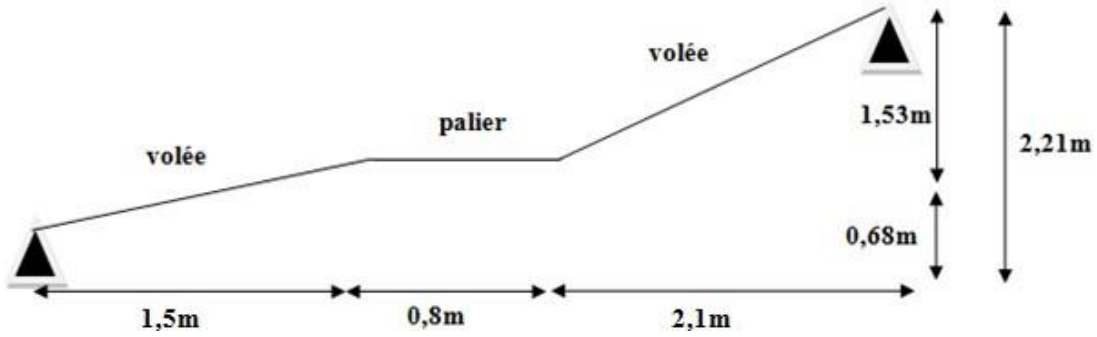


Figure III. 39 : Schéma statique de la 1ère volée de l'escalier type 2.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$.....(1)
- $n \times h = H$ ..... (2)
- $(n-1)g=L$ .....(3)

Avec :

- n : Le nombre des contre marches

- *(n-1)* : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

- *n* : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=153cm ; L=210cm

$$64n^2-580n+306=0$$

Solution

- n_1=0,56..... refusée.
- n_2=8,5

Donc on prend :

- le nombre de contre marches.....n=8
- le nombre des marches ……n-1=7

Alors :

$$h=\frac{H}{n}=0,17m \rightarrow en\ prend\ h=17cm$$

$$g=\frac{L}{n-1}=0,30m=30cm$$

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL "

$$\begin{cases}(59 \le (g+2h) \le 66)\text{cm} \\ (16 \le h \le 18)\text{cm} \\ (22 \le g \le 33)\text{cm}\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}2h+g=64cm \\ h=17cm \\ g=30cm\end{cases}$$ Vérifiée

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l=\sqrt{L^2+H^2}+1.20=\sqrt{(1.5)^2+(0.68)^2}+0.8+\sqrt{(1.53)^2+(2.1)^2}=5,045m$$

Donc : $16{,}8 \leq e \leq 25{,}2cm$

On prend donc l'épaisseur e=18 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{210} = 0{,}6375 \Rightarrow \alpha = 36{,}08°$$

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.33 : Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	**palier (KN/m^2)**	**paillasses (KN/m^2)**
Poids de la dalle	25x0.18= 4,5	25x0.18/cos(36,08)=5.57
Poids des marches	0.00	25x0.17/2=2.13
Mortier de pose vertical	0.00	20x0.02x0.17/0.3=0.23
Mortier de pose horizontal	20x0.02=0.4	20x0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22x0.02=0.44	22x0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22x0.02x0.17/0.3=0.25
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

$G_{palier} = 5.49KN/m^2$; $G_{paillasse} = 9.77$ KN /m^2 ; $Q_{escalier} = 2.50KN/m^2$

Calcul des sollicitations :

Tableau III.34 : Calcul des sollicitations.

Combinaison	**La volée (KN /m^2)**	**Le palier (KN /m^2)**
ELU	16,94	11,16
ELS	12,27	7,99

Schéma RDM de la 1ère volée :

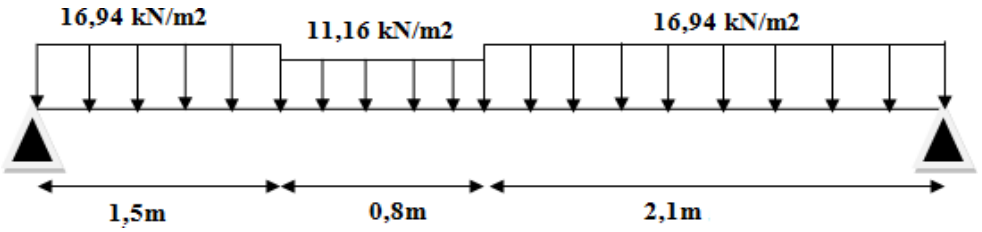


Figure III. 40 : Schéma RDM de la 1ère volé de l'escalier type 2.

III.4.3.4. Ferraillage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
  Tel que : b=100cm ; h=18cm

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

(organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$;

d=0,9h=16.2cm ; $\sigma_s = 347{,}83MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; f_e=400MPa

➢ **ELU :**

En appuis :

$$Ma = 0{,}5 \times Mu = 0{,}5 \times 36{,}72 = 18{,}36 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$Mt = 0{,}85 \times Mu = 0{,}85 \times 36{,}72 = 31{,}21 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.35 : Ferraillage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s **(cm²)**	α	**Z (cm)**	A_s^{cal} / ml (cm²)	**Choix**	A_s^{adp} / ml **(cm²)**
Appui	18,36	0,0494	Oui	0	0,0633	15.79	3,34	5T10	3.93
Travée	31,21	0,084	Oui	0	0,11	15,49	5,79	6T12	6,79

Espacement :

- **Armatures principales**

En travée :

$$esp \leq \frac{100}{6} = 16,6cm.$$

On prend : *esp=16cm*

Sur appui :

$$esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$$

On prend : *esp=20cm*

- **Armature de répartition**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,698cm^2/ml \leq A_r \leq 3,395cm^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.983cm^2/ml \leq A_r \leq 1.965cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=25cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1,96cm^2$$

En travée :

$$A_s = 6,79cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,96cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$$

Sur appui :

$$A_s = 3.93cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1,74cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$$

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa \text{ ……(Fissuration peu nuisible)} \quad \textbf{[2]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{35{,}271\times10^3}{1000\times162} = 0{,}217MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa \text{ .....vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 35{,}271\times10^3 - \frac{18{,}36\times10^6}{0{,}9\times162} = -90.65KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0{,}217MPa < 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa \text{ .....vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

1. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=16.2 cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

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

En appuis :

$$Ma = 0{,}5 \times M_{ser} = 0{,}5 \times 26{,}53 = 13{,}27 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$Mt = 0{,}85 \times M_{ser} = 0{,}85 \times 26{,}53 = 22{,}55 \text{ KN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 \ MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.36 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	**A_s(cm^2)**	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	**σ_{bc}(MPa)**	**Vérification**
Appui	13,27	3,93	3,82	10893,04	4,65	Vérifiée
Travée	22,55	6,79	4,82	16922,7	6,42	Vérifiée

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{4{,}2}{fe} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{18}{504} = 0{,}0357 \leq 0{,}0625 \quad \textit{non vérifiée} \\ \dfrac{6{,}79}{100 \times 16.2} = 0{,}00419 \leq 0{,}0105 \quad \textit{vérifiée} \\ 0{,}0357 < 0.085 \quad \textit{non vérifiée} \end{cases}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ **[2]**.

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \dfrac{L}{1000} + 0.5 \end{cases}$ L=5,02m>5m.

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.37 : Vérification de la flèche de l'escalier**.**

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
22,55	6,79	0,0042	205,003	5	2	0,337	53879,904	22073,7	32186,3

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0{,}806cm \\ f_v = 1.64cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}834cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1{,}004cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}834\ cm < \bar{f} = 1{,}004cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée}.$$

Schéma RDM de la 2ème volée :

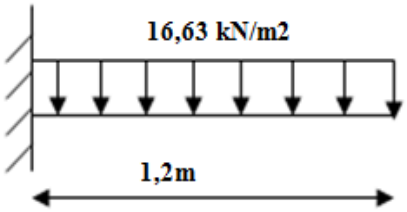


Figure III. 41 : Schéma statique de volé II de l'escalier type 2.

Il sera étudié comme une console encastrée

Les charges

- G= 9.77KN/m²
- Q= 2,5KN/m²

Calcul des sollicitations :

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

- q_u= (1,35.G+1,5.$Q_)$.1m = 16.94 KN/ml
- M_U= (-qu.L^2)/2= (-16.94x1,2^2)/2= - 12.2 KN.m
- T_U=q_u.L= 20,33 KN

ELS :

- q_{ser}= (G+Q).1m = 12.27 KN/ml
- M_{ser}= (-q_{ser}.L^2)/2= -8.83 KN.m

Tableau III.38 : Ferraillage de l'escalier

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s^{'}$ **(cm²)**	α	**Z (cm)**	A_s^{cal} / ml (cm²)	**Choix**	A_s^{adp} / ml **(cm²)**
12,2	0,0328	Oui	0	0,0417	15.93	2,2	4T10	3.14

Calcul des espacements :

$S_t \le \min(3e;33cm) \Rightarrow S_t \le 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.785cm^2/ml \le A_r \le 1.57cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1,51cm² avec S_t=33cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \ge A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}96cm^2$$

$$A_s = 3.14cm^2 \rangle A_s^{\min} = 1{,}96cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$$

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \le \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{20{,}33\times10^3}{1000\times162} = 0{,}125MPa \langle \overline{\tau_u} = 1.25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

c. Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes

A_s=3.14cm² , Y=3.46cm , I= 9025,41 cm4

σ_{bc}=(M_{ser}/I).y=(8,83.10^6.34,6 / 9025.41.10^4)=3,39MPa.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 0{,}6\times25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3{,}39MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ h \geq \frac{M_t}{10M^0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{18}{120} = 0,15 \geq 0,0625 & \textit{vérifiée} \\ \frac{3.93}{100 \times 16.2} = 0,0024 \leq 0,0105 & \textit{vérifiée} \\ 0,15 \geq \frac{1}{10} = 0,1 & \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3.9. Schéma RDM de la 1ère et la 3ème volée :

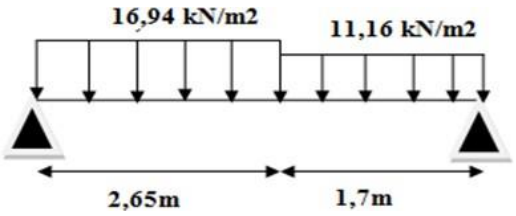


Figure III. 42 : Schéma statique de volé I et III.

III.4.3.10 Ferraillage :

Tableau III.39 : Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	18	0,048	Oui	0	0,062	15,80	3,28	5T10	3,93
Travée	30,6	0,082	Oui	0	0,107	15,5	5,67	6T12	6,97

Espacement :

- **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,6cm.$

On prend : *esp=16cm*

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : *esp=20cm*

- **Armature de répartition**

En travé : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}698 cm^2/ml \leq A_r \leq 3{,}395 cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.983 cm^2/ml \leq A_r \leq 1.965 cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=25cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}96 cm^2$$

En travée : $A_s = 6{,}79 cm^2 \rangle A_s^{min} = 1{,}96 cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$

Sur appui : $A_s = 3.93 cm^2 \rangle A_s^{min} = 1{,}74 cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\bar{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3{,}33MPa$ ….(Fissuration peu nuisible) **[2]**

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{34{,}924\times10^3}{1000\times162} = 0{,}216MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$.....*vérifiée*

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s} \right]$$

- $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 34{,}924 \times 10^3 - \frac{18 \times 10^6}{0{,}9 \times 162} = -88.53KN < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

d. Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0{,}216MPa < 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f. Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes

Tableau III.40 : Vérification des contraintes de béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	13	3,93	3,82	10893,04	4,52	Vérifiée
Travée	22,11	6,79	4,82	16922,7	6.3	Vérifiée

2 . Vérification de la flèche :

Tableau III.41 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
22,11	6,79	0,0042	201.003	5	2	0,329	53879,904	22407,52	32496,93

Tableau **III.42** : Vérification de la flèche de l'escalier.

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,58	1,19	0,61	0,87	Vérifiée

. Escalier type 3 :

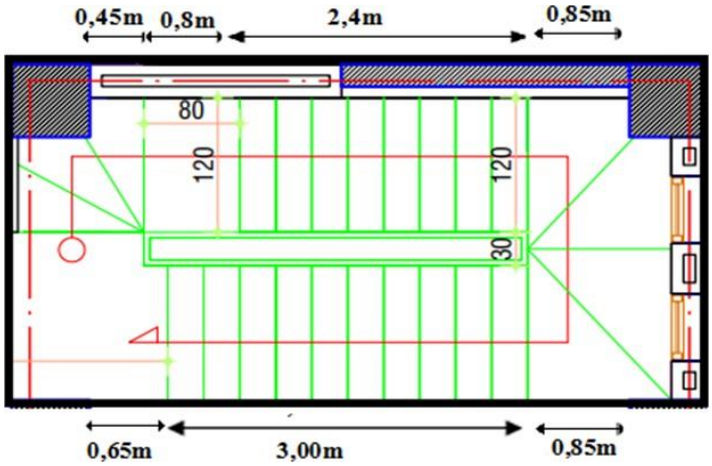


Figure III. 43 : Vue en plan de l'escalier type 3.

- **volée N°1 :**

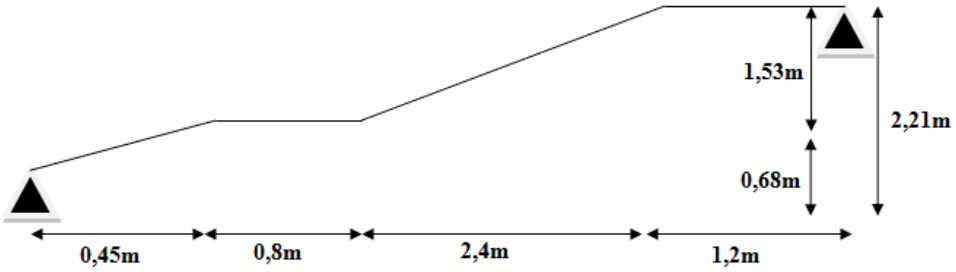


Figure III. 44 : schéma statique de volée I.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$ ..... *(1)*
- $n \times h = H$ …… *(2)*
- $(n-1)g=L$ ..... *(3)*

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

- n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=153cm ; L=240cm

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

Solution :

- $n_1=0,53$…..... refusée.
- $n_2=9$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche.....n=9
- le nombre des marches ……n-1=8

Alors :

$$h=\frac{H}{n}=0,17m\rightarrow en\ \ prend\ \ h=17cm$$

$$g=\frac{L}{n-1}=0,30m=30cm$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases}(59\le(g+2h)\le 66)\text{cm}\\(16\le h\le 18)\text{cm}\\(22\le g\le 33)\text{cm}\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}2h+g=64cm\\h=17cm\\g=30cm\end{cases}$$ Vérifiée

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30}\le e\le\frac{l}{20}$$

Avec :

$$l=\sqrt{L^2+H^2}+2=\sqrt{(0,45)^2+(0,68)^2}+2+\sqrt{(2,4)^2+(1,53)^2}=5,66m$$

Donc :

$$18,86\le e\le 28,3cm$$

On prend donc l'épaisseur *e=20 cm*

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0{,}647 \Rightarrow \alpha = 32{,}52°$$

III.4.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.43 : Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	**palier (KN/m^2)**	**paillasses (KN/m^2)**
Poids de la dalle	25x0.2= 5	25x0.2/cos(32,52)=5,93
Poids des marches	0.00	25x0.17/2=2.13
Mortier de pose vertical	0.00	20x0.02x0.17/0.3=0.23
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20x0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22x0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22x0.02x0.17/0.3=0.25
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

$G_{palier} = 5.99 KN/m^2$; $G_{paillasse} = 10{,}17$ KN /m^2 ; $Q_{escalier} = 2.50 KN/m^2$

Calcul des sollicitations

Tableau III.44 : Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m²)	Le palier (KN /m²)
ELU	17,48	11,84
ELS	12,67	8,49

Schéma RDM de volée I

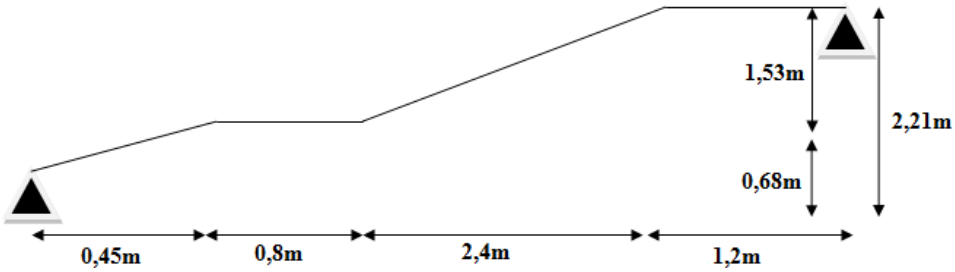


Figure III. 45 : schéma statique de volée I.

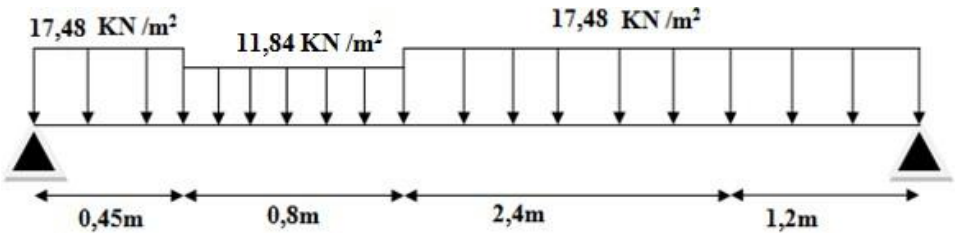


Figure III. 45 : schémas statique de volée I.

Figure III.39 :

Ferraillage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

  Tel que : b=100cm ; h=20cm

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

  $f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; d=0,9h=18cm

  $\sigma_s = 347{,}83\ MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; f_e=400MPa

Tableau III.45 : Ferraillage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' **(cm²)**	α	**Z (cm)**	A_s^{cal}/ml (cm²)	**Choix**	A_s^{adp}/ml **(cm²)**
Appui	24,54	0,053	Oui	0	0,069	17.5	4.03	6T10	4,71
Travée	41,7	0,091	Oui	0	0,119	17,14	6,99	7T12	7,92

Espacement

- **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \dfrac{100}{6} = 16{,}6cm.$

On prend : *esp=16cm*

Sur appui : $esp \leq \dfrac{100}{7} = 14{,}28cm$

On prend : *esp=14cm*

- **Armature de répartition**

En travée : $\dfrac{A_s}{4} \leq A_r \leq \dfrac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}98cm^2/ml \leq A_r \leq 3{,}96cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2.51cm² avec S_t=20cm

Sur appui : $\dfrac{A_s}{4} \leq A_r \leq \dfrac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}18cm^2/ml \leq A_r \leq 2{,}36cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=1.51cm² avec S_t=25cm

Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 2{,}17cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 7{,}92cm^2 \rangle A_s^{min} = 2{,}17cm^2$ ..... *vérifiée*
- **Sur appui :** $A_s = 4{,}71cm^2 \rangle A_s^{min} = 2{,}17cm^2$ ..... *vérifiée*

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3{,}33MPa$$ ……(Fissuration peu nuisible) **[1]**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{41{,}60\times10^3}{1000\times180} = 0{,}231MPa \langle \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$$ ..... *vérifiée*

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left\lceil \frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s} \right\rceil$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 41{,}6\times10^3 - \frac{41{,}7\times10^6}{0{,}9\times180} = -215.{,}81KN \langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0{,}231MPa \langle 0{,}05f_{c28} = 1{,}25MPa$$ .....*vérifiée*

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes du béton

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.46 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	17,77	4,71	4,39	15906,8	4,9	Vérifiée
Travée	30,21	7,92	5,46	24107,2	6,84	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Figure III.47 : Vérification de la flèche**.**

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
30,21	7,92	0,0044	211,91	4,77	1,9	0,369	274269,87	109305,31	161230,89

Figure III.48 : Vérification de la flèche

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,27	0,554	0,284	1,06	Vérifiée

III .4.4.6 Schéma RDM de volée II

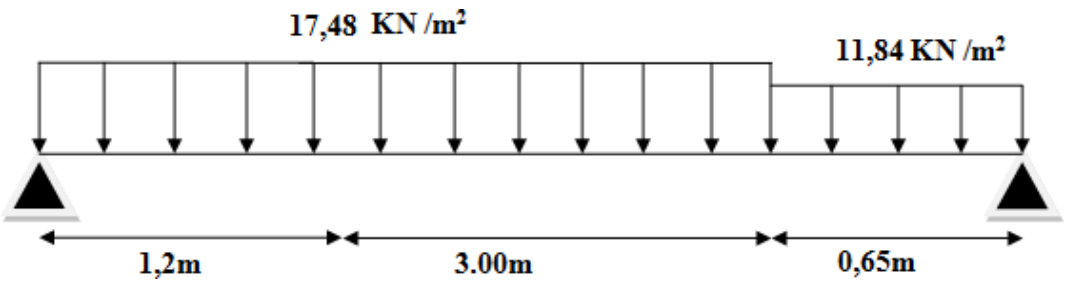


Figure III.40 : schémas statique de volée II.

Ferraillage Tableau

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' **(cm²)**	α	**Z (cm)**	A_s^{cal} / ml (cm²)	**Choix**	A_s^{adp} / ml **(cm²)**
Appui	25,21	0,0549	Oui	0	0,0706	17.49	4.14	6T10	4,71
Travée	42,85	0,093	Oui	0	0,123	17,11	7,2	7T12	7,92

III.49 : Ferraillage de l'escalier.

Espacement

- **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16{,}6cm.$

On prend : *esp=16cm*

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{7} = 14{,}28cm$

On prend : *esp=14cm*

- **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}98cm^2/ml \leq A_r \leq 3{,}96cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2.51cm² avec S_t=20cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1{,}18cm^2/ml \leq A_r \leq 2{,}36cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=1.51cm² avec S_t=25cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 2{,}17cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 7{,}92cm^2 \rangle A_s^{min} = 2{,}17cm^2$ ..... *vérifiée*
- **Sur appui :** $A_s = 4{,}71cm^2 \rangle A_s^{min} = 2{,}17cm^2$ ..... *vérifiée*

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3{,}33MPa$$ ……(Fissuration peu nuisible) **[1]**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{42.14\times10^3}{1000\times180} = 0{,}234MPa \langle \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$$ .....*vérifiée*

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left\lceil \frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s} \right\rceil$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 42{,}14\times10^3 - \frac{42{,}85\times10^6}{0{,}9\times180} = -222{,}37KN \langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0{,}234MPa \langle \quad 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa ..... vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes du béton

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.50: Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	18,41	4,71	4,39	15906,8	5,08	Vérifiée
Travée	31,3	7,92	5,46	24107,2	8,88	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Tableau III.51: Vérification de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
31,3	7,92	0,0044	219,56	4,77	1,9	0,345	274269,87	114035,06	165671,92

Tableau III.52: Vérification de la flèche.

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,247	0,505	0,258	1,038	Vérifiée

Escalier type 4 :

Schéma RDM de volée I

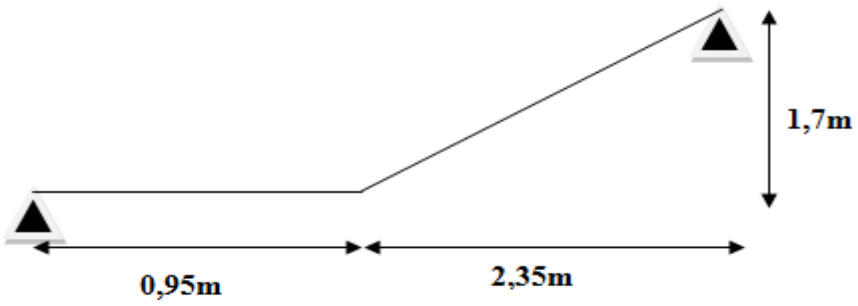


Figure III.41 : schémas statique de volée I.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir *2h+g=64*

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- *2h+g=64*..... *(1)*
- $n \times h = H$ …… *(2)*
- *(n-1)g=L* .....*(3)*

Avec :

- *n* : Le nombre des contre marches
- *(n-1)* : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

- *n* : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=170cm ; L=235cm

$$64n^2-639n+340=0$$

Solution :

- n_1=0,56…..... refusée.
- n_2=9,42

Donc on prend :

- le nombre de contre marche ..... n=9
- le nombre des marches ……n-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,7}{9} = 0,18m = 18cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} == 0,29m = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \le (g + 2h) \le 66)\text{cm} \\ (16 \le h \le 18)\text{cm} \\ (22 \le g \le 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 66cm \\ h = 18cm \\ g = 30cm \end{cases}$$ Vérifiée

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.20 = \sqrt{(2,35)^2 + (1,7)^2} + 0,95 = 3,85m$$

Donc :

$$12,83 \le e \le 19,25cm$$

On prend donc l'épaisseur *e=18 cm*

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{235} = 0{,}647 \Rightarrow \alpha = 35{,}88°$$

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.53 : Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	**palier (KN/m^2)**	**paillasses (KN/m^2)**
Poids de la dalle	25x0.2= 4,5	25x0.18/cos(35,88)=5,55
Poids des marches	0.00	25x0.18/2=2.25
Mortier de pose vertical	0.00	20x0.02x0.18/0.3=0.3
Mortier de pose horizontal	20x0.02=0.4	20x0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22x0.02=0.44	22x0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22x0.02x0.17/0.3=0.25
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

$G_{palier} = 5.49 KN/m^2$; $G_{paillasse} = 9.94 KN/m^2$; $Q_{escalier} = 2.50 KN/m^2$

Calcul des sollicitations :

Tableau III.54 : Calcul des sollicitations.

Combinaison	**La volée (KN /m^2)**	**Le palier (KN /m^2)**
ELU	17,17	11,16

ELS	12,44	7,99

Ferraillage

Tableau III.55 : ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	10,86	0,029	Oui	0	0,037	15,96	1,96	4T8	2,01
Travée	18,46	0,0496	Oui	0	0,064	15,79	3,36	5T10	3,93

.

Espacement

- **Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$.

On prend : *esp=20cm*

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : *esp=25cm*

- **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.97cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50cm^2/ml \leq A_r \leq 1.01cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=25cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}97cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 3{,}93cm^2 \rangle A_s^{min} = 1{,}97cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots$ *vérifiée*
- **Sur appui :** $A_s = 2{,}01cm^2 \rangle A_s^{min} = 1{,}97cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots$ *vérifiée*

a. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau} = Min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3{,}33MPa$$ ……(Fissuration peu nuisible) **[2]**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{27{,}51\times10^3}{1000\times162} = 0{,}17MPa \langle \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} \rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left\lceil \frac{T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}}{\sigma_s} \right\rceil$

$$T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} = 27{,}51\times10^3 - \frac{18{,}46\times10^6}{0{,}9\times162} = -99{,}1KN \langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,17MPa \langle 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes du béton

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.56 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	7,86	2,01	2,84	6145,005	3,63	Vérifiée
Travée	13,36	3,93	3,82	10893,035	4,67	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Tableau III.57 : Vérification de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
13,36	3,93	0,0024	209,84	8,75	3,5	0,107	197455,968	112176,405	143656,579

Tableau III.58 : Vérification de la flèche.

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,054	0,127	0,073	0,77	Vérifiée

Schéma RDM de la 2ème volée :

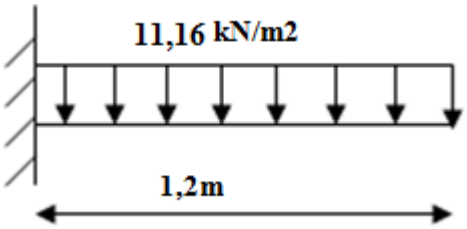


Figure III.42 : schémas statique de volée II.

Il sera étudié comme une console encastrée

Les charges

- G= 5,49KN/m²
- Q= 2,5KN/m²

Calcul des sollicitations :

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

- q_u= (1,35.G+1,5.$Q_)$.1m = 11,16 KN/ml
- M_U= (-qu.L^2)/2= (-11,16x1,2^2)/2= - 8,04 KN.m
- T_U=q_u.L= 13,4 KN

ELS :

- q_{ser}= (G+Q).1m = 7,99 KN/ml
- M_{ser}= (-q_{ser}.L^2)/2= -5,75 KN.m

Tableau III.59 : Ferraillage de l'escalier.

M_u **(KNm)**	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s^{'}$ **(cm²)**	α	**Z** **(cm)**	A_s^{cal} / ml (cm²)	**Choix**	A_s^{adp} / ml **(cm²)**
8,04	0,0216	Oui	0	0,0273	16,02	1,44	4T10	3.14

Calcul des espacements :

$S_t \le \min(3e;33cm) \Rightarrow S_t \le 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.785 cm^2/ml \le A_r \le 1.57 cm^2/ml$$

Le choix est de 3T8=1,51cm² avec S_t=33cm

Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \ge A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}96 cm^2$$

$$A_s = 3.14 cm^2 \rangle A_s^{min} = 1{,}96 cm^2 \cdots\cdots\cdots\cdots vérifiée$$

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \le \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{13{,}4 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0{,}083 MPa \langle \overline{\tau_u} = 1.25 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

c. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

A_s=3.14cm² , Y=3,46 , I= 9025,41 cm⁴

σ_{bc} =(M_{ser}/I).y=(5,75.10⁶.34,6 / 9025,41.10⁴)=2,2 MPa.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2{,}2 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{4,2}{fe} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M^0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{18}{120} = 0,15 \geq 0,0625 & \textit{vérifiée} \\ \dfrac{3.93}{100 \times 16.2} = 0,0024 \leq 0,0105 & \textit{vérifiée} \\ 0,15 \geq \dfrac{1}{10} = 0,1 & \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV
Etude dynamique

Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques**.**

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003.**

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT 2020 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

Caractéristiques géométriques de la structure

Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

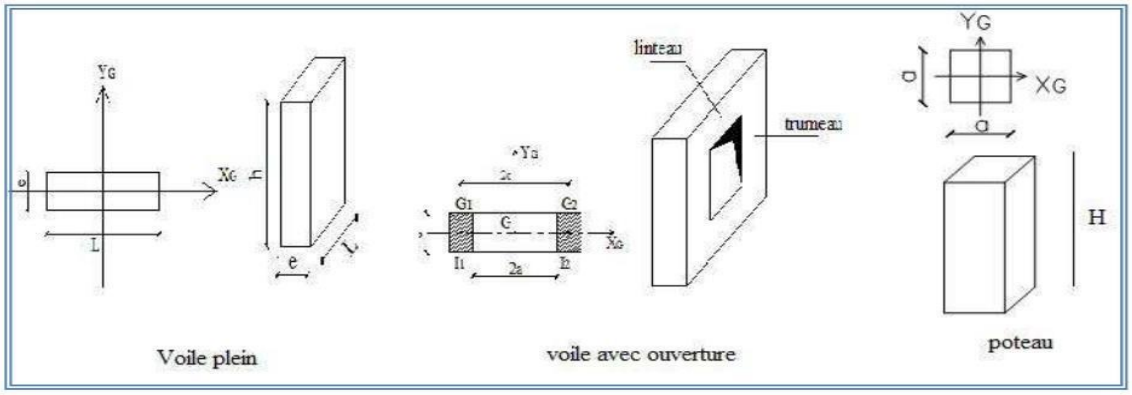


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

Calcul de la rigidité des éléments résistants

Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

Les voiles

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E:module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**
  - **Les Voiles pleins**

$$I_X = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

  - **Les Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0}(a.\varepsilon)}{a^2} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots\cdots \text{ Sin} \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots\cdots \text{ Sin} > 1$$

I:Inertietotaledurefend.

E:Moduled'élasticitédumatériauconstituantlerefend.

m : Momentstatiquedechacundestrumeauxparrapportaucentredegravitéà l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1} + \frac{1}{A2}}$$

I_i: Moment d'inertie des trumeaux.
A_i: Airedes éléments du refend.

2c: Distance entre les deux center de gravité destrumeaux

a:Demi portée de l'ouverture.

α=wH_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0: Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,C}{I_0 m\, a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\, m\, H}\left[2\left(\frac{1\,c^2}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d ouverteure

$A_{0(a,s)}$:est une fonction de (α, ε)qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$$A_{0(a,s)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si} \varepsilon = 0$$

$$A_{0(a,s)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3) - \frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2\ ch\alpha\varepsilon}{\alpha^2\ ch\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si } 0 < \varepsilon < 1$$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite,le voile considéré comme en étant plein.

Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

Modélisation de la structure

Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à BOUIRA, Zone IIa selonles règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou08 mpour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 26.35m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

- ✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- ✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- ✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

Analyse de notre structure

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

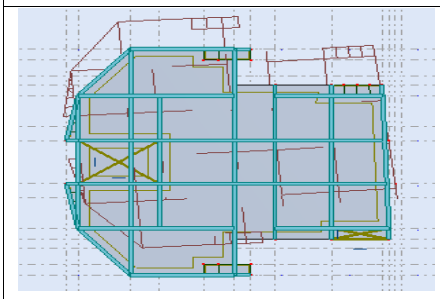
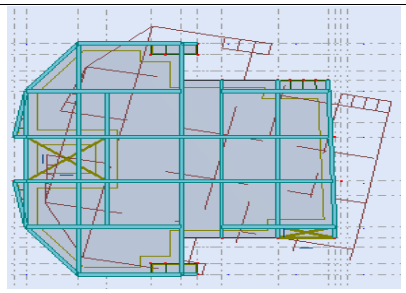
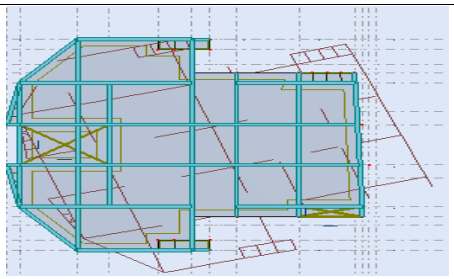
Structure auto-stable

Le comportement de trois premiers modes de la structure auto-stable plus le calcul de center de masse et le center de rigidité représenté dans le tableau IV .1 et IV.2 respectivement.

Tableau IV.1 : Calcul de center de masse et le center de rigidité

Etage	Wi (KN)	Xg(m)	Yg(m)	Xr(m)	Yr(m)
Sous-sol	2652.64	0.65	12.57	0.15	12.60
RDC	2656.44	0.64	12.67	0.15	12.60
1	2730.44	0.30	13.04	0.15	12.60
2	2754.34	0.51	12.77	0.18	12.60
3	2754.34	0.51	12.77	0.92	12.34
4	2754.34	0.51	12.77	0.18	12.60
5	2754.34	0.51	12.77	0.18	12.60
6	2754.34	0.51	12.77	0.97	12.60
7	3440.61	0.58	12.55	0.97	12.60

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivantl'axe 'x'	Ux=0.00% Uy=79.09% T=1.19s	Couplage Translation-Rotation	Ux=56.00% Uy=1.03% T=0.95s	Couplage Translation-Rotation	Ux=26.79% Uy=1.92% T=0.94s

Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule ROBOT 2020 on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

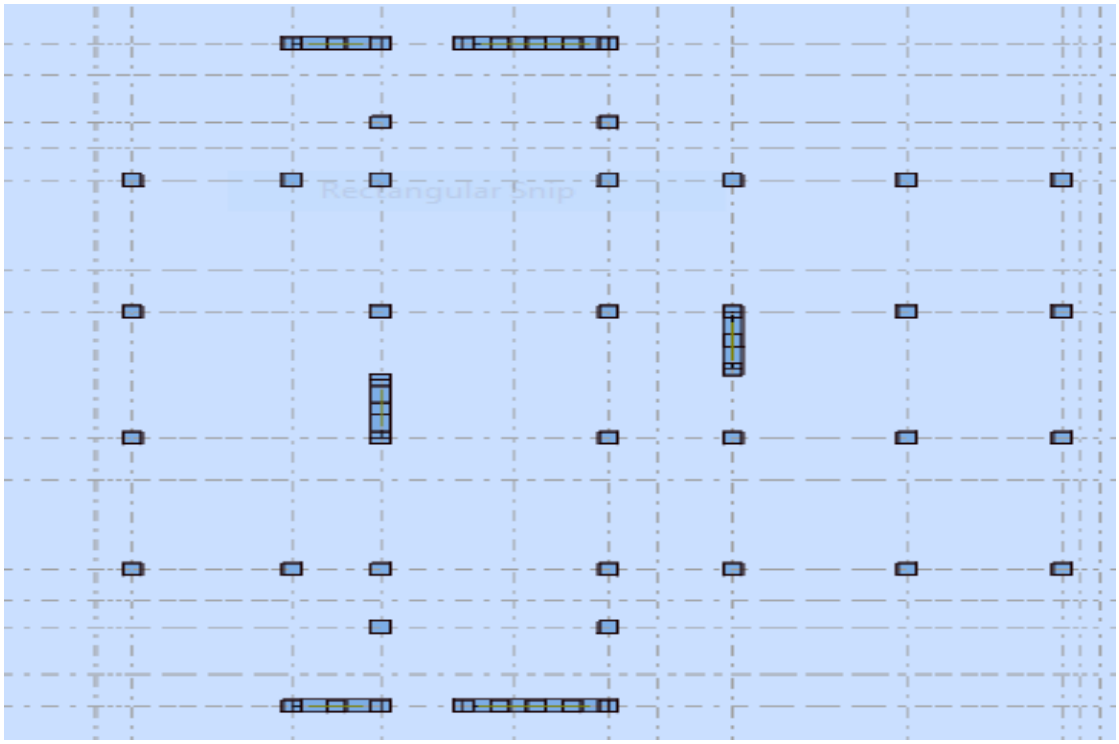


Figure. IV.2 : Disposition finale des voiles

Détermination du centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.3 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
26.35	3414.34	0.62	12.49	0.30	12.60
23.29	2539.50	0.48	12.78	0.30	12.60
20.23	2739.51	0.48	12.78	0.28	12.60
17.17	2754.34	0.51	12.77	0.28	12.60
14.11	2754.33	0.51	12.77	0.29	12.59
11.05	2739.51	0.48	12.78	0.32	12.60
7.99	2729.66	0.30	13.04	0.19	12.60
4.59	2656.42	0.64	12.67	0.19	12.60
0.00	2662.48	1.24	12.59	0.34	12.68

Excentricité

- **Excentricitéadditionnelle**

Selon l'article 4.3.7 du RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.du RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx ,Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 23.80m

Largeur du bâtiment = 25.20 m

Tableau IV.4 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricitésuivant X				Excentricitésuivant Y			
	$E_{Xthé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Xthé} \pm E_{add}$	$E_{Xadm}(m)$	$E_{Ythé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Ythé} \pm E_{add}$	$E_{yadm}(m)$
26.35	0,33	1,19	1,52	3.57	0,10	1,26	1,33	3.78
23.29	0,19	1,19	1,38	3.57	0,07	1,26	1,33	3.78
20.23	0,20	1,19	1,39	3.57	0,44	1,26	1,70	3.78
17.17	0,22	1,19	1,41	3.57	0,18	1,26	1,44	3.78
14.11	0,22	1,19	1,41	3.57	0,17	1,26	1.43	3.78
11.05	0,16	1,19	1,35	3.57	0.17	1,26	1,43	3,78
7.99	0,11	1,15	1,26	3.57	0,18	1,26	1,44	3,78
4.59	0.45	1,15	1.60	3.57	0.18	1,26	1,44	3,78
0.00	0.90	1,15	2.05	3.57	0.10	1,26	1.36	3.78

- **Commentaire**

Pour tous les niveaux, on a l'excentricité est inférieure à l'excentricité admissible.

Choix de la méthode de calcul

Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, zone **IIa** de groupe d'usage 2), mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse «ROBOT 2020».

Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT 2020" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(zone**IIa** de groupe d'usage 2)⇒**A=0.15**

2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

3. Coefficient de comportement « R »

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=4) est justifié

Tableau IV.5 : Surface revenant aux voiles.

Niveaux	S.S	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme	7éme
S étage (m²)	415.3	415.3	415.3	435.32	469.26	469.26	469.26	469.26	469.26
S voile (m²)	31.69	31.69	31.69	31.69	31.69	31.69	31.69	31.69	31.69
S voile/S étage (%)	7.63	7.63	7.63	7.27	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75

4. Facteur de qualité « Q »

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q:est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularitéen plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularitéenélévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1+0,15=1,15		1+0,15=1,15	

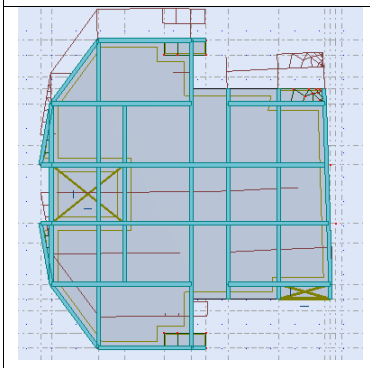
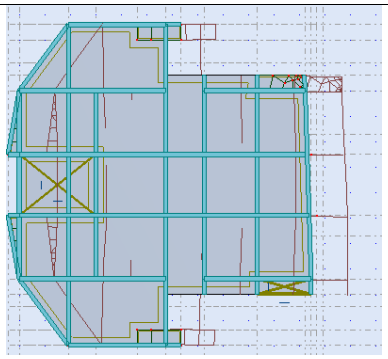
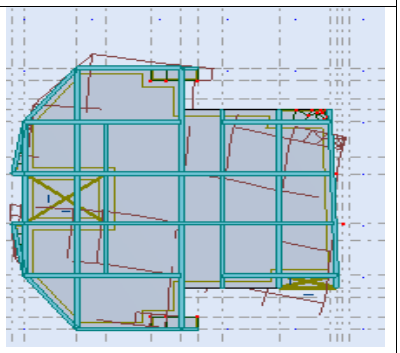
Résultats de l'analysedynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications ci-dessus.

Analyse modale

Comportement modal

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation pure suivantl'axe'Y'	Ux=0.00%	Translation pure suivantl'axe'X'	Ux=74.07%	Rotation pure Auteur del'axe 'Z'	Ux=0,37%
	Uy=75.01%		Uy=0.00%		Uy=0,08%
	T=0.69 s		T=0,61 s		T=0,56 s

Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a

Tableau IV.8 : Participation des masses modale

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)	
			U_X%	U_Y%
1	0.69	0.69	0,00	75,01
2	0.61	1.3	74,07	75,01
3	0,56	1,86	74,09	75,37
4	0,32	2.18	74,09	82,42
5	0,29	2.47	74,10	82,86
6	0,28	2.75	74,10	83,20
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
27	0.11	5.13	**90.43**	**90.81**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 62 mode avec un temps égale à « T=6,660 sec ».

D'après RPA version 2003 [Art4.3.4.b], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 8 donc : $K=3\sqrt{8}$ =8,48 on adopte K=8

T_k= 0,170≤0,20 sec CV

Analyse statique et dynamique

1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 Art4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structuredoit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

zone**IIa** de groupe d'usage 2) ⇒**A=0,15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 26.35}{\sqrt{23.80}} = 0{,}486 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 26.35}{\sqrt{25.20}} = 0{,}472$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}00 \quad , \quad D_y = 2{,}00$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta_{\square} Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 20328.5\text{kN}$$

On représente les résultats dans le tableau VI.9

Tableau IV.9 : Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,15	2,00	2,00	1,1	1,1	4	20328.5	1677.10	1677.10

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « ROBOT 2020 » sont :

$$E_{dx} = 2409.25\text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 1849.12\text{kN}$$

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \ge \mathbf{0,8}$
Sens X	2409.25	1677.10	1.43	CV
Sens Y	1849.12	1677.10	1.10	CV

- **Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)**

Le moment de renversement égale à :

$$M_{RX} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à : $M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} (V_t - F_t) \quad ; \quad F_t = \begin{cases} 0{,}07\, T\, V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T_x = 0{,}486 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0{,}472 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

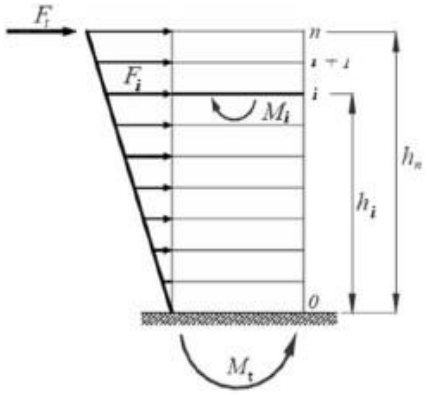


Figure. IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj(KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
S.S	2662.48	10862.9	4.08	86.07	80.56
RDC	2656.42	23031.2	8.67	237.11	230.35
1er	2729.66	32947	12.07	343.61	324.49
2éme	2739.51	41448.8	15.13	401.45	411.21
3ème	2754.33	50101.3	18.19	497.10	499.21
4ème	2754.34	58529.7	21.25	640.08	639.24
5ème	2739.51	66597.5	24.31	853.87	834.11
6ème	2739.50	74980.1	27.37	1244.07	1123.93
7ème	3414.43	103901	30.43	1304.55	1233.63
∑		462399.5	/	5607.91	5376.73

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y) sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
s-sol	2662.48	0.62	12.49	53584.34	33254.4	4.08	86.07	80.56	271.43	268.66
RDC	2656.42	0.48	12.78	53558.71	33949	8.67	237.11	230.35	1191.99	1091.79
1er	2729.66	0.48	12.78	52203.07	34885.1	12.07	343.61	324.49	2452.68	2332.88
2éme	2739.51	0.51	12.77	51805.22	34983.5	15.13	401.45	411.21	4313.28	4233.78
3ème	2754.33	0.51	12.77	50611.69	35172.8	18.1	497.10	499.21	6561.44	6331.55
4ème	2754.34	0.48	12.78	50611.69	35200.5	21.25	640.08	639.24	10047.56	10037.76
5ème	2739.51	0.30	13.04	50544.33	35723.2	24.31	853.87	834.11	15329.54	14329.74
6ème	2739.50	0.64	12.67	52105.93	34709.5	27.37	1244.07	1123.93	18881.79	17891.59
7ème	3414.43	1.24	12.59	52105.93	42987.7	30.43	1304.55	1233.63	20281.49	20281.39
∑	/	/	/	467130.93	320866	/	/	/	79331,16	76799 ,14

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{467130.93}{79331{,}16} = 5{,}88 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{320866}{76799{,}14} = 4{,}17 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

b) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R.\delta_{ek}$

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à : $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} \Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01h_e$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e**(m)**	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
S.S	4.08	0,117	0.468	0.468	4.08	CV
RDC	4.59	0,857	3.42	2.95	4.59	CV
1	3.4	1,427	5.70	2.28	3.4	CV
2	3.06	2,115	8.46	2.75	3.06	CV
3	3.06	2,785	11.14	2.68	3.06	CV
4	3.06	3,496	13.96	2.82	3.06	CV
5	3.06	4,150	16.6	2.64	3.06	CV
6	3.06	4,809	19.23	2.6	3.06	CV
7	3.06	5,342	21.36	2.13	3.06	CV

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
S.S	4.08	0,798	3.19	3.19	4.08	CV
RDC	4.59	1,568	6.27	3.08	4.59	CV
1	3.4	2,134	8.53	2.26	3.4	CV
2	3.06	2,758	11.03	2.5	3.06	CV
3	3.06	3,429	13.71	2.68	3.06	CV
4	3.06	3,823	15.29	1.58	3.06	CV
5	3.06	4,409	17.63	2.34	3.06	CV
6	3.06	4.502	18	0.37	3.06	CV
7	3.06	5,105	20.42	2.42	3.06	CV

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacementadmissibledans les deuxdirections.

c) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du 2éme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :$\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\left(\frac{1}{1-\theta_K}\right)$

Si θ_k>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
S.S	25190.2	0.468	3.19	4108.74	4111.45	391	0,01	0,01	CV
RDC	22527.7	2.95	3.08	4013.37	4032.44	323	0,02	0,01	CV
1	19871.3	2.28	2.26	3822.26	3821.09	323	0,03	0,01	CV
2	17141.6	2.75	2.5	3430.65	3490.5	323	0,03	0,01	CV
3	14402.1	2.68	2.68	3049.23	3076.49	323	0,03	0,02	CV
4	11647.8	2.82	1.58	2608.09	2587.28	323	0,02	0,02	CV
5	8893.44	2.64	2.34	1990.02	1968.04	323	0,02	0,02	CV
6	6153.93	2.6	0.37	1138.97	1123.93	323	0,02	0,02	CV
7	3414.43	2.13	2.42	1045,22	1022,44	323	0,02	0,02	CV

2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 **[Art A.5.1].** On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\qquad \tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.16 :Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutresprincipales	35×55	177.95	ELA (G+Q-Edx)	0.97	4.34	CV
Poutressecondaires	30×45	146.45	ELA (G+Q+Edy)	1.16	4,34	CV

Commentaire

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Lespoteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_b et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontalreprésentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tous les poteaux on à $\lambda<5$ donc $\rho = 0{,}04$

Tableau IV.17 :Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa) CBA	$\bar{\tau}$(MPa) RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 35×35	3.06	$G+Q+E_{dy}$	73.14	0.7	4,34	1,875	Oui
Poteau 40×40	3.06	$G+Q+E_{dy}$	79.17	0.5	4,34	1,875	Oui
Poteau 45×45	3.06	$G+Q+E_{dy}$	96.29	0.5	4,34	1,875	Oui
Poteau 50×50	4.59	$G+Q+E_{dy}$	119.36	0.5	4.34	1.875	Oui

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$

Avec :V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale:$\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles suivantY.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction y	1	15	2.2	893,02	$G+Q+E_{dx}$	1,76	5	CV
	2	15	2.2	683,81	$G+Q+E_{dx}$	1,73	5	CV

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des voiles suivantX.

Direction	Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Direction x	1	15	3.5	514,96	$G+Q+E_{dy}$	1,72	5	CV
	2	15	3.5	433,04	$G+Q-E_{dy}$	1,45	5	CV
	3	15	2.25	314,8	$G+Q-E_{dy}$	1,48	5	CV
	4	15	2.25	298,47	$G+Q+E_{dy}$	1,41	5	CV

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d: Effort normal réduit ; B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section(cm^2)	Combinaison	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 35×35	$G+Q+E_{dx}$	400.25	108900	0,14	CV
Poteau 40×40	$G+Q+E_{dx}$	806.25	144400	0.2	CV
Poteau 45×45	$G+Q+E_{dx}$	1284.29	184900	0,27	CV
Poteau 50*50	$G+Q+E_{dx}$	1631.88	230400	0,28	CV

-

-

- **Commentaire**

Les poteauxa la base sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraint normale de compression (l'effort normal réduit),donc garde les sections des poteaux

- **Conclusion**

Les dimensions finales adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Dimensions finales des éléments.

Etage	Poteaux	Poutresprincipales	Poutressecondaires	Voiles de contreventement
S-sol+RDC+1er	50*50	55*35 cm²	45*30 cm²	ep = 15 cm
2éme+ 3éme	45*45			
4éme +5éme	40*40			
6éme +7éme	35* 35			

Chapitre V
Ferraillage des éléments résistants

Introduction

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003.**

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

Ferraillage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{max}, M^{corr})

2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{max}, N^{corr})

3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{min}, M^{corr})

Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$* 0{,}8\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$ Zone courante (Z.C)

$* 0{,}8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent êtres faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferraillage des sections.

Tableau Error! No text of specified style in document.**.2** : La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA.

Section de poteau	Cas	Combinaison	Etat	N (kN)	M (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{Min\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
50x50	1	1,35G+1,5Q	SEC	1825.15	30.78	0,00	20	4HA16+8HA14= 20,36
	2	G+Q-Edy	SPT	687.85	150.91	1,03		
	3	0,8G+Edy	SEC	197.02	44.23	0.00		
45x45	1	1,35G+1,5Q	SEC	1145.22	32.08	0,00	14.4	4HA14+8HA12 = 15.21
	2	G+Q-Edy	SPT	558.4	128.59	2,46		
	3	0,8G+Edx	SPT	176.29	37.42	0.02		
40x40	1	1,35G+1,5Q	SEC	826.86	27.92	0,00	12.8	12HA12 = 13,57
	2	G+Q-Edy	SEC	429.06	94.17	2,49		
	3	0,8G-Edx	SPT	106.68	26.6	0,51		
35x35	1	1,35G+1,5Q	SEC	280.3	2.14	0,00	9.8	12HA12 = 13,57
	2	G+Q-Edy	SPT	178.51	77.78	5.33		
	3	0,8G-Edy	SPT	60.17	20.89	1		

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$
- **Acier**: Fissuration peu nuisible……Pas de vérification.

  Fissuration préjudiciable…… $\overline{\sigma_s} = \zeta_s = Min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(0{,}5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$

  Fissuration très préjudiciable…… $\overline{\sigma_s} = 0{,}8\zeta_s$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=201.63MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau Error! No text of specified style in document.**..3** : Vérification des contraintes à l'ELS.

section	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	Verifies
50x50	Nmax---Mcors	1232.01	22.31	5.63	83.2	15	201,63	CV
50x50	Mmax---Ncors	745.25	50.61	4.59	66	15	201,63	CV
50x50	Nmin---Mcors	693.61	5.07	2,78	38,3	15	201,63	CV
45x45	Nmax---Mcors	835.55	23.27	4.8	70.2	15	201,63	CV
45x45	Mmax---Ncors	584.7	44.43	4.95	70.4	15	201,63	CV
45x45	Nmin---Mcors	107.11	3.4	0.81	3.55	15	201,63	CV
40x40	Nmax---Mcors	603.64	20.26	4.78	69	15	201,63	CV
40x40	Mmax---Ncors	270.03	46.17	5.43	72.8	15	201,63	CV
40x40	Nmin---Mcors	69,53	5.03	0.91	0.17	15	201,63	CV
35x35	Nmax---Mcors	205.51	1.65	1.63	24.1	15	201,63	CV
35x35	Mmax---Ncors	164.25	45.57	7.5	137.8	15	201,63	CV
35x35	Nmin---Mcors	34,30	6.12	1.12	7.01	15	201,63	CV

Vérification De L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ ……Poteaux carré

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\overline{\tau_u}$ égale à :

Selon le BAEL 91 **[2] :**

$\overline{\tau_u} = Min\ (0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$..... Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_u} = Min\ (0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 **[1] :**

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=0,075… .....si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d=0,040… .....si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

Tableau V. 4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteauxcarrés

Niveaux	**Sections (cm^2)**	**T_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**λ**	**ρ_d**	$\overline{\tau_u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{CBA\ 93}$ (MPa)	**Vérification**
RDC + 1 ère	50x50	44.118	0.196	4.28	0.040	1	2,50	OK
$2^{ème}$ + $3^{ème}$	45x45	37.757	0.207	4.76	0.040	1	2,50	OK
$4^{ème}$ + $5^{ème}$	40x40	39.351	0.273	5.36	0,075	1.875	2,50	OK
$6^{ème}$ + $7^{ème}$	35x35	35.263	0.320	6.12	0,075	1.875	2,50	OK

Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

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.

ρ_a=2,5…..... si $\lambda_g \ge 5$

ρ_a=3,75…..... si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \le \text{Min}(10\phi_l, 15cm)$ ..... Zone nodale (zone IIa).

$S_t \le 15\phi_l$ ..... Zone courante (zone IIa).

$Ø_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{.....si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{.....si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e=400MPa (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 5 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés**.**

Niveaux	**Section (cm^2)**	**Barres**	**$Ø_l$ (mm)**	**S_t (cm)**	
				Zone nodale	**Zone courante**
RDC + 1 ère	50x50	4T16 +8T14	16 et 14	15	24
2ème + 3ème	45x45	4T14 +8T12	14 et 12	15	21
4ème + 5ème	40x40	12T12	12	15	18
6ème + 7ème	35x35	12T12	12	14	18

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Poteaux carrées :

Tableau V. 6 : Choix des armatures transversales pour les poteauxcarrés.

Niveaux	Section (cm^2)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
RDC + 1 ère	50x50	2,14	4,28	3,75	44,118	N	15	1,24	6T8	3.02
						C	30	2,48	6T8	3.02
2ème + 3ème	45x45	2,14	4,76	3,75	37,757	N	15	1,18	6T8	3.02
						C	24	1,89	6T8	3.02
4ème + 5ème	40x40	2,14	5,36	2,5	39,351	N	15	0,92	6T8	3.02
						C	24	1,476	6T8	3.02
6ème + 7ème	35x35	2,14	6,12	2,5	35,263	N	14	0,88	6T8	3.02
						C	21	1,32	6T8	3.02

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=40Ø_l$ en zone IIa.

Pour :

- Ø=25mm ..... L_r=100cm
- Ø=20mm..... L_r=80cm
- Ø=16mm..... L_r=64cm
- Ø=14mm..... L_r=56cm
- Ø=12mm..... L_r=48cm

5.2.9 Ferraillage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_T \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{..... (*) [2]}$$

Avec :

- N_u: Effort normal de compression simple pondéré.

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b$ = 1,5 situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s$ = 1,15 situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Poteau circulaite $\lambda = 4\frac{L_f}{D}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours f_{C28}= 25 MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers f_e = 400 MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

- Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m^2].

➢ **Poteau carré :**

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

N_u(RDC)=1825,15 KN

- Poids du plancher..... 8.61x26.34=226,78KN
- Poids du poteau…….....$(0,50)^2$*(4.08-0.55)*25=22,06KN
- Poids de la poutre principale.....G_{PP} = 18,82KN
- Poids de la poutre secondaire.....G_{PNP}=19.61 KN.

G=287,273KN

Surcharge d'exploitation : Q=5x26.34=**131.7KN**

N_{u1}=1,35G+1,5Q=**585,368KN**

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u\,(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u1}$=**2410.52KN**

b. Calcul du ferraillage :

Le sous-sol est de section carré B= 50x50 cm²

- $i=\frac{a}{\sqrt{12}}=18,76cm$
- $\lambda=\frac{0,7\times 4.08.10^2}{18,76}=15,22<50$
- $\alpha=\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}=0,819$

$$Br=(50-2)^2=2304\ cm^2$$

D'où :

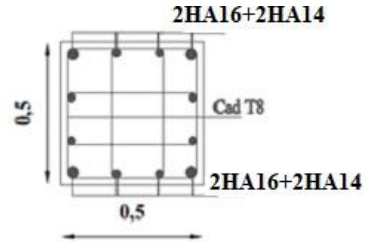
$$A_s\geq\left(\frac{2410,52.10^3}{0,819}-\frac{2304.10^2}{0,9}.\frac{25}{1,5}\right)\frac{1,15}{400}$$

$$A_s\geq -38,05\ cm^2$$

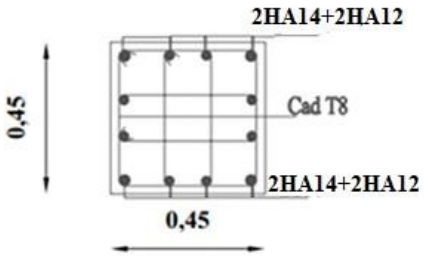
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à **2410.52KN**a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 v03 (As_{min}=33,8 cm²) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

As= 4HA16+8HA14= 20,36

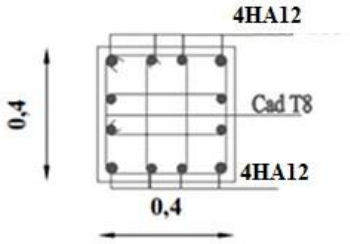
V.2.8 Schéma de ferraillage des poteaux



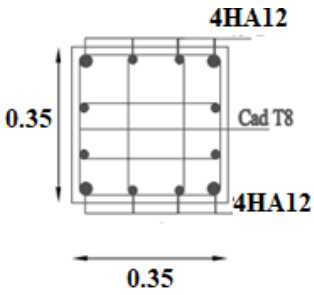
poteaux s.sol - RDC -1er Etage



Poteaux 2eme - 3eme



poteaux 4eme - 5eme



poteaux 6eme-7eme

Ferraillage des poutres :

Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

Recommandations selon RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone IIa.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Calcul de ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. **Sens porteur 30x55 :**

a. Situation durable **:1.35G+1.5Q**

Tableau V. 7 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55(situation durable).

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	35x55	Travée	71,49	4,03	0
		Appui	145,46	0	8,46
Etage courant	35x55	Travée	89,2	5,06	0
		Appui	188,53	0	11,18
Terrasse	35x55	Travée	115,31	6,62	0
		Appui	191,09	0	11,41

a. Situation accidentelle **: G+Q+E**

Tableau V. 8 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	35x55	Travée	66,65	3,23	0
		Appui	158,93	0	7,79
Etage courant	35x55	Travée	111,44	5,46	0
		Appui	205,55	0	10,34
Terrasse	35x55	Travée	92,03	4,49	0
		Appui	186,07	0	9,31

b. Situation accidentelle **: 0.8 G + E**

Tableau V. 9 : Ferraillage des poutres porteuses 35x55 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	35x55	Travée	71,23	3,45	0
		Appui	124,55	0	6,12
Etage courant	35x55	Travée	113,05	5,54	0
		Appui	166,04	0	8,26
Terrasse	35x55	Travée	67,93	3,29	0
		Appui	145,95	0	7,22

2. Sens non porteur 30x45 :

a. Situation durable **:** 1.35G+1.5Q

Tableau V. 10 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	30x45	Travée	27,65	1,91	0
		Appui	60,55	0	4,28
Etage courant	30x45	Travée	70,34	5,01	0
		Appui	93,12	0	6,75
Terrasse	30x45	Travée	46,03	3,22	0
		Appui	57,96	0	4,09

b. Situation accidentelle **: G+Q+E**

Tableau V.11 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	30x45	Travée	80,29	4,9	0
		Appui	109,67	0	6,8
Etage courant	30x45	Travée	147,57	9,33	0
		Appui	143,61	0	9,06
Terrasse	30x45	Travée	45,56	2,74	0
		Appui	76,44	0	4,66

c. Situation accidentelle **: 0.8 G + E**

Tableau V.12 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)
Etage de bureau	30x45	Travée	77,92	4,75	0
		Appui	98,72	0	6,08
Etage courant	30x45	Travée	131,23	8,22	0
		Appui	124,88	0	7,8
Terrasse	30x45	Travée	44,32	2,66	0
		Appui	68,18	0	4,14

Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. **Sens porteur 35x50 :**

Tableau V.13 : Choix des armatures pour les poutres porteuses35x55.

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (KNm)	A_s^{max} (ZC) (cm^2)	A_s^{max} (ZR) (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
Etage de bureau	35x55	Travée	71,49	70	105	7.5	4,03	4T12	4,52
		Appui	145,46				8,46	6T14	9,24
Etage courant	35x55	Travée	113,05	70	105	7.5	5,6	4T14	6,16
		Appui	188,53				11,18	8T14	12 ,32
Terrasse	35x55	Travée	115,32	70	105	7.5	6,62	6T12	6,79
		Appui	190				11,34	8T14	12,32

2. **Sens non porteur 30x40 :**

Tableau V.14 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (KNm)	A_s^{max} (ZC) (cm^2)	A_s^{max} (ZR) (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
Etage de bureau	30x45	Travée	80,29	54	81	6	4,9	4T12	4,52
		Appui	109,67				6,77	4T12+2T14	7,6
Etage courant	30x45	Travée	147,57	54	81	6	9,33	4T14+2T16	10,18
		Appui	143,61				9,06	6T14	9,24
Terrasse	30x45	Travée	46,03	54	81	6	3,22	4T12	4,52
		Appui	76,44				4,66	4T12	6,16

Condition de non fragilité $A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$ **[2]**

Avec :

f_{t28}=2.1MPa ; f_e=400Mpa

Tableau V.15 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm2)	$A^{choisi}_{s(min)}$ (cm2)	A^{min}_{s} (cm2)	Vérification
35x55	4,52	2,09	Vérifiée
30x45	4,52	1.46	Vérifiée

Vérification vis à vis de l'ELS :

1. **Sens porteur 35x55 :**

Tableau V.16 : Vérification des poutres porteuse 35x55 à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de bureau	Travée	51,79	3,62	15	172,5	201,6	OK
	Appui	105,44	5,85		180,4		
Etage courant	Travée	64,7	3,75	15	145	201,6	OK
	Appui	137,1	7,02		182		
Terrasse	Travée	84,37	4,9	15	189,1	201,6	OK
	Appui	139,85	7,16		185,7		

2. **Sens non porteur 30x45 :**

Tableau V.17: Vérification des poutres non porteuse 30x45à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de bureau	Travée	20,15	2,47	15	113,5	201,6	OK
	Appui	44,19	4,54		151		
Etage courant	Travée	51,32	4,56	15	131,7	201,6	OK
	Appui	67,5	6,57		190,1		
Terrasse	Travée	33,76	4,13	15	190,2	201,6	OK
	Appui	42,41	4,52		161,4		

Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0{,}10f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 2{,}5\text{MPa}$(Fissuration préjudiciable).**Selon le BAEL 91 modifié 99**

1. **Sens porteur 35x50 :**

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x55.

Niveaux	Section (cm^2)	T_u^{max} (kN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	**Vérification**
bureau	35x55	165.675	0.956	2.5	OK
	35x55	164.37	0.949	2.5	OK
Etage courant	35x55	162.31	0.937	2.5	OK
	35x55	172.97	0.998	2.5	OK
terrasse	35x55	187.09	1.08	2.5	OK
	35x55	186.68	1.078	2.5	OK

2. **Sens porteur 30x45 :**

Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur non 30x45.

Niveaux	Section (cm^2)	T_u^{max} (kN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	**Vérification**
bureau	30x45	65.293	0.537	2.5	OK
	30x45	65	0.535	2.5	OK
Etage courant	30x45	95	0.782	2.5	OK
	30x45	95.764	0.788	2.5	OK
terrasse	30x45	45.51	0.375	2.5	OK
	30x45	46.016	0.379	2.5	OK

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :** $\rightarrow$

$$\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \qquad K = 1 \\ A_t f_e \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :** $\rightarrow$

$$\begin{cases} A_t = 0{,}003 S_t b \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4};12\phi_l\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zonenodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zonecourante \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\dfrac{h}{35};\phi_l;\dfrac{b}{10}\right) = 1{,}43cm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales**.**

Sens	Section (cm^2)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm^2)	Choix
				S_t(cm)	S_t(cm)ZC	S_t(cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	35x55	187,09	1,08	40	27,5	13,75	10	20	2,10	**4T10**
Non Porteur	30x45	95,76	0,788	36.45	22.5	11,25	10	20	1.80	**4T8**

Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

a. Ø=20mm .....L_r=100cm
b. Ø=16mm .....L_r=80cm
c. Ø=14mm .....L_r=70cm

Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$\frac{L^{MAX}}{4}$ Appuis en travée de rive.

Armatures supérieures : h' ≥

$\frac{L^{MAX}}{5}$ Appuis en travée intermédiaire.

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

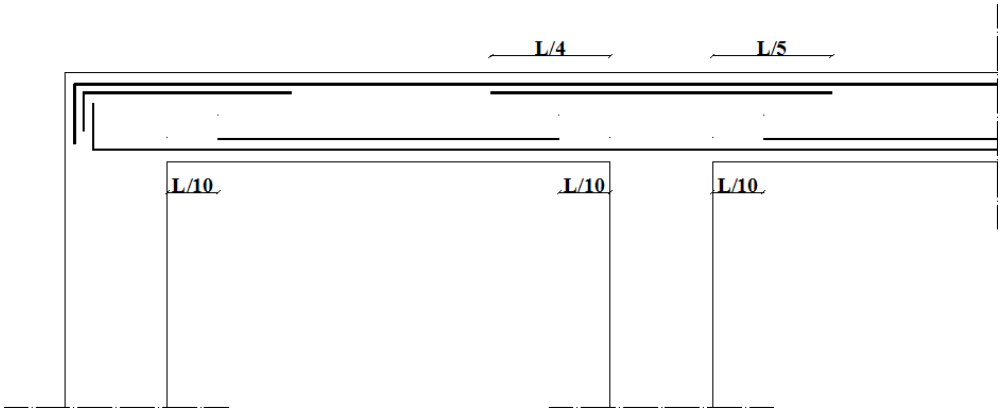


Figure V.1 : Arrêt des barres

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

Poutre porteuse (35x50) : $f_{adm} = 0{,}5\ (cm) + \frac{535}{1000} = 1{,}035cm$

Poutre non porteuse (30x45) : $f_{adm} = \frac{455}{500} = 0{,}91cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

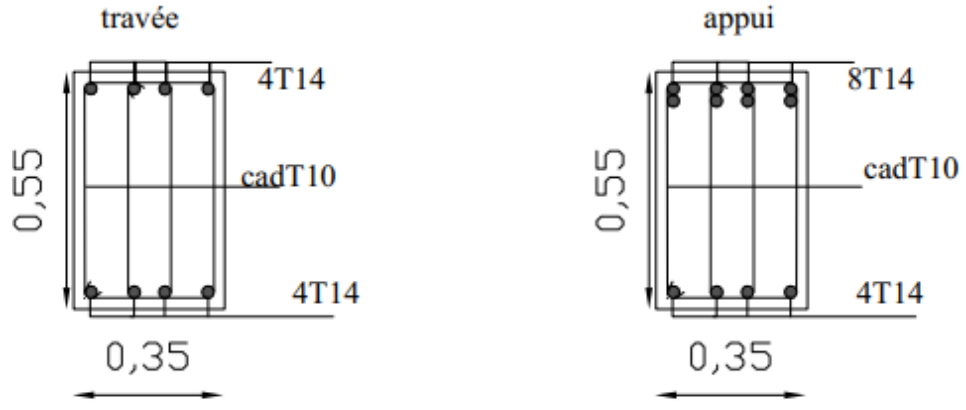
Tableau V.21 : Calcul de la flèche des poutres.

Cas	Section (cm^2)	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)
Poutre porteuse	35x55	84,37	9,24	16,23	0,0053	184,49	3,96	1,58	0,39	203292,59
Poutre non porteuse	30x45	51,32	10,18	15,84	0.0084	124,475	2,5	1	0,415	132602,7

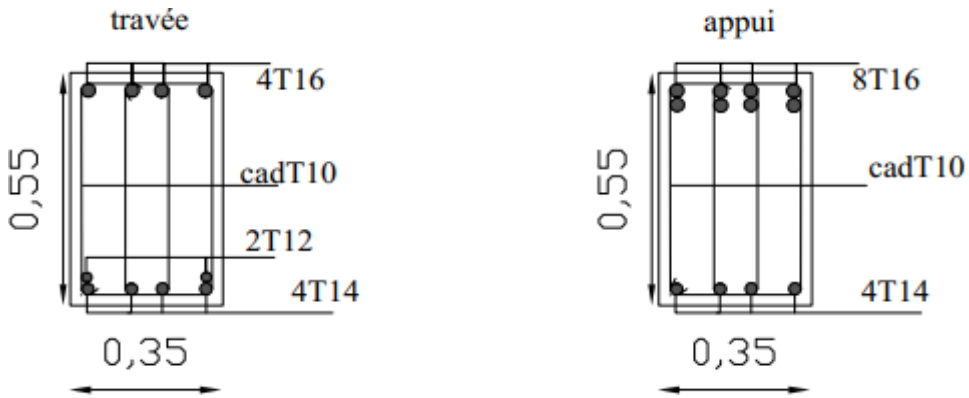
Tableau V.22 : Calcul de la flèche des poutres.

I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	$f_i\ (mm)$	$f_v\ (mm)$	$\Delta f\ (mm)$	$f_{adm}\ (mm)$	Vérification
87887,85	125784,3	8,54	17,74	9,2	10.35	OK
71589,187	93712,155	4,21	9,58	5,37	9.1	OK

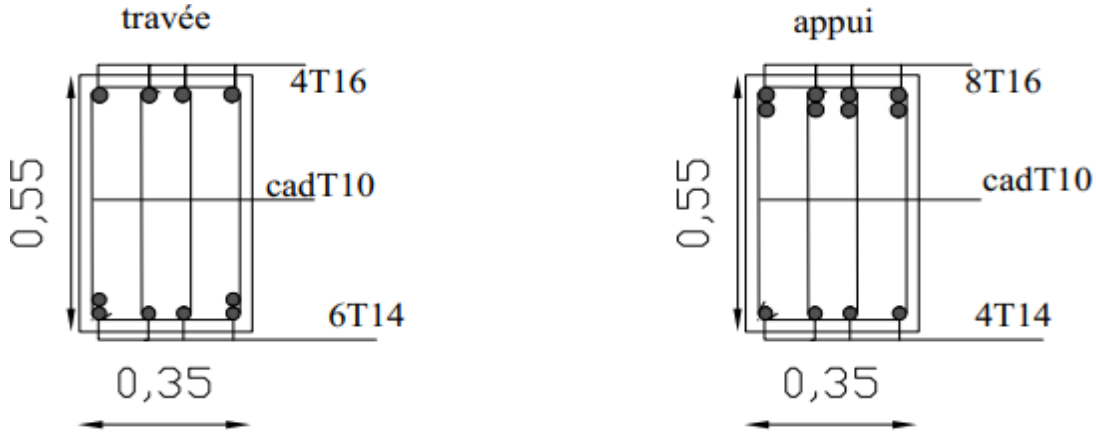
Schéma de ferraillage des poutres :



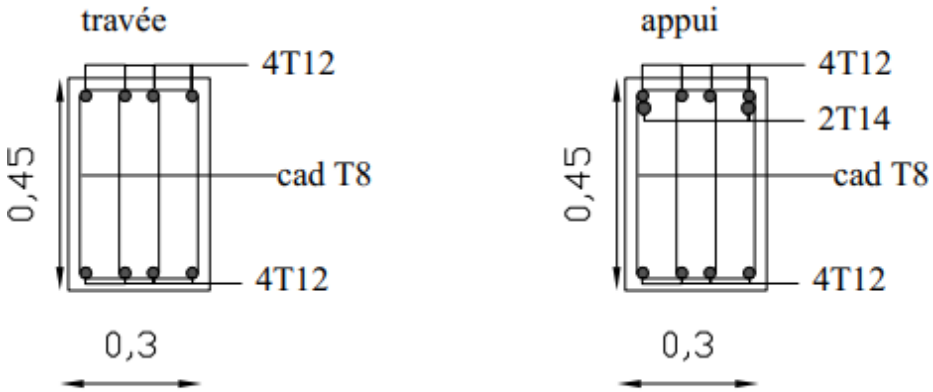
poutre porteuse 35x 55
Etage de service



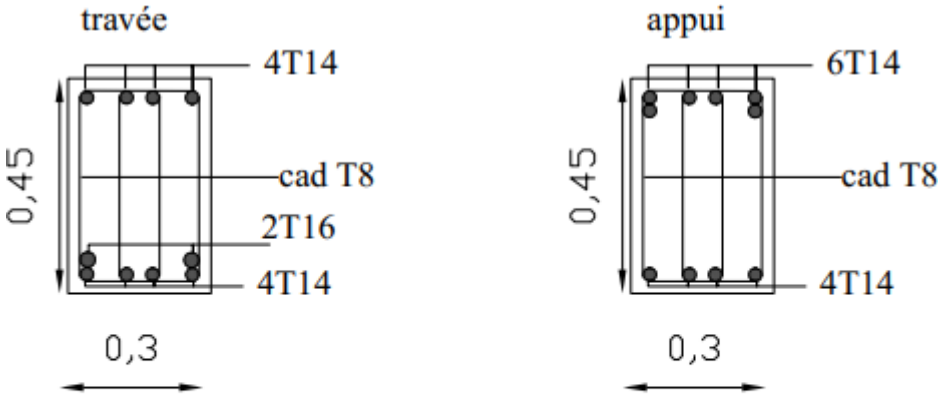
poutre porteuse 35x 55
Etage courant



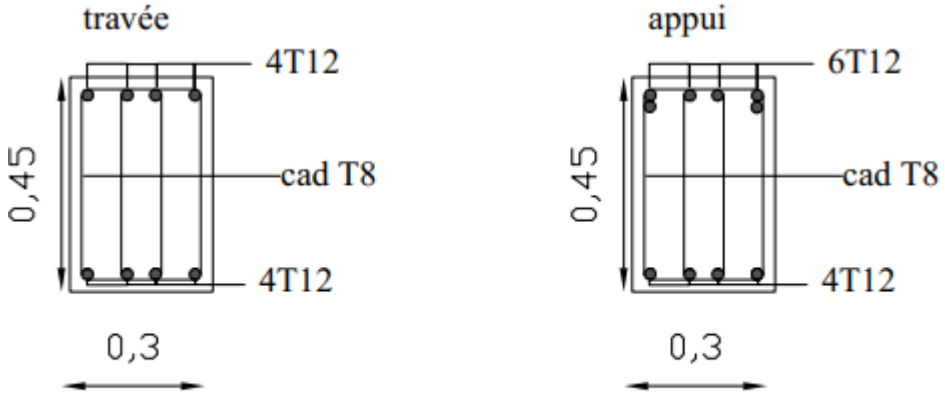
poutre porteuse 35x 55
Etage terrasse



poutre non porteuse 30x 45
Etage de service



poutre non porteuse 30x 45
Etage courant



poutre non porteuse 30x 45
Etage terrasse

Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

Ferraillage des trumeaux (voile plein)

Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

Tableau V.23 : La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages

sense	Y				X
Section (cm²)	15 x 435	15 x 227,5	15 x 157,5	15 x152,5	15 x 117,5
A choisie (cm²)	28,27+(A pot)	20,35+ (A pot)	11,31+(A pot)	11,31+(A pot)	10,17+(A pot)
A' choisie (cm²)	28,27+(A pot)	20,35	11,31	11,31	10,17
A total (cm²)	56,55+(2Apot)	40,70+ (A pot)	22,62+(A pot)	22,62+(A pot)	20,34+(A pot)
St(cm)	15	11	12	13	10

Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier($\sigma_s \leq \overline{\sigma}$).

Tableau V.24 : Vérification des contraintes des voiles pour les étages

sense	Section	N (KN)	Ms(KN m)	etat	σ_s	σ'_s	$\bar{\sigma}$	verification
Y	15 x 435	1312,41	43,81	SET	148,6	138,2	201,63	CV
	15 x 227,5	698,93	633,30	SET	163,7	31,2	201,63	CV
X	15x 117,5	204,43	16,63	SET	112.7	88.3	201,63	CV
	15x 117,5	204,43	16,63	SET	112.7	88.3	201,63	CV

Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\,\%.\,a.\,h_e\}$$

Tableau V.25 : La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages RDC 1er 2éme (Suivant X et Y)**.**

sense	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Av choisie (cm²)	St (cm)
Y	15 x 435	15	293	56,54	37,69	34 HA 12=38,45	10
	15 x 227,7	15	293	40,72	27,14	25 HA 12= 28,27	13
X	15 x 117,5	15	293	20,34	13,57	20 HA 10=15,70	15
	15 x 117,5	15	293	20,34	13,57	20 HA 10=15,70	15

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\,\emptyset_{max}$ en zone III.

Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28}$ Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple $(\tau_b \leq 0.06 f_{c28})$

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinauxA_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4M_u$$

Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d$

$\bar{V}$

$= 1{,}4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)} \quad V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj}moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \qquad \text{Avec} \qquad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

- **Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$
$$\text{Pour} : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V.26 : Choix de la méthode de calcul.

Type	a (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(Mpa)	0,06 Fc28
Type1	15	120	63	G+Q+Ey	373,15	522,41	6,14	1,5
Type 2	15	120	100	G+Q+Ey	345,75	484.04	3,58	1,5

Donc on calcule à la Traction/Compression

Tableau V.27 : Calcule des armatures

Armatures Diagonales			Armatures longitudinales		Armatures transversals		Armatures de peau	
Type	A_D cal	A_D choisie	A et A' cal	A et A' choisie	A_t cal	$A_t$choisie	A_c cal	A_c choisie
Type1	10,87	2x5HA12=11,31	1,42	2HA10=1,57	0,34	2HA8=1,01	1,89	4HA8=2,011
Type1	7,01	2x4HA12=9,05	2,25	4HA10=3,14	0,34	2HA8=1,01	3,00	4HA10=3,14

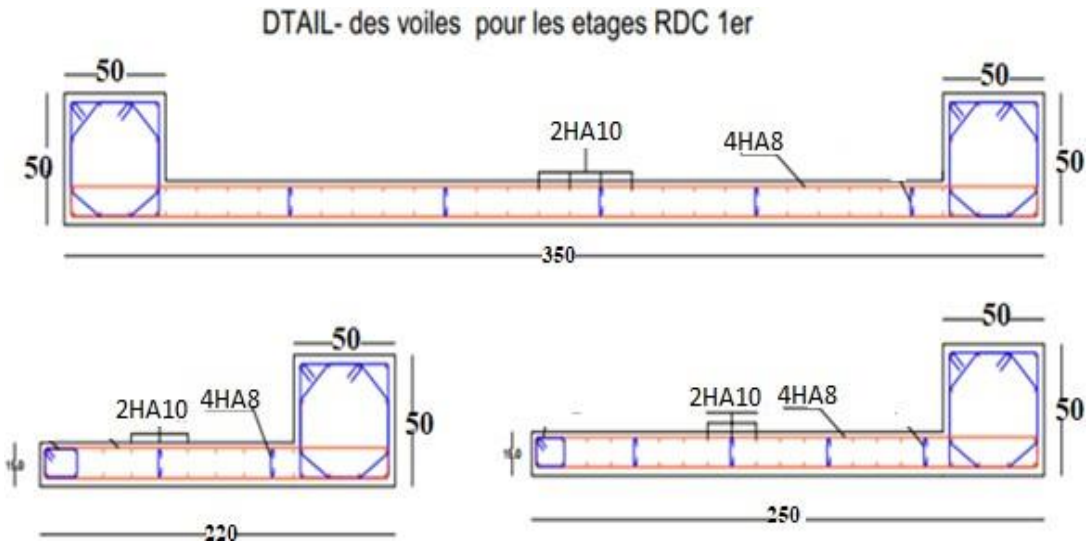


Figure Error! No text of specified style in document..**2** Disposition de ferraillage pour les voiles.

Chapitre VI
Etude des fondations

VI.1.INTRODUCTION:

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- **.TYPES DE FONDATIONS :**

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

- **CARACTERISTIQUES DU SOL :**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}=1.50bar=0.15\text{MPA}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de : :

$$D=1.50m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_S=16.85kN/m^3$, $\varphi=38.87°$, $C=1.39bar$

CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Calcul des semelles isolées

Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Niveau	Semelle	Comb	N(kN)	A(m)	h(cm)	A_{ch}(cm)	$h_{ch}(cm)$
S-sol	S1	ELS	1232.01	2.866	68	2.9	70

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles:

a)**Suivant X**: $L \geq 1.5A$ $L=2.15m$ $1.5*2.9=4.35 \geq 2.15$

b)**Suivant Y**: $L \geq 1.5A$ $L=2.20m$ $1.5*2.9=4.35 \geq 2.20$

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

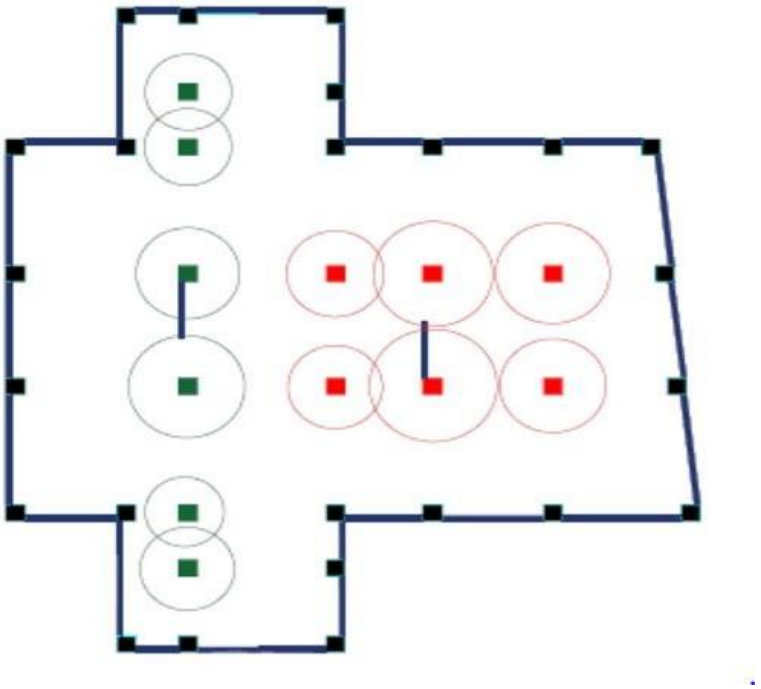


Figure VI.1 : Dessin des bulles de pression

CALCUL DE SSEMELLES FILENTES :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas carelle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondationcontinue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.
- Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\bullet\ \sigma \leq \overline{\sigma}_{sol} \Longleftrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

- $L = d_G + \sum l_i + d_D$
- d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G =50cm
- d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D =50cm
- **NB :**
- **S-F1** semelle filante sous voile
- **S-F2** semelle filante sous voile et plusieurs des poteaux
- **S-F3 et S-F4** semelle filante sous plusieurs des poteaux

VI.2.1 Dimensionnement des semelles filantes:

Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (MPA)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S-F1	8.00	1368.48	0.15	101.4	120	20.5	25
S-F2	**24.20**	**5088.62**		134.6	150	28	**35**
S-F3	23.70	5640.22		146	160	30.5	35
S-F4	23.25	5032.72		138.4	160	30.5	35

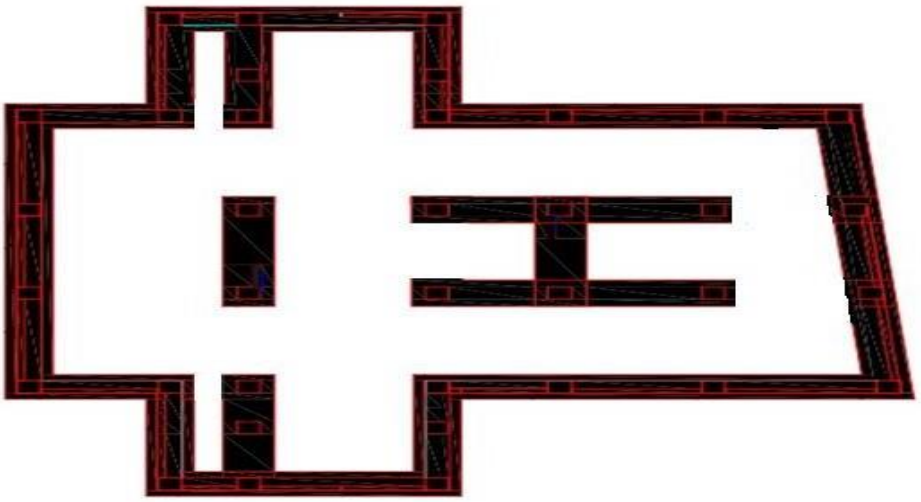


Figure VI.2 Dimensionnement des semelles filante.

Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1{,}5x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1{,}5x(\frac{B+B'}{2})$
S-F1	**S-F2**	5.2	1,20	1.60	2.1	CV
S-F2	**S-F3**	5	1.50	1.60	2.32	CV
S-F3	**S-F4**	4.80	1.60	1,50	2.32	CV

Vérification de poinçonnement[2]

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.4:Vérification de poinçonnement des semelles filantes

S	H cm	Flimite KN	Fu KN	Vérification
S1	40.00	7020.00	6729.55	Oui

pas de poinçonnement du fit sur la semelle

Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier quel'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

L'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au Renversement

$$(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}).$$

Tableau VI.5.Vérification de renversement des semelles filantes.

Semelle	N ser Kn	Mserco rr kN.m	e0 Cm	B Cm	B/4 Cm	e0≤B/4
S-F1	1369.48	4.62	0.37	120	30	CV
S-F2	5088.62	10.04	0.45	150	37.5	CV
S-F3	5640.22	8.67	2.06	160	40	CV
S-F4	5032.72	16.48	3.36	150	37.5	CV

Ferraillage de la semelle filante:

Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre $(A=\frac{l_i+l_{i+1}}{2}+b)$.

Tableau VI.6 Choix de méthode de calcul.

Semelle	Nu (KN)	Mu (KN)	$e_0=\frac{M_u}{N_u}$(cm)	B/18 (cm)	Méthode
S-F3	1707.19	19.27	1.12	8.88	Desbielles
S-F4	1712.73	30.55	1.78	8.88	Desbielles

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\left\{N'a = N\left(1+\frac{3.e_{0a}}{A}\right);\ A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s}\ ;A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B\right. \Rightarrow \begin{cases}A_b \text{ en } [cm^2]\\ B \text{ en } [m]\end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.7. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Nu KN	A m	B m	Acalculée cm^2	Achoisie cm^2	St cm
S-F3	1707.19	6.25	1.6	40.80	43HA12=48.59	10
S-F4	1712.73	6.25	1.6	22.27	24HA12=27.12	15

- Armature de répartitions

Tableau VI.8. Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab cm^2	B m	Arép m	Achoisie cm^2	St cm
S-F3	11.31	1.6	5.65	2x (6HA12)=13.57	15
S-F4	11.31	1.6	5.65	2x (6HA12)=13.57	15

Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle B.

TableauVI.9. Vérification de méthode de calcul.

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN)	$e_0=\frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
S-F1	278.62	1.12	0.4	6.66	Bielles

- Armatures principales

Tableau VI.10. Ferraillages principaux des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Nu/ml KN/ml	Mu/ml KN	e0(cm)	B m	Acalculée cm^2	Achoisie/ml cm^2	St Cm
S-F1	278.62	1.12	0.40	1.2	7.09	10HA12=11.31	10

- Armature de répartitions

Tableau VI.11. Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	Arép M	Acalculée cm^2	St Cm
S-F1	10HA12=11.31	1.2	5.65	13HA12=14.69	15

Tableau VI.12. Verification de methode de calcul

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0=\frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	Méthode
S-F1	1413.25	17.44	1.25	8.33	Bielles

- Armatures principales

Tableau VI.13. ferraiallages principales des semelles filantes sous voies et plusieurs des poteaux

Semelle	Nu/ml KN/ml	Mu/ml KN	e0(cm)	B m	Acalculée cm^2	Achoisie/ml cm^2	St Cm
S-F1	1413.25	17.44	1.25	1.50	22.27	24HA12=27.12	15

- Armature de répartitions

TableauVI.14 Armature de répartitions des semelles filantes sous voiles et plusieurs poteaux

Semelle	Ab cm^2	B m	Arép M	Acalculée cm^2	St Cm
S-F1	7.92	1.2	3.96	2x(6HA12)=13.57	15

VI.4 Pré dimensionnement de Poutre de Libage:

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$$

- E :Module d'élasticité du béton(E=32164,2MPa).
- L:La plus grande travée dans la fille
- K: Coefficient de réduire du sol(K=4 kg/cm^{3}bonsol).
- h_p:la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.15 Prédimensionnement de Poutre de Libage

Lmax (m)	K (kg/cm^3)	Fc28(MPA)	E(MPa)	hp(cm)	hp choisi(cm)	B choisi(cm)
5.5	4	25	32164.2	0.82	130	50

TableauVI.16 vérification de poinçonnement

A (m)	B (m)	H (m)	F limite(kn)	Nu max(kn)	vérification
0.50	0.50	1.3	7020	1784.52	C.V

Pas de Risque de poinçonnement de poutre de libage.

VI.4.1 Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort

TableauVI.17 Sollicitations des forces.

бu	бser	FELU	FELS
2.14	1.6	385.6	290.07

Calcul des armatures longitudinales:

Tableau VI.18 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag	Mu(kN.m)	A cal (cm^2)	$A_{adoptée}(cm^2)$
Travée	243.37	24.79	4HA16+2chpha16=12.06
Appuis	-405.25	20.77	5ChHA16=10.05

Vérification des contraintes àl'ELS:

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable:

$\overline{\sigma_b}$=15MPa =201,63MP

Tableau VI.19

P.libage	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ MPa	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	99.05	4.05	15	126.95	120.8	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-166	2.87	15	52.98	27.7		

Armatures transversales:

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants:

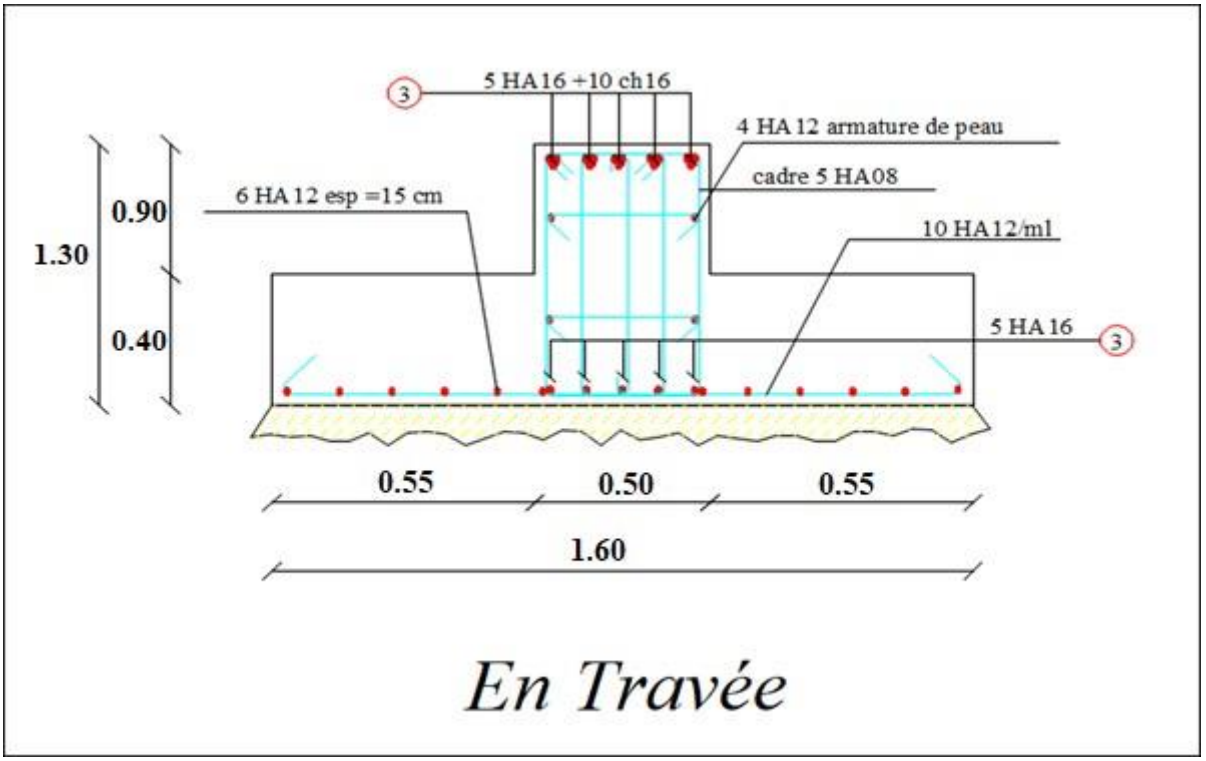
Tableau VI.20 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T(kN)	τ (MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
Poutre	314.170	2.26	10	15	5HA8=2.51

Armatures de peau selonCBA93A.7.3:

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 130cmLe CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

A_p=3×1,3=3,9cm^2,donc on adopte 4HA12=4.52cm^2.



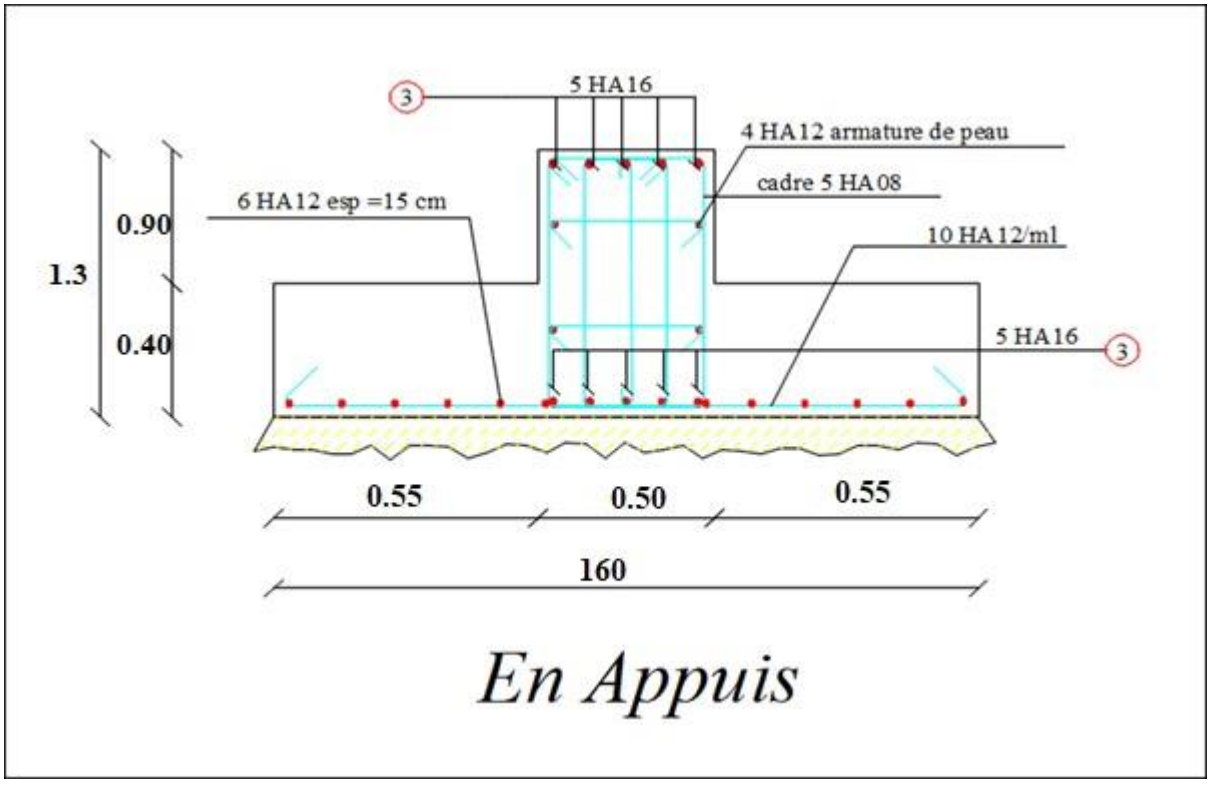


Figure VI.3 ferraillage de poutre de libage

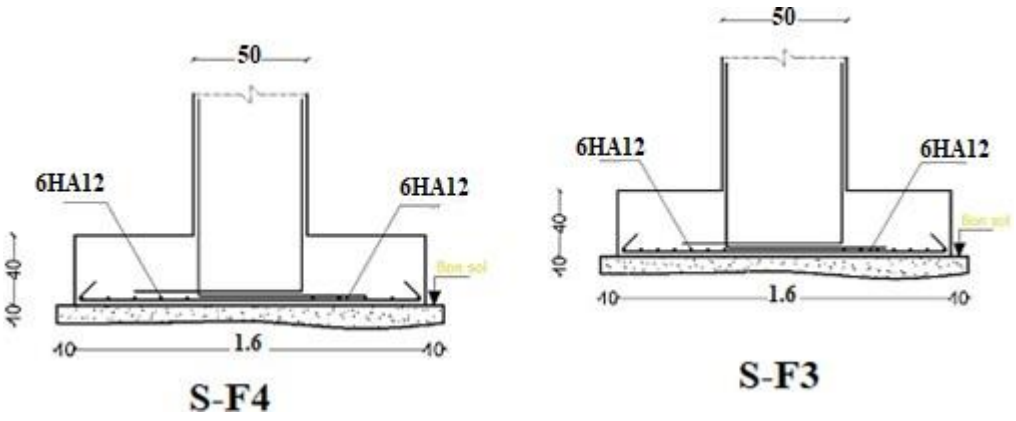


Figure VI.4 :Dessin de ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Voile périphérique :

Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur e≥15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de 50Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

L_x=4.08m; L_y=4.5m; e =15cm.

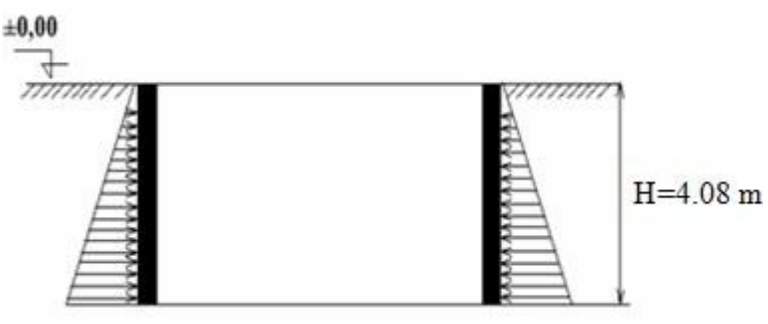


Figure VI.5 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est données par:

$Q=A\times \gamma \times h$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres (γ =20.5 KN/m³).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 38.87° \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.18$$

$$Q = A.\gamma.H = 31.78 kN/ml \Rightarrow Qu = 1{,}35 \times 25.32 = 42.9 \ \ kN/ml$$

Effort dans le voile périphérique:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.5} = 0{,}91 \quad 0{,}4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ etde ν.

ν: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & à\ l'ELU \\ 0{,}2 & à\ l'ELS \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0{,}91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0447 \\ \mu_y = 0{,}8036 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 31.92 \ \ kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 25.65 \ \ kNm$$

- **Moments en travées :**

  M_{tx}=0,85M_x=27.13 kNm.
  M_{ty}=0,85M_y=21.8 kNm.
- **Moments sur appuis :**
- M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=15.96 kNm

Ferraillage du voile périphérique :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ;σ_s=348MPa ; F_{bc}=14,17MPa (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.21 : Ferraillage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	27.13	0.059	0.0762	17.45	4.47	6T10	2x4,71	15
	y-y	21.8	0.0475	0.0608	17.56	3.57	6T10	2x4,71	15
Appuis	x-x	15.96	0.0347	0.0442	17.68	2.6	6T10	2x4,71	15
	y-y								

Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1%de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$A_L \geq 0{,}1\times 20\times 100 = 2{,}0cm^2$ ..... *Vérifiée*

$A_T \geq 0{,}1\times 20\times 100 = 2{,}0cm^2$ ..... *Vérifiée*

Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : $12cm \leq e \leq 30cm$

h=e=20cm ; b=100cm.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y}\right]\frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

ρ =0,0008 pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0{,}0008\left(3 - \frac{4.08}{4.5}\right)\frac{100.20}{2} = 1{,}67cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0{,}0008\times 100\times 20 = 1{,}6cm^2$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1{,}67cm^2 \\ A_y = 4.71cm^2 \rangle A_y^{\min} = 1{,}6cm^2 \end{cases} \quad .....Vérifiée$$

- **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1{,}67cm^2 \\ A_y = 4.71m^2 \rangle A_y^{\min} = 1{,}6cm^2 \end{cases} \quad .....Vérifiée$$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{42.9\times 4.08\times 4.5}{2\times 4.08 + 4.5} = 62.22kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 58.34kN$$

$$T_u^{\max} = Max\left(T_x; T_y\right) = 62.22kN$$

$$\tau_u = \frac{62.22\times 10^3}{1000\times 180} = 0.35MPa < \bar{\tau}_u = 1{,}25MPa \ .....Vérifiée$$

VI.5.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

Q_{ser}= Q1=31.78 kN/m

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu^y = 0.8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 27.4 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 23.69 KNm \\ M_{tx} = 0{,}85 M_x = 23.29 kNm \\ M_{ty} = 0{,}85 M_y = 20.14 kNm \\ M_a = 0{,}5 M_x = 13.7 kNm \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	23.29	4.71	6.42	15	299	201.63	Non vérifié
	y-y	20.14	4.71	5.55	15	258.6	201.63	Non vérifié
Appuis	x-x	13.7	4.71	3.78	15	175.9	201.63	OK
	y-y							

Tableau VI.22 : Vérifications des contraintes.

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifié en travée donc on augmente la section des aciers.

Tableau VI.23 :Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm^2)	Esp (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	23.29	7T12	7.92	14	5.27	15	181.7	201,63	Oui
	y-y	20.14	6T12	6.79	15	4.83	15	182.1	201,63	Oui
App	x-x	13.7	6T10	4.71	15	3.78	15	175.9	201,63	Oui
	y-y									

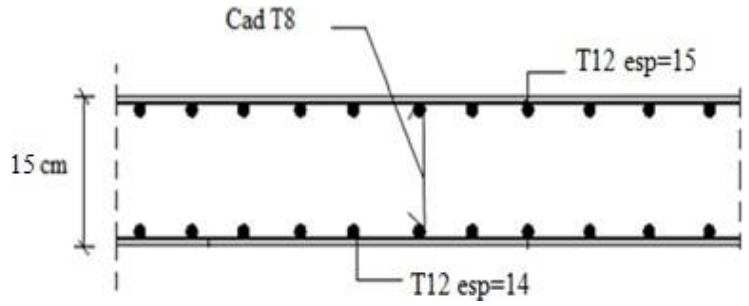


Figure VI.6 : Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.

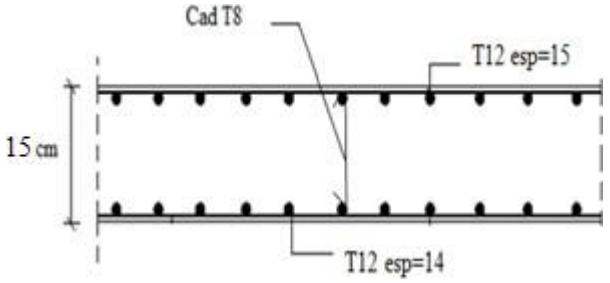


Figure VI.7 : Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.

conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquis durant notre cycle de formation de master en génie civile , de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les Logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique .

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.

- La disposition des voiles dans la structure tout en assurent l'aspect architectural du bâtiment.

- La modélisation de la structure, en utilisent le logiciel ROBOT2020 nous à permis de faire un calcul tridimensionnelle et dynamique a fin de faciliter les calculs ainsi que avoir une meilleur approche de la réalité et minimisé le temps de calcul.

- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé.
  Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.

- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- La vérification de l`interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est satisfaite.

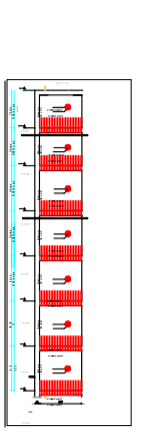
- Cette structure possède une forme n'est pas ordinaire en plan et irrégulière en élévation. Ce qui nous à causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.

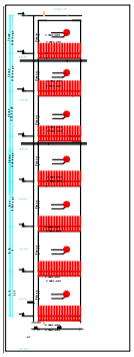
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).

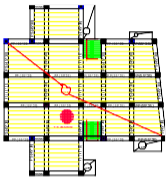
- Le ferraillage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.

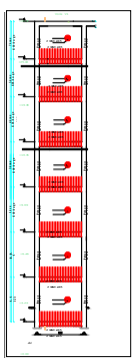
- Le ferraillage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **ROBOT2020** nous a permis de visualiser ces contraintes.

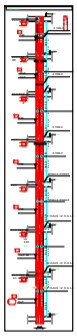
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.

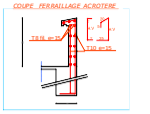


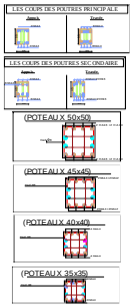




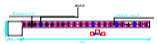





COUPE FERRAILLAGE ACROTERE
T8 HL e=15
T10 e=15


LES COUPS DES POUTRES PRINCIPALE
LES COUPS DES POUTRES SECONDAIRE
(POTEAUX 50x50)
(POTEAUX 45x45)
(POTEAUX 40x40)
(POTEAUX 35x35)







REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2.

ANNEXES

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\,;\,0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\, {d_0}^2\, \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\,\frac{I_0}{1 + (\lambda \,.\, \mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$ Pour les déformations instantanées

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

Avec:

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ:Le«pourcentage» ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d}$$

b_0:La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3} E_i$.

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}$ et $\frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$f_i = \frac{M.l^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائري

TPL — TREFAL REGHAIA — تريفال الرغاية

FICHE TECHNIQUE

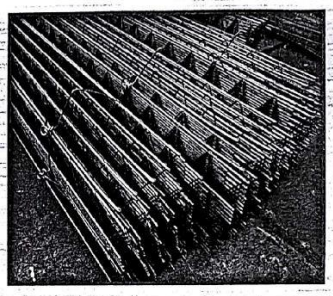
POUTRELLE METALLIQUE LEGERE, C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

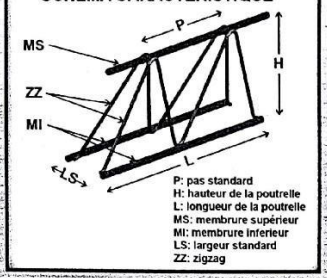


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 3

VERIFICATION DE LA FLECHE - METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur$(0,75 \leq k \leq 0,85)$.-

ANNEXE 4

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & L' = L \\ \text{Travée intermédiaire} & L' = 0{,}8\,L \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE 5
TREILLIS SOUDES

SOCIETE DE TREFILAGE D'ALGER

TPL

TREFAL تريفال
REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

TREILLIS SOUDES

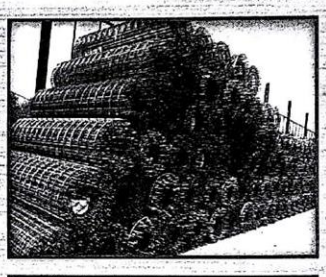
C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

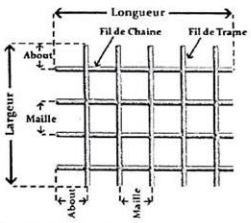
» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

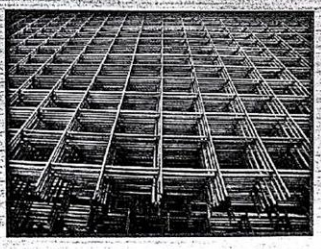
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 50 32/ 23 96 58 72 - Email : trefal@trefal-reghaia.com / prod@trefal.com - Web : www.trefal.com

ANNEXE 6

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

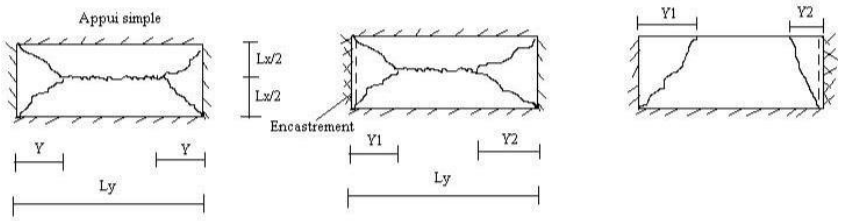
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

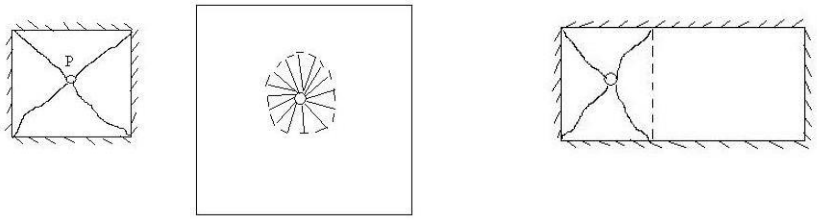
Un encastrement par une double hachure-

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) **Travail externes** le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext}= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) **Travail internes** le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE 7

METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

[RPA2003-Art 4.3.7]

- **Le spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} pour: T_2 \le T \le 3\,sec \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \ge 3sec \end{cases}$$

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ $\xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions.$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A * D_X * Q_X}{R} W \quad , \quad V_X = \frac{A * D_X * Q_X}{R} W$$

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\, T\, V_t \leq 0{,}25 V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}.$$