

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : MAHDJOUB Oussama

**Thème : Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(RDC+8 étages) en béton armé**

Sous la direction de : Dr. KHEROUF Mazouz

Juin 2024

Remerciements

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

- ▶ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr. Kherouf Mazouz** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

- ▶ Des remerciements sont également adressés à mon professeur **Dr. Brahim LAFIFI** qui m'a beaucoup aidé à son domaine.

- ▶ Je remercie le président ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

- ▶ Un grand merci à tous les professeurs de la 1ère et la 2ème année Master et sans oublier la 3ème année licence génie civil.

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

Dédicace

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

*A celui qui m'a emmené lors de mon premier jour d'école, **mon grand-père mouhamed**, à mon exemple éternel, mon soutien moral et la source de mes efforts, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, papa que j'adore, a la plus belle femme du monde, la lumière de ma vie et la prunelle de mes yeux, ma mère, que le bon Allah vous garde en bonne santé*

Je dédie aussi ce travail :

- ❖ *À Toutes mes sœurs.*
- ❖ *Toute ma famille : **Mahdjoub et Fecih.***
- ❖ *À mes collègues : **Akram, Salah et Tazir.***
- ❖ *Et aussi à mes amis **Tamer, Abdou.***
- ❖ *À architecte **halasi hichem.***
- ❖ *A toute la Promotion 2024.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*



Résumé

Ce projet porte sur l'étude détaillée d'un immeuble commercial et résidentiel (RDC+8) à Constantine.

Il se compose de quatre parties : une présentation générale introduisant le projet et le bâtiment, avec les dimensions initiales et les charges des éléments.

Une étude des éléments secondaires comme l'acrotère, balcons, et dalles pleines et escaliers.

Une analyse dynamique utilisant Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 afin de déterminer les sollicitations dues aux charges permanentes, d'exploitation et sismiques ; et enfin, le ferrailage des fondations, poteaux, et poutres. L'étude respecte les recommandations du BAEL91 révisé 99 et les règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, voile, sismique, Robot 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Summary

This project involves a detailed study of a commercial and residential building (basement+8) in Constantine.

It is divided into four parts: a general presentation that introduces the project and building, including the initial dimensions and loads of the elements.

A study of secondary elements such as the acroterion, balconies, solid slabs, and staircases.

A dynamic analysis using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 to determine the stresses from permanent, operational, and seismic loads; and finally, the reinforcement design for the foundations, columns, and beams. The study adheres to the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Key words: building, concrete, wall, seismic, Robot 2010; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

الملخص

يتعلق هذا المشروع بالدراسة التفصيلية لمبنى تجاري وسكني مكون من طابق ارضي+ثمانية طوابق بقسنطينة. ويتكون من أربعة أجزاء: عرض عام للتعريف بالمشروع والمبنى، مع الأبعاد والأحمال الأولية للعناصر؛ دراسة العناصر الثانوية مثل المتراس والشرفات والألواح الصلبة والسلالم. تحليل ديناميكي باستخدام Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 لتحديد الضغوط الناجمة عن الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلازل؛ وأخيراً تدعيم الأساسات والأعمدة والكمرات. تتوافق الدراسة مع توصيات BAEL91 المنقحة 99 واللوائح الزلزالية الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية: مبنى، الخرسانة، زلزال، 99 BAEL 91 révisée ; RPA 99 / version 2003 ; Robot 2010

Sommaire

<i>Remerciements</i>	
<i>Dédicace</i>	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste De Notation	
Introduction générale :	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I-Introduction :	3
I-1-Historique :	3
I-2-Introduction :	4
II-Présentation de l'ouvrage :	4
II-1-Caractéristiques géométriques :	4
II-1-2-Ossature et système constructif adopté :	9
II-2-Caractéristiques géotechniques du sol :	9
II-3-Caractéristique mécanique des matériaux :	10
II-3-1-Le béton :	10
II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :	10
II-3-4-Méthode de calcul :	11
II-3-5-Déformation et contrainte de calcul :	12
II-3-6-Contrainte admissible de cisaillement :	14
II-3-7-Module de déformation longitudinale du béton :	14
II-3-8-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$:	15
II-3-9-Contrainte limite de traction des armatures :	16
II-4-Etats limites :	16
II-4-1-ELU :	17
II-4-2-Hypothèse de calcul :	17
II-4-3-Règle des trois pivots:	17
II-4-4-ELS :	19
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges	
I-Introduction :	21
II-1-Pré dimensionnement des planchers :	21

Sommaire

II-2-Pré-dimensionnement des voiles :	22
II-2-1-Disposition des voiles :.....	24
II-3-Pré dimensionnement des escaliers :	24
II-4-Descente des charges :	26
II-5-Pré dimensionnement des Poutres :	32
II-6-Pré dimensionnement des Poteaux :	34
II-6-1-Choix du poteau le plus sollicité :	34
II-6-2-Dimensions des poteaux :.....	35
II-6-3-Calcul de la longueur de flambement L_f :	36
II-6-4-Calcul de l'effort N_u :	36
II-6-5-Descente des charges :	38
II-6-6-Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :.....	40
II-6-7- Vérification selon le RPA 99 version 2003 :.....	41
II-6-8- Vérification du poteau au flambement :	43
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III-1-Introduction :	46
III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :.....	46
III-2-1-Etude de l'acrotère	46
III-2-1-1-Introduction.....	46
III-2-1-2-Détermination des sollicitations.....	46
III-2-1-3-Ferraillage de l'acrotère.....	47
III-2-2-Etude d'escalier.....	51
III-2-2-1-Introduction.....	51
III-2-2-2-Terminologie.....	51
III-2-2-3-Charges et surcharges	52
III-2-2-4-Détermination du ferraillage	54
III-2-3-Etude de la poutre palière.....	57
III-2-4- Etude des planchers.....	62
III-2-6-Etude des balcons	80
III-2-7-Etude de la dalle machine	84
III-2-7-1-Introduction.....	84
III-2-7-2-Pré dimensionnement.....	84
III-2-7-3-Détermination des charges et surcharges	84
III-2-7-4- Ferraillage de la dalle :.....	85

III-2-8-L'ascenseur :	90
III-2-8-1-Introduction :	90
III-2-8-2-Etude de l'ascenseur :	90
III-2-8-3-Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :	92
Chapitre IV : Etude sismique de la structure	
IV-Etude sismique de la structure :	95
IV-1-Introduction :	95
IV-2-Choix de la méthode de calcul :	95
IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale :	95
IV-3-1-Principe :	96
IV-3-2-Domaine d'application :	96
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V-1-Introduction :	117
V-2-Etude de ferrailage des poteaux :	117
V-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul :	117
V-2-2-Calcul des armatures longitudinales :	117
V-2-3-Calcul des armatures transversales :	117
V-3-Etude de ferrailage des poutres :	127
V-4-Etude de ferrailage des voiles :	138
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1-Introduction :	144
VI.2 -Contrainte admissible du sol :	144
VI.3 -Types des fondations superficielles :	144
VI.5 -Etude du radier général	145
VI.5.1 -Pré dimensionnement de radier général :	145
Conclusion générale	162
Bibliographie :	164

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I- 1: Vue en plan niveaux RDC de la structure	5
Figure I- 2: Vue en plan niveaux étage courant de la structure	6
Figure I- 3: Vue en plan niveaux terrasse de la structure	7
Figure I- 4: Vue de la structure en 3D	8
Figure I- 5: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	13
Figure I- 6: Diagramme rectangulaire simplifié	14
Figure I- 7: Diagramme Contrainte-Déformation d'acier	16
Figure I- 8: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	17

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Figure II- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux.	21
Figure II- 2: Section de la poutrelle	22
Figure II- 3: Section réduite du voile.....	23
Figure II- 4: Schéma d'escalier	24
Figure II- 5: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	27
Figure II- 6: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.	27
Figure II- 7: Coupe plancher étage courant	28
Figure II- 8: Mur extérieur.....	29
Figure II- 9: Mur simple cloison.....	29
Figure II- 10: Acrotère.....	30
Figure II- 11: Section de la poutre principale	33
Figure II- 12: Section de la poutre secondaires	34
Figure II- 13: Représentation du poteau le plus sollicité de 8 ^{ème} étage	35
Figure II- 14: Section réduite du poteau rectangulaire	Error! Bookmark not defined.
Figure II- 15: Schématisation du poteau étudié	39

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III- 1: Schéma l'acrotère	46
Figure III- 2: Section de calcul d'acrotère.....	47
Figure III- 3: Coupe du schéma de ferrailage de l'acrotère.	50
Figure III- 4: Schéma d'escalier.....	51
Figure III- 5: Schéma d'escalier Pour RDC et étage courant	52
Figure III- 6: Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau étage courant.....	53

Liste des figures

Figure III- 7: Schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau étage courant	53
Figure III- 8: Schéma de ferrailage des escaliers de l'étage courant.....	57
Figure III- 9: Schéma statique de la poutre palière	58
Figure III- 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	62
Figure III- 11: Disposition des poutrelles.....	65
Figure III- 12: Schéma de la poutrelle type 1.....	66
Figure III- 13: Diagramme des efforts tranchants	68
Figure III- 14: Schéma de la poutrelle type 1.....	71
Figure III- 15: Schéma de ferrailage des poutrelles type 1	79
Figure III- 16: Schéma de ferrailage des poutrelles type 2	79
Figure III- 17: Disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéair	80
Figure III- 18: Schéma statique de 1ère type de balcon	80
Figure III- 19: Ferrailage de la dalle pleine (balcon)	83
Figure III- 20: Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons	83
Figure III- 21: Ferrailage de la dalle machine	89
Figure III- 22: Ferrailage de la dalle machine	89
Figure III- 23: Schéma d'un ascenseur mécanique	90
Figure III- 24: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine	93
Chapitre IV : Etude sismique de la structure	
Figure IV- 1: Limites des décrochements en plan	100
Figure IV- 2: Spectre de réponse	103
Figure IV- 3: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y.....	104
Figure IV- 4: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.....	105
Figure IV- 5: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.....	105
Figure IV- 6: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z	106
Figure IV- 7: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z	107
Figure IV- 8: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D	108

Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Figure V- 1: Disposition générale des armatures sur les poteaux ale	118
Figure V- 2: Crochet des barres horizontales.....	121
Figure V- 3: Coupe de Ferrailage des poteaux 55×55 cm ²	121
Figure V- 4: Ferrailage des poteaux 55×55 cm ²	122
Figure V- 5: Coupe de ferrailage des poteaux 45×45 cm ²	124
Figure V- 6: Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm ²	124
Figure V- 7: Coupe de ferrailage des poteaux 35×35 cm ²	125
Figure V- 8: Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm ²	125
Figure V- 9: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45 (cas droite)	126
Figure V- 10: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45 (cas centré).....	126
Figure V- 11: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45(cas gauche)	127
Figure V- 12: Ferrailage des poutres principales (RDC+EC), sur appuis	134
Figure V- 13: Ferrailage des poutres principales (RDC+EC), en travée	135
Figure V- 14: Ferrailage des poutres principales (terrasse), sur appuis.....	135
Figure V- 15: Ferrailage des poutres principales (terrasse), en travée.....	136
Figure V- 16: Ferrailage des poutres secondaires (RDC+EC+Terrasse), sur appuis.....	137
Figure V- 17: Ferrailage des poutres principale (RDC+EC+Terrasse), en travée	137
Figure V- 18: Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (RDC)	142
Figure V- 19: Coupe transversales du ferrailage des voiles (RDC).....	142
Chapitre VI : Etude des fondations	
Figure VI- 1: Schéma de 1ère proposition de radier général nervuré.....	149
Figure VI- 2: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{xx} « ELU ».....	150
Figure VI- 3: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} « ELU ».....	150
Figure VI- 4: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} « ELS ».....	152
Figure VI- 5: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} « ELS ».....	152
Figure VI- 6: Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général	154
Figure VI- 7: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).	155

Liste des figures

Figure VI- 8: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens(yy).	155
Figure VI- 9: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).	157
Figure VI- 10: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx).	158
Figure VI- 11: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy).	158
Figure VI- 12: Coupe de ferrailage nervures aux niveaux de travée	159
Figure VI- 13: Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux d'appuis	160

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I- 1: Coefficient d'application..... 13

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II- 1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux..... 26

Tableau II- 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine..... 27

Tableau II- 3: Evaluation des charges permanentes du plancher courant. 28

Tableau II- 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur 28

Tableau II- 5: Charge permanente du mur double cloison. 29

Tableau II- 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon 30

Tableau II- 7: Evaluation des charges permanentes de palier 31

Tableau II- 8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et 1ère étage . 31

Tableau II- 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant 32

Tableau II- 10: Prédimensionnement des poteaux 36

Tableau II- 11: Calcule de Nu des poteaux de bâtiment 37

Tableau II- 12: Détermination des charges d'exploitations dans le bâtiment 39

Tableau II- 13: Vérifications du $1,1Nu \leq Nu$ des poteaux de bâtiment 41

Tableau II- 14: 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux
..... 41

Tableau II- 15: 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux
..... 42

Tableau II- 16: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes..... 43

Liste des tableaux

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III- 1: Charges sur les éléments de l'escalier	52
Tableau III- 2: Les moments et l'effort tranchant.	54
Tableau III- 3: Ferrailage d'escalier ELU	56
Tableau III- 4: Vérification à E.L.S.	56
Tableau III- 5: Les moments et l'effort tranchant.	59
Tableau III- 6: Ferrailage de la poutre.	60
Tableau III- 7: Vérification à E.L.S.	62
Tableau III- 8: Les différentes descentes de charge	64
Tableau III- 9: Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).	70
Tableau III- 10: Ferrailage des poutrelles niveau terrasse	70
Tableau III- 11: Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher.	74
Tableau III- 12: Ferrailage des poutrelles niveau EC	76
Tableau III- 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis (sens Lx et Ly).....	86
Tableau III- 14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens	88

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Tableau IV- 1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Bâtiment.....	99
Tableau IV- 2: Pénalité en fonction de critère de qualité	100
Tableau IV- 3: Périodes et facteurs de participation modale.....	101
Tableau IV- 4: Les réactions à la base.....	109
Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismiques	109
Tableau IV- 6: Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques	110

Liste des tableaux

Tableau IV- 7: Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal..... 115

Tableau IV- 8: Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal. 115

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V- 1: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux du bâtiment 123

Tableau V- 2: Exemple de calcul des armatures longitudinales 128

Tableau V- 3: Vérification à E.L.S. 130

Tableau V- 4: Vérification à E.L.S. 133

Tableau V- 5: Ferrailage des poutres principales 134

Tableau V- 6: Exemple de calcul des armatures longitudinales 136

Tableau V- 7: Résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires 136

Tableau V- 8: Pré dimensionnement des voiles..... 139

Tableau V- 9: Calcul d'armatures des voiles longitudinales avec N_{\max} et M_{corresp} 139

Tableau V- 10: Calcul d'armatures des voiles transversales avec M_{\max} et N_{corresp} 140

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI- 1: Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal..... 148

Tableau VI- 2: Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal. 148

Tableau VI- 3: Vérification à E.L.S..... 153

Tableau VI- 4: Vérification à E.L.S..... 153

Tableau VI- 5: Vérification à E.L.S..... 154

Tableau VI- 6: Vérification à E.L.S..... 154

Tableau VI- 7: Vérification à E.L.S..... 157

Liste de notation

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **As** : Aire d'une section d'acier.
- **At** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **ø** : Diamètre des armatures.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- 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.
- **G** : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **Tu** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **St** : Espacement.
- λ : Elancement.
- **e** : Epaisseur, Indice des vides.
- **F** : Force concentrée.

Liste de notation

- **f** : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- **L** : Longueur ou portée.
- **L_f** : Longueur de flambement.
- **I_p** : Indice de plasticité.
- **I_c** : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **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.
- **M₀** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- **I** : Moment d'inertie.
- **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'âge.
- **f_{t28}** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **F_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **K** : Coefficient de raideur de sol.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- **I₀** : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
- **Z** : Bras de levier.
- **B_r** : Section réduite.

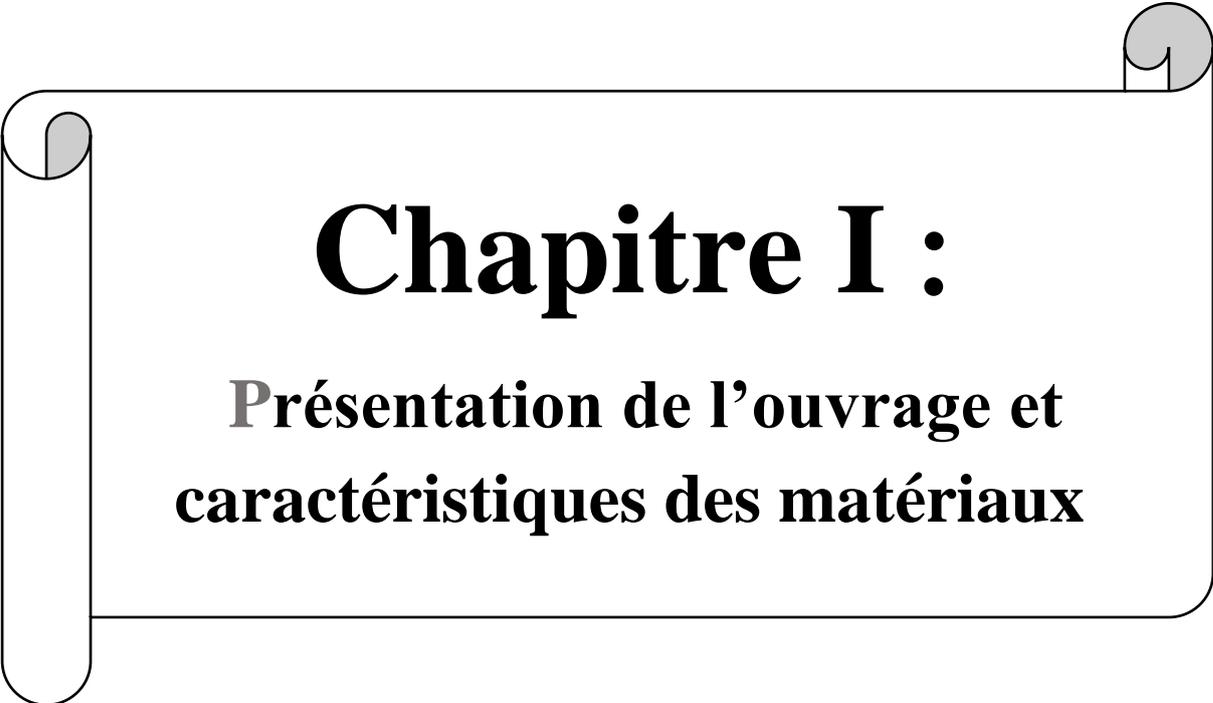
A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and rounded corners at the top and bottom. The text is centered within this border.

Introduction Générale

Introduction générale :

Dans les pays industrialisés, le développement économique favorise la construction verticale afin d'optimiser l'espace disponible. L'Algérie, étant située à la jonction de plaques tectoniques, se trouve dans une zone à forte activité sismique. Cela signifie qu'elle est constamment exposée à des séismes intenses, ce qui rend la construction verticale risquée en raison des dégâts potentiels causés par les tremblements de terre. À chaque séisme majeur, l'importance de la construction parasismique se rappelle à nous. L'expérience montre que la majorité des bâtiments endommagés lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 n'étaient pas conçus pour résister aux séismes. Il est donc crucial de respecter les normes et recommandations sismiques afin de soutenir et de renforcer adéquatement les structures.

L'objectif de notre travail de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation universitaire. Le projet est divisé en huit chapitres : le premier présente l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Le deuxième chapitre traite du prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires (escaliers, planchers, et dalles). Dans le quatrième chapitre, nous avons étudié la dynamique sismique du bâtiment à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**. Le cinquième chapitre couvre le ferrailage des éléments clés à l'aide de **Robot Expert 2010**. Enfin, dans le sixième et dernier chapitre, nous avons réalisé une étude des fondations, et nous concluons notre travail par une conclusion générale.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends. The text is centered within the scroll.

Chapitre I :

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

I-Introduction :

I-1-Historique :

Le terme "béton" désigne un matériau de construction composite constitué de granulats (sable, gravillons) liés par un liant. Le béton armé est fréquemment privilégié par rapport à d'autres matériaux en raison de sa simplicité de fabrication et de sa flexibilité de conception.

Les architectes et les ingénieurs utilisent fréquemment le béton pour construire des bâtiments, des ouvrages d'art, etc. Il permet d'obtenir des grandes dimensions qui étaient autrefois impossibles à atteindre avec la pierre et le bois.

En 1867, les français Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier ont développé le Béton Armé afin d'augmenter la résistance du ciment. Ils ont développé des idées pour rendre le ciment plus solide en utilisant des techniques de grillage ou de fils barbelés, et ont déposé des brevets.

Depuis toujours, la construction a été l'une des principales préoccupations de l'homme et l'une de ses occupations préférées. Actuellement, la construction est en plein essor dans la plupart des pays, et de nombreux professionnels se lancent dans l'activité de construction dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Toutefois, bien que le métier de construction puisse être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il est important de reconnaître qu'au fil des dernières décades, ils ont dû s'adapter pour prendre en compte les changements de goûts et de modes de vie, mais surtout aux nouvelles techniques de construction qui garantissent une fiabilité maximale de la structure face aux aléas naturels tels que les séismes.

Il convient de calculer et de concevoir une structure.

1. Qu'elle soit adaptée à l'utilisation prévue, étant donné sa durée de vie prévue et son coût.
2. Il est impératif qu'elle ne soit pas altérée par des événements tels que : une explosion, un choc ou les conséquences d'erreurs commises par personne.
3. Il est essentiel qu'elle puisse faire face à toutes les actions et autres influences qui peuvent survenir tant pendant son exécution que pendant son utilisation, et qu'elle ait une durabilité adéquate en termes de coûts d'entretien.

I-2-Introduction :

Chaque étude de projet d'un bâtiment en béton armé vise à assurer la stabilité et la résistance des constructions pour garantir la sécurité du bâtiment. Dans les pays industrialisés, la construction verticale est privilégiée en raison de l'économie d'espace qu'elle permet. Cependant, ce choix comporte des risques liés aux dommages potentiels causés par les séismes et le vent. Par conséquent, il est essentiel de respecter les normes et recommandations parasismiques pour renforcer adéquatement la structure.

Quel que soit le type de construction en béton armé, de nombreux défis se posent lors de l'évaluation de leur comportement. En Algérie, les lois parasismiques définissent des modèles et des méthodes adaptés à chaque type de construction. La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux diverses sollicitations (compression, flexion...). Cette résistance varie en fonction du type de matériaux utilisés, ainsi que de leurs dimensions et caractéristiques.

Ainsi, afin de déterminer les éléments composant un ouvrage, nous utiliserons des règlements et des méthodes établies (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui reposent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de toute structure.

II-Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé Rez- de- chaussée plus huit étages, implanté à Constantine, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone (IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 / version2003**).

L'étage RDC pour vocation commercial, les autres étages sont des logements d'habitation.

II-1-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

- La longueur totale du bâtiment à la base en plan..... **26m.**
- Larguer totale du bâtiment à la base en plan..... **16m.**
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **30,20m.**
- Hauteur de RDC..... **4,60m.**
- Hauteur d'étage courant..... **3,06m.**

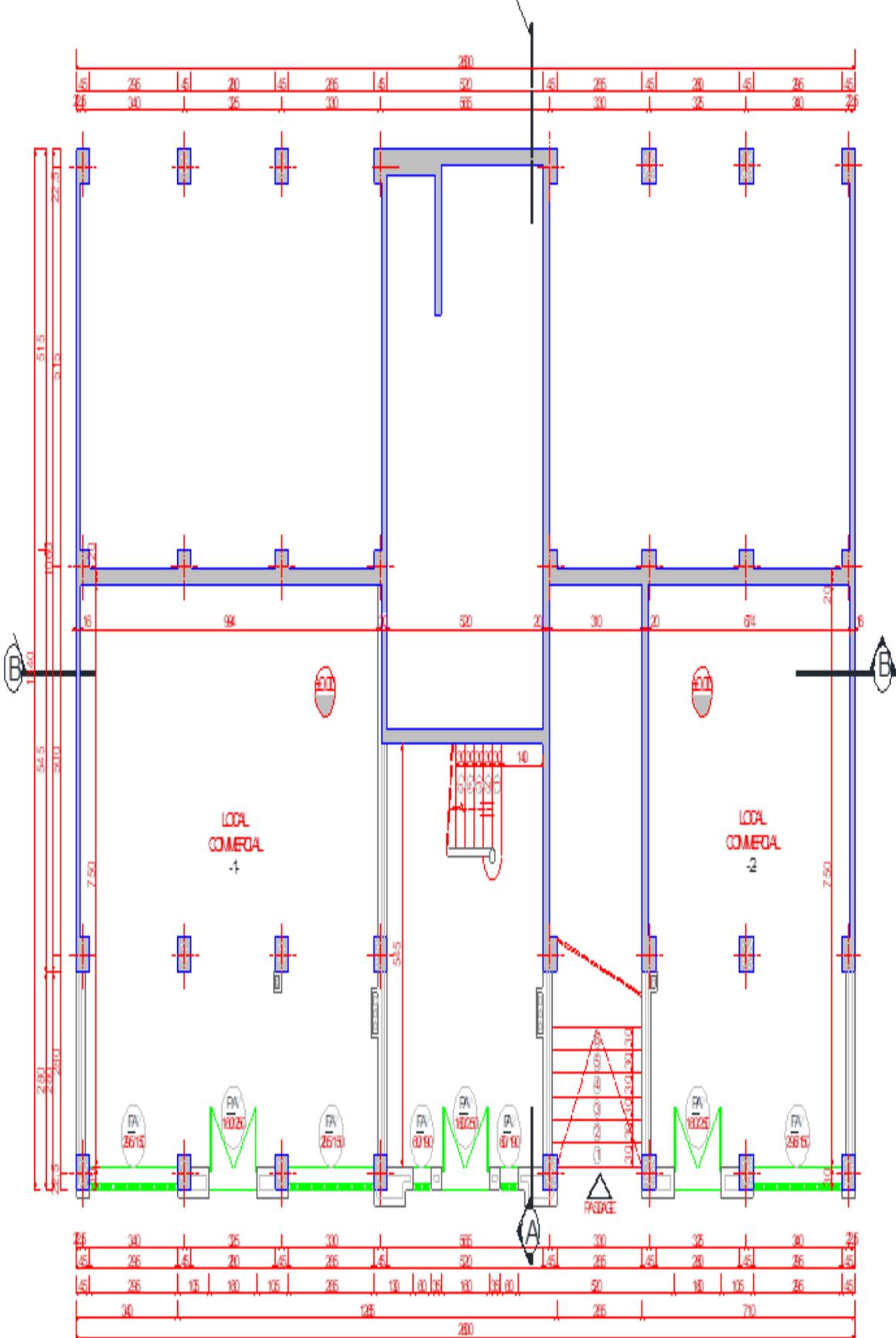


Figure I- 1: Vue en plan niveaux RDC de la structure

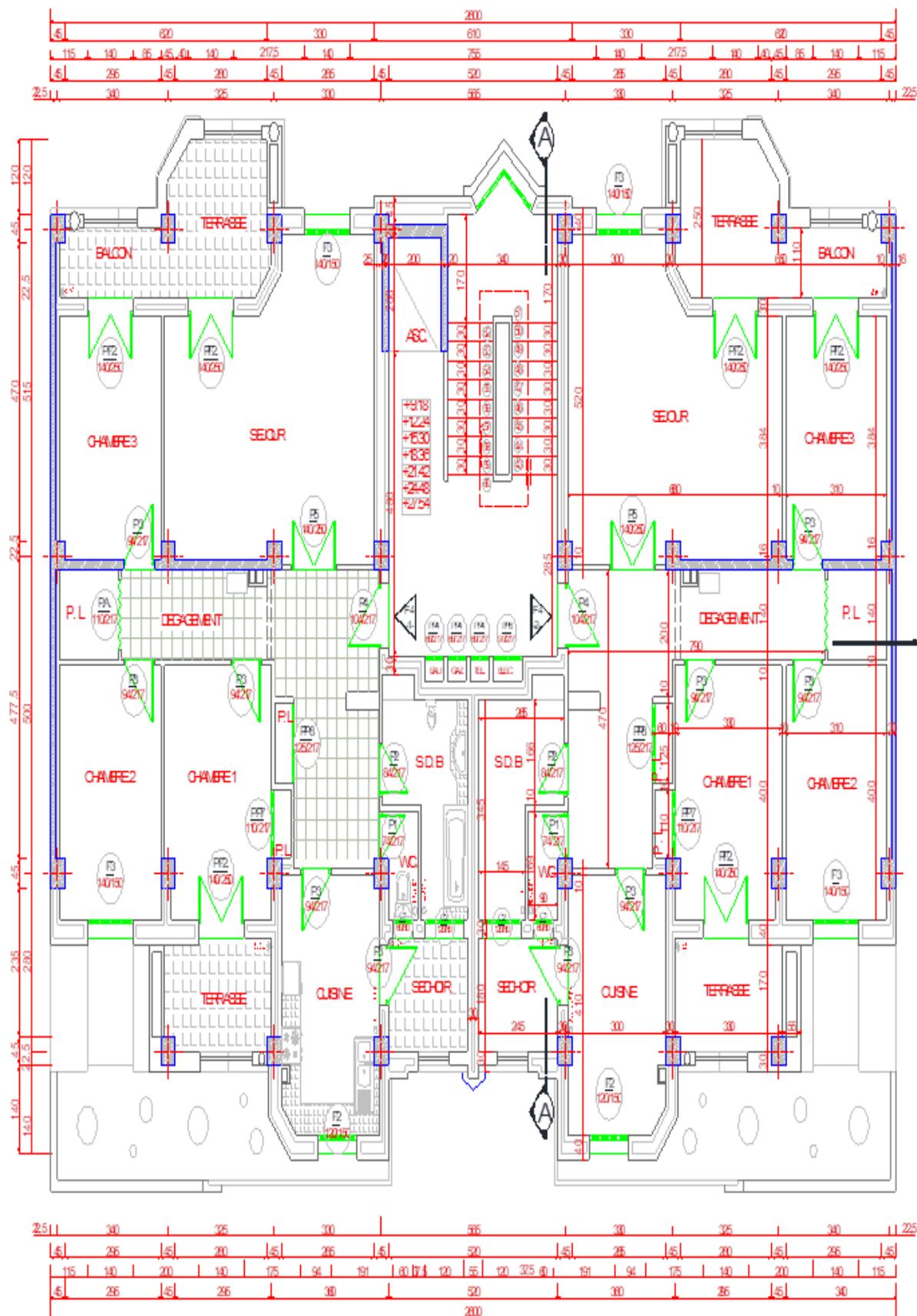


Figure I- 2: Vue en plan niveaux étage courant de la structure

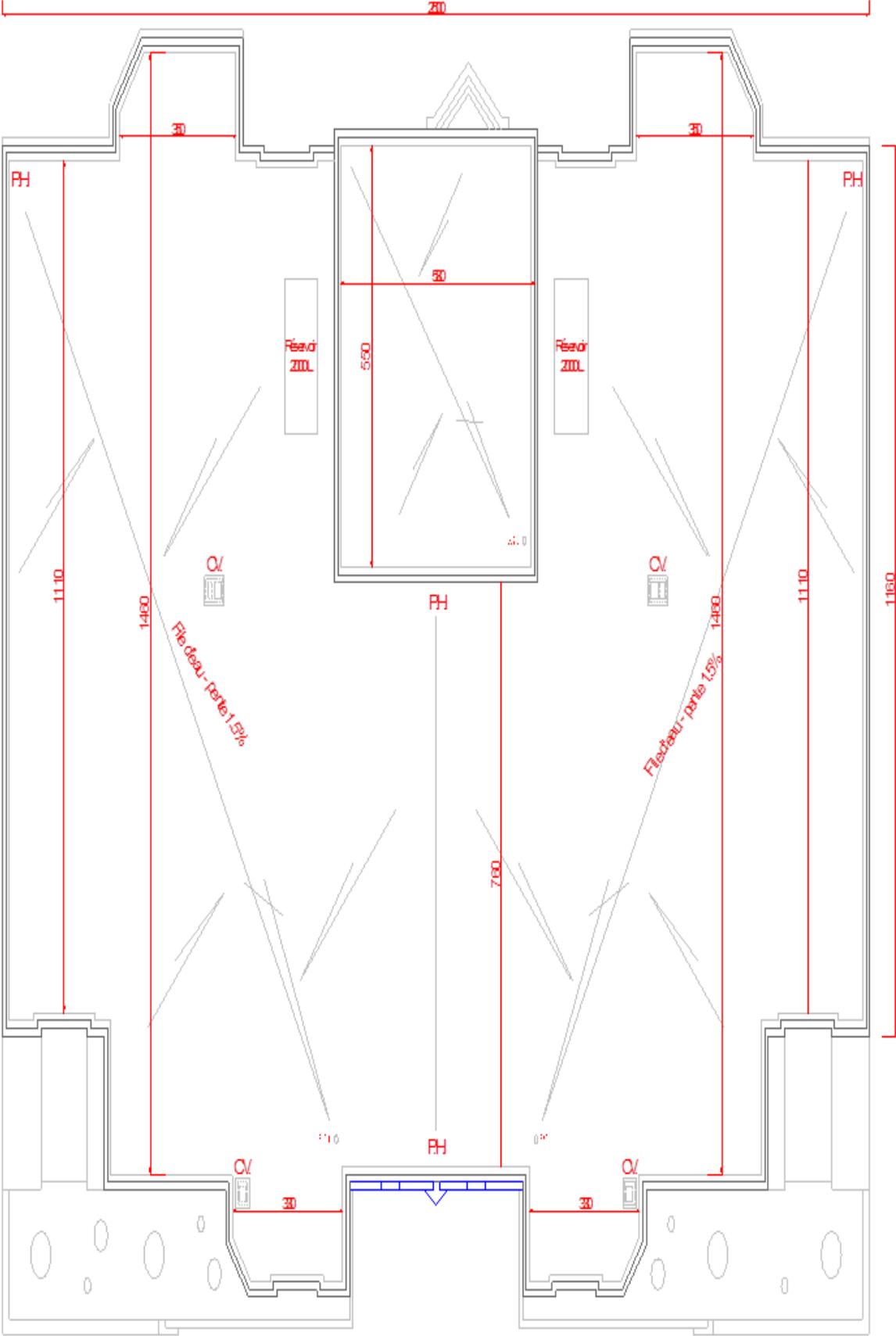


Figure I- 3: Vue en plan niveaux terrasse de la structure

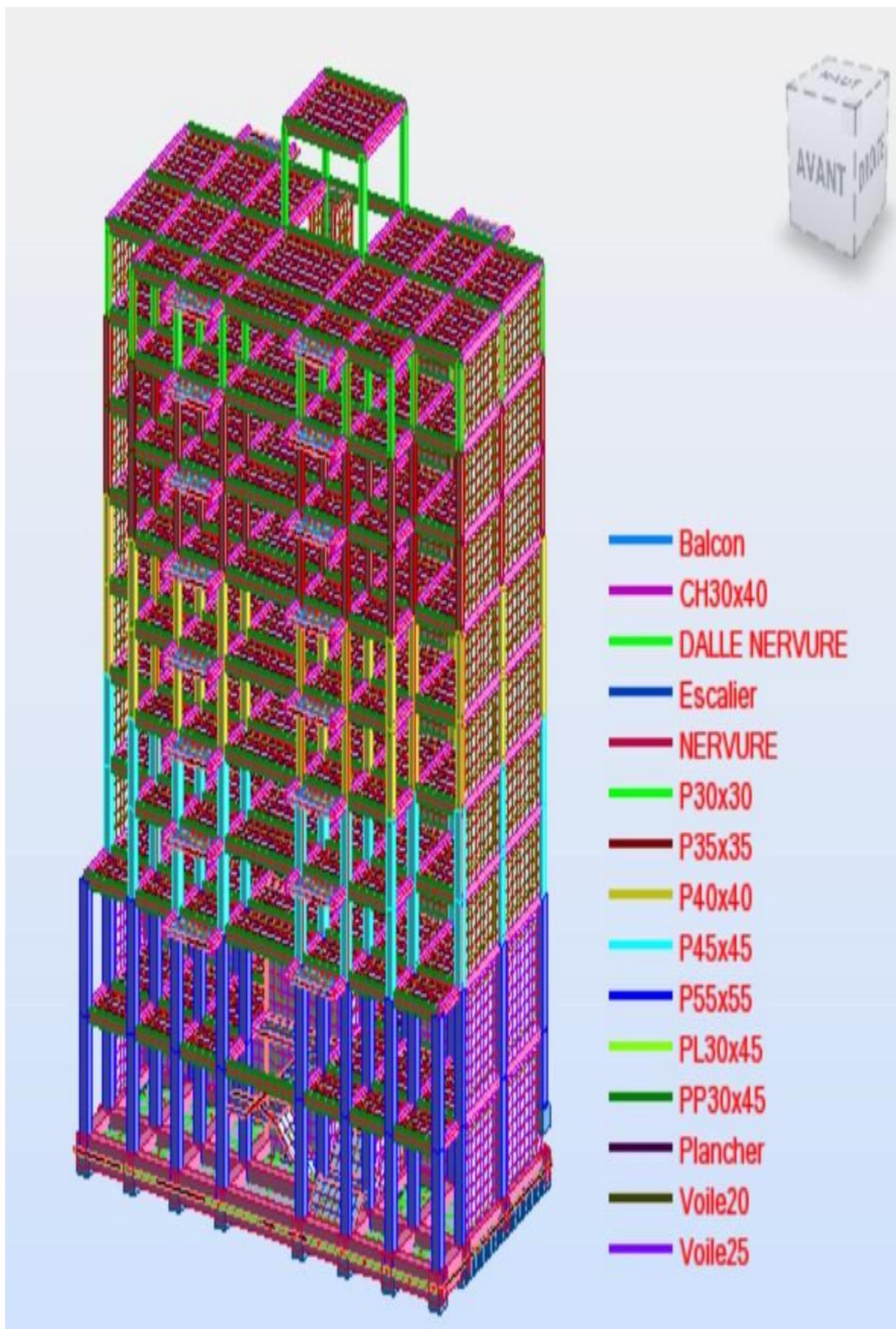


Figure I- 4: Vue de la structure en 3D

II-1-2-Ossature et système constructif adopté :**• Ossature :**

La structure est protégée par des portiques et renforcée par des voiles conformément au **RPA 99 / version 2003**, afin de garantir la stabilité de l'ensemble face aux actions verticales et horizontales. [26]

• Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm.

• Escaliers :

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

• Maçonnerie :

Ce sont des murs extérieurs constitués de doubles murs en briques creuses (15 cm ; 10 cm) séparés par un espace de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'un simple parapet en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

• L'acrotère :

Il sera fabriqué avec du béton armé.

• Revêtement :

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le sol de la terrasse sera recouvert d'une membrane imperméable multicouche qui empêchera les eaux pluviales de pénétrer.

• Isolation :

Les murs extérieurs sont isolés acoustiquement par le vide de corps creux et la masse du plancher, tandis que les murs extérieurs sont isolés par le vide d'air entre les deux parois qui les composent et par la réduction des ponts thermiques en cours de construction.

Il est important de noter que les couches de liège utilisées pour le sol en terrasse assurent une isolation thermique.

• Les voile :

Chaque voile est fabriqué en béton armé.

II-2-Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 1,5$ bars. [26]

II-3-Caractéristique mécanique des matériaux :

II-3-1-Le béton :

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), éventuellement d'adjuvants granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), et d'eau de mouillage, ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue. [26]

II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La construction d'un élément d'ouvrage en béton armé implique les quatre étapes suivantes :

- a) Réalisation d'une moule en bois ou en métal.
- b) L'installation des supports dans le coffrage.
- c) Installation et fixation du béton dans le coffrage.
- d) Le décoffrage ou le démoulage se fait après que le béton a été suffisamment durci. Les

principaux avantages du béton armé sont : [32]

- **Economie** : La transmission des efforts de compression par le béton est plus économique que l'acier, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister aux efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle découle de la construction de coffrages en béton qui peuvent prendre toutes les formes imaginables.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est garantie grâce à un enrobage adéquat des armatures et compacité adéquate du béton.
- **Résistance au feu** : Dans les conditions optimales, le béton armé peut faire face aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans les choix des granulats et dans la réalisation des coffrages

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

II-3-3-Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

a. La valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours est connue sous le nom de résistance caractéristique spécifiée, notée f_{c28} . Pour les sollicitations de moins de 28 jours, on parle de résistance caractéristique f_{cj} . Selon les règles BAEL, un âge inférieur à 28 jours est recommandé pour un béton non traité thermiquement. Les éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur sont utilisées pour évaluer la résistance à la compression du béton. Cette résistance est évaluée à l'aide de la formule f_{cj} :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si: } j > 60 \text{ jours. [32]}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si: } j > 28 \text{ jours. [32]}$$

b) Résistance caractéristique à la traction : [BAEL91 (A.2.1.12)]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

II-3-4-Méthode de calcul :

Grâce à une meilleure compréhension du comportement du matériau béton armé acquise grâce à de nombreux essais menés dans divers pays, les principes des méthodes de calcul ont été profondément modifiés, ce qui a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

• Définition des états limites :

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. [2]

Les règles B.A.E.L. prévoient que les calculs de béton armé seront conduits en application de la théorie des états-limites. [2]

On appelle état-limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Un état-limite a donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction (stabilité, absence de rupture, etc.) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable, d'une des actions agissant sur elle. [2]

Les états-limites se classent en deux catégories.

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Ce qui correspond à la capacité portante maximale de la construction et dont le surplus entraînerait la détérioration de l'édifice. Ces limites sont liées à la frontière.

De la stabilité statique de l'édifice.

De la solidité d'un des matériaux employés.

La forme des éléments de la construction est stable. [2]

✓ Etat limite de service (ELS) :

Qui constituent les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites. On est ainsi amené à considérer :

- une limite pour la valeur de la compression du béton.

- une limite pour l'ouverture des fissures.

- une limite pour les déformations des éléments d'une construction. [2]

II-3-5-Déformation et contrainte de calcul :**- Etat limite ultime de résistance**

On utilise généralement un diagramme conventionnel appelé parabole-rectangle pour calculer l'état limite ultime de résistance du béton, tandis que dans certaines situations, par mesure de simplification, on utilise un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰).[13]

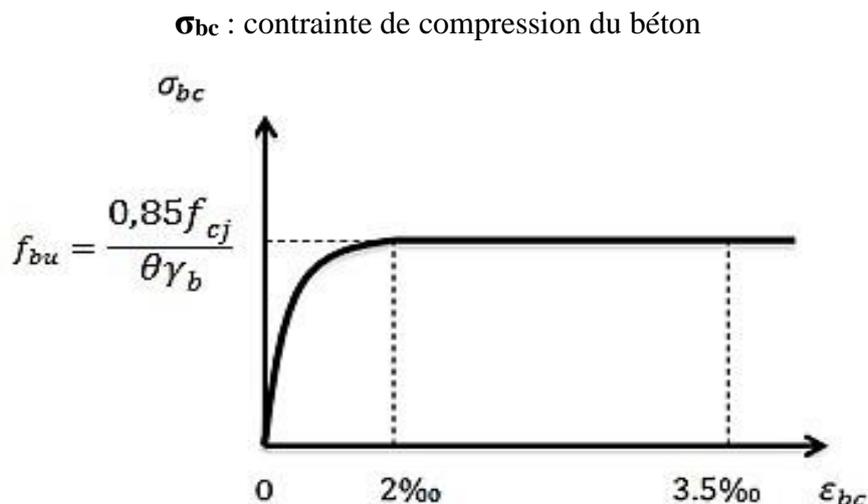


Figure I- 5: Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformations du béton

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} \quad (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

Tableau I- 1: Coefficient d'application

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

ELS : La contrainte de compression du béton a l'**ELS** (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99.p81) : Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.[13]

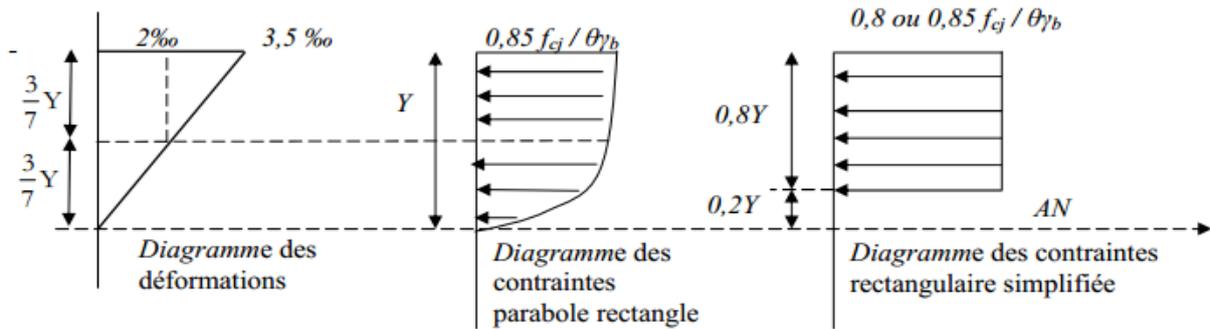


Figure I- 6: Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II-3-6-Contrainte admissible de cisaillement : (Article A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La force de cisaillement maximale dans une pièce en béton est calculée en fonction de l'effort tranchant maximal T_u .

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

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

II-3-7-Module de déformation longitudinale du béton : (Article A.2.1.2)

✓ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

✓ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Remarque :

Environ trois fois la déformation instantanée représente la déformation totale.

a) -Module de déformation transversale :**• Coefficient de poisson : (Article A.2.1.3)**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

b) -Les aciers :

Le matériau acier est composé d'un mélange de Fer et de Carbone en faible quantité. Les aciers utilisés pour le béton armé comprennent :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa

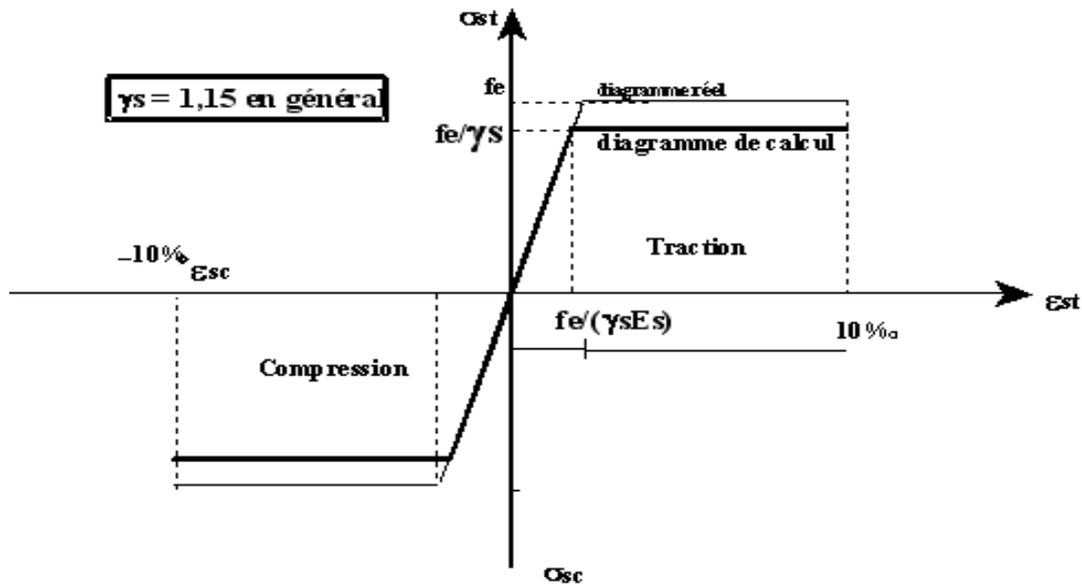
II-3-8-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$: (Article A.2.2.2)

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

Diagramme déformation- contrainte (BAEL 91 modifié 99.p78) :**Figure I- 7:** Diagramme contrainte-déformation d'acier**II-3-9-Contrainte limite de traction des armatures :**

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min ((3/2) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25$ KN /m³

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22$ KN /m³

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5$ KN /m³

II-4-Etats limites :

L'état limite dans lequel existe une structure ou un élément structurel est que s'il est trop étiré dans une direction inappropriée, cette structure ou cet élément ne remplit plus la fonction pour laquelle il a été conçu. Selon les règles **BAEL**, on distingue deux catégories de conditions aux limites :

Etats limite ultime de résistance **ELU.

Etats limite de service **ELS.

II-4-1-ELU :

L'équilibre entre les sollicitations d'action augmentées et les résistances calculées est établi en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture réduites, conformément aux règlements parasismiques algériens RPA 99 / version 2003. Il est également nécessaire de s'assurer que l'ELU n'est pas atteint en prenant en compte que les actions sismiques sont accidentelles.

II-4-2-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.[26]

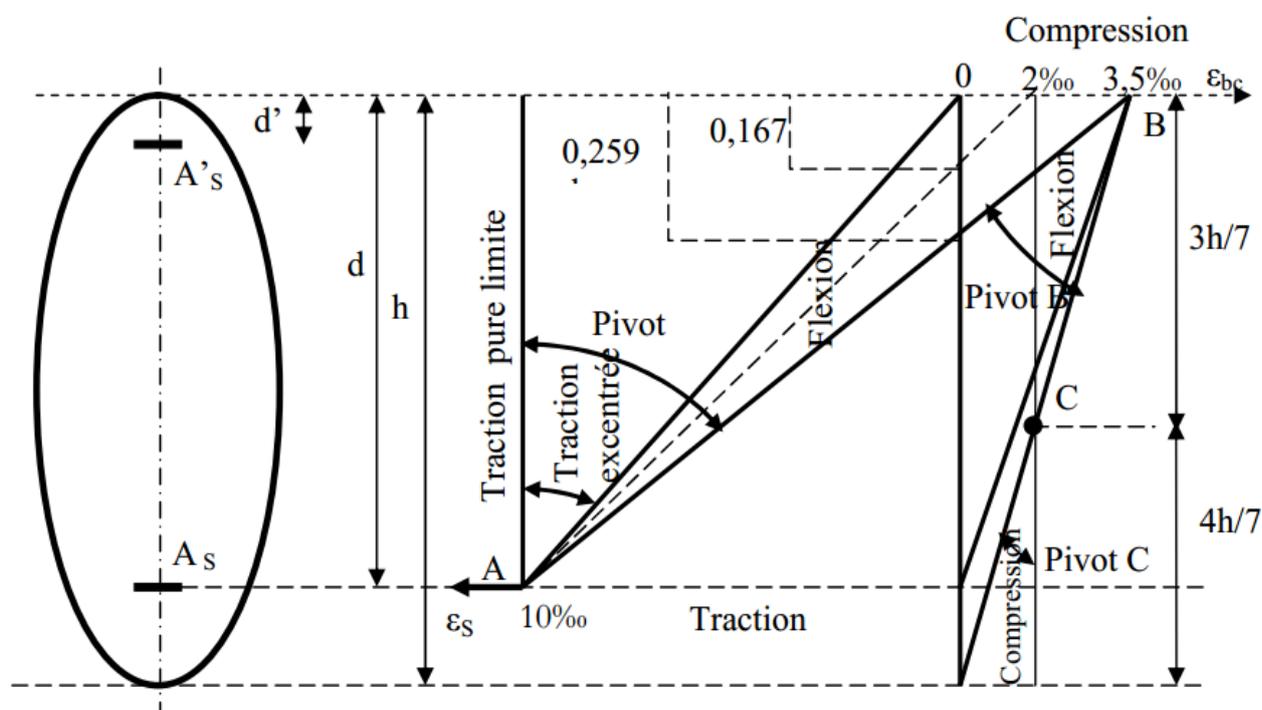
II-4-3-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83) :

Figure I- 8: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots [13]

- Le diagramme des déformations peut prendre des positions limites en se basant sur les déformations limites du béton et de l'acier. La déformation se manifeste par une droite qui traverse l'un des points A, B ou C, connus sous le nom de pivots.
- **Traction pure** : La même quantité de fibres s'allonge, ce qui entraîne la fissure du béton et donc sa non-participation à l'équilibre des sollicitations. La pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier atteint 10‰, ce qui entraînera un allongement de 10‰ de toute la section.
- L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.
- **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.
- **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.
- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.
- Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :
- $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.
- La flexion simple ou composée avec armatures tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
**Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.
- Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.
- La compression simple a composé admet le pivot C.
 $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée.
 $\varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ En résumé :

- **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

II-4-4-ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. [26]

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations. $\Rightarrow \sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton. $\Rightarrow n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente ». [32]

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

On détermine les demandes de calcul en utilisant la combinaison d'actions suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- **Etat limite de service :**

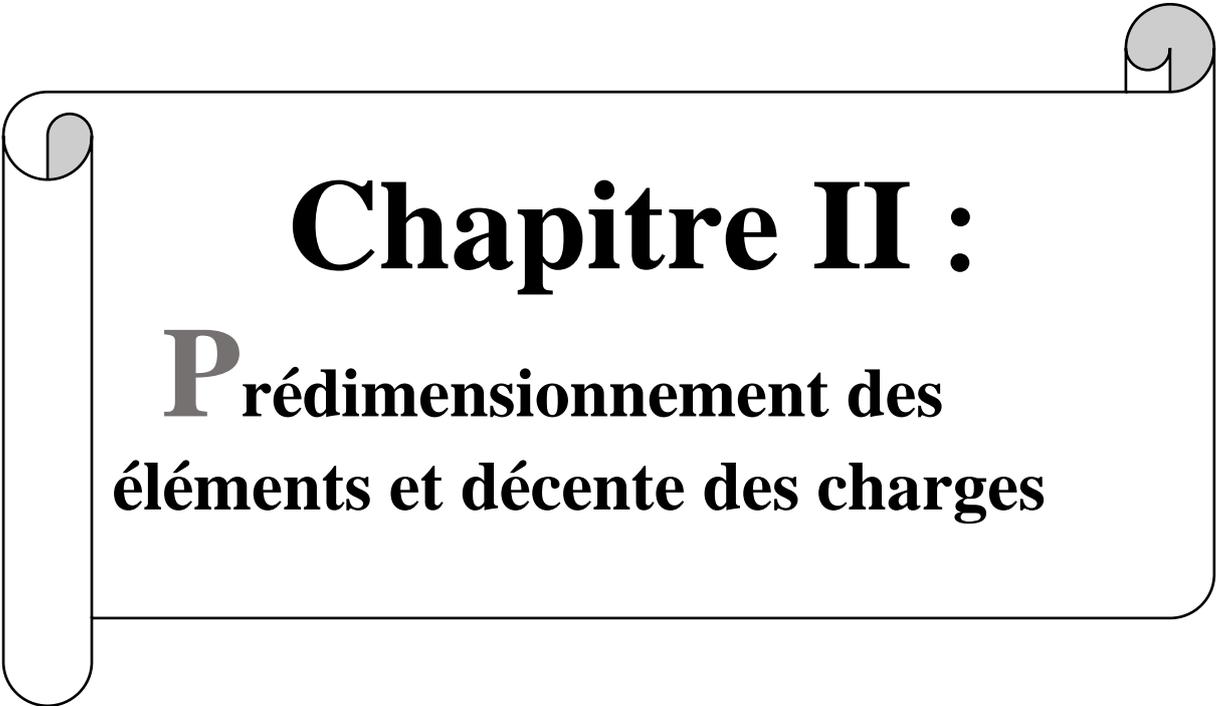
Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \quad \mathbf{G} : \text{charge permanente.}$$

$$G + Q \pm E \quad \text{avec } \mathbf{Q} : \text{charge d'exploitation.}$$

$$0,8 G \pm E \quad \mathbf{E} : \text{effort de séisme.}$$

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments et décente des charges

I-Introduction :

Le prédimensionnement des éléments (colonnes, poutres, planchers, escaliers, cloisons et voiles) de la structure est une première étape visant à déterminer les dimensions économiques pour éviter l'ajout supplémentaire d'acier et de béton.

On effectue le calcul du prédimensionnement de la structure en respectant les règles de l'édition 2003 du **B.A.E.L91** et du **RPA99**.

II-1-Pré dimensionnement des planchers :

A- Plancher à corps creux (figure II-1) :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, ce qui implique l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

- **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$; on a : $L_{\max} = 5.15 - 0,45 = 4,70\text{m}$ (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis). Donc : $h_t \geq \frac{470}{22,5} = 21\text{cm}$

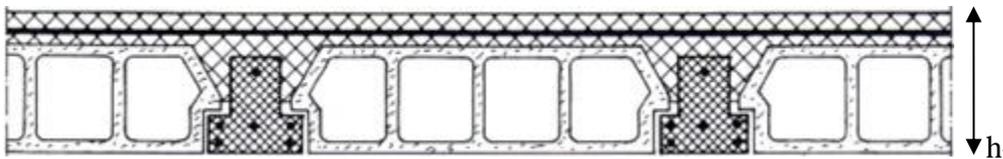


Figure II- 1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

Condition d'isolation thermique :

$h_{\min} \geq 16\text{ cm}$ D'où on a : $h = 21\text{cm} > 16\text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Soit $h_t = 21\text{cm}$ donc : $\left\{ \begin{array}{l} 5\text{ cm de dalle de compression.} \\ 16\text{cm de corps creux.} \end{array} \right.$

A-1-Dimension des poutrelles : (Figure II-2)

$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; 6h_0 \right)$ / L_n : la distance entre axes des nervures et $h_0 = 5\text{cm}$.

$$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$$

$$\text{donc : } L_n = 70 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{70}{2}; \frac{470}{10}; 30\right)$$

$$\text{donc : } b_1 = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2}$$

$$\text{donc : } b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 70\text{cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 70 - 60 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } b_0 = 10\text{cm}$$

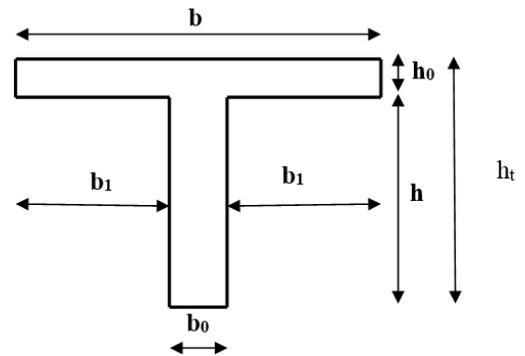


Figure II- 2: Section de la poutrelle

B-Plancher en dalle pleine :

Dans notre projet on a 1 types de balcons :

Largeur : 1,5 m

Longueur : 3,95 m

$$e_p < L/10 = 150/10 = 15$$

e_p doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**).

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

II-2-Prédimensionnement des voiles : (R.P.A.2003. Art 7.7.1)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Il est largement utilisé actuellement la méthode de contreventement avec des voiles en béton armé ; fréquemment, ces voiles, placées transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, jouent également le rôle de transmission des charges verticales, sans nécessiter de renforcer les voiles par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le (**R.P.A.2003. Art 7.7.1**), exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[h_e/25 ; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[h_e/22 ; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

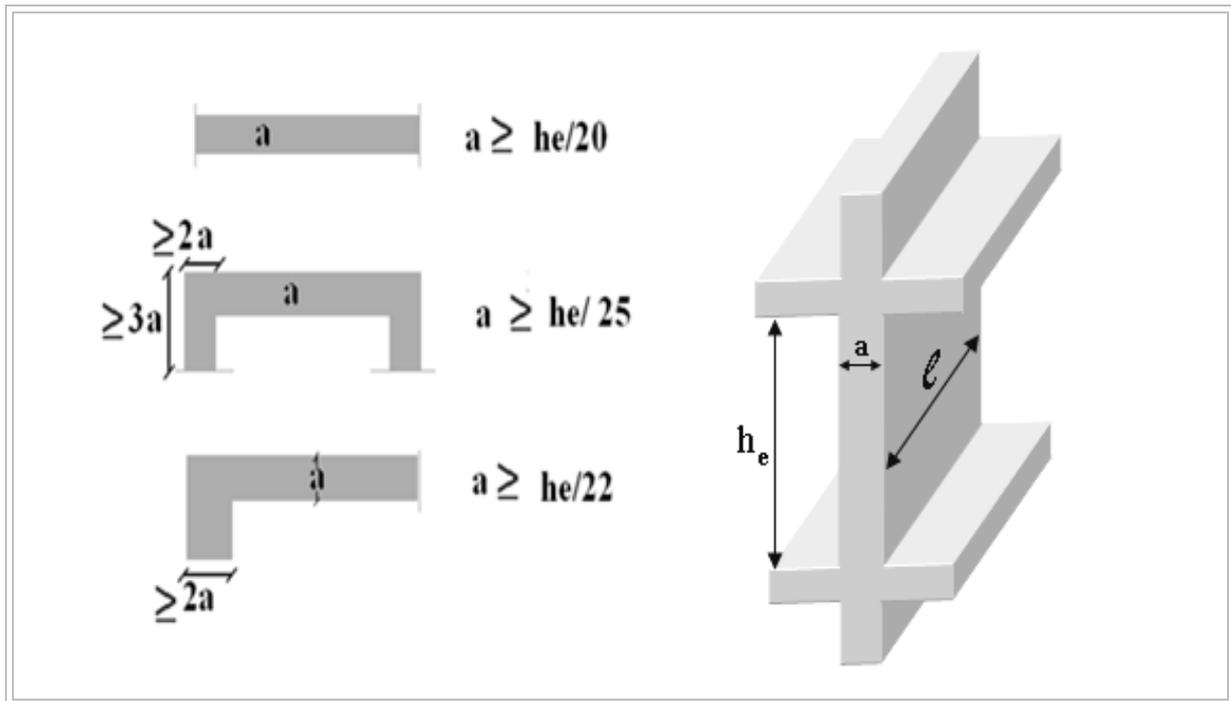


Figure II- 3: Section réduite du voile

1ère type de voiles :

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec : $h = 4,59 \text{ m}$

Le **RPA 99 / version 2003** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \leq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

$$h_e = 4,60 - 0,20 = 4,39 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[4,39/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \text{Max}[21,95 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Donc, on adopte pour niveaux RDC et 1^{er} étage un voile de : $a = 25 \text{ cm}$

2ère type de voiles :

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec : $h = 3,06 \text{ m}$

Le **RPA 99 / version 2003** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \leq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2.86 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[2,86/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \text{Max}[14,3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux étage courant un voile de : $a = 20 \text{ cm}$

II-2-1-Disposition des voiles :

Dans notre structure, nous utilisons des voiles et des portiques pour assurer le système de contreventement dans les deux directions du plan. Afin d'optimiser la résistance au séisme, il est préférable d'avoir une répartition aussi homogène que possible des masses et des rigidités, tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II-3-Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, les escaliers permettent la circulation entre les différents niveaux. Ces escaliers sont composés de volées en béton armé qui reposent sur les paliers.

L'escalier est en béton armé coulé sur place.

Nous avons choisi ce type d'escalier pour les avantages suivants :

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

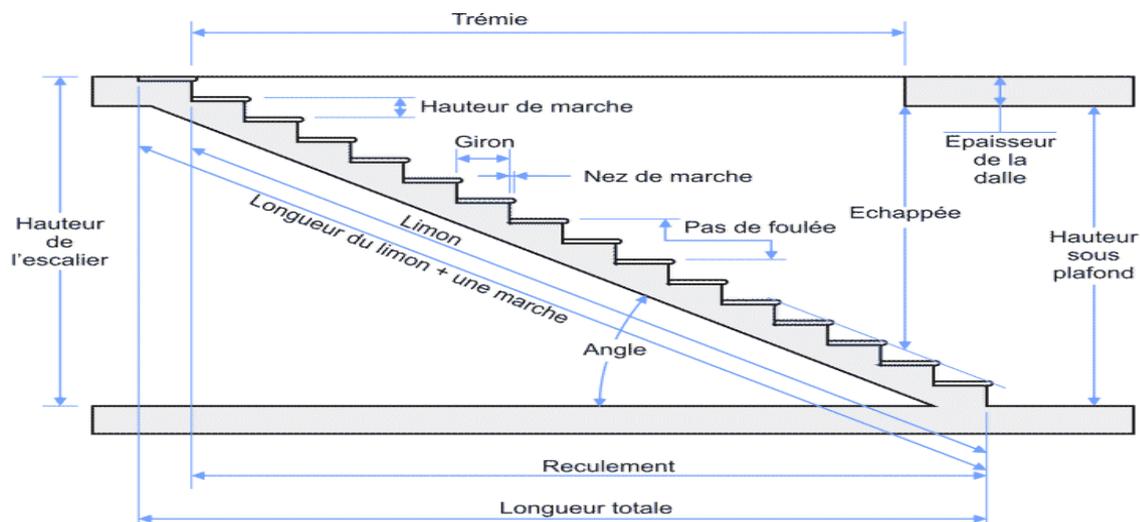


Figure II- 4: Schéma d'escalier

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H = 3,53\text{m}$ (RDC ; 1ère)

Hauteur : $H = 3,06\text{m}$ (étage courant)

Giron : $g = 30\text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66$ donc : $14,5 < h < 18$

h : varie de 15cm a 18cm

g : varie de 22cm a 33cm

Pour : $h = 17\text{cm}$

$N_C(\text{RDC ; 1ère}) = H/h = 353/17 = 21$

$N_C(\text{étage courant}) = H/h = 306/17 = 18$

N_c : nombre des contremarches.

On aura 21 contremarches entre chaque étage 10 contremarches pour RDC.

On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour niveau étage courant.

$n = N_C(\text{RDC ; 1ère}) - 1 = 10$ marches pour niveau RDC.

$n = N_C(\text{étage courant}) - 1 = 9$ marches pour niveau étage courant.

Inclinaison de la pailasse :

Niveau RDC et 1ère étage

$\tan \alpha = h'/L'$

$h' = N_C \times h \longrightarrow h' = 10 \times 17 \longrightarrow h' = 1,70\text{ m}$

$L' = (n - 1) \times g \longrightarrow L' = (10 - 1) \times 30 \longrightarrow L' = 2,70\text{m}$

$\tan \alpha = 1,7/2,7 \longrightarrow \alpha = 32,19^\circ$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin \alpha \longrightarrow L = 3.19\text{m}$

L₀ : Longueur développée = $319 / 30 \leq e \leq 319 / 20 \longrightarrow e = 15\text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la pailasse c'est-à-dire : $e = 15\text{cm}$

Niveau étage courant :

$\tan \alpha = h'/L'$

$h' = N_C \times h \longrightarrow h' = 9 \times 17 \longrightarrow h' = 1,53\text{ m}$

$L' = (n - 1) \times g \longrightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \longrightarrow L' = 2,4\text{ m}$

$\tan \alpha = 1,53/2,4 \quad \alpha = 32,52^\circ$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin \alpha \longrightarrow L = 2,85\text{m}$

L₀ : Longueur développée = $285/30 \leq e \leq 285/20 \quad e = 15\text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 15\text{cm}$

II-4-Descente des charges :

A-Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. [26]

Les différents charges et surcharges existantes sont :

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

B- Les planchers :

B-1-Plancher terrasse :

La terrasse comprend une partie accessible et une partie inaccessible, et elle est construite avec un sol à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente qui facilitent l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II- 1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+5	1360	285,6
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente $G = 642,6 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

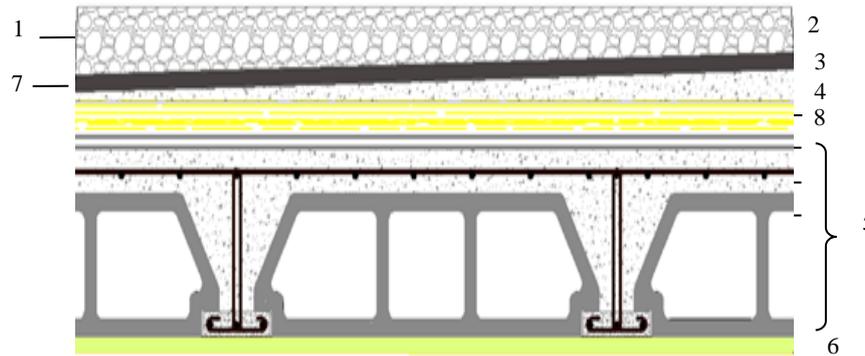


Figure II- 5: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II- 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 642,6 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

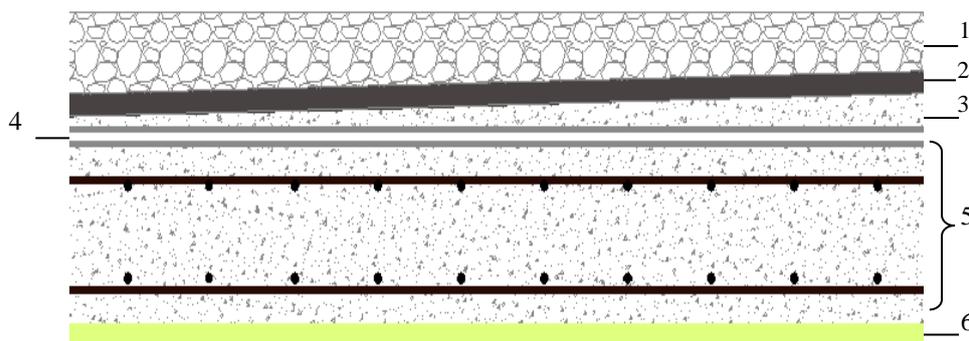


Figure II- 6: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

B-2-Plancher étages courant :

Les plancher des étages courants sont en corps creux.

Tableau II- 3: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+5	1360	285,6
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente $G = 563,6 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

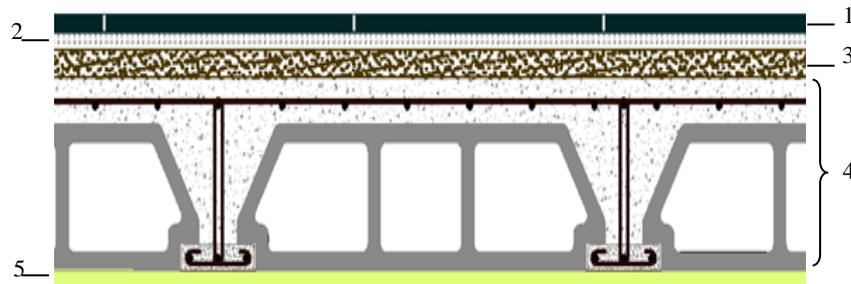


Figure II- 7: Coupe plancher étage courant

C-Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II- 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Mortier de ciment	4	2000	80
Total			305

La charge permanente (niveau RDC et 1ère étage) $G = 305 \times (4.60-0,4) = 1277,96 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 305 \times (3.06-0,4) = 811,3 \text{ Kg/m}$

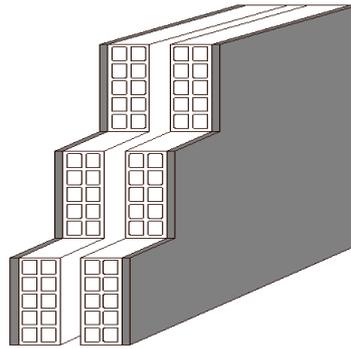


Figure II- 8: Mur extérieur

D- Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II- 5: Charge permanente du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1	Enduit en ciment extérieurs	0,02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
Total				158

La charge permanente (niveau RDC et 1ère étage) $G = 158 \times (4,60 - 0,4) = 662,02 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,06 - 0,4) = 420,28 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,5 = 237 \text{ Kg/m}$

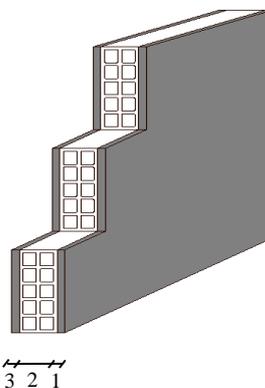


Figure II- 9: Mur simple cloison.

E-L'acrotère :

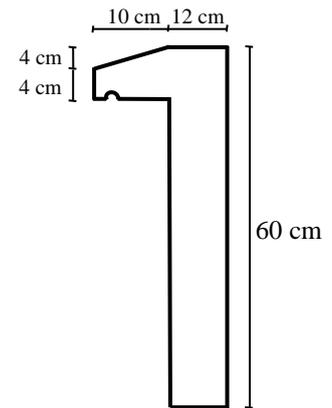
$$S = (0,04 \times 0,1) / (2) + (0,6 \times 0,12) + (0,04 \times 0,1) = 0,078 \text{ m}^2$$

$$P = (0,078 \times 2500) = 195 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2cm} = 0,02 \times 2000 \times 0,6 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 195 + 48 = 243 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

**Figure II- 10:** Acrotère**F-Les balcons :**

Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II- 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40
6-Garde-corps métallique			120

La charge permanente $G = 573 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

K- L'escalier**K-1(Palier) :****Tableau II- 7:** Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 573 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

K-1 Paillasse :**Tableau II- 8:** Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et 1ère étage

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0.15) / \cos 32.19 = 444.73$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 849,73 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II- 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,52 = 444,73$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 849,73 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II-5-Pré dimensionnement des Poutres :

A-Définition :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques fournies par le **BAEL 91 révisé en 99** et vérifiées ensuite en utilisant le **RPA 99 / version 2003**.

En général, les poutres peuvent être définies comme des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

• Les poutres principales :

Les solives (Poutrelles) leur transfèrent les charges et les distribuent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles Supportent la dalle.

• Les poutres secondaires (Chaînages) :

Ils se connectent les portiques entre eux pour ne pas basculer.

B-Pré dimensionnement :

D'après les règles de **BAEL 91 révisée 99** on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad [13]$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

• **Les poutres principales :** $L_{\max} = 5.65 \text{ m}$

$$\text{Donc } 5.65 / 15 \leq h \leq 5.65 / 10 \Rightarrow 37,67 \leq h \leq 56.$$

Alors on prend : **h = 45 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003** \Rightarrow **b = 30cm** pour toutes les poutres principales.

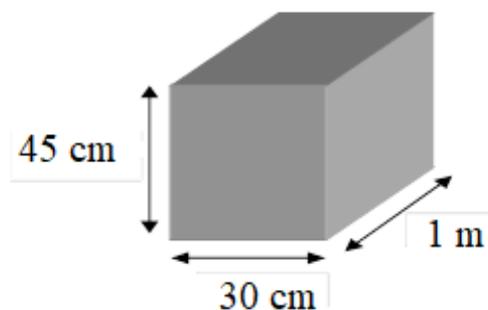


Figure II- 11: Section de la poutre principale

D'après le **RPA 99 / version 2003 :**

$$* b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$* h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$* h / b < 4 \rightarrow 45 / 30 = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée. [16]}$$

• **Les poutres secondaires :** $L_{\max} = 5,15 \text{ m}$

$$\text{Donc ; } 4,15/15 \leq h \leq 5,15/10 \Rightarrow 34 \leq h \leq 51,5$$

Alors on prend : **h = 40 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003** \Rightarrow **b = 30cm** pour toutes les poutres principales.

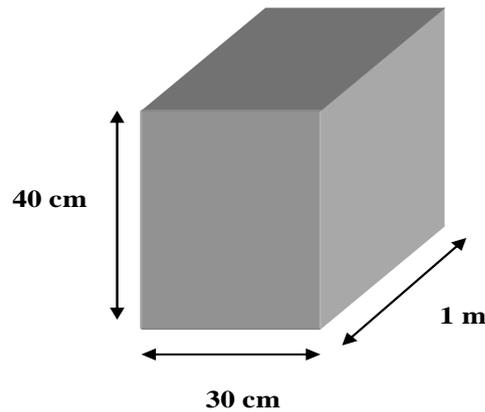


Figure II- 12: Section de la poutre secondaires

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

- * $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- * $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- * $h / b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

Finalement

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II-6-Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux qui servent de support pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Étapes de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**. [26]

II-6-1-Choix du poteau le plus sollicité :

- **La surface reprise par le poteau :**

- La surface complète : $S = 4,225 \times 4 = 16,90 \text{ m}^2$

- La surface du plancher de 8^{ème} : $S_p = (1,425 + 2,6) \times (2,35 + 2,27) = 18,60 \text{ m}^2$

- La surface du plancher **7^{ème} & 6^{ème} étage** : $S_p = (1,425 + 2,6) \times (2,35 + 2,27) + (0,30 \times 0,30) - (0,35 \times 0,35) = \mathbf{18,57 \text{ m}^2}$

- La surface du plancher **5^{ème} & 4^{ème} étage** : $S_p = (1,425 + 2,6) \times (2,35 + 2,27) + (0,30 \times 0,30) - (0,40 \times 0,40) = \mathbf{18,53 \text{ m}^2}$

- La surface du plancher **3^{ème} & 2^{ème} étage** : $S_p = (1,425 + 2,6) \times (2,35 + 2,27) + (0,30 \times 0,30) - (0,45 \times 0,45) = \mathbf{18,49 \text{ m}^2}$

- La surface du plancher **RDC & 1^{ère} étage** : $S_p = (1,425 + 2,6) \times (2,35 + 2,27) + (0,30 \times 0,30) - (0,55 \times 0,55) = \mathbf{18,39 \text{ m}^2}$

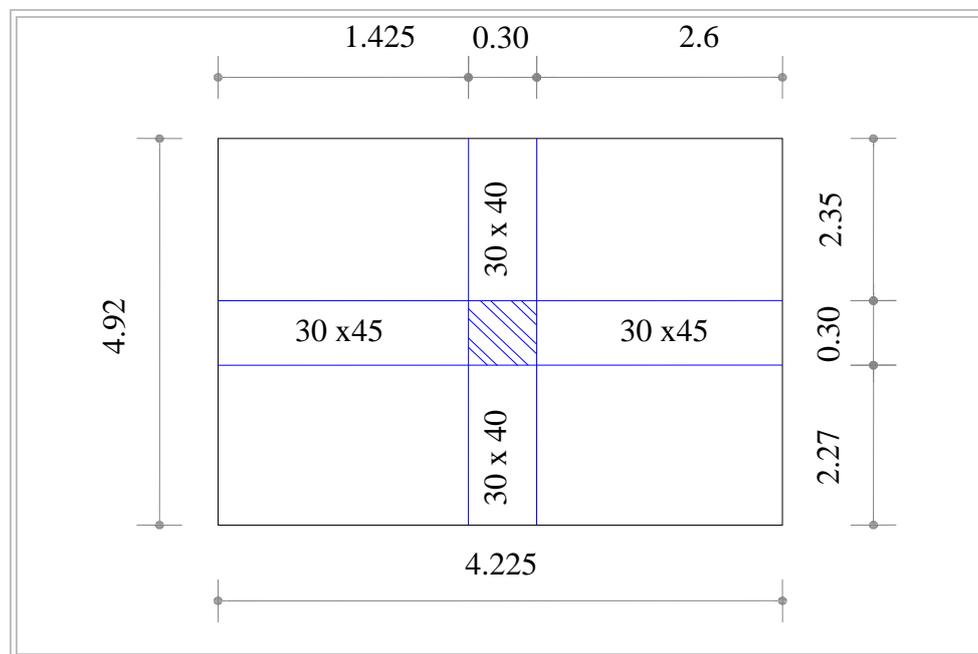


Figure II- 13: Représentation du poteau le plus sollicité de 8^{ème} étage

II-6-2-Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions

Du **RPA 99 / version 2003** : $\min (a, b) \geq 30\text{cm}$ en **zone IIa**.

Tableau II- 10: Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{èm}	
Dimension du poteau	a (cm)	30	35	35	40	
	b (cm)	30	35	35	40	
Niveau d'étage		4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ère}	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	40	45	45	55	55
	b (cm)	40	45	45	55	55

II-6-3-Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
 - Soit encastré dans un massif de fondation.
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part. [26]
- L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

$$\text{RDC :} \quad \Longrightarrow \quad L_f = 0,7 \times 4,60 = 3,21 \text{ m}$$

$$\text{Etage Courant :} \quad \Longrightarrow \quad L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

II-6-4-Calcul de l'effort \bar{N}_u :

L'effort normal admissible est : $\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$; Avec :

- \bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.
 - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$
 - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- $(A_s = B/1000)$.

- α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1)**.

$$\alpha = \left(\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \right) \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\text{et } \alpha = \left(0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K ; \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

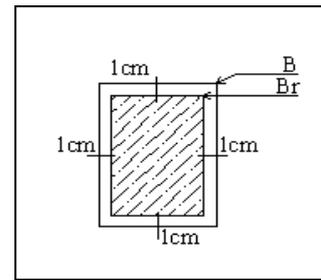


Figure II- 14: Section réduite du poteau rectangulaire

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élanement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau II- 11: Calcul de \bar{N}_u des poteaux de bâtiment

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L_f (m)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (KN)
8 ^{ème} étage	30x30	784	2,14	24,711	0,773	90	1146,48
7 ^{ème} étage	35x35	1089	2,14	21,181	0,792	122,5	1630,95
6 ^{ème} étage	35x35	1089	2,14	21,181	0,792	122,5	1630,95
5 ^{ème} étage	40x40	1444	2,14	18,533	0,805	160	2197,43
4 ^{ème} étage	40x40	1444	2,14	18,533	0,805	160	2197,43
3 ^{ème} étage	45x45	1849	2,14	16,474	0,814	202,5	2844,53
2 ^{ème} étage	45x45	1849	2,14	16,474	0,814	202,5	2844,53
1 ^{ère} étage	55x55	2809	3,21	20,218	0,797	302,5	4229,73
RDC	55x55	2809	3,21	20,218	0,797	302,5	4229,73

II-6-5-Descente des charges :

L'opération appelée descente des charges consiste à évaluer les efforts normaux causés par l'effet des charges verticales sur les différents éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) et les fondations, afin de pouvoir réaliser leur dimensionnement.

La dalle a tendance à transmettre toute charge qui agit sur elle vers les porteurs verticaux les plus proches.

A) Charges d'exploitation :

Étant donné qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent en même temps, la loi de dégression est utilisée pour leur détermination, où les charges identiques à chaque étage sont réduites de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- ◆ **n** : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ◆ **Q₀** : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ◆ **Q₁, Q₂, ..., Q_n** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

- 8^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0$
- 7^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$
- 6^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- 5^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 4^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 3^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 2^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- 1^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ [26]

Tableau II- 12: Détermination des charges d'exploitations dans le bâtiment

	q (KN/m ²)	S (m ²)	Q = q x S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
			Q0=			
8 ^{ème} étage	Différent	18,60	Q0=	23.81		23,82
7 ^{ème} étage	2,5	18,57	Q1=	46.42	1	70,23
6 ^{ème} étage	2,5	18,57	Q2=	46.42	0,95	112,00
5 ^{ème} étage	2,5	18,53	Q3=	46.32	0,90	149,05
4 ^{ème} étage	2,5	18,53	Q4=	46.32	0,85	181,46
3 ^{ème} étage	2,5	18,49	Q5=	46.22	0,80	209,17
2 ^{ème} étage	2,5	18,49	Q6=	46.22	0,75	232,25
1 ^{ème} étage	2,5	18,39	Q7=	45.97	0,71	253,77
RDC	2,5	18,39	Q8=	45.97	0,69	279,01

B) Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :

- 8^{ème} étage

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,30 \times 0,45)(1,425 + 2,6)] \times 25 = 13,58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,40)(2,35 + 2,27)] \times 25 = 13,86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 6,426 \times 18,60 = 119,52 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 153,84 \text{ KN}$$

- 7^{ème} étage & 6^{ème} étage

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,30 \times 0,45)(1,425 + 2,6)] \times 25 = 13,58 \text{ KN}$$

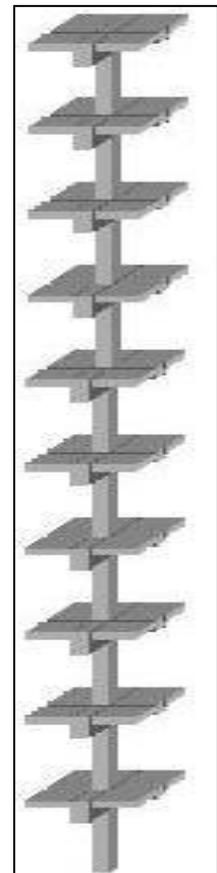
$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,40)(2,35 + 2,27)] = 13,86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,2028 \times 8,645 = 36,$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,636 \times 18,57 = 104,66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 177,8 \text{ KN}$$

**Figure II- 15:** Schématisation du poteau étudié

- **5^{ème} étage & 4^{ème} étage**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,30 \times 0,45)(1,425 + 2,6)] \times 25 = 13,58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,40) (2,35 + 2,27)] \times 25 = 13,86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,2028 \times 8,645 = 36,33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,636 \times 18,53 = 104,43 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 180,44 \text{ kN}}$$

- **3^{ème} étage & 2^{ème} étage**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,30 \times 0,45)(1,425 + 2,6)] \times 25 = 13,58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,40) (2,35 + 2,27)] \times 25 = 13,86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,49 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,2028 \times 8,645 = 36,33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,636 \times 18,49 = 104,20 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 183,46 \text{ kN}}$$

- **1^{ème} étage & RDC**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,30 \times 0,45)(1,425 + 2,6)] \times 25 = 13,58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,40) (2,35 + 2,27)] \times 25 = 13,86 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,55 \times 0,55 \times 4,59 \times 25 = 34,71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,2028 \times 8,645 = 36,33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,636 \times 18,39 = 103,64 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 202,12 \text{ kN}}$$

II-6-6-Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

A-évaluation des charges verticales :

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Dans les bâtiments à étages, on peut évaluer les charges verticales agissant sur les poteaux en appliquant, s'il y a lieu, la loi de dégression des charges variables telle qu'elle est définie par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Cependant, dans les constructions avec des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en tenant compte de la discontinuité des travées doivent être augmentées :

- **15 %** pour les poteaux centraux dans les constructions à deux travées.
- **10 %** pour les poteaux intermédiaires situés à proximité des poteaux de rive dans le cas des bâtiments avec au moins 3 travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

➤ **Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$:**

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($Nu = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II- 13: Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}_u$ des poteaux de bâtiment

	G (KN)	G cum (KN)	Q cum (KN)	Nu (KN)	1,1 Nu (KN)	\bar{N}_u (KN)	$1,1 Nu \leq \bar{N}_u$
8^{ème} étage	153,84	153,84	23,82	243.40	267,74	1146,48	Oui
7^{ème} étage	177,8	331,68	70,23	553.11	608,42	1630,95	Oui
6^{ème} étage	177,8	491,66	112,00	831.74	914,91	1630,95	Oui
5^{ème} étage	180,44	636,28	149,05	1082.55	1190,80	2197,43	Oui
4^{ème} étage	180,44	762,85	181,46	1302.03	1432,23	2197,43	Oui
3^{ème} étage	183,46	873,79	209,17	1493.37	1642,70	2844,53	Oui
2^{ème} étage	183,46	966,39	232,25	1653.00	1818,30	2844,53	Oui
1^{ème} étage	202,12	1066,56	253,77	1820.51	2002,56	4229,73	Oui
RDC	202,12	1180,31	279,01	2011.93	2213,12	4229,73	Oui

II-6-7- Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau II- 14: 1^{ère} Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition de prédimensionnement	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) = 30cm ≥ (he/20) = (3,06- 0,20)/20=14,30 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h) = 1 ≤ 4	Oui

B) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à **séisme**, l'effort normal de compression de [26]

calcul est limité par la condition suivante : $\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$

Tableau II- 15: 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

	N_u (KN)	f_{c28} (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_{acc}}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$
8 ^{ème} étage	243,40	2,5	900	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	553,11	2,5	1225	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	831,74	2,5	1225	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	1082,55	2,5	1600	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	1302,03	2,5	1600	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	1493,37	2,5	2025	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	1653,00	2,5	2025	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	1820,51	2,5	3025	Condition vérifiée
RDC	2011,93	2,5	3025	Condition vérifiée

C)-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon l'RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bullet \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

► Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \lambda_g \geq 5 \implies \rho_d = 0,075 \\ \bullet \lambda_g < 5 \implies \rho_d = 0,040 \end{array} \right.$$

► λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

• $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}$.

► Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation Considérée.

► **L_f** : longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0,7 \times 4,60 = 3,21\text{m}$

$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14\text{ m}$

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$

Avec :

b = largeur de poteaux

d = hauteur utile = 0,9 h

Tableau II- 16: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	Observation
8 ^{ème} étage (30×30) cm ²	98,75	1,05	7.14	0,075	1,875	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage (35×35) cm ²	93,20	1,04	6.12	0,075	1,875	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage (35×35) cm ²	116,90	0,94	6.12	0,075	1,875	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage (40×40) cm ²	110,01	0,90	5,35	0,075	1,875	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage (40×40) cm ²	120,98	0,74	3,35	0,075	1,875	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage (45×45) cm ²	108,16	0,67	4.76	0,040	1	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage (45×45) cm ²	97,50	0,48	4.76	0,040	1	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage (55×55) cm ²	117,67	0,41	5.84	0,075	1,875	Condition vérifiée
RDC (55×55) cm ²	211,78	0,69	5.84	0,075	1,875	Condition vérifiée

II-6-8- Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 18^{ème} étage parce qu’il a la plus faible section.

• Calcul de moment d’inertie :

$I_x = I_y = ab^3/12 = 30^4/12 = 67500\text{ cm}^4$

• Rayon de giration **ix, iy**

$ix = iy = \sqrt{I_x / (a \times b)} = \sqrt{67500 / 900} = 8,66\text{ cm}$

• Elancement mécanique λ (x, y) :

$$L_f = K \times H_o$$

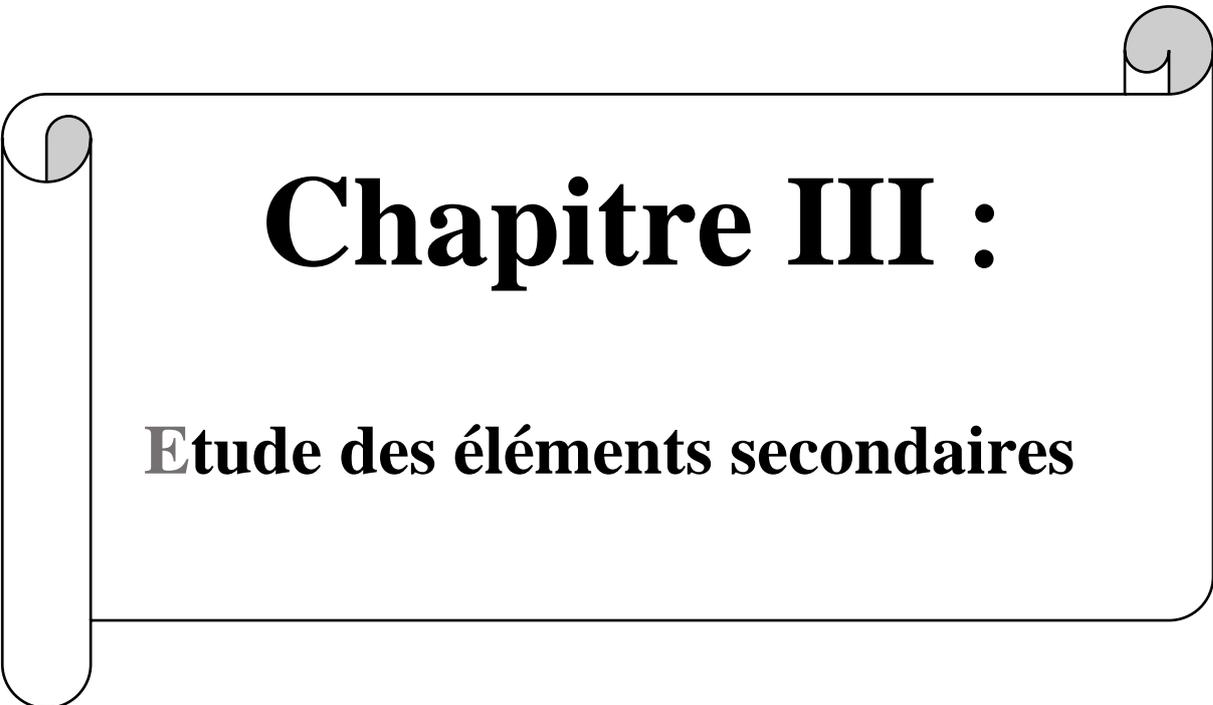
Avec :

- L_f : longueur de flambement.

- $H_o = 3,48$ m (La hauteur sur le plafond).

- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 8.66 \times 10^{-2} = 24.73 < 70 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**



Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III-1-Introduction :

Par éléments secondaires, l'on entend éléments non structuraux ; ce qui correspond à des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement et dont le rôle se limite à assurer le confort et la sécurité des usagers. Nous étudierons successivement les planchers, les balcons, les escaliers et l'acrotère. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlements du **B.A.E.L** en respectant le Règlement Parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :

III-2-1-Etude de l'acrotère

III-2-1-1-Introduction

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, Il forme un mur dont le rôle est de sécurité et de protection contre tout risque de chute et protège des fuites d'eau de pluie.

III-2-1-2-Détermination des sollicitations

La surface de l'acrotère est : $S = 0,078 \text{ m}^2$

$P = (0,078 \times 2500) = 195 \text{ Kg/ml}$

Enduit : ep 2cm = 48Kg/ml

Charge permanente : $G = 243 \text{ Kg/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

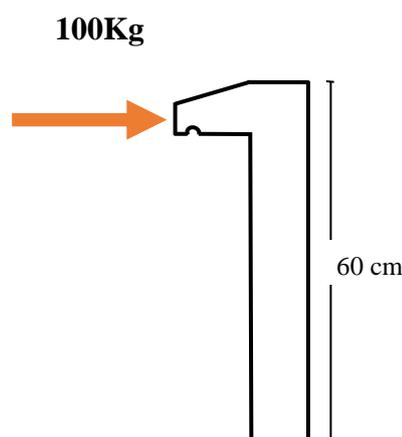


Figure III- 1: Schéma l'acrotère

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 60 \text{ Kg.m}$

• Calcul à l'ELU :

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 243 = 328,05 \text{ Kg} = 3,28 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m} = 0,9 \text{ KN.m}$

$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ Kg} = 1,5 \text{ KN}$

• Calcul à l'ELS :

$N_s = G = 243 \text{ Kg} = 2,43 \text{ KN}$

$M_s = M_Q = Q \times L = 100 \times 0,6 = 60 \text{ Kg.m} = 0,6 \text{ KN.m}$

$T_s = Q = 100 \text{ Kg}$

- **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,9 / 3,28 = 0,27 \text{ m}$$

$$h_t = 12 \text{ cm}$$

$e = h_t/6 = 12/6 = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le point de pression est situé en dehors de la section limitée par les armatures, ce qui la rend a priori partiellement comprimée et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

III-2-1-3-Ferraillage de l'acrotère

La flexion composée sera utilisée pour déterminer le ferraillage de l'acrotère, et cela sera effectué pour une bande d'un mètre linéaire. Pour le calcul, on prend en compte une section de $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.

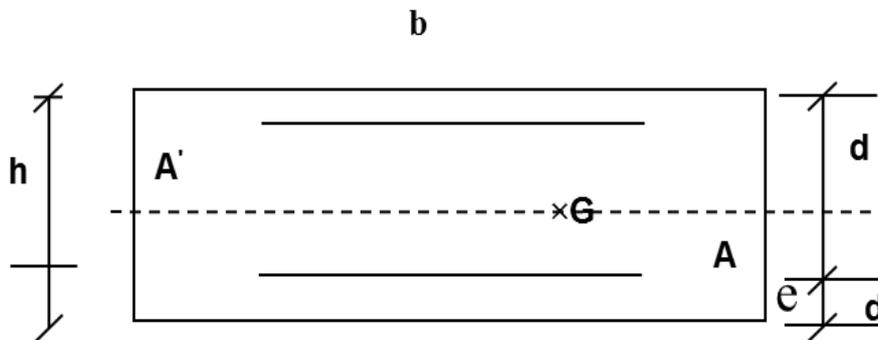


Figure III- 2: Section de calcul d'acrotère

h : Epaisseur de la section : 12 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h - d' : Hauteur utile = 10 cm

a) Calcul des armatures a L'ELU :

► Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u (d - h_t/2) = 0,9 + 3,28 \times (0,10 - 0,12/2)$$

$$M_f = 1,0312 \text{ KN.m} = 1,03212 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit (μ_u) :**

$$\mu_u = M_f / (b \times d^2 \times f_{bc})$$

$$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $\gamma_b = 1,50$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,50 \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Donc : $\mu_u = 1,03212 \times 10^{-3} / [1 \times (0,1)^2 \times 14,17]$

$$\mu_u = 0,00727$$

$\mu_u = 0,00727 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow (\mu_1 = 0,392 \text{ pour FeE400})$

\Rightarrow La section est simplement armée donc $A'_u = 0$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = 1 \times \left(\frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00727}) \text{ et } \beta = 1 - (0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 0,00912$$



$$\beta = 0,99635$$

$$\beta \times d = 0,13 \times 0,99635 = 0,099 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$. Donc : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$A_f = 1 \times \left(\frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = A_f = 1 \times \left(\frac{1,0312 \times 1000}{0,099 \times 348} - \frac{0,00328}{348} \right) = 0,205 \text{ cm}^2$$

► **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$ / on adopte $A_{st} = 5 \times \text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{min} (3 \times 12 ; 33) \text{ cm.}$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte $4 \times \text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Calcul de l'espacement [BAEL-91] :**

$$S_t \leq \text{min} (4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \text{min} (48, 45 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1) :**

$$N_u = 1,5 Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{Nu}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 110} = 0,014 \text{ MPA}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis d'écoulement se fera avec :

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{ MPA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas}$$

nécessaires.

• **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

b) -ELS :

• On a :

$$\checkmark M_{ser G} = 60 \text{ kg.}$$

$$\checkmark N_{ser} = 243 \text{ kg/ml.}$$

$$\checkmark M_{ser A} = M_{ser G} + N_{ser} (d - h/2)$$

$$M_{ser A} = 60 + 243 (0,10 - \frac{0,12}{2}) = 69,72 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Donc : $\eta = 1,6$.

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{cases} = 201,63 \text{ MPA}$$

✓ **n=15.**

$$y_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201,63)} \times 0,1 = 0,0527 \text{ m} = 5,27 \text{ cm}$$

Donc :

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 10 - \frac{5,27}{3} = 8,24 \text{ cm}$$

$$M_1 = \sigma_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0,5 = 15 \times 10^5 \times 1 \times 0,0527 \times 0,0824 \times 0,5 = 3256,86 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ser A} = 69,72 \text{ Kg.m} < M_1 = 3256,86 \text{ Kg.m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser A}}{Z_1 \times \sigma_s} = \frac{69,72 \times 10^4}{82,4 \times 201,63} = 41,96 \text{ mm}^2 = 0,4196 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion

✓ $A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{min}, A_u)$

✓ $A_s = \text{Max} (0,4196; 1,20; 0,20) \text{ cm}^2$.

$A_s = 1,20 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$.

● Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après l'article (6.3.2) des RPA 99 / version 2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,15bc

C_p : facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 2,43 \text{ KN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,43 = 1,17 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,17 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

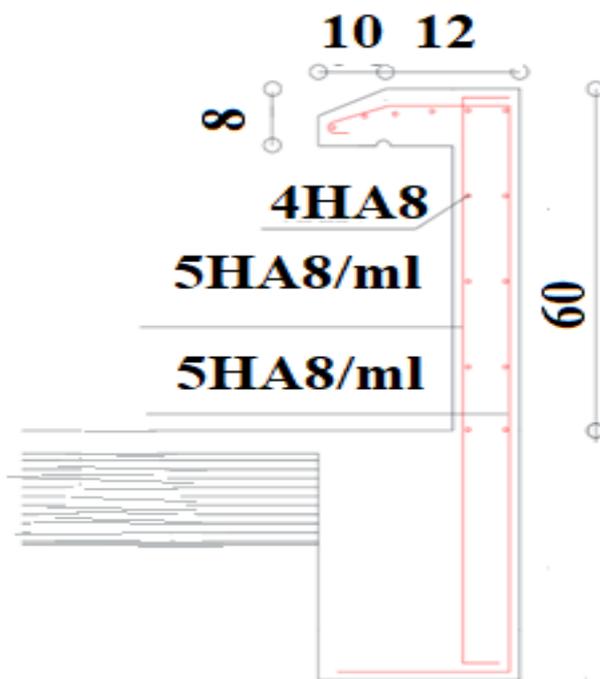


Figure III- 3: Coupe du schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-2-2-Etude d'escalier

III-2-2-1-Introduction

Les escaliers sont composés d'une série de gradins qui permettent de se déplacer à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ce qui en fait une importante sortie de secours en cas d'incendie.

III-2-2-2-Terminologie

Un escalier est composé de différentes marches, connues sous le nom d'emmarchement. Ces marches sont longues, on les appelle emmarchement, la largeur d'une marche « g » est giron, la hauteur d'une marche « h » est mur déchiffre.

La paillasse est le plafond qui se trouve sous les marches, le contre-marche est la partie verticale d'une marche, la cage est le volume où se trouve l'escalier, et les marches peuvent s'appuyer sur une poutre droite ou courbe appelée limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

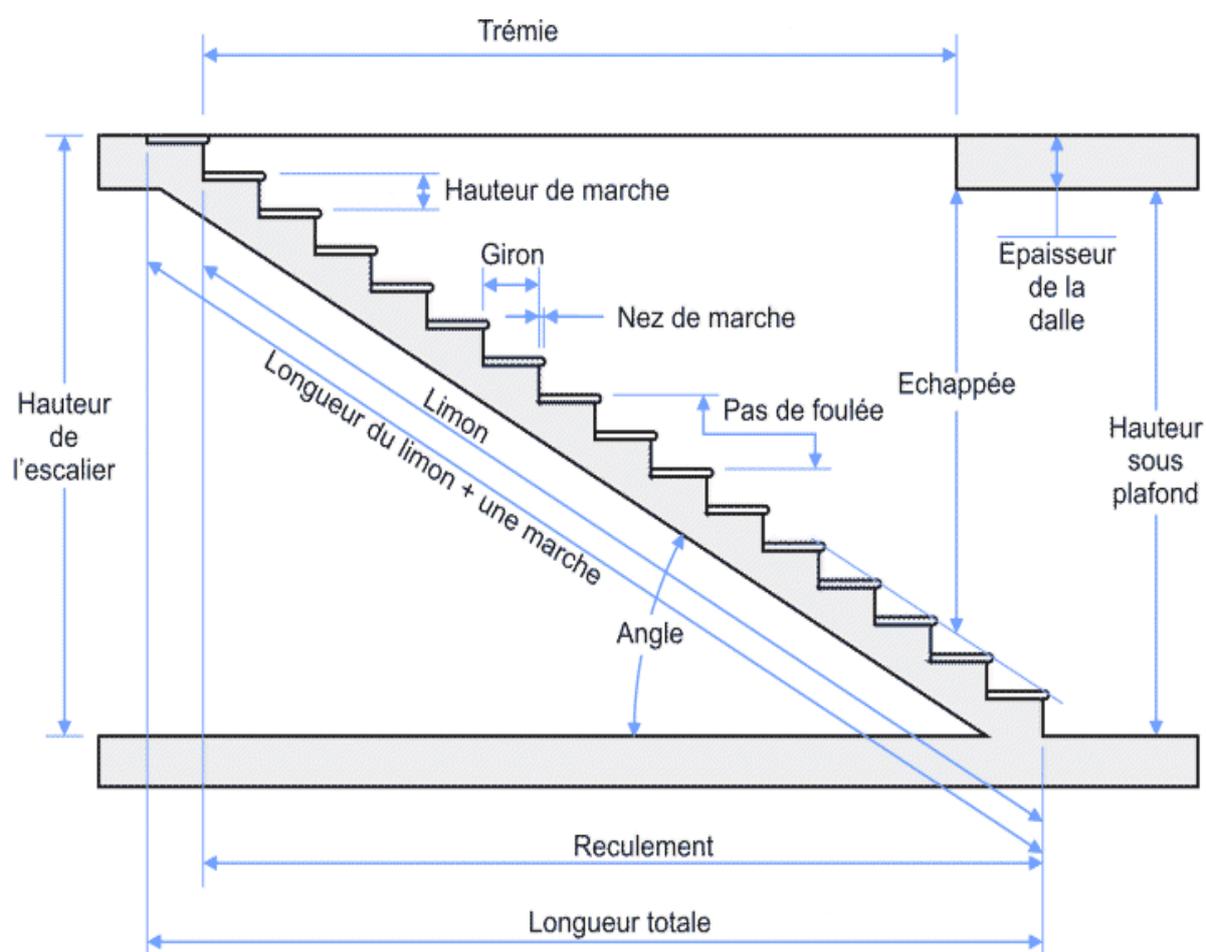


Figure III- 4: Schéma d'escalier

III-2-2-3-Charges et surcharges

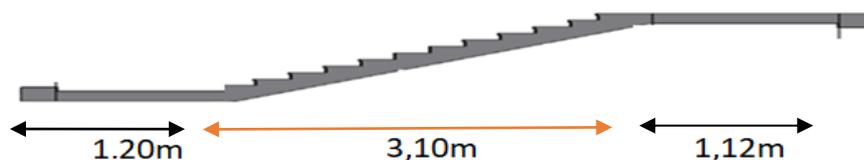


Figure III- 5: Schéma d'escalier pour RDC et étage courant

✦ Pour RDC et étage courant :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

❖ Palier de repos :

✦ Charge permanente : $G = 573 \text{ Kg/m}^2 = 5,73 \text{ KN/ m}^2$.

✦ Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 = 250 \text{ Kg/ m}^2$.

❖ Paillasse :

✦ Charge permanente : $G = 849,73 \text{ Kg/m} = G = 8,50 \text{ KN/ m}^2$.

✦ Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

❖ Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

✦ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

✦ Etat limite de service : $G + Q$

Tableau III- 1: Charges sur les éléments de l'escalier

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q KN/m ²	ELS G + Q KN/m ²
Palier	5,73	2,5	11,48	8,23
Paillasse	8,50	2,5	15,22	11

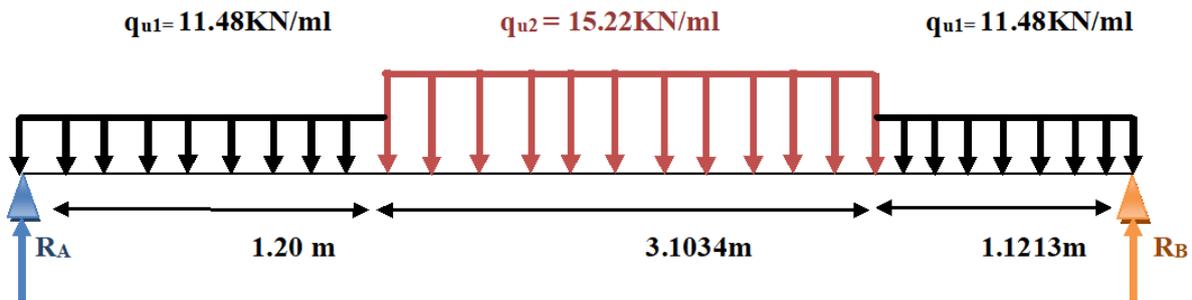


Figure III- 6: Schéma des efforts appliqués à ELU aux escaliers niveau étage courant

$$q_e(u) = \frac{11,48 \times 1,2 + 15,22 \times 3,1034 + 11,48 \times 1,1213}{1,2 + 3,1034 + 1,1213} = 13,62 \text{ KN/m}^2$$

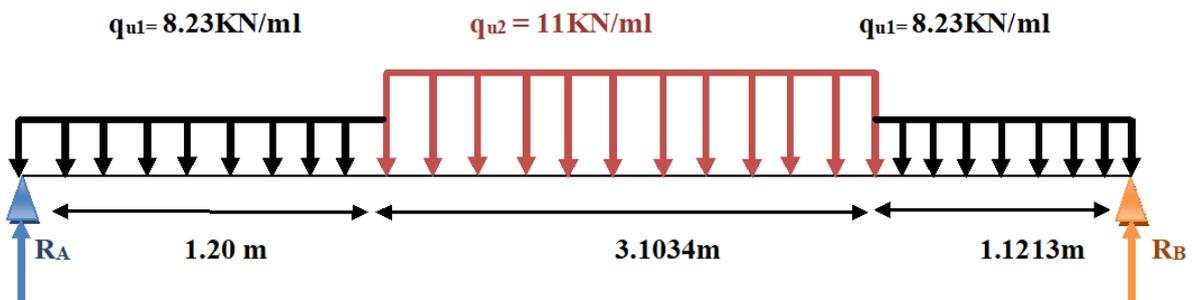


Figure III- 7: Schéma des efforts appliqués à ELS aux escaliers niveau étage courant

$$q_e(u) = \frac{8,23 \times 1,2 + 11 \times 3,1034 + 8,23 \times 1,1213}{1,2 + 3,1034 + 1,1213} = 9,81 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$\blackspade \text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\blackspade \text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e \times l}{2}$$

Le calcul est effectué en fonction de la portée prévue. En général, le calcul est effectué en prenant en compte un encastrement partiel des escaliers au niveau des poutres. Ainsi, on prendra en considération les réductions.

Suivantes :

Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$.

✓ Ce qui donne pour le cas traité les valeurs du tableau suivant :

Tableau III- 2: Les moments et l'effort tranchant.

Etat	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	50,10	42,58	15,03	36,94
ELS	36,08	30,66	10,82	26,61

III-2-2-4-Détermination du ferrailage

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ m} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; d = (h - c) = (15 - 2) = 13 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

A-ELU**• En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{42,58 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (130)^2} = 0,177$$

$$\mu_u = 0,177 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,177})$$

$$\alpha = 0,245 \longrightarrow \beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,245) = 0,902$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 13 \times 0,926$$

$$Z = 11,72 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{42,58 \times 10^6}{117,2 \times 348}$$

$$A_{st} = 1043,46 \text{ mm}^2 = 10,43 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 10,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11×HA12** de section **12,44cm²**

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 12,44/4 = 3,11 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA10** de section **4,71 cm²/ml**

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{15,03 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (130)^2} = 0,062$$

$$\mu_u = 0,062 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062})$$

$$\alpha = 0,080 \longrightarrow \beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,080) = 0,968$$

$$Z = d \times \beta = 13 \times 0,968 \Rightarrow Z = 12,58 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{15,03 \times 10^6}{125,8 \times 348}$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 3,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA10** de section **5,50 cm²**

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 5,50/4 = 1,37 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA8** de section **2,51 cm²/ml**.

- **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$S_t = \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (45\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

En travée

On prend **S_t = 20 cm**.

En appuis

On prend **S_t = 20 cm**.

B-Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.5.2)

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{36,94 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,284 \text{ MPa}$$

✓ La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} ; \text{ Selon le B.A.E.L article A.5.1,2}$$

$$\tau_u = 0.253 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.284 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition.

Tableau III- 3: Ferrailage d'escalier ELU

	Mu (KN.m)	μ	α _u	Z (cm)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A répartition	St l'espacement
Travée	42,58	0,177	0,245	11,72	10,43 cm ²	11×HA12 = 12,44cm ²	6×HA10 = 4,71 cm ²	S _t =20 cm
Appui	15,03	0,062	0,080	12,58	3,43 cm ²	7×HA10 = 5,50cm ²	5HA8 = 2,51 cm ²	S _t =20 cm

❖ **Vérification à ELS : le BAEL93 :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le **B.A.E.L.91**, pour les poutres à section Rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe = 400MPa.

✓ Si la condition suivante est vérifiée : α_u < α

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau III- 4: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α _u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1,39	0,245	0,445	0,245 < 0.445
Appui	1,39	0,080	0,445	0,080 < 0.445

• Schémas des ferrillages du RDC et étage courant des escaliers :

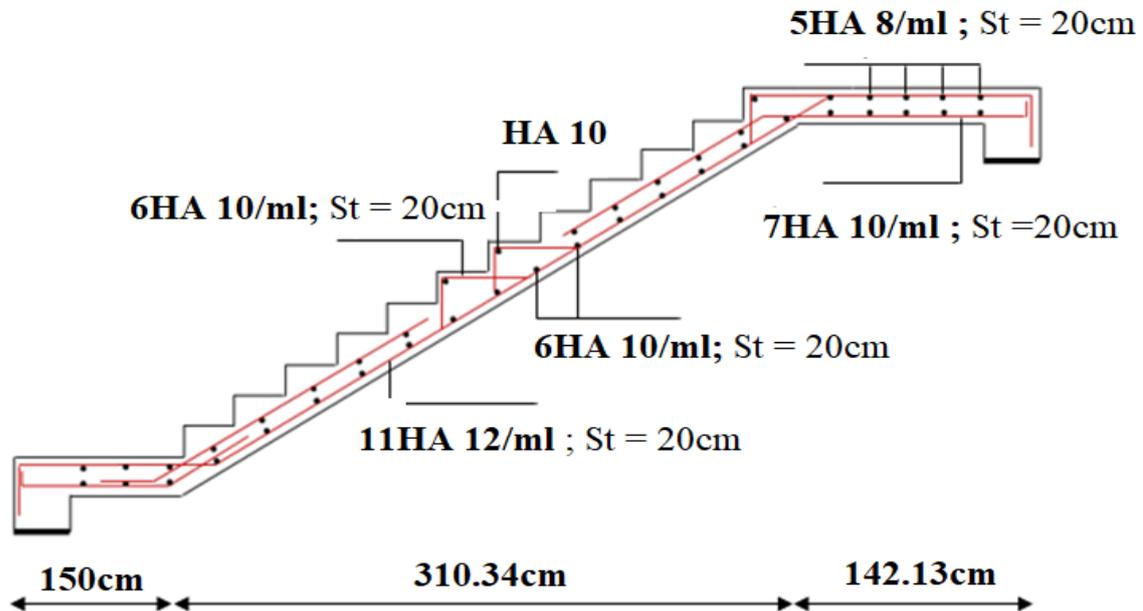


Figure III- 8: Schéma de ferrillage des escaliers de l'étage courant

III-2-3-Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre encastree en partie dans les poteaux et qui est soumise à la flexion et à la torsion.

Ces demandes sont causées par son poids propre, ainsi que par le poids du mur et l'impact du palier.

La poutre palière est utilisée pour fixer le palier et est destinée à servir de support d'escalier. En général, elle est immergée dans l'épaisseur du palier.

a). Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend : **h = 45 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 36$$

On prend : **b = 30 cm**

b). Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

* $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

* $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

* $h / b < 4 \rightarrow 45 / 30 = 1,50 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre palière est de $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

h. Evaluation des charges

✓ Poids propre : $PP = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$.

✓ Charge palier : $G = 5,73 \text{ KN/ml}$.

✓ Poids propre du mure RDC et étage courant : $(3,06/2 + 0,45) \times 3,05 = 6,04 \text{ KN/ml}$.

Donc :

✓ Charge permanente : $G = 15,14 \text{ KN/ml}$.

✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

❖ Réaction de la poutre palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } R_u = 36,91 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_s = 26,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

i. Combinaison à considérer

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$Q_u = 1,35G + R_u \rightarrow Q_u = 1,35 \times 15,14 + 36,91 = 57,34 \text{ KN}$$

$$Q_u = 57,43 \text{ KN}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 15,14 + 2,5 = 17,64 \text{ KN}$$

$$Q_s = 41,72 \text{ KN}$$

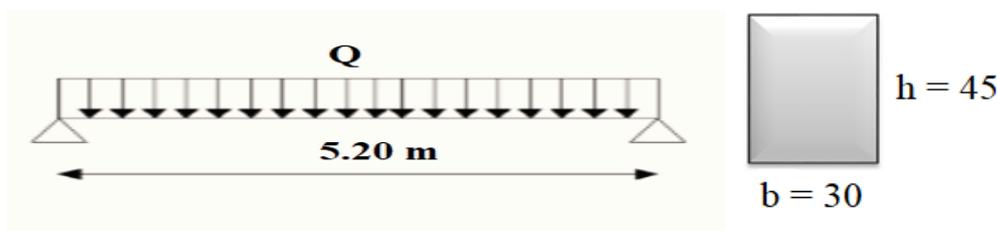


Figure III- 9: Schéma statique de la poutre palière

Calcul des moments max et efforts tranchants max

✦ Moment (max) = $\frac{qe \times l^2}{8}$

✦ Effort tranchant (max) = $\frac{qe \times l}{2}$

Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$.

✓ Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III- 5: Les moments et l'effort tranchant.

Etas	Q _u (KN)	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	57,34	193,80	155,04	58,14	149,08
ELS	41,72	141,01	112,80	42,30	108,47

Remarque : En résumé de ce que nous avons déjà fait, nous prenons le cas le plus défavorable.

C) Calcul du ferrailage

La flexion simple est utilisée pour calculer le ferrailage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$$h = 45\text{cm}; b = 30\text{ cm}; c=c' = 2\text{ cm}; d = h - c = 43\text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; f_{bc} = 14,17\text{MPa}; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

► ELU

• En travée

$$M_{ut} = 155,04\text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{155,04 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (430)^2} = 0,197$$

$$\mu_u = 0,197 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,197})$$

$$\alpha = 0,276 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,276) = 0,889$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 43 \times (1 - 0,4 \times 0,276)$$

$$Z = 38,23\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{155,04 \times 10^6}{382,3 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 1165,45\text{ mm}^2 = 11,65\text{cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,56\text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 11,56\text{ cm}^2$$

On adopte : 6×HA16 de section 12,65cm²/ml

- **En appuis**

$M_u \text{ app} = 58,14 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{58,14 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (430)^2} = 0,073$$

$$\mu_u = 0,073 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073})$$

$$\alpha = 0,094 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,094) = 0,962$$

$$Z = d \times \beta = 430 \times 0,962 \quad Z = 41,36 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{58,14 \times 10^6}{413,6 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 403,87 \text{ mm}^2 = 4,04 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 4,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA12** de section **5,65 cm²/ml**

Tableau III- 6: Ferrailage de la poutre.

	Mu (KN.m)	μ_u	α_u	Z (cm)	A (cm²)	A adoptée(cm²)
Travée	155,04	0,197	0,276	38,23	11,65	6×HA16 = 12,06 cm²
Appui	58,14	0,073	0,094	41,36	4,04	5×HA12 = 5,65 cm²

Condition du RPA99 version 2003

Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = \frac{5}{100} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Car on a choisi : 6HA16+5HA12 = 17,71 cm²

17,71 cm² > A_{min} = 6,75 cm² Condition vérifiée.

► Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaille la contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \quad T_{u\max} = 149,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{149,08 \times 10^3}{300 \times 430} = 1,15 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : **Selon le B.A.E.L article A.5.1.2.**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites, le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression

► Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min (1,28 ; 1,60 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \phi_8 \text{ mm}$

► Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (11,25 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm ; On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

• Finalement :

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

Vérification à ELS : le BAEL93 :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.91, pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $F_e = 400 \text{ MPa}$.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \img alt="yellow arrow pointing right" data-bbox="458 892 605 908" \quad \delta = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Tableau III- 7: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Travée	1,37	0,27	0,435	0,276 < 0,465
Appui	1,37	0,07	0,435	0,073 < 0,465

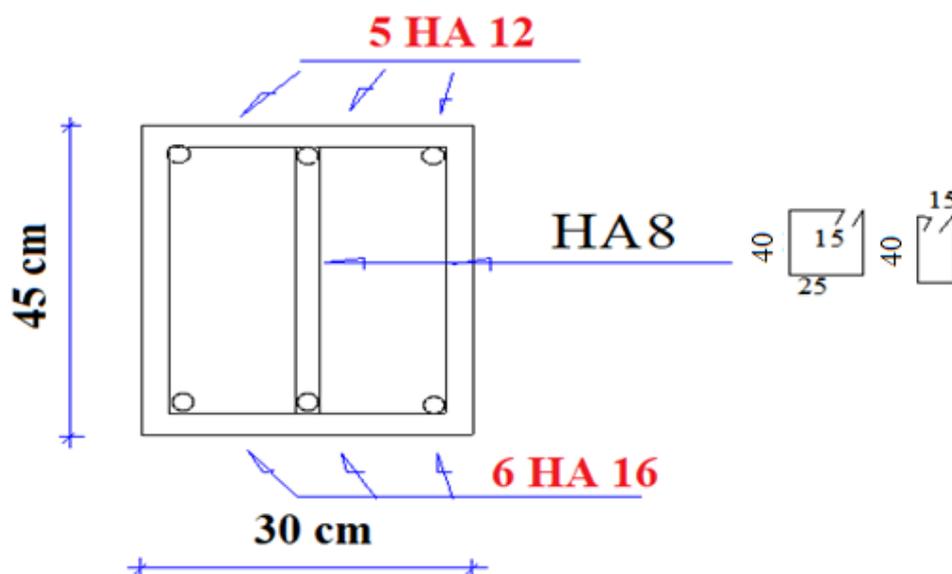


Figure III- 10: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-2-4- Etude des planchers

A-Introduction

Les planchers sont des composants horizontaux de l'édifice qui peuvent absorber les charges horizontales.

Dans notre structure, nous disposons de deux types de sols :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

A-1-Etude des poutrelles

a) Rappel sur la méthode forfaitaire :

- On peut calculer les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher en utilisant les méthodes traditionnelles de résistance des matériaux, ou en utilisant des méthodes approchées appelées méthodes forfaitaires que nous allons présenter.

- On justifie l'utilisation de la méthode forfaitaire en vérifiant simultanément les conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$.

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

C4 → La fissuration est non préjudiciable [24]

Principe de la méthode : Elle implique l'évaluation des valeurs maximales des moments en travée et sur appui, en utilisant des fractions forfaitaires de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapas à suivre :

Soit $\frac{Q_B}{G+Q_B}$, le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- M_0 , La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- M_w et M_e , Les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t Moment maximale en travée dans la travée considérée.
- Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

Ceci dans le cas général.

- Dans les cas particuliers, on a :

$$1) M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée intermédiaire [24]}$$

$$2) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée de rive [24]}$$

- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

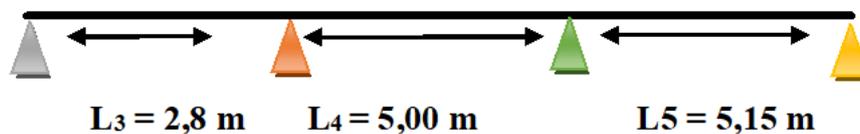
$$1) 0,6M_0 \rightarrow \text{poutre à 2 travées.}$$

$$2) 0,5M_0 \rightarrow \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.}$$

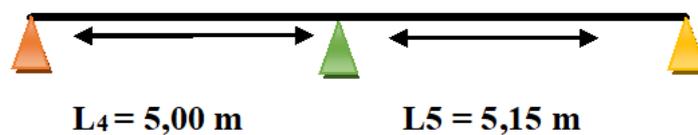
$$3) 0,4M_0 \rightarrow \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées. [24]}$$

b) les différents types des poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :



A-2-Descente des charges

Tableau III- 8: Les différentes descentes de charge

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] qu = b×(1,35G+1,5Q)	ELS[KN/ml] qs = b×(G+Q)
Terrasse inaccessible	6,426	1,00	0,70	7,12	5,20
Terrasse accessible	6,426	1,50	0,70	7,65	5,59
Étage courant (Hall de circulation)	5,636	2,50	0,70	7,95	5,70
Étage courant (Chambre)	5,636	1,50	0,70	6,90	5

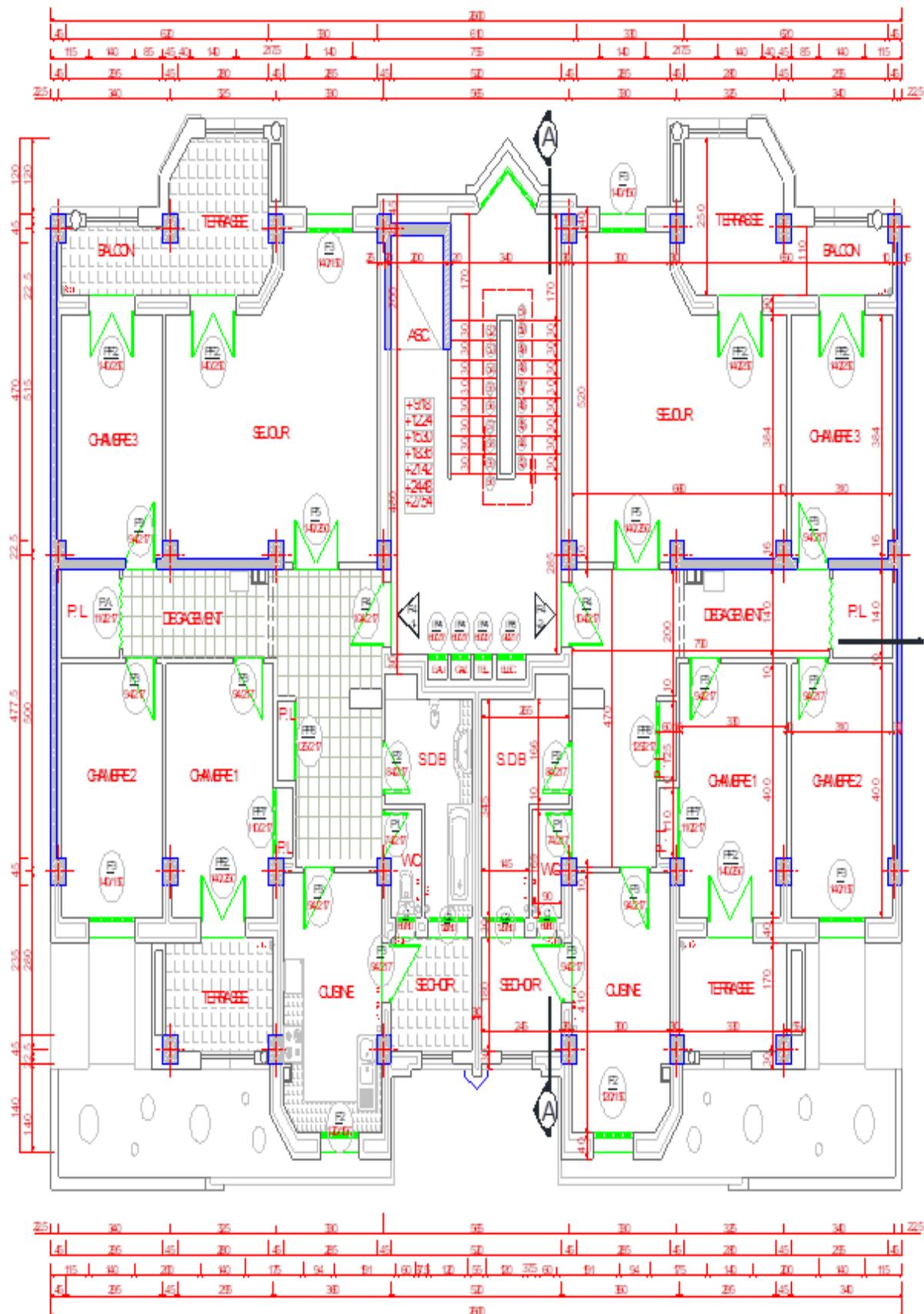


Figure III- 11: Disposition des poutrelles.

c-1) étude de la poutrelle type 1:

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau (**RDC + EC**) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,636; 5 \text{ KN/m}^2)$. **Condition vérifiée.**

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

$0,8 \leq \frac{5}{2,8} \leq 1,25$ **Condition non vérifiée.**

Donc on utilise **la méthode de Caquot**.

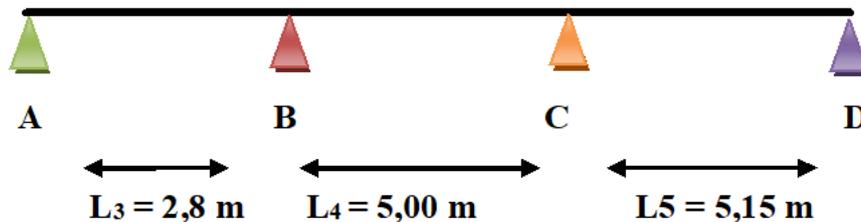


Figure III- 12: Schéma de la poutrelle type 1.

d) Rappel sur Méthode de Caquot :

On adopte des longueurs de portées fictives l'_i , telle que :

$l'_i = l$ Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0,8l$ Pour les travées intermédiaires.

Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

e) Calcul les moments en appui :

$$M_A = 0,2 M_0 = \frac{0,2 \times 6,90 \times 2,8^2}{8} = 1,35 \text{ KN/m}$$

$$M_B = \frac{6,90 \times 2,8^3 + 6,90 \times 5^3}{8,5(2,8 + 5)} = 15,29 \text{ KN/m}$$

$$M_C = \frac{6,90 \times 5^3 + 6,90 \times 5,15^3}{8,5 (5 + 5,15)} = 20,92 \text{ KN/m}$$

$$M_D = \frac{0,2 \times 6,90 \times 5,15^2}{8} = 4,57 \text{ KN/m}$$

f) calcul les moments en travée :

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{q \cdot l} \right), \quad M_t = \frac{q x}{2} (l - x) + \frac{(M_w - M_e)}{l} x - M_w$$

Travée AB :

$$x = \frac{2,8}{2} + \frac{15,29 - 15,29}{6,9 \times 2,8} = 0,69 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{9,6 \times 0,69}{2} (2,8 - 0,69) + \frac{15,29 - 15,29}{6,9 \times 2,8} \times 0,69 - 1,35 = 2,20 \text{ KN/m}$$

Travée BC :

$$X = \frac{2,8}{2} + \frac{15,29 - 15,29}{6,9 \times 2,8} = 2,34 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{9,6 \times 0,69}{2} (2,8 - 0,69) + \frac{15,29 - 15,29}{6,9 \times 2,8} \times 0,69 - 1,35 = 2,20 \text{ KN/m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{5}{2} + \frac{15,29 - 20,92}{6,9 \times 5} = 2,34 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{9,6 \times 2,34}{2} (5 - 2,34) + \frac{15,29 - 20,92}{6,9 \times 5} \times 2,34 - 15,29 = 3,55 \text{ KN/m}$$

Moment max en appui : **Ma = 20,92 KN.m**

Moment max en travée : **Mt = 11,21 KN.m**

g) Calcul l'effort tranchant :

$$T(x) = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} - q x$$

Travée AB :

$$T(x) = \frac{6,9 \times 2,8}{2} + \frac{1,35 - 15,29}{2} - 6,9 x = -6,9 x + 2,69$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 2,69 \text{ KN} \\ x = 2,8 & T_{(2,8)} = -16,63 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$T(x) = \frac{6,9 \times 5}{2} + \frac{15,29 - 20,92}{2} - 6,9 x = -6,9 x + 14,44$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 14,44 \text{ KN} \\ x = 5 & T_{(5)} = -23,06 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$T_{(x)} = \frac{6,9 \times 5,15}{2} + \frac{20,92 - 4,57}{2} - 6,9 x = -6,9 x + 25,94$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 25,94 \text{ KN} \\ x = 5,15 & T_{(5,15)} = -9,60 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort tranchant maximal : **Tu = 25,94 KN.**

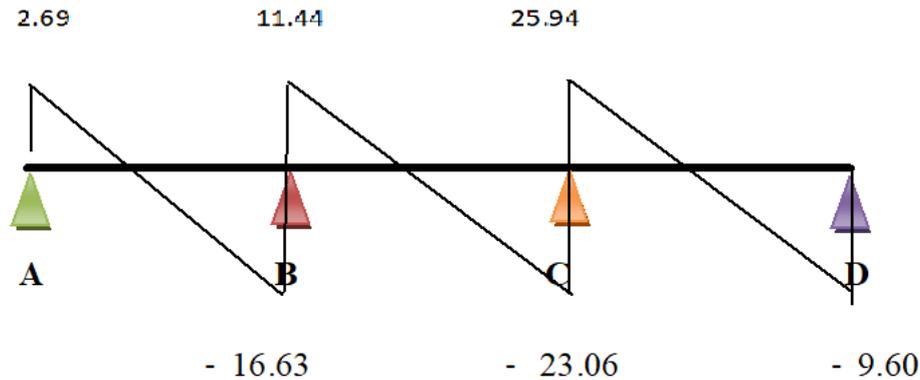


Figure III- 13: Diagramme des efforts tranchants

A-3-Ferraillage de la poutrelle type 1 niveau (RDC + EC) :

Mt = 11,21 KN.m ; Ma = 20,92 KN.m ; Tu = 25,94 KN.

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; FeE400

- **Ferraillage en travée : ELU**

Mt = 11,21 KN.m

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,17 \times 0,7 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$M_{but} = 0,0818 \text{ MN.m} = 81,80 \text{ KN.m} > M_t = 11,21 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{11,21 \times 10^6}{700 \times 14,17 \times (190)^2} = 0,031$$

$\mu_u = 0,031 < \mu_r = 0,392$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031})$$

$$\alpha = 0,039 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,984$$

$$Z = d \times \beta = 19 \times 0,984$$

$$Z = 18,70 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{11,21 \times 10^6}{187 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 172,30 \text{ mm}^2 = 1,72 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 70 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,61 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{1,72 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **3×HA10** de section **2,36cm²/ml**

Ferraillage en appui :

$$M_a = 20,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{20,92 \times 10^6}{700 \times 14,17 \times (190)^2} = 0,058$$

$$\mu_u = 0,058 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058})$$

$$\alpha = 0,075 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,075) = 0,970$$

$$Z = d \times \beta = 19 \times 0,970$$

$$Z = 18,43 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{20,92 \times 10^6}{184,3 \times 348} \Rightarrow A_{st} = \mathbf{326,18 \text{ mm}^2} = \mathbf{3,26 \text{ cm}^2}$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 70 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,61 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{3,26 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **4×HA12** de section **4,52cm²/ml**

Vérification de l'effort tranchant :

✦ Vérification selon le CBA/93.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \quad T_{u\max} = 25,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,94 \times 10^3}{100 \times 190} = 1,10 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la

$$\text{plus base des 2 valeurs : } \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing L}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} ; \text{ soit } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{210}{35} ; \phi_l ; \frac{100}{10} \right\} = \{6 ; 10 ; 12\}$$

$$\varnothing_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

- En zone nodal :

$$St \leq \min (12\phi_t ; h/4) = \min (12 \times 1,2 ; 21/4) = \min (14,4 ; 5,25) = 5,25 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm.}$

- En zone courante :

$$St \leq h/2 = 10,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm.}$

Tableau III- 9: Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).

	Mu (KN.m)	μ_u	α_u	Z (cm)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	11,21	0,031	0,039	18,70	1,72	3×HA10 = 2,36 cm²
Appui	20,92	0,058	0,075	18,43	3,26	4×HA12 = 4,52 cm²

Tableau III- 10: Ferrailage des poutrelles niveau terrasse

	Mu (KN.m)	μ_u	α_u	Z (cm)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	11.14	0.031	0.039	18.70	1.72	3×HA10 = 2.36 cm²
Appui	21.59	0.060	0.077	18.41	3.36	4×HA12 = 4.52 cm²

C-2) étude de la poutrelle type 2 :

Calcul de la poutrelle **type 2** au niveau (EC) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.636; 5 \text{ KN/m}^2)$. **Condition vérifiée.**

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25 \quad [24]$$

$$0,8 \leq \frac{5,15}{5} \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on utilise **la méthode forfaitaire.**

Type 02 :

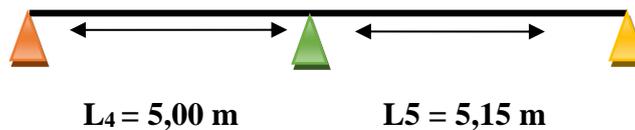


Figure III- 14: Schéma de la poutrelle type 1.

- **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :** [29]

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

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire}$$

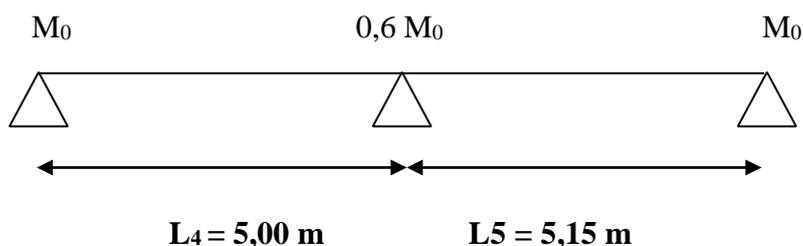
$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.}$$

α : $Q / (G + Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

- **Valeurs des moments aux appuis :**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

On a un seul type à deux travées



- **Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales Le règlement **BAEL 91**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

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

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q \cdot L}{2}$$

A l'E.L.U. :

A) Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,9 \times 5^2}{8} = 21,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,9 \times 5,15^2}{8} = 22,87 \text{ KN/m}^2$$

B) Des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 21,56 = 4,31 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max \{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = 0,6 \times 22,87 = 13,72 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 22,87 = 4,57 \text{ KN/m}^2$$

C) Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,636} = 0,210$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,210 = 1,063$$

$$1,2 + 0,3\alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,210 = 1,263$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,210}{2} = 0,53$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,210}{2} = 0,63$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,063 M_0^{AB} - \frac{MA + MB}{2} = 13,90 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63 M_0^{AB} = 13,56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

 $M_t^{AB} = 13,90$

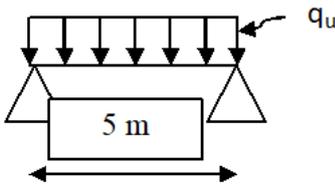
Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,063 M_0^{BC} - \frac{MB + MC}{2} = 15,16 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53 M_0^{BC} = 12,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

 $M_t^{BC} = 15,16$

D) Calcul des efforts tranchants :

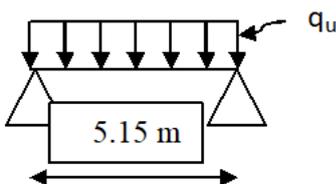
Travée AB :



$$T_A = \frac{MA - MB}{l} + \frac{ql}{2} = 15,36 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{MA - MB}{l} - \frac{ql}{2} = -19,13 \text{ KN}$$

Travée AB :



$$T_A = \frac{MA - MB}{l} + \frac{ql}{2} = 19,54 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{MA - MB}{l} - \frac{ql}{2} = -15,99 \text{ KN}$$

A l'E.L.S. :

1) Calcul des moments isostatiques :

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5 \times 5^2}{8} = 15,62 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5 \times 5,15^2}{8} = 16,57 \text{ KN/m}^2$$

2) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 15,62 = 3,12 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max \{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = 0,6 \times 15,62 ; 0,6 \times 16,57 = 9,94 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 16,57 = 3,31 \text{ KN/m}^2$$

3) Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,636} = 0,210$$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,210 = 1,063$$

$$1,2 + 0,3\alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,210 = 1,263$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,210}{2} = 0,53$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,210}{2} = 0,63$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,063 M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 10,07 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63 M_0^{AB} = 9,84 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} = 10,07$$

Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,063 M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 10,98 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53 M_0^{BC} = 8,78 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{BC} = 10,98$$

Tableau III- 11: Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher.

Travée	E.L. U						E.L. S		
	L (m)	M _T (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	T _W (KN)	T _E (KN)	M _T (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)
A-B	5	13,90	4,31	13,72	15,36	19,13	10,07	3,12	9,94
B-C	5,15	15,60	13,72	4,57	19,54	15,98	10,98	9,94	3,31

A-4-Ferraillage de la poutrelle type 2 niveau (EC) :

- **Ferraillage en travée : ELU**

$$M_t = 15,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,17 \times 0,7 \times 0,05 \times \left(0,19 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_{but} = 0,0818 \text{ MN.m} = 81,80 \text{ KN.m} > M_t = 15,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{15,60 \times 10^6}{700 \times 14,17 \times (190)^2} = 0,043$$

$$\mu_u = 0,043 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043})$$

$$\alpha = 0,055 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,055) = 0,978$$

$$Z = d \times \beta = 19 \times 0,978$$

$$Z = 18,58 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{15,60 \times 10^6}{185,8 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 241,24 \text{ mm}^2 = 2,41 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 70 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 2,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3×HA12** de section **3,39cm²/ml**

- **Sur appuis : (intermédiaire)**

$$M_a = 13,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{13,72 \times 10^6}{100 \times 14,17 \times (190)^2} = 0,268$$

$$\mu_u = 0,268 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,268})$$

$$\alpha = 0,398 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,398) = 0,840$$

$$Z = d \times \beta = 19 \times 0,840$$

$$Z = 15,96 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{13,72 \times 10^6}{159,6 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 247,02 \text{ mm}^2 = 2,47 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 10 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,23 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{2,47 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **3×HA12** de section **3,39cm²/ml**

- **Sur appuis : (Rive)**

$$M_a = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{4.57 \times 10^6}{100 \times 14,17 \times (190)^2} = 0,089$$

$$\mu_u = 0,089 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089})$$

$$\alpha = 0,116 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,116) = 0,953$$

$$Z = d \times \beta = 19 \times 0,953$$

$$Z = 18,11 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{4,57 \times 10^6}{181,1 \times 348} \Rightarrow A_{st} = \mathbf{72,52 \text{ mm}^2 = 0,73 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 10 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,23 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = \mathbf{0,73 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **2×HA10** de section **1,57cm²/ml**

Tableau III- 12: Ferrailage des poutrelles niveau EC

	Mu (KN.m)	μ _u	α _u	Z (cm)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	15,60	0,034	0,055	18,58	2,41	3×HA12 = 3,39 cm²
Appui Intermédiaire	13,72	0,268	0,398	15,96	2,47	3×HA12 = 3,39 cm²
Appui Rive	4,57	0,089	0,116	18,11	0,73	2×HA10 = 1,57 cm²

Vérification de l'effort tranchant :**✦ Vérification selon le CBA/93.**

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \quad T_{u\max} = 19,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,98 \times 10^3}{100 \times 190} = 1,05 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus.

$$\text{base des 2 valeurs : } \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm ; soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{210}{35} ; \phi_l ; \frac{100}{10} \right\} = \{6 ; 10 ; 12\}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

- En zone nodal :

$$St \leq \min (12\phi_t ; h/4) = \min (12 \times 1,2 ; 21/4) = \min (14,4 ; 5,25) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale : $2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de : $St = 5 \text{ cm.}$

- En zone courante :

$$St \leq h/2 = 10,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm.}$

e. Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,267ab_0 f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1]).}$$

Avec :

$$\checkmark a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 19 = 17,1 \text{ cm.}$$

$\sqrt{V_u} = 0,01954 \text{ MN} < 0,267 \times 0,172 \times 0,10 \times 25 = 0,115 \text{ MN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

f. Longueur de recouvrement

Acier en FeE400

$$L_r = 40\Phi L = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

A-5- Ferrailage de la dalle de compression

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

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles. [26]

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \implies A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \implies A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=70\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 400\text{Mpa}$

On a: $L = 70\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0,70\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend: $6\Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

► Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend: $6 \times \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

On adopte un espacement = 15cm

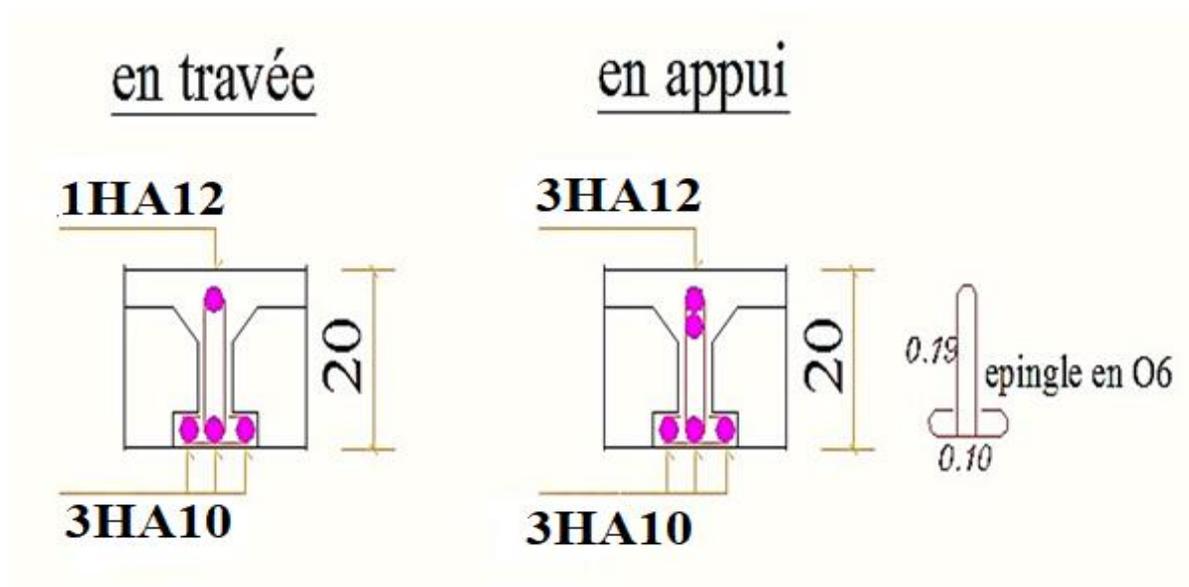


Figure III- 15: Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

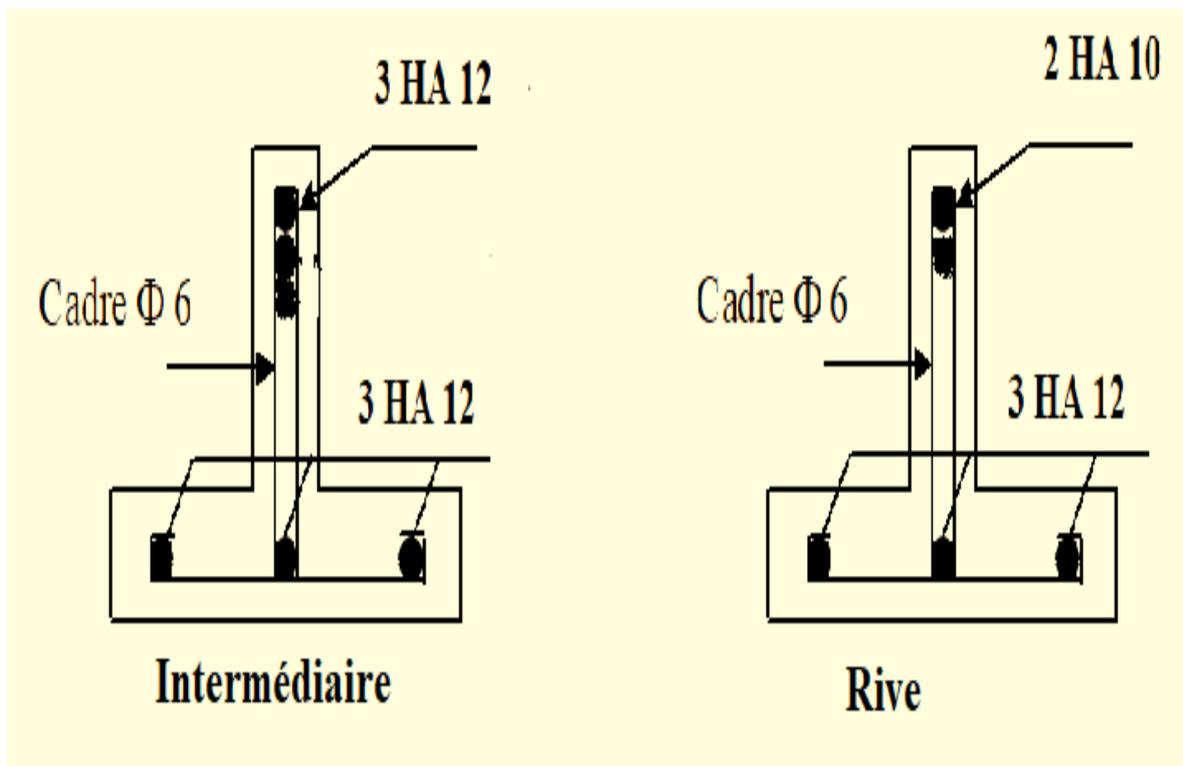


Figure III- 16: Schéma de ferrailage des poutrelles type 2

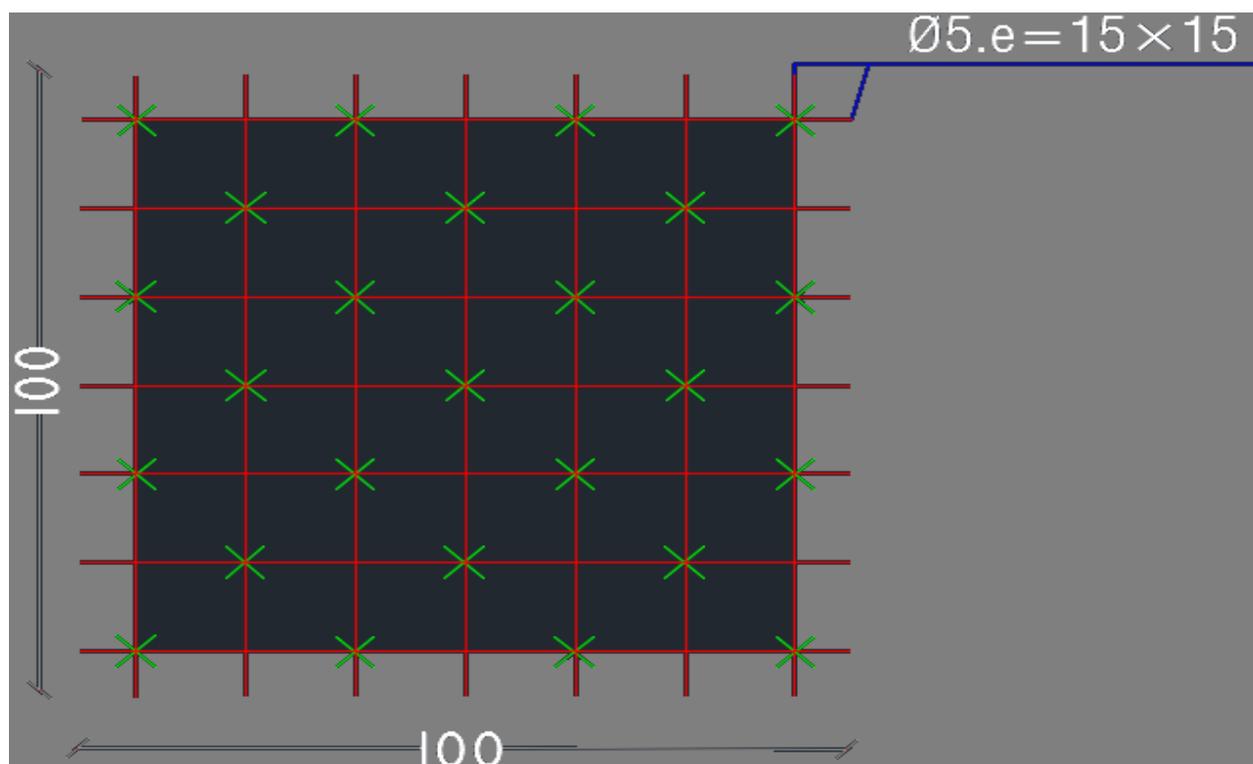


Figure III- 17: disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire

III-2-6-Etude des balcons

Selon Dico-bat, un balcon est une plateforme élevée de la façade, protégée à l'extérieur par un mur vertical formant un garde-corps. On accède au balcon par une console à partir de la façade. Les balcons se composent de dalles pleines (8 à 20 cm d'épaisseur) intégrées à des poutres horizontales, entourées d'une rampe ou d'un mur de protection. Les consoles sont perçues comme des débordements des façades des structures. Il est possible d'appliquer ou non un revêtement d'étanchéité sur le sol d'un balcon.

A-1-dimension de dalle pleine (balcon)

Largeur : 1,5 m

Longueur : 3,95 m

Epaisseur : 15 cm

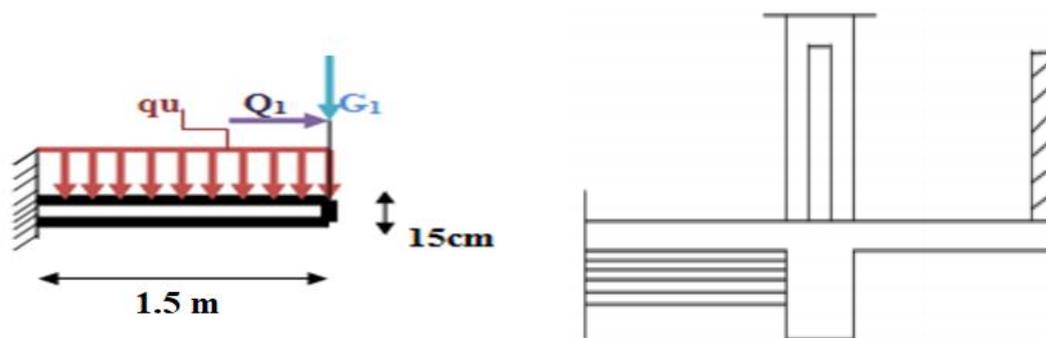


Figure III- 18: Schéma statique de 1ère type de balcon

► Schéma statique de calcul :

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

La charge permanente **G** = 573 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 350Kg/m

Garde-corps métallique = **P** = 120kg/ml

Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$\star \text{ Moment (max)} = \frac{qu \times l^2}{2} + G_1 \times l$$

$$\star \text{ Effort tranchant (max)} = q_u \times l + G_1$$

A l'ELU :

$$\text{Moment (max)} = 1,35 \left(\frac{5,73 \times 1,5^2}{2} \right) + 1,35 \times 1,20 \times 1,5 + 1,5 \times \left(\frac{3,50 \times 1,5^2}{2} \right) = 17,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = 1,35 \times 5,73 \times 1,5 + 1,35 \times 1,20 + 1,5 \times 3,50 \times 1,5 = 21,10 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$\text{Moment (max)} = \left(\frac{5,73 \times 1,5^2}{2} \right) + 1,20 \times 1,5 + \left(\frac{3,50 \times 1,5^2}{2} \right) = 12,17 \text{ KN.m}$$

A-2-Calcul du ferrailage des balcons :**Ferrailage longitudinal :**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable. Le ferrailage est calculé en utilisant une flexion simple. Le ferrailage sera établi pour une bande de 1 mètre de large.

b = 1,00m ; h = 0,15m ; c = 0.02 m ; d = 0,13 m ; $\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

• ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{17,04 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (130)^2} = 0,0711$$

$$\mu_u = 0,0711 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0711})$$

$$\alpha = 0,092 \quad \Rightarrow \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,092) = 0,963$$

$$Z = d \times \beta = 13 \times 0,963 \quad Z = 12,52 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{17,04 \times 10^6}{125,2 \times 348}$$

$$A_{st} = 391,09 \text{ mm}^2 = 3,91 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 215,6 \text{ MPA}$$

$$\mu_s = \frac{30 \times M_u}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 12,17 \times 10^6}{1000 \times 215,6 \times (130)^2} = 0,100$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,100}) = 0,132$$

$$A_{st} = \frac{b \times d \times \alpha z}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,132}{30(1 - 0,132)} = 6,59 \text{ cm}^2$$

- **-2-Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon le **C.B.A 93** :

$$A_{\text{min}} = 0,005B = 0,005 \times 15 \times 100 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales correspondent au maximum entre les quatre cas ci-dessus :

$$A_p = \max \{ A_u ; A_s ; A_{\text{min}}, \text{ C. B. A 93} \}$$

$$A_p = \max \{ 3,91 ; 6,59 ; 1,57 ; 7,5 \} = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA12** de section **7,92cm²**

- **-3-Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5×HA8** de section **2,51cm²/ml**

- **-4-Calcul de l'espacement**

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (19,5\text{cm} ; 40\text{cm}) = 19,5\text{cm}$$

En prend **St = 20cm**

- **-5-Contrainte de cisaillement**

$$T_{\text{umax}} = q_u \times L = 12,17 \times 1,5 = 18,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{Umax}}}{b \times d} = \frac{18,25 \times 10^3}{100 \times 130} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

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

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6mm, condition vérifiée.**

Espacement minimal :

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

Schéma de ferrailage du balcon :

Outre les supports de calcul, on ajoutera une armature filante de 10 mm de diamètre au nez du balcon, tandis que la partie inférieure sera recouverte d'une plaque de treillis soudés.

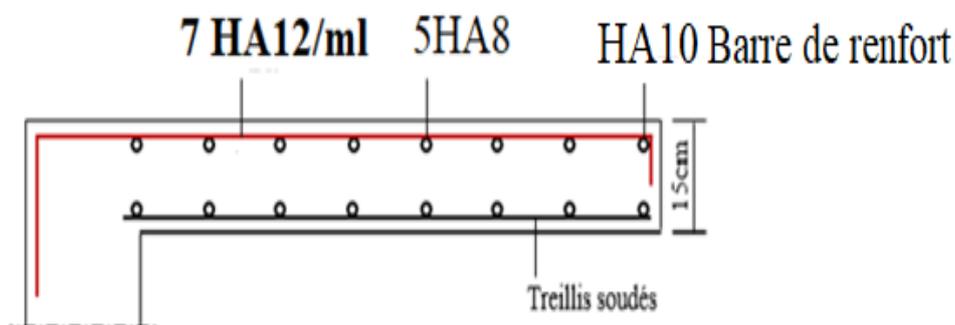


Figure III- 19: Ferrailage de la dalle pleine (balcon)

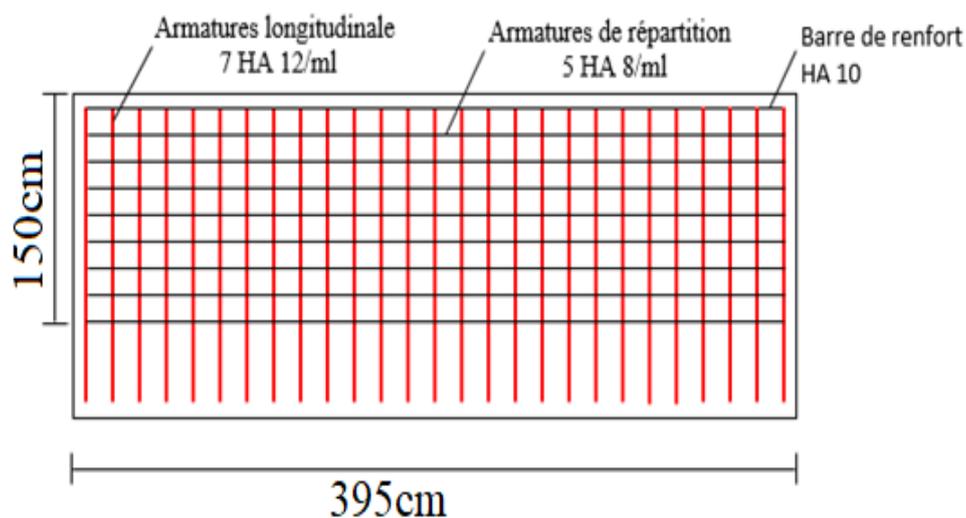


Figure III- 20: Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons

III-2-7-Etude de la dalle machine

III-2-7-1-Introduction

La surface pleine de la dalle machine est absorbée un poids considérable par rapport aux les dalles de l'étage courant ou de la terrasse. On peut expliquer cela par le mouvement de l'ascenseur et son poids, en tenant compte de la différence d'effort de la machine par rapport à la dalle.

La dalle est un panneau carré de dimensions : $l_x = 2,00\text{m}$ $l_y = 2,00\text{m}$.

III-2-7-2-Pré dimensionnement

A-Résistance à la flexion

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \implies \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

B-Condition de l'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

C-Condition de flèche

$$\frac{e}{Lx} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x} \quad \text{Avec : } M_T = 0,85M_x$$

$$\frac{e}{Lx} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 \times M_x}{M_x} = \frac{1}{20} \times 0,85$$

$$e \geq \frac{0,85}{20} Lx = \frac{0,85}{20} (1,8) = 8,50\text{cm}$$

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

III-2-7-3-Détermination des charges et surcharges

A-charges permanentes

-selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge : [27]

$$P_1 = 8400\text{Kg}; P_4 = 600\text{Kg}; P_7 = 750\text{Kg}; P_{10} = 3100\text{Kg}$$

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100 \quad \text{tel que : } P_2 = 3200\text{Kg}; P_5 = 800\text{Kg}; P_8 = 1100\text{Kg}$$

$$P_3 = 2000\text{Kg}; P_6 = 1250\text{Kg}; P_9 = 1000\text{Kg} \quad [26]$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 2 \times 2 = 4,00\text{m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = \frac{22200}{4} = 5550\text{Kg/m}^2$$

-dalle pleine $e = 25\text{cm}$; $\rho = 2500\text{Kg/m}^3$

$$0,20 \times 2500 = 500\text{Kg/m}^2$$

- Enduit de ciment : $e = 2\text{cm}$; $\rho = 2000\text{Kg/m}^3$

$$0,25 \times 2500 = 625\text{Kg/m}^2$$

- $G = 5550 + 625 + 40 = 6215\text{Kg/m}^2 = 62,15\text{KN/m}^2$

B-surcharge d'exploitation

$$Q = 300\text{ Kg/m}^2 = 3\text{KN/m}^2$$

C- Combinaison de charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 88,40\text{KN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 65,15\text{KN/m}$

D- Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

• Calcul de « ρ »

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

► E.L.U:

$$\mu_x = 0,0368 \quad \Rightarrow \quad M_x = 13,013\text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \quad \Rightarrow \quad M_y = 13,013\text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,062\text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 11,062\text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,91\text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 3,91\text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 3,91\text{ KN.m}$$

III-2-7-4- Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25)\text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

• Ferrailage en travée :

Dans les deux sens « L_x et L_y » :

$$\text{On a : } b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; d = c - 2 = 23\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{11,062 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (230)^2} = 0,0147$$

$$\mu_u = 0,0147 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0147})$$

$$\alpha = 0,018 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,018) = 0,992$$

$$Z = d \times \beta = 23 \times 0,992 \Rightarrow Z = 22,82 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{11,062 \times 10^6}{228,2 \times 348}$$

$$A_{st} = 112,64 \text{ mm}^2 = 1,23 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage en appuis :

Dans les deux sens « Lx et Ly » :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = c - 2 = 23 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{11,062 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (230)^2} = 0,0147$$

$$\mu_u = 0,0147 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0147})$$

$$\alpha = 0,018 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,018) = 0,992$$

$$Z = d \times \beta = 23 \times 0,992 \Rightarrow Z = 22,82 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{11,062 \times 10^6}{228,2 \times 348}$$

$$A_{st} = 112,64 \text{ mm}^2 = 1,23 \text{ cm}^2$$

Tableau III- 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis (sens Lx et Ly)

	Mu (KN.m)	μ_u	α_u	Z (cm)	A (cm ²)	A adoptée(cm ²)
Travée	11,062	0,0147	0,018	22,82	1,23	5×HA10 = 3,93 cm ²
Appui	11,062	0,0147	0,018	22,82	1,23	5×HA10 = 3,93 cm ²

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 58,83 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 58,83 \text{ KN}$$

$$T_{Umax} = \max (T_x; T_y) = 58,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{58,83}{1,00 \times 0,225} = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

► **Vérification a l'ELS :**

a. **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

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

• **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,125 ; q_{ser} = 85,84 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0368 \implies M_x = 9,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \implies M_y = 9,58 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8,14 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2,87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max (M_{ax} ; M_{ay}) = 2,87 \text{ KN.m}$$

● **Détermination de la valeur de « y » :**

$$I = \frac{b y^2}{2} + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{Avec : } A'_{sc} = 0 ; n = 15$$

● **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n [A'_{st} (d - c')^2 + A_{sc} (d - y)^2]$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III- 14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

		Mt (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	(x-x)	8,14	3,93	5,77	16563,74	2,83	Condition vérifiée	130,79	Condition Vérifiée
	(y-y)	8,14	3,93	5,77	16563,74	2,83		130,79	
Appuis		2,87	3,93	5,77	16563,74	1,00		46,52	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

h = 25cm ; b = 100cm

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8\%_0 \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 1,00 \end{array} \right.$$

► **Sens Lx-x :**

Sur appuis : Ax = 3,93 cm²/ml > 2,00 cm² → Condition vérifiée.

En travée : Ax = 3,93 cm²/ml > 2,00 cm² → Condition vérifiée.

► **Sens Ly-y :**

Sur appuis : Ay = 3,93 cm²/ml > 2,00 cm² → Condition vérifiée.

En travée : Ax = 3,93 cm²/ml > 2,00 cm² → Condition vérifiée.

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,125 > 0,042 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ 1,75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

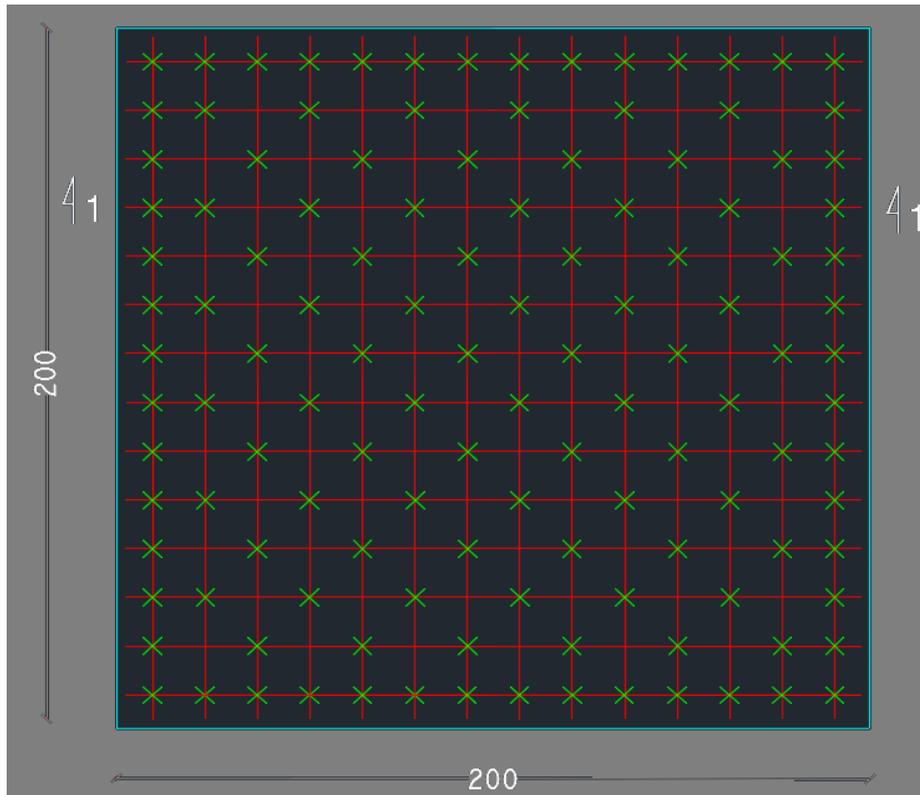


Figure III- 21: Ferrailage de la dalle machine

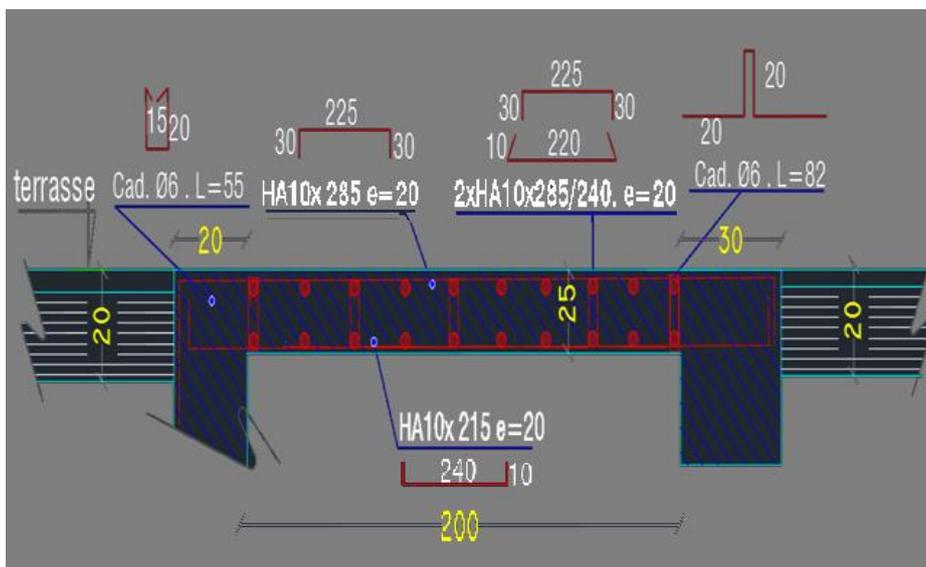


Figure III- 22: Ferrailage de la dalle machine

III-2-8-L'ascenseur :

III-2-8-1-Introduction :

L'ascenseur est une machine qui permet de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers différents niveaux ou étages à l'intérieur d'un bâtiment. Elle s'applique aux constructions de cinq étages et plus, où l'escalier est très épuisant.

Une cage d'ascenseur est constituée d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale. Les équipements mécaniques requis pour déplacer la cabine (moteur électrique, contre poids, câbles) doivent être ajoutés.

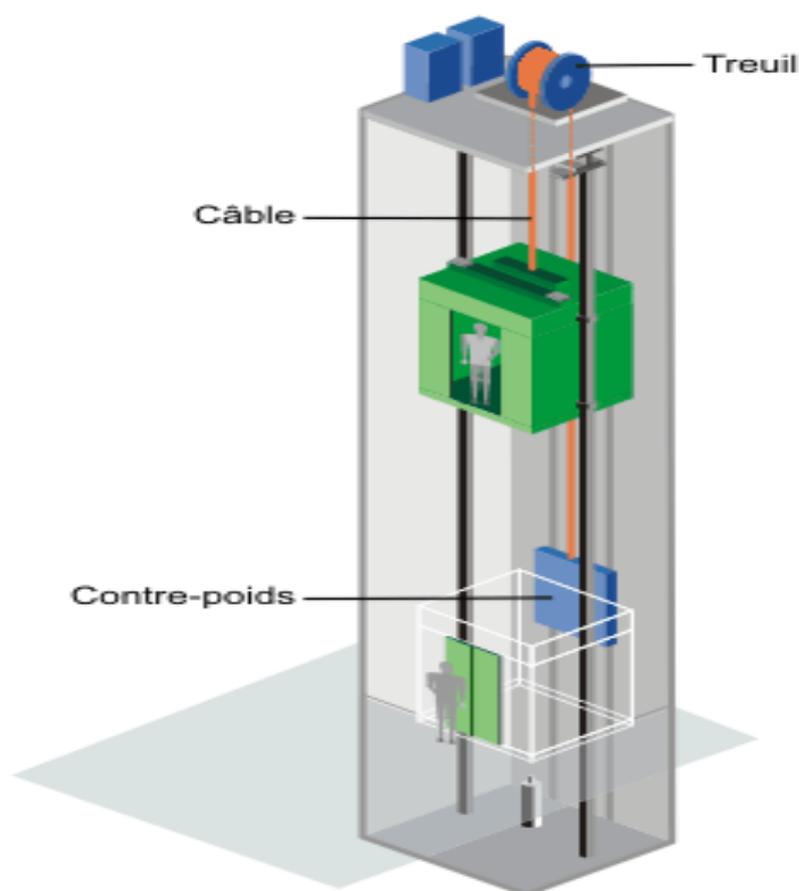


Figure III- 23: Schéma d'un ascenseur mécanique

III-2-8-2-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne contient mécaniquement trois éléments de base :

- le treuil de levage et sa poulie.
- la cabine ou la benne.
- le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit : [26]

- **Pm** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- **Q** : la charge en cabine.

- **Pp** : le poids de contrepoids tel que : $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur a été conçu spécifiquement pour faciliter le transport des individus. Selon la norme (NFP82-201), la capacité nominale de transport est de 675 kg pour une équipe de 9 personnes, avec une superficie utile de la cabine de 1,95 m². [26]

Ses dimensions selon (NFP82-22)(1)

- Largeur : 1,5 m

- profondeur : 1,3 m

- hauteur : 2,2 m

- la largeur de passage libre : 0,9m

- la hauteur de passage libre : 2,00m

- la hauteur de la course : 65,75 m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

-Le poids mort total est : $Pm = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$

-le contre poids : $Pp = Pm + Q/2 = 2342,5 + \frac{672}{2} = 2680 \text{ Kg}$

A) -calcul de la charge de rupture :

D'après (NFP-82-202), le coefficient de sécurité C_s doit avoir une valeur minimale de 10 et le

rapport $\frac{D}{d}$; (**D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) doit être d'au moins 40, peu

importe le nombre de tirons disponibles.

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm}$  $d = 12,22\text{mm}$

On a : $Cr = C_s.M.....(1)$

Avec

Cs : Coefficient de sécurité du câble.

Cr : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

M=Q +Pm+Mg..... (2)

Mg : Poids du câble.

On néglige Mg devant $(Q+Pm)$ ($Mg < Q+Pm$)  $M = Q+P$

Donc $Cr = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 12 \times (672+2342,4) = 36206\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{36206}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec **m** : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m=3$ on a : $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \quad \text{Soit } n = 2 \text{ câbles. Le nombre des câbles doit être}$$

pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

B) -Le poids des câbles (Mg)

$$Mg = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,512 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 33.35m

n : nombre des câbles = 2.

$$Mg = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ kg}$$

C)-Vérification de C_r :

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{3086,93} = 13,46 > 12 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D)-Calcul de la charge permanente total G

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$

- la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$$

III-2-8-3-Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :

Le risque de poinçonnement de la dalle de l'ascenseur réside dans la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes). [27]

La charge totale ultime : $q_u = 9506,61 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9506,61}{4} = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h₀ : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

On applique la charge concentrée q₀ sur un carré de (10 x10) cm² (voir figure ci-dessous) :

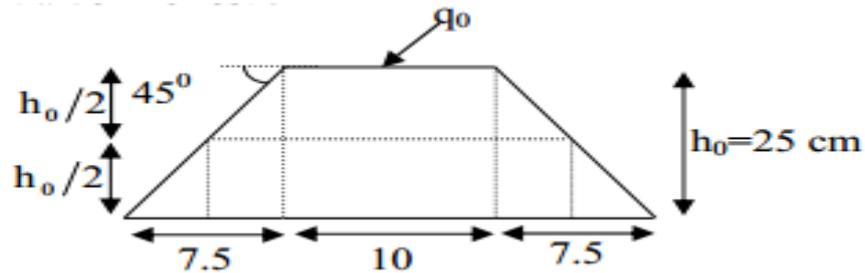


Figure III- 24: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

$$\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \quad \mu_2 = 2 \times (35+35) = 140 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the text.

Chapitre IV :

Etude sismique de la structure

IV-Etude sismique de la structure :

IV-1-Introduction :

Les secousses sismiques sont parmi les catastrophes naturelles qui touchent la surface de la Terre.

Un tremblement de terre est une énergie potentielle libérée brusquement dans les roches grâce aux mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Quand les contraintes dépassent un certain seuil, il y a rupture d'équilibre et les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Les ouvrages sont stimulés par ces mouvements du sol qui déplacent leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la construction. Le degré d'amplification est principalement influencé par la période de la construction et la nature du sol.

Cela nécessite de mener une analyse parasismique afin de mettre en évidence la dynamique de l'ouvrage.

IV-2-Choix de la méthode de calcul :

L'objectif de l'étude sismique est de déterminer les forces sismiques. Ce calcul peut être réalisé selon trois méthodes différentes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A groupe d'usage 1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre **Bâtiment** ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : **$H = 31,20 \text{ m} > 23 \text{ m}$**

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant logiciels de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**

IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale :

IV-3-1-Principe :

Grâce à cette approche, on cherche à obtenir le maximum d'effets causés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Par la suite, ces effets sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

IV-3-2-Domaine d'application :

L'utilisation de la méthode dynamique est générale, en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas employée.

IV-3-3-Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : [17]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \quad (4.13) \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV-3-4-Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme **Catégorie S2**.

IV-3-5- Détermination des paramètres du spectre de réponse :

► **Coefficient d'accélération A :**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya **Constantine : RPA 99 / version 2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15** (tableau 4.1 de **RPA 99 / version 2003**)

► **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après **l'article 4.2.3** de **l'RPA 99 / version 2003**) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec [17]} \end{cases} \quad (4.2)$$

● **Périodes caractéristiques T₁ ; T₂ :**

Pour notre site type : **S2** **T₁ = 0,15 s ; T₂ = 0,40 s** **(tab4.7)**

● **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 \quad ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ=7% pour un contreventement mixte (**η = 0,882**).**(tab 4.2)**

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6** et **4.7** de **RPA 99 / version 2003**.

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\ T &= 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7) \end{aligned} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **h_N = 31,20 m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003** (tableau 4.6).

Dans notre structure : **C_T = 0,05**

L : étant de dimension du **Bâtiment** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
D'où :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 26 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,55 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,70 \text{ sec}$$

On a : $T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,55 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,70 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$$

On a : $T = C_N \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (31,20)^{3/4} = 0,66 \text{ sec}$

En prend : **T = 0.66 sec**

Donc : $D = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882(0,40/0,55)^{2/3} = 1,77$

$$D = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882(0,40/0,70)^{2/3} = 1,51$$

► **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

► **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

► **Facteur de qualité Q :**

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

● **sens longitudinal : (7 travées) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,65/3,25 = 1,74 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0,05$$

● **sens transversal : (3 travées) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,15/2,8 = 1,83 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0,05$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **sens longitudinal : (8 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,65/3,25 = 1,74 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0,05$$

- **sens transversal : (4 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,15/2,8 = 1,83 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0,05$$

c) Régularité en plan :

- La bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV- 1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Bâtiment

Cas/Etage	W _{étage} (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité Calculer		Excentricité Théorique max	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _x	e _y
5/ 1	464425,06	12,87	6,64	12,72	12,72	0,14	3,50	1,28	0,65
5/ 2	550003,20	12,73	6,70	12,72	12,72	0,01	3,32	1,28	0,82
5/ 3	425906,91	12,86	6,91	12,66	12,66	0,20	1,14	1,28	0,82
5/ 4	425906,91	12,86	6,91	12,66	12,66	0,20	1,14	1,28	0,82
5/ 5	416147,84	12,86	6,92	12,65	12,65	0,21	1,13	1,28	0,82
5/ 6	416147,84	12,86	6,92	12,65	12,65	0,21	1,13	1,28	0,82
5/ 7	407536,89	12,86	6,93	12,65	12,65	0,21	1,13	1,28	0,82
5/ 8	407536,89	12,86	6,93	12,65	12,65	0,21	1,13	1,28	0,82
5/ 9	359886,61	12,71	6,77	12,65	12,65	0,06	1,29	1,28	0,82

Selon le tableau précédent, les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage indiquent que l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette exigence est confirmée. Donc cette **condition est vérifiée**.

- La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $26 / 16 = 1,62 < 4$ —————> Condition vérifiée.

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes de la Tour dans une direction donnée n'excède pas **25 %** :

$(L_1+L_2) / L = (3,4+3,4) / 26 = 26\% > 25\%$ —————> Condition non vérifiée.

$(L_1+L_2) / L = (2.8+2.8) / 16 = 35\% > 25\%$ —————> Condition non vérifiée.

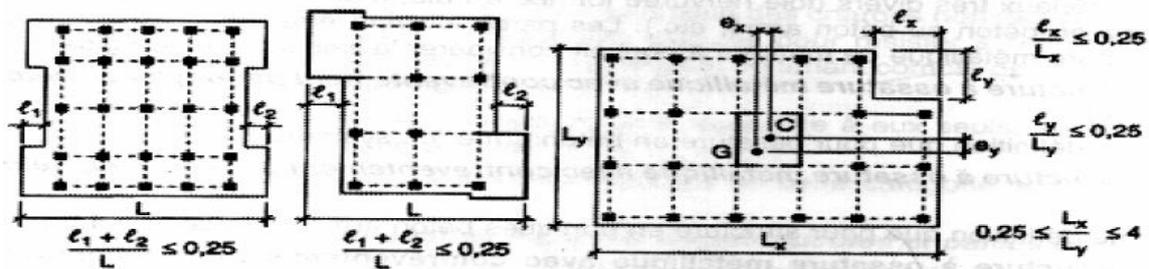


Figure IV- 1: Limites des décrochements en plan

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à **15%** de celle de ce dernier. Condition vérifiée.

⇒ Donc le critère est observé $P_q = 0,05$.

d) Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$.

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc $P_q = 0,05$.

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Une mission de suivi des travaux sur le chantier est prévue par contrat. Il est essentiel que cette mission inclue une surveillance des essais réalisés sur les matériaux. .[16]

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0,10$.

Tableau IV- 2: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
La somme	0,30	0,30

- $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ (Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\} = \max \{0,30, 0,30\} = 0,30.$$

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,30 = 1,30.$$

$$Q = 1,30.$$

IV-3-6-Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : [16]

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure. [16]
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. [16]
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée. [16]

Tableau IV- 3: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2010**)

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
4/ 1	1,74	0,57	0,03	0,02	0,08	0,03	0,02	0,08
4/ 2	2,37	0,42	0,21	69,83	0,13	0,18	69,81	0,04
4/ 3	3,86	0,26	1,38	85,93	0,29	1,17	16,10	0,16
4/ 4	4,41	0,23	87,75	86,90	0,31	86,37	0,96	0,02
4/ 5	5,39	0,19	89,45	90,61	0,31	1,70	3,72	0,00
4/ 6	5,86	0,17	89,95	90,69	0,41	0,50	0,07	0,10
4/ 7	6,61	0,15	89,99	90,75	0,45	0,04	0,06	0,03
4/ 8	6,69	0,15	89,99	90,75	0,45	0,00	0,00	0,00
4/ 9	6,82	0,15	90,09	90,79	0,46	0,10	0,04	0,01
4/ 10	6,83	0,15	90,09	90,79	0,49	0,00	0,00	0,03

D'après le tableau ci-dessus :

Sens longitudinal : Masse modale effective = 90,09% > 90% condition vérifiée.

Sens transversal : masse modale effective = 90,79% > 90% condition vérifiée.

Période fondamentale de la structure = 0,66 sec

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

• $T = 0,66 \times 1,3 = 0,89 \text{ sec} > T_{\text{calculées}} = 0,57 \text{ sec}$  condition vérifiée.

B) -Poids total de la structure :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **bâtiment** (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

Cas/ Etage		Masse [kg]
5/	RDC	564425,06
5/	1	550003,20
5/	2	445906,91
5/	3	445906,91
5/	4	426147,84
5/	5	426147,84
5/	6	407536,89
5/	7	407536,89
5/	8	379886,61

$$\sum W_i = 4053498,15 \text{ Kg} = \mathbf{40534,99 \text{ KN}}$$

C)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

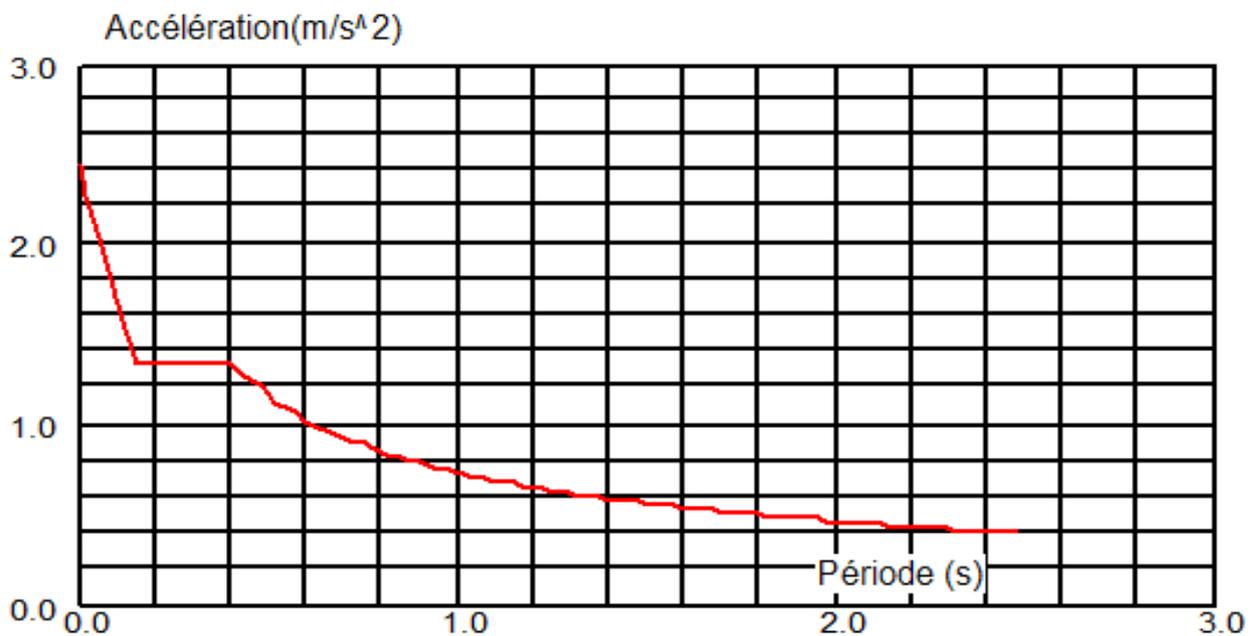


Figure IV- 2: Spectre de réponse

D)-Nombre des modes considérées :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : [16]

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure. [16]
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée. [16]

Dans notre structure :

La masse modale longitudinale est : **39126,198 KN**

La masse modale transversale est : **39126,198 KN**

La masse totale de la structure est : **40534,99 KN**

Sens longitudinal :

90% (40534,99) = 36481,49 KN < la masse modale  Condition vérifiée.

Sens transversal :

90% (40534,99) = 36481,49 KN < la masse modale  Condition vérifiée.

Sens longitudinal :

105% (40534,99) = 38604,75 KN < la masse modale  Condition vérifiée.

Sens transversal :

105% (250333,1) = 38604,75 KN < la masse modale  Condition vérifiée.

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure :

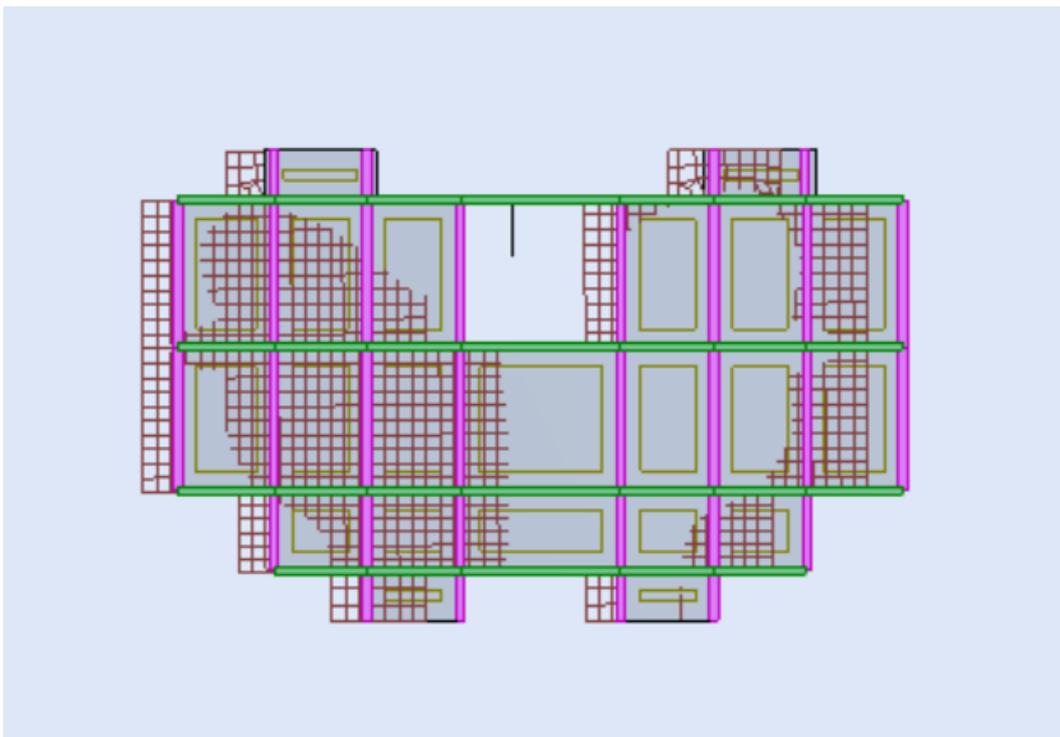


Figure IV- 3: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de **Robot 2010**)

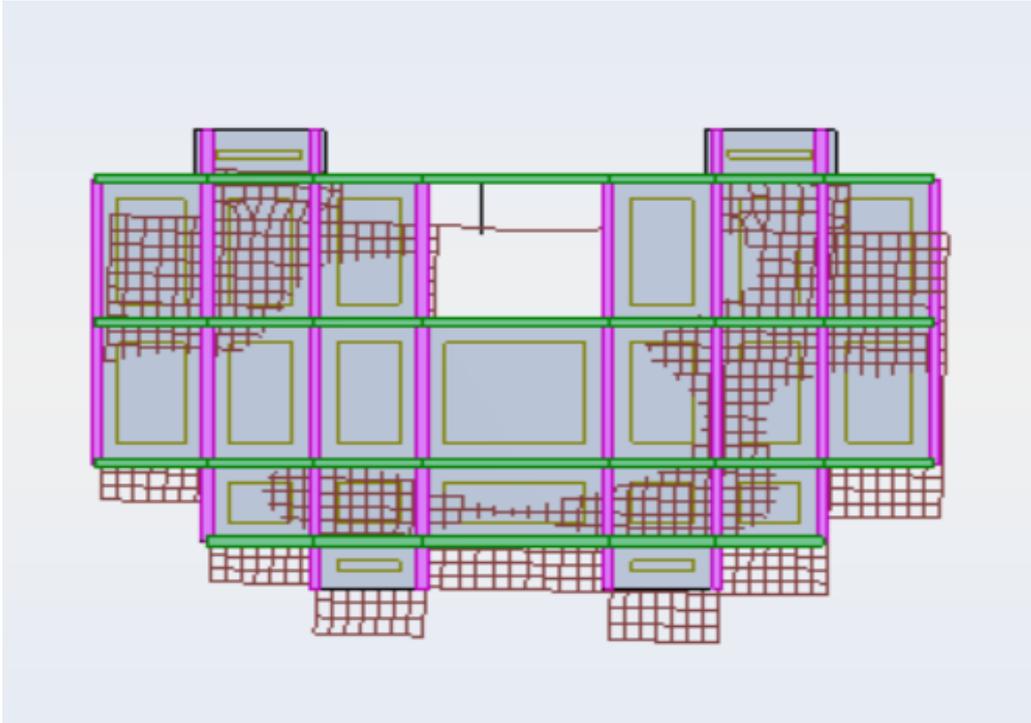


Figure IV- 4: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

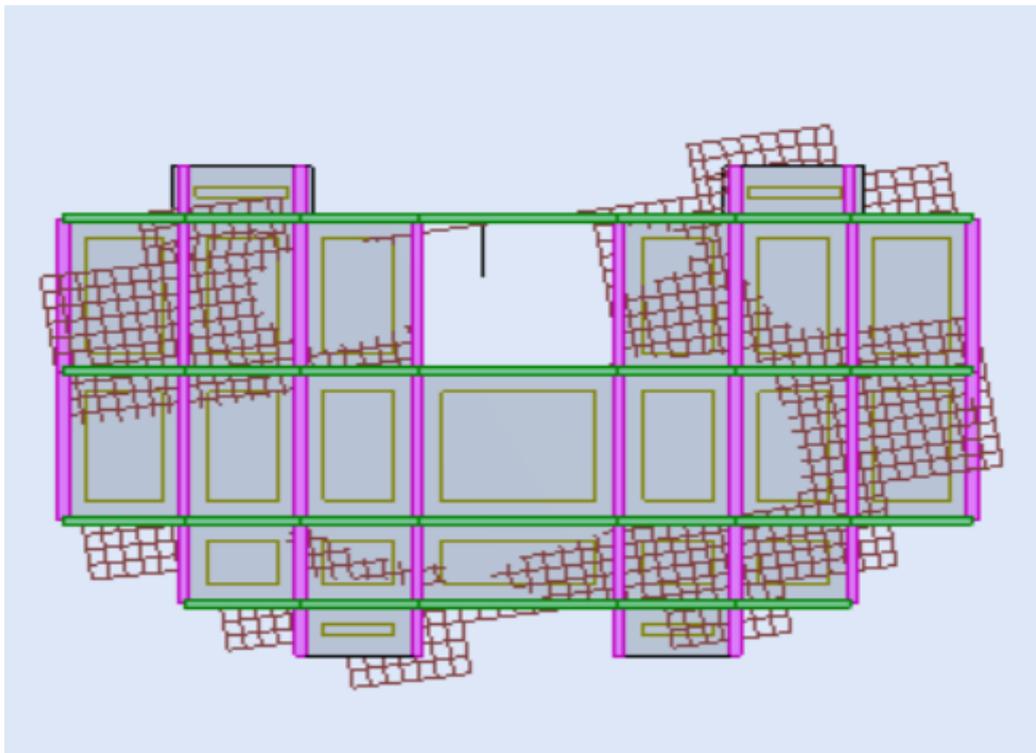


Figure IV- 5: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)



Figure IV- 6: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z
(résultats de **Robot 2010**)

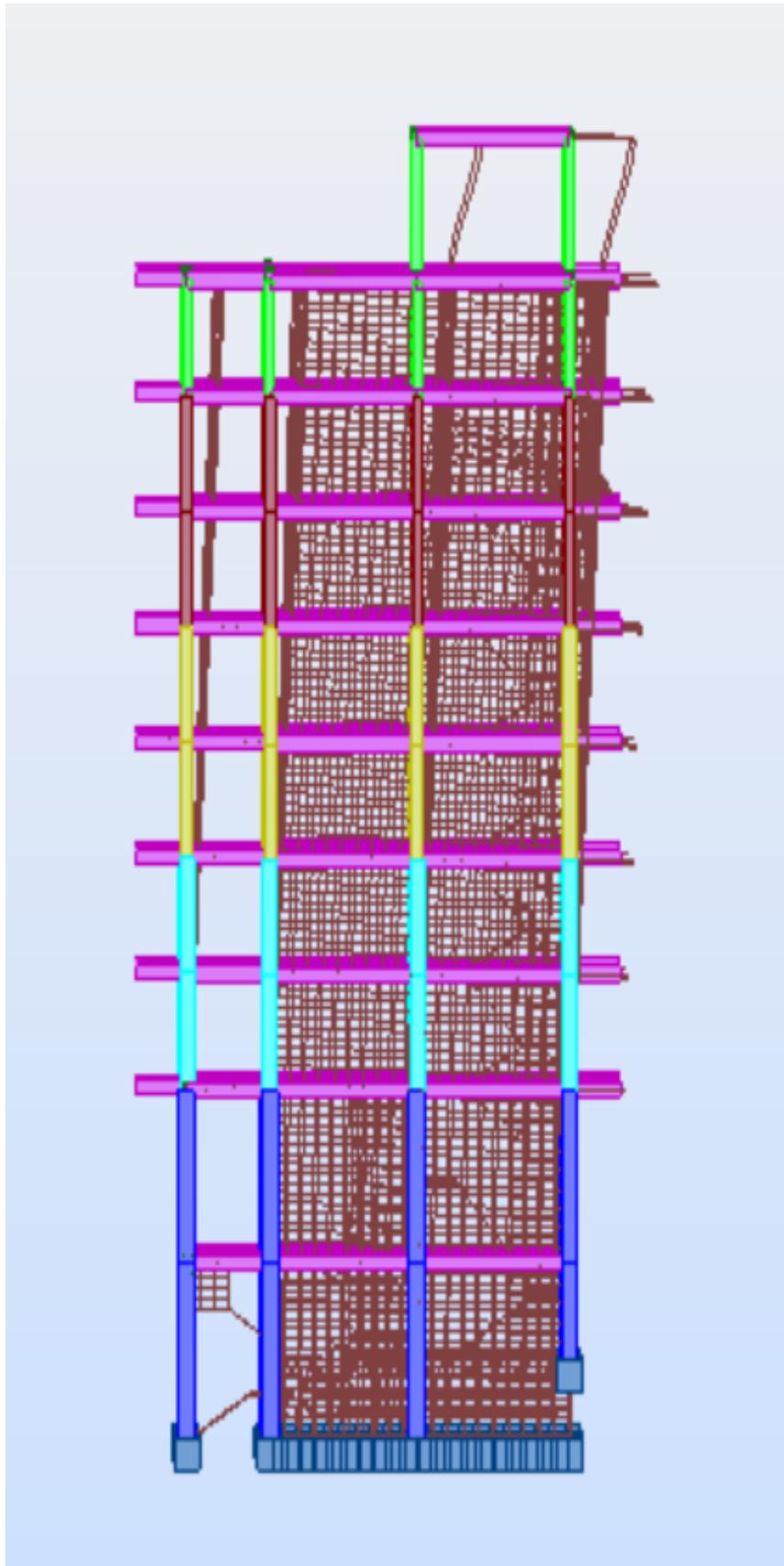


Figure IV- 7: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue:Y-Z (résultats de **Robot 2010**)

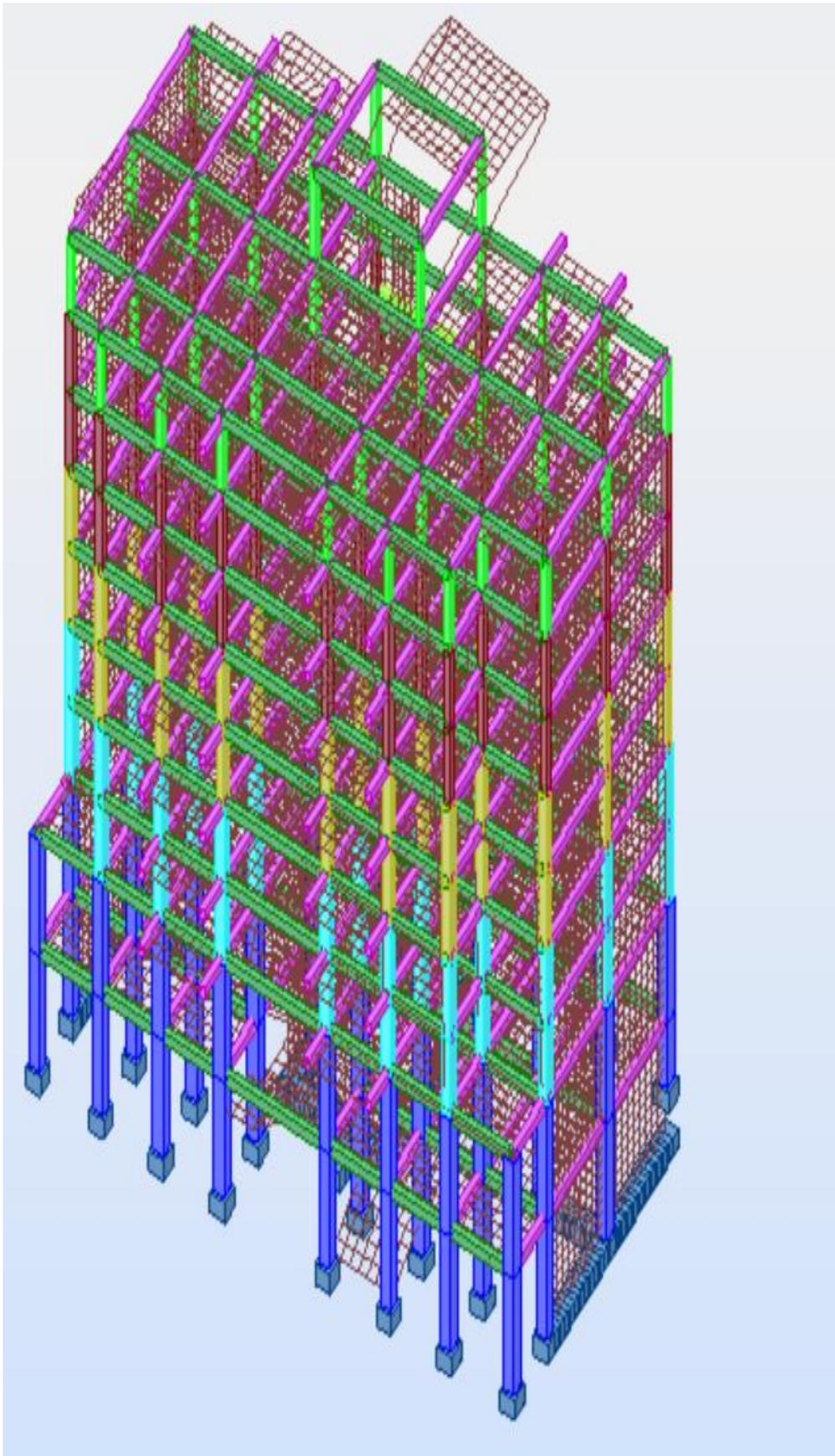


Figure IV- 8: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de **robot 2010**)

E) -Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,30}{5} \times 40534,99 = 2798,13 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,51 \times 1,30}{5} \times 40534,99 = 2387,10 \text{ KN}$$

F) Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau IV- 4: Les réactions à la base

	ΣF_x (KN)	ΣF_y (KN)
Ex	4006,89	1810,18
Ey	940,14	4250,96

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 4396,80 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 4353,67 \text{ KN}$$

Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{dynamique} (KN)	V_{statique} (KN)	0.8 × V_{statique} < V_{dynamique}
Ex	4396,80	2798,13	Condition vérifiée
Ey	4353,67	2798,13	Condition vérifiée

G) -Vérification de déplacement :**► Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon **l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV- 6: les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques

	Max UX [cm]	Noed	Max UY [cm]	Noed	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Noed	Min UY [cm]	Noed
Cas 01	Ex									
RDC	0,0	8602	0,0	509	0,2	0,1	0,1	1	0,0	1
Etage 1	0,0	478	0,0	482	0,3	0,1	0,2	16916	0,1	8652
Etage 2	0,1	587	0,0	573	0,4	0,2	0,3	86	0,1	8747
Etage 3	0,2	619	0,0	135	0,5	0,3	0,5	128	0,2	117
Etage 4	0,3	652	0,0	193	0,6	0,4	0,7	159	0,2	150
Etage 5	0,4	685	0,0	223	0,8	0,5	0,9	192	0,3	183
Etage 6	0,5	701	0,1	702	0,9	0,6	1,1	222	0,4	16799
Etage 7	0,7	733	0,1	733	1,1	0,7	1,3	254	0,5	8054
Etage 8	0,8	18134	0,1	319	1,2	0,8	1,5	264	0,6	8251
Cas 02	Ey									
RDC	0,2	512	0,0	509	0,2	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 1	0,3	477	0,0	478	0,2	0,2	0,0	13792	0,2	36
Etage 2	0,5	12608	0,0	131	0,2	0,3	0,0	13859	0,3	82
Etage 3	0,7	227	0,0	160	0,2	0,5	0,0	15638	0,5	102
Etage 4	0,8	348	0,0	193	0,2	0,6	0,0	15286	0,6	134
Etage 5	1,0	357	0,0	223	0,2	0,8	0,0	167	0,7	167
Etage 6	0,2	701	1,0	702	0,2	0,0	0,1	197	1,1	197
Etage 7	0,2	733	1,0	734	0,1	0,3	0,1	14233	1,3	14230
Etage 8	0,2	384	1,0	317	0,1	0,3	0,1	266	1,4	15812
Cas 03	G+Q+Ex									
RDC	0,2	511	0,1	513	0,2	0,1	0,0	8620	-0,0	8603
Etage 1	0,4	557	0,1	541	0,3	0,1	0,1	477	-0,0	477
Etage 2	0,6	589	0,2	573	0,4	0,2	0,2	91	-0,0	578

Etage 3	0,9	621	0,3	605	0,5	0,3	0,4	128	-0,0	610
Etage 4	1,1	653	0,4	637	0,6	0,4	0,5	159	-0,0	650
Etage 5	1,4	685	0,4	8887	0,8	0,5	0,7	192	-0,0	674
Etage 6	1,8	718	0,5	8939	0,9	0,6	0,8	222	-0,0	705
Etage 7	2,1	735	0,6	257	1,1	0,7	1,0	9001	-0,0	738
Etage 8	2,4	18156	0,7	23409	1,2	0,8	1,2	17693	-0,0	17784
Cas 04	G+Q-Ex									
RDC	-0,0	511	0,0	513	0,2	0,1	-0,2	8620	-0,1	8603
Etage 1	-0,1	16916	-0,0	541	0,3	0,1	-0,4	494	-0,2	482
Etage 2	-0,2	589	-0,0	573	0,4	0,2	-0,6	17996	-0,2	586
Etage 3	-0,4	621	-0,1	605	0,5	0,3	-0,9	17829	-0,3	8812
Etage 4	-0,5	653	-0,1	637	0,6	0,4	-1,2	17581	-0,5	8864
Etage 5	-0,7	685	-0,1	8887	0,8	0,5	-1,4	17391	-0,6	674
Etage 6	-0,8	8948	-0,1	8939	0,9	0,6	-1,8	703	-0,7	705
Etage 7	-1,0	254	-0,2	241	1,1	0,7	-2,1	751	-0,9	733
Etage 8	-1,2	264	-0,2	275	1,2	0,8	-2,4	17763	-1,0	16161
Cas 05	G+Q+Ey									
RDC	0,0	511	0,2	522	0,0	0,2	0,0	8620	0,0	8603
Etage 1	0,0	557	0,3	541	0,0	0,1	0,0	494	0,2	482
Etage 2	0,1	589	0,4	573	0,0	0,2	0,0	17078	0,3	8759
Etage 3	0,1	621	0,5	605	0,0	0,2	0,0	15638	0,4	8812
Etage 4	0,1	653	0,7	637	0,1	0,2	0,0	15286	0,6	8864
Etage 5	0,1	685	1,0	669	0,1	0,2	0,1	17406	0,9	674
Etage 6	0,1	719	1,2	8939	0,1	0,3	0,1	17638	1,0	713
Etage 7	0,1	735	1,4	287	0,1	0,3	0,1	9012	1,2	738
Etage 8	0,2	384	1,6	319	0,1	0,3	0,1	17708	1,3	260
Cas 06	G+Q-Ey									
RDC	-0,0	511	-0,0	541	0,0	0,2	-0,0	-2,6	-0,2	8603
Etage 1	-0,0	557	-0,2	573	0,0	0,2	-0,0	-15,2	-0,3	477
Etage 2	-0,0	589	-0,3	8783	0,0	0,2	-0,1	-0,4	-0,5	586
Etage 3	-0,0	621	-0,5	8835	0,0	0,2	-0,1	-0,5	-0,7	618

Etage 4	-0,0	653	-0,7	8887	0,1	0,3	-0,1	-0,6	-0,9	650
Etage 5	-0,0	685	-0,9	8939	0,1	0,3	-0,1	-0,8	-1,2	682
Etage 6	-0,1	8948	-1,1	228	0,1	0,3	-0,1	-1,2	-1,4	705
Etage 7	-0,1	4686	-1,4	258	0,1	0,3	-0,2	-7,2	-1,7	733
Etage 8	-0,1	16146	-1,6	541	0,1	0,3	-0,2	-0,8	-2,0	16346
Cas 07	G+Q+1,2Ex									
RDC	0,3	511	0,1	513	0,2	0,1	0,0	8620	-0,0	8603
Etage 1	0,5	557	0,1	541	0,3	0,1	0,2	477	-0,0	477
Etage 2	0,7	589	0,2	573	0,5	0,2	0,3	91	0,0	578
Etage 3	1,0	621	0,3	605	0,6	0,3	0,4	128	0,0	618
Etage 4	1,4	653	0,4	637	0,8	0,4	0,6	159	0,0	650
Etage 5	1,7	685	0,6	8887	0,9	0,5	0,8	192	0,0	674
Etage 6	2,1	719	0,7	8939	1,1	0,7	1,0	222	-0,0	705
Etage 7	2,5	735	0,8	287	1,3	0,8	1,2	9001	-0,0	738
Etage 8	2,9	18156	0,9	16435	1,5	0,9	1,4	17693	0,0	17788
Cas 08	G+Q-1,2Ex									
RDC	-0,0	511	0,0	513	0,2	0,1	-0,3	8620	-0,1	8603
Etage 1	-0,2	16916	-0,0	541	0,3	0,2	-0,5	494	-0,2	482
Etage 2	-0,3	589	-0,0	573	0,5	0,2	-0,8	17996	-0,3	586
Etage 3	-0,5	621	-0,1	605	0,6	0,4	-1,1	17829	-0,4	8812
Etage 4	-0,6	653	-0,1	637	0,8	0,5	-1,4	17581	-0,5	8864
Etage 5	-0,8	685	-0,1	8887	0,9	0,6	-1,7	17391	-0,7	674
Etage 6	-1,0	8948	-0,2	8939	1,1	0,7	-2,1	703	-0,9	705
Etage 7	-1,2	254	-0,2	241	1,3	0,9	-2,5	751	-1,0	733
Etage 8	-1,4	264	-0,2	275	1,5	1,0	-2,9	17763	-1,2	16161
Cas 09	G+Q+1,2Ey									
RDC	0,0	511	0,2	522	0,0	0,2	0,0	8620	0,0	8603
Etage 1	0,1	557	0,4	541	0,0	0,2	0,0	494	0,2	482
Etage 2	0,1	589	0,5	573	0,0	0,2	0,0	17078	0,3	8759
Etage 3	0,1	621	0,8	605	0,1	0,2	0,0	15638	0,5	8812
Etage 4	0,1	653	1,0	637	0,1	0,3	0,0	15286	0,7	8864

Etage 5	0,1	685	1,2	669	0,1	0,3	0,1	17406	0,9	8916
Etage 6	0,1	719	1,5	8939	0,1	0,3	0,1	17638	1,2	713
Etage 7	0,2	735	1,8	287	0,1	0,3	0,1	17638	1,4	738
Etage 8	0,2	384	2,1	319	0,1	0,4	0,1	17708	1,7	260
Cas 10	G+Q-1,2Ey									
RDC	-0,0	511	-0,0	513	0,0	0,2	-0,0	8620	-0,2	8603
Etage 1	-0,0	557	-0,2	541	0,0	0,2	-0,0	477	-0,4	477
Etage 2	-0,0	589	-0,4	8731	0,0	0,2	-0,1	12641	-0,6	586
Etage 3	-0,0	621	-0,6	8783	0,1	0,3	-0,1	227	-0,8	618
Etage 4	-0,0	653	-0,8	8835	0,1	0,3	-0,1	348	-1,1	650
Etage 5	-0,1	685	-1,1	8887	0,1	0,3	-0,1	357	-1,4	682
Etage 6	-0,1	8948	-1,3	8939	0,1	0,4	-0,2	705	-1,7	705
Etage 7	-0,1	4686	-1,6	228	0,1	0,4	-0,2	733	-2,0	733
Etage 8	-0,1	16146	-2,0	258	0,1	0,4	-0,2	384	-2,4	16346
Cas 11	0,8G+Ex									
RDC	0,2	511	0,1	522	0,2	0,1	0,0	8620	-0,0	8603
Etage 1	0,4	557	0,1	541	0,3	0,1	0,1	477	0,0	477
Etage 2	0,6	589	0,2	573	0,4	0,2	0,2	91	0,0	578
Etage 3	0,9	621	0,3	605	0,5	0,2	0,4	128	0,0	618
Etage 4	1,1	653	0,4	637	0,6	0,3	0,5	159	0,0	650
Etage 5	1,4	685	0,5	8887	0,7	0,4	0,7	192	0,0	674
Etage 6	1,8	719	0,6	8939	0,8	0,5	0,8	222	0,0	705
Etage 7	2,1	735	0,7	23181	1,2	0,6	1,0	9001	0,0	738
Etage 8	2,4	18156	0,8	16435	1,3	0,7	1,2	17693	0,0	17784
Cas 12	0,8G-Ex									
RDC	-0,0	511	-0,0	513	0,2	0,1	-0,2	8620	-0,1	8603
Etage 1	-0,1	16916	-0,0	541	0,3	0,1	-0,4	494	-0,1	482
Etage 2	-0,2	589	-0,0	573	0,4	0,2	-0,6	17996	-0,2	586
Etage 3	-0,4	621	-0,0	605	0,5	0,2	-0,9	17829	-0,3	8812
Etage 4	-0,5	653	-0,1	637	0,6	0,3	-1,2	17581	-0,4	8864
Etage 5	-0,7	685	-0,1	8887	0,7	0,4	-1,4	17391	-0,6	674

Etage 6	-0,8	8948	-0,1	8939	0,8	0,5	-1,8	703	-0,7	705
Etage 7	-1,0	254	-0,1	241	1,2	0,6	-2,1	751	-0,8	733
Etage 8	-1,2	284	-0,2	275	1,3	0,7	-2,4	17763	-1,0	16160
Cas 13	0,8G+Ey									
RDC	0,0	511	0,2	522	0,0	0,2	0,0	8620	0,0	8603
Etage 1	0,0	557	0,3	541	0,0	0,1	0,0	494	0,2	482
Etage 2	0,1	589	0,5	573	0,0	0,2	0,0	17078	0,3	8759
Etage 3	0,1	621	0,6	605	0,0	0,2	0,0	15638	0,4	8813
Etage 4	0,1	653	0,8	637	0,1	0,2	0,0	15286	0,6	8864
Etage 5	0,1	685	1,0	669	0,1	0,2	0,0	17406	0,8	8916
Etage 6	0,1	719	1,3	8939	0,1	0,2	0,1	17638	1,0	713
Etage 7	0,2	735	1,5	287	0,1	0,3	0,1	17638	1,2	740
Etage 8	0,2	384	1,7	319	0,1	0,3	0,1	17708	1,4	260
Cas 14	0,8G-Ey									
RDC	-0,0	511	-0,0	513	0,0	0,2	-0,0	8620	-0,2	8603
Etage 1	-0,0	557	-0,2	541	0,0	0,2	-0,0	477	-0,3	477
Etage 2	-0,0	589	-0,3	8731	0,0	0,2	-0,1	12641	-0,5	586
Etage 3	-0,0	621	-0,5	8783	0,0	0,2	-0,1	227	-0,7	618
Etage 4	-0,0	653	-0,7	8835	0,1	0,2	-0,1	348	-0,9	650
Etage 5	-0,0	685	-0,9	8887	0,1	0,3	-0,1	357	-1,1	682
Etage 6	-0,1	8948	-1,1	8939	0,1	0,3	-0,1	705	-1,4	705
Etage 7	-0,1	266	-1,3	228	0,1	0,3	-0,2	733	-1,7	733
Etage 8	-0,1	16146	-1,6	258	0,1	0,3	-0,2	384	-1,9	16346

Donc dans tous les combinaison la condition est vérifiée $dU_x < 3.1\text{cm}$ et $dU_y < 3.1\text{cm}$

H) -Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Afin d'éviter tout risque de renversement du bâtiment en raison des actions sismiques (horizontales ou verticales). Il est important de s'assurer que le rapport entre le moment stabilisant causé par l'effort normal N et le moment de renversement causé par l'action sismique est supérieur à 1,25.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0,8 \times M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0,8 \times M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1.25$$

M_S : Moment stabilisant, $M_S = W \times L/2$

M_R : Moment renversant, $M_R = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

❖ Sens longitudinal :

Tableau IV- 7: Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal.

W(KN)	Lx(m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
40534,99	26	13	526954,87	122610,83	4,30	Condition Vérifiée

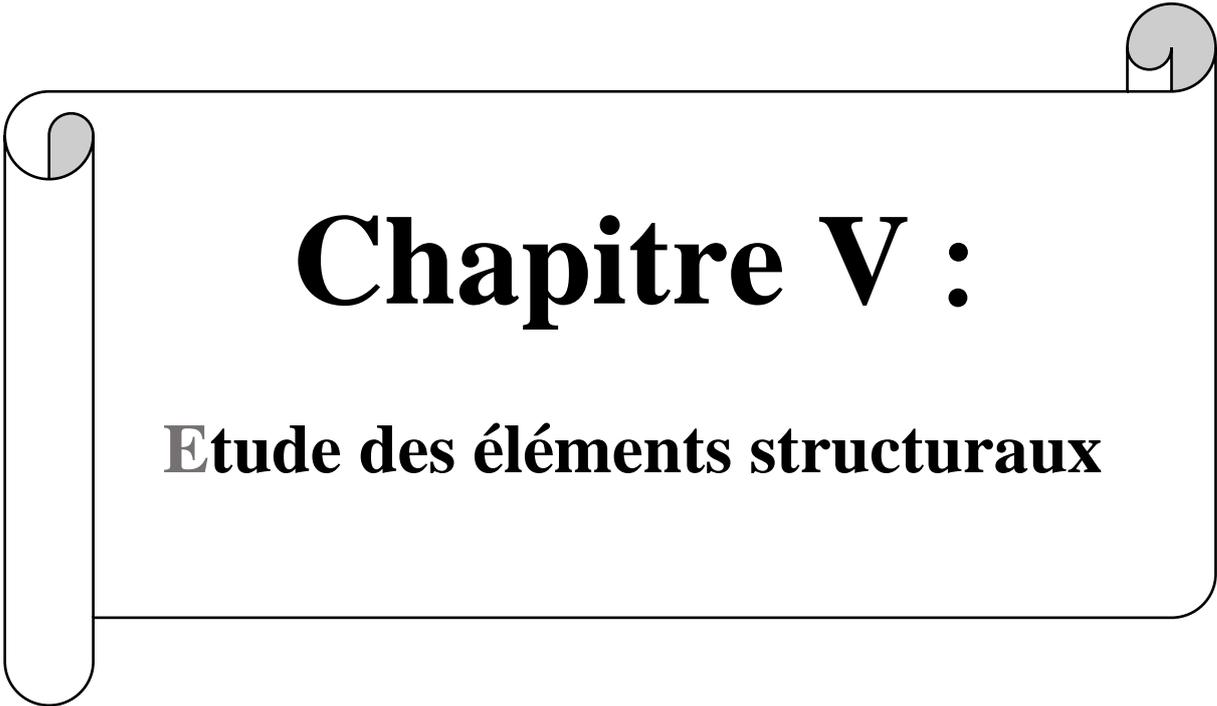
❖ Sens transversal :

Tableau IV- 8: Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal.

W(KN)	Lx(m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
40534,99	16	8	324279,92	130079,38	2,50	Condition Vérifiée

Finalemment :

Il est possible de conclure que notre bâtiment est stable en respectant **les réglementations parasismiques algériennes 99/version 2003**, ce qui permet de commencer le calcul des éléments porteurs de la structure.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the top and right. The text is centered within this scroll.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V-1-Introduction :

Notre structure se compose d'un ensemble de poteaux, de poutres et de voiles, qui sont solidement liés et peuvent absorber toutes les forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Le logiciel d'analyse des structures (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**) et (**Expert 2010**) a été utilisé pour ferrailer les éléments de la structure et déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poteaux seront ferrailés en flexion composée.
- Les poutres seront ferrailées en flexion simple.
- Les voiles seront ferrailés en flexion composée.

V-2-Etude de ferrailage des poteaux :

Il est conseillé de prendre en compte le ferrailage du poteau central, qui est le plus sollicité, et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

V-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » **BAEL 91 révisée 99**

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » **RPA 99 / version 2003**

- $G + Q \pm E$(ACC)

V-2-2-Calcul des armatures longitudinales :**•Calcul de ferrailage des poteaux**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de **0,8 % (zone II)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone II)**.

Nous allons choisir un seul type de poteau et le calculer en utilisant la méthode de flexion composée, tandis que les autres sont calculés avec **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

V-2-3-Calcul des armatures transversales :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400$ Mpa.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales.

$t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II).....RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante..... RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

A-Ferraillage des poteaux :

Notre exemple de calcul sera un poteau $55 \times 55 \text{cm}^2$ qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant My et Mz.

• ELU:

- $Nu(\text{min}) = 2282,30 \text{ KN}$
- $My(\text{max}) = 11,14 \text{ KN.m}$
- $Mz(\text{max}) = 5,01 \text{ KN.m}$
- $b = 55 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm}$
- $d = 2,5 \text{ cm}$
- $d' = 55 - 2 \times d = 50 \text{ cm}$
- $\sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa}$

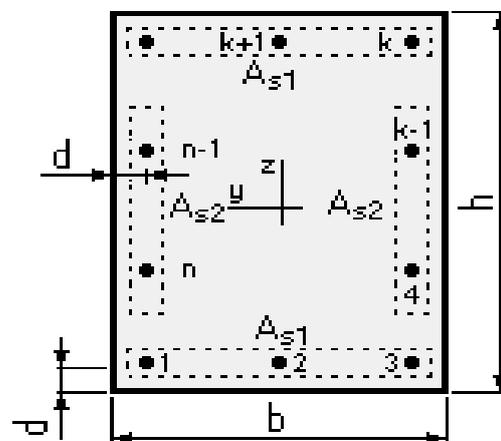


Figure V- 1: Disposition générale des armatures sur les poteaux

► **Calcul de l'excentricité :**

$$e_y = \frac{M_{uy(max)}}{N_{u(min)}} = \frac{11.14}{2281,30} = 0,0048 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{M_{uz}}{N_{u(min)}} = \frac{5.01}{2281,30} = 0,0022 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = e + h/2 - 2 \times d = 0.48 + 27.5 - 5 = 22.98 \text{ cm}$$

$$e_{az} = e + h/2 - 2 \times d = 0.22 + 27.5 - 5 = 22,72 \text{ cm}$$

► **Moment fictive Ma:**

$$M_{ay} = N_{Umin} \times e_{ay} = 2281.30 \times 10^{-3} \times 0,2298 = 0,524 \text{ MN.m} = 524 \text{ KN.m}$$

$$M_{az} = N_{Umin} \times e_{az} = 2281.30 \times 10^{-3} \times 0,2272 = 0,518 \text{ MN.m} = 518 \text{ KN.m}$$

► **Vérifications des conditions :**

$$(d^2 - 2 \times d) \times N_u - M_{ay} = 0,502 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \mathbf{I(y)}$$

$$(d^2 - 2 \times d) \times N_u - M_{az} = 0,508 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \mathbf{I(z)}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{d'}) \times b \times (d')^2 \times f_{bc} = 0,498 \text{ MN} \dots\dots\dots \mathbf{II(y)}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{d'}) \times b \times (d')^2 \times f_{bc} = 0,489 \text{ MN} \dots\dots\dots \mathbf{II(z)}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{b}) \times b \times (h)^2 \times f_{bc} = 0,620 \text{ MN} \dots\dots\dots \mathbf{III(y)}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{2 \times d}{b}) \times b \times (h)^2 \times f_{bc} = 0,620 \text{ MN} \dots\dots\dots \mathbf{III(z)}$$

On a :

$I(y) < III(y)$ Section partiellement comprimée.

$I(z) < III(z)$ Section partiellement comprimée.

1. Moment ultime réduit

$$\mu_z = \frac{M_{ay}}{b \times (d')^2 \times f_{bc}} = \frac{524 \times 10^6}{550 \times (500)^2 \times 14,17} = 0,268 < 0,392$$

La section est simplement armée donc $A'_{u1} = 0$

$$\mu_y = \frac{M_{az}}{h \times (d')^2 \times f_{bc}} = \frac{518 \times 10^6}{550 \times (500)^2 \times 14,17} = 0,265 < 0,392$$

La section est simplement armée donc $A'_{u2} = 0$

On $\mu_y = \mu_z$ donc : $A_{s1} = A_{s2}$

2. Section d'armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.398$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,840 \quad \img alt="arrow pointing right" style="vertical-align: middle;"/> \quad Z = d' \times \beta = 0.421$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - N_u \right) = - \mathbf{30 \text{ cm}^2}$$

Tous les poteaux sont ferrailage de manière négative, ce qui indique que le béton peut être résistant sans être ferré. Ainsi, nous allons ferrailer en suivant les instructions suivantes :

Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21)** :

$$A_u(\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$$

Avec : **B** : section de béton ; **P** : périmètre de la section en mètre = $4 \times 55 = 220$ cm

$$A_u(\min) = \max (0,2\%55 \times 55 ; 4\%P)$$

$$A_u(\min) = \max (6,05 ; 8,08) \text{ cm}^2$$

$$A_u(\max) = 5\%B = 151,25 \text{ cm}^2$$

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2)** :

$$A_u(\min) = 0,8\%B = 24,20 \text{ cm}^2$$

$A_u(\max) = 4\%B$ en zone courant.

$A_u(\max) = 6\%B$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone II

$$\Phi_{\min} = 12\text{mm}$$



$$A_u(\min) = \max (6,05 ; 8,08 ; 24,20) = \mathbf{24,20 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_{s1} = 5 \times \text{HA14}$ de section **7,70 cm²**

$$A_{s2} = 3 \times \text{HA14}$$
 de section **4,60 cm²**

$$A_u(\text{totale}) = 7,70 \times 2 + 4,62 \times 2 = \mathbf{24,64 \text{ cm}^2}$$

Armatures transversales :

Selon le **BAEL 91 révisée 99** :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{55}{35}; \frac{55}{10}; 1,4\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

\Rightarrow On adopte $\Phi_t = 10\text{mm}$

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \Rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \Rightarrow t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de : $t = 10$ cm dans la zone nodale.

$t = 15$ cm dans la zone courant.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 Φ_t** minimum (voir Figure V-2).

10 Φ_t = $10 \times 1,4 = 14$ cm ; alors on adopte longueur de **15 cm**.

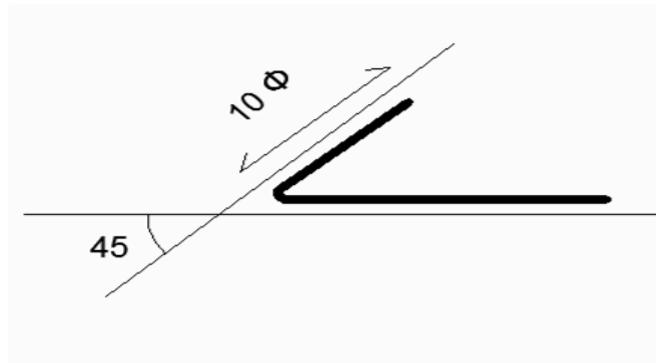


Figure V- 2: Crochet des barres horizontales

► **Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de : **40 Φ** en zone II.

$\Phi = 14\text{mm} \implies Lr = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$; alors on adopte : **Lr = 60cm**

► **Longueur de la zone nodale :**

$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$

(FIG.7.2). **h' = 60 cm**

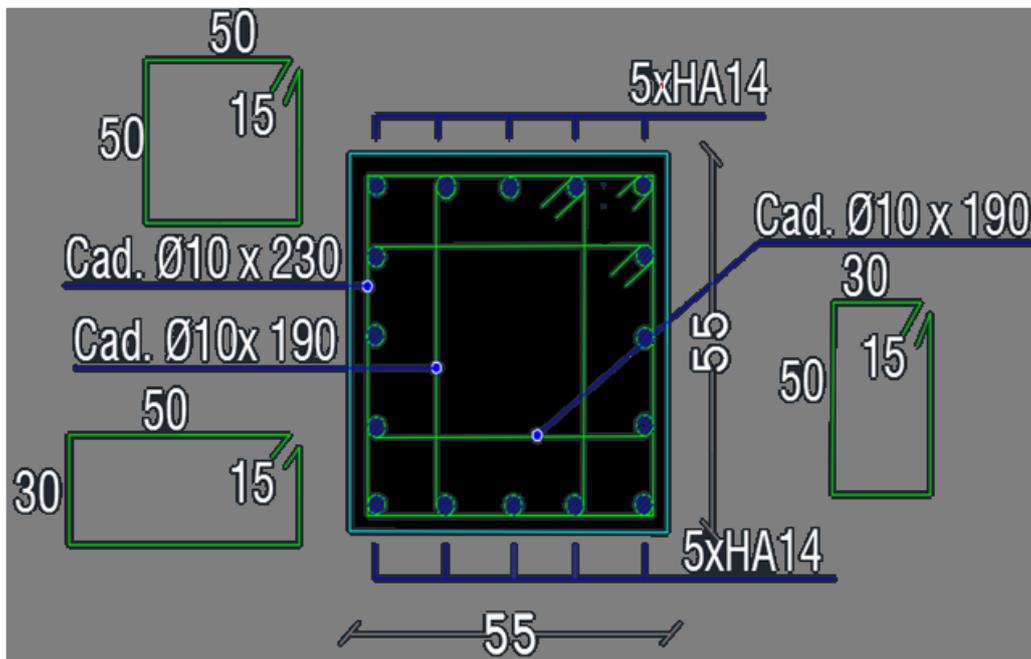


Figure V- 3: Coupe de Ferrailage des poteaux 55x55 cm² pour RDC et 1^{er} étage

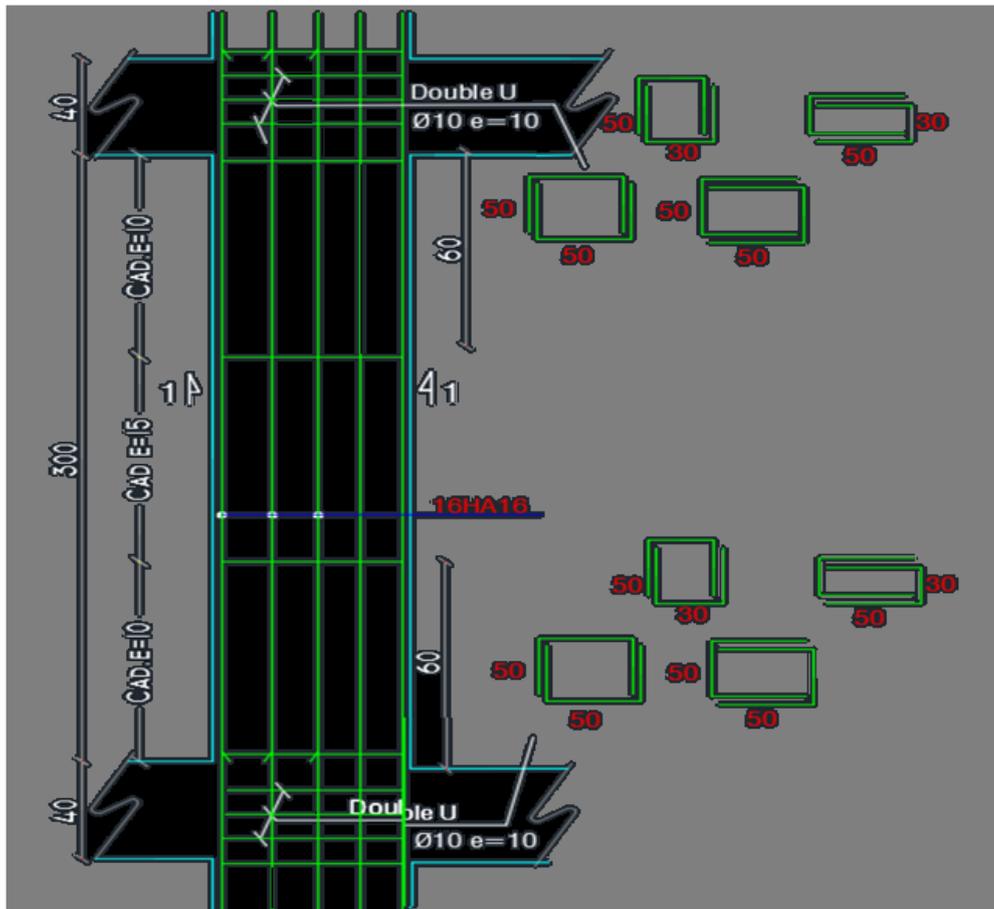


Figure V- 4: Ferrailage des poteaux 55×55 cm² pour RDC et 1^{er} étage

On prévoit de calculer les poteaux restants en utilisant le logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010**. dans les combinaisons suivantes :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

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

ELS : $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

ACC : $G + Q \pm 1,2 E$

Le ferrailage des poteaux est effectué étage par étage. Pour chaque étage, on utilise la valeur minimale de l'effort N appliqué ainsi que les valeurs maximales de M_y et M_z .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau V- 1: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux du bâtiment

Étage	Section (Cm ²)	A _{minRPA} (Cm ²)	A _{calculé} (Cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	Choix	t (cm)	t' (cm)	At
08	55×55	24,20	24,40	24,64	16×HA14	10	15	Ø10
07	45×45	16,2	17,70	18,47	12×HA14	10	15	Ø10
06	45×45	16,2	17,70	18,47	12×HA14	10	15	Ø10
05	40×40	12,8	13,80	14,20	4×HA16+4×HA14	10	15	Ø10
04	40×40	12,8	13,80	14,20	4×HA16+4×HA14	10	15	Ø10
03	35×35	9,8	9,40	12,32	8×HA14	10	15	Ø10
02	35×35	9,8	9,40	12,32	8×HA14	10	15	Ø10
01	30×30	7,2	7,40	9,05	8×HA12	10	15	Ø10
RDC	30×30	7,2	7,40	9,05	8×HA12	10	15	Ø10

Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** (page 61) est de :

40 Φ en zone II

Φ = 12mm \Rightarrow Lr = 1,2 × 40 = 48 cm ; alors on adopte : **Lr = 50cm**

Φ = 14mm \Rightarrow Lr = 1,4 × 40 = 56 cm ; alors on adopte : **Lr = 60cm**

► Longueur de la zone nodale :

$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$ cm.....**RPA 99 / version 2003**

(FIG.7.2)

Pour les poteaux 55×55 : **h' = 60cm**

Pour les poteaux 50×50 : **h' = 60cm**

Pour les poteaux 45×45 : **h' = 60cm**

Pour les poteaux 40×40 : **h' = 60cm**

Pour les poteaux 35×35 : **h' = 60cm**

Pour les poteaux 30×30 : **h' = 60cm**

• Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.5.2.1)

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U superposés formant un carré ou un rectangle** (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Voici quelques exemples de ferrailage des poteaux de notre bâtiment :

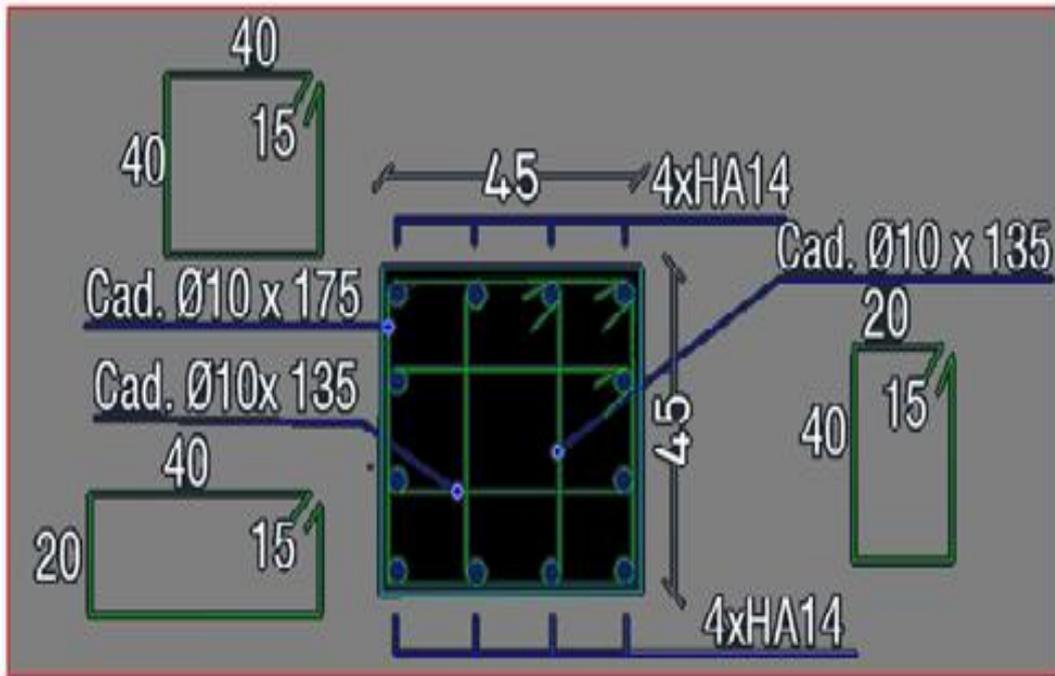


Figure V- 5: Coupe de ferrailage des poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour étage 2 et 3

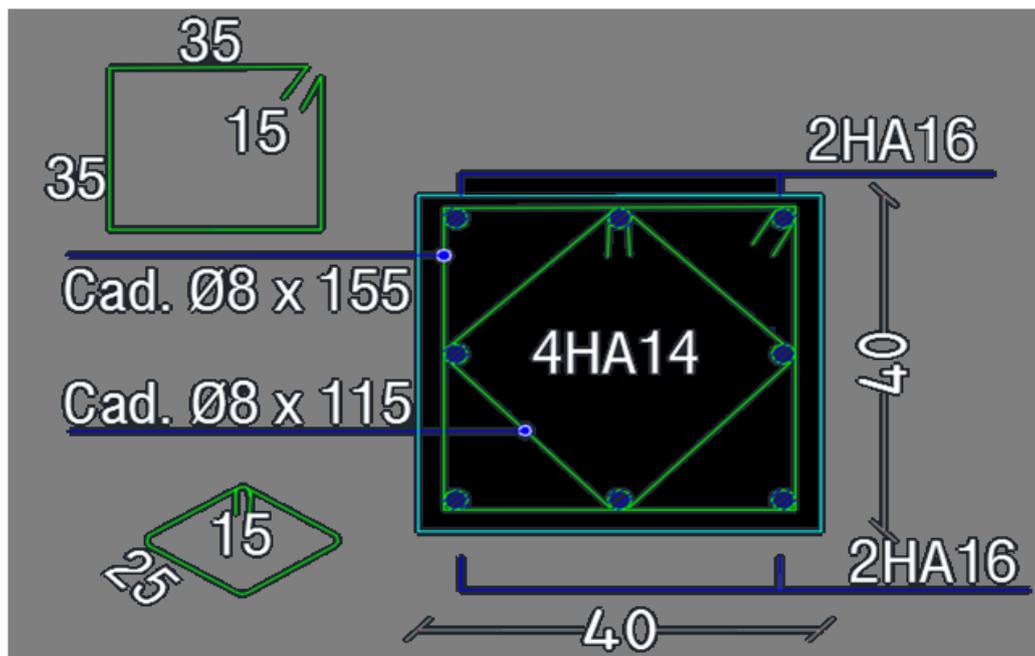


Figure V- 6: Coupe de ferrailage des poteaux $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour étage 4 et 5

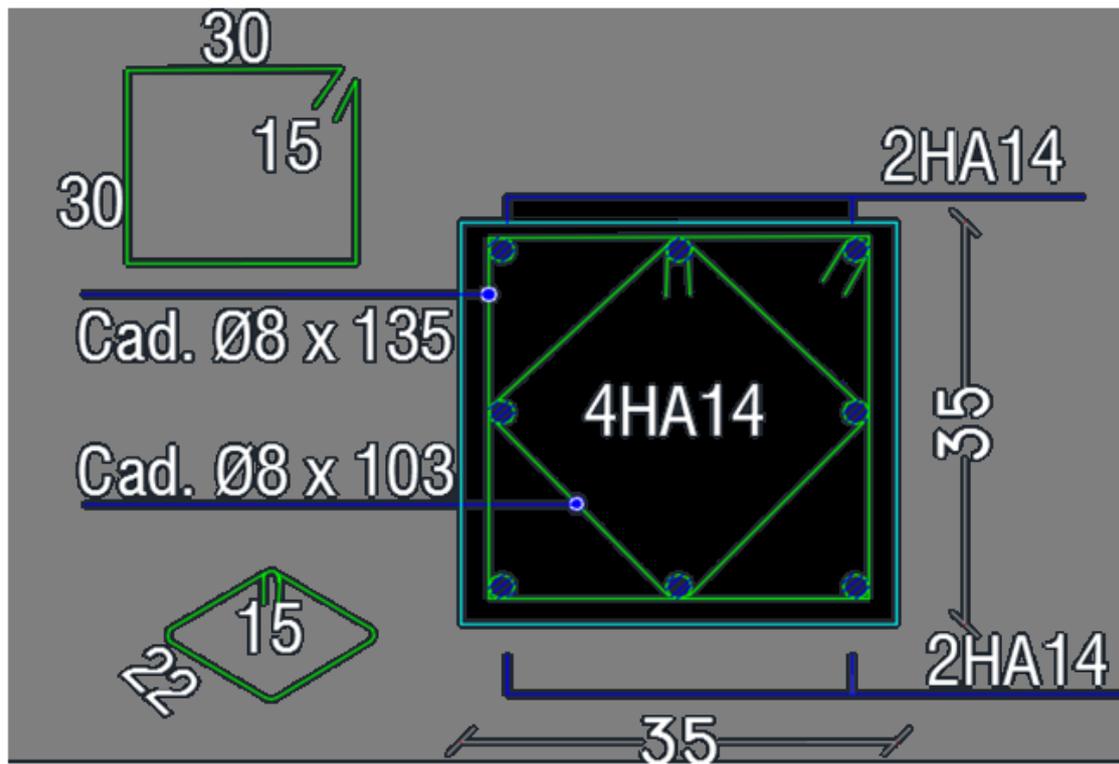


Figure V- 7: Coupe de ferrailage des poteaux 35×35 cm² pour étage 6 et 7

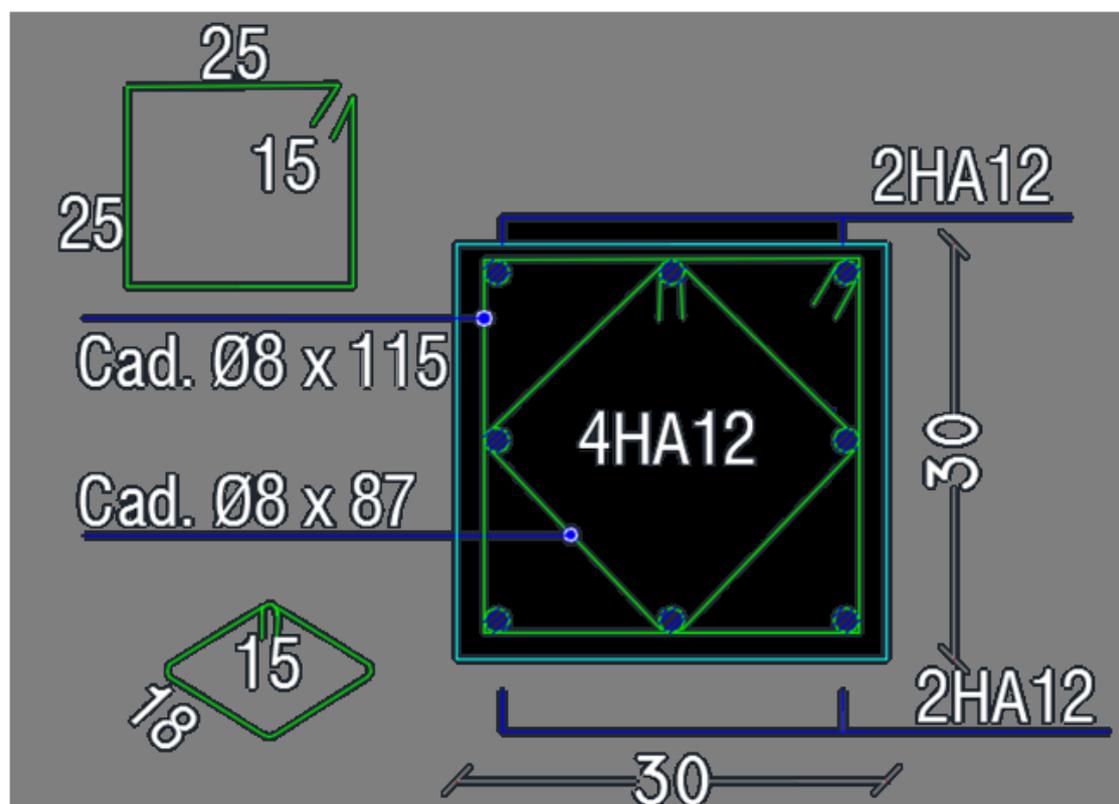


Figure V- 8: Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm² pour 8^{ème} étage

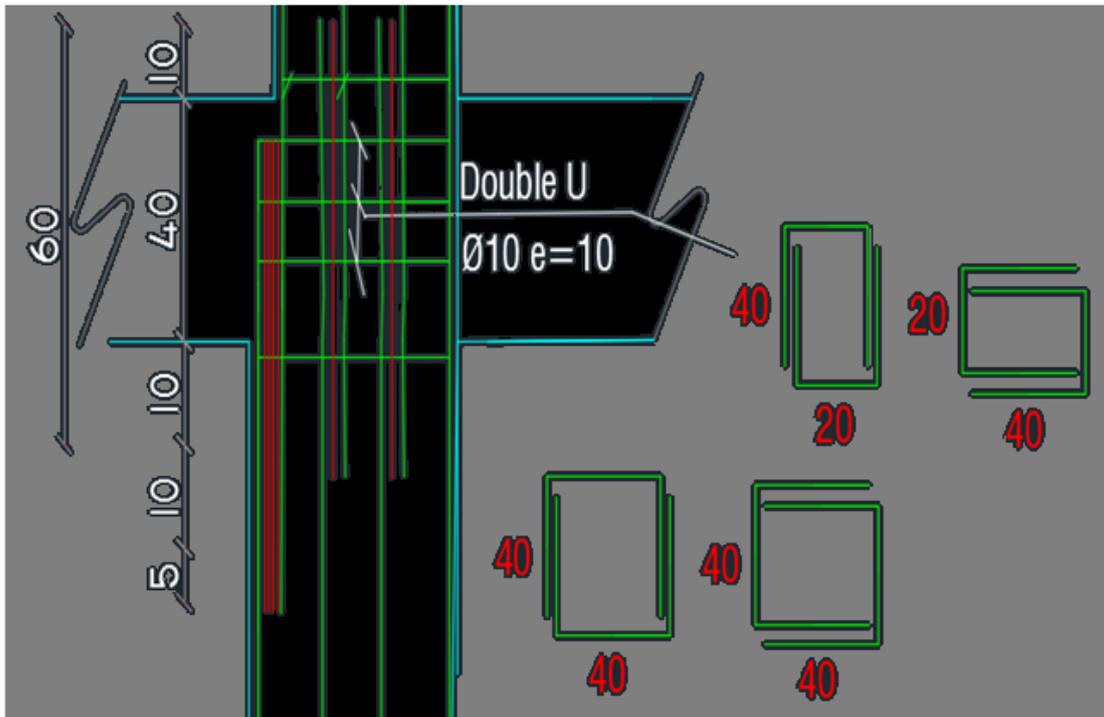


Figure V- 9: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45 (cas droite) pour RDC et étage 1 et 2 et 3

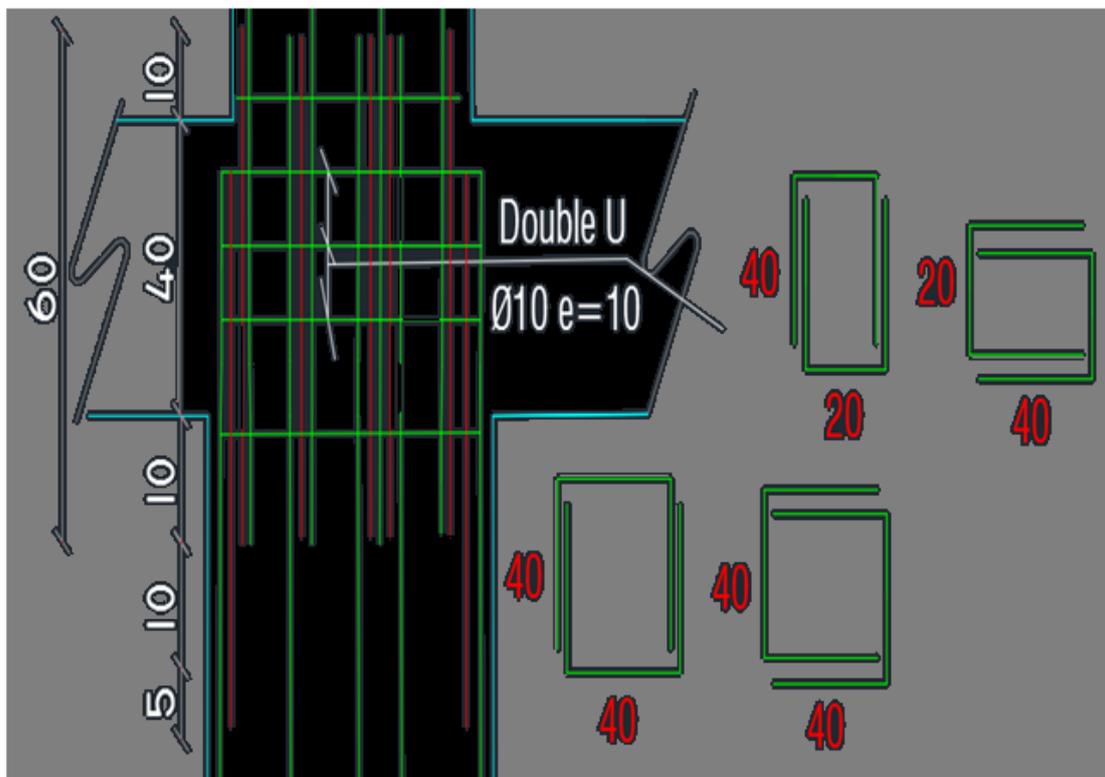


Figure V- 10: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45 (cas centré) pour RDC et étage 1 et 2 et 3

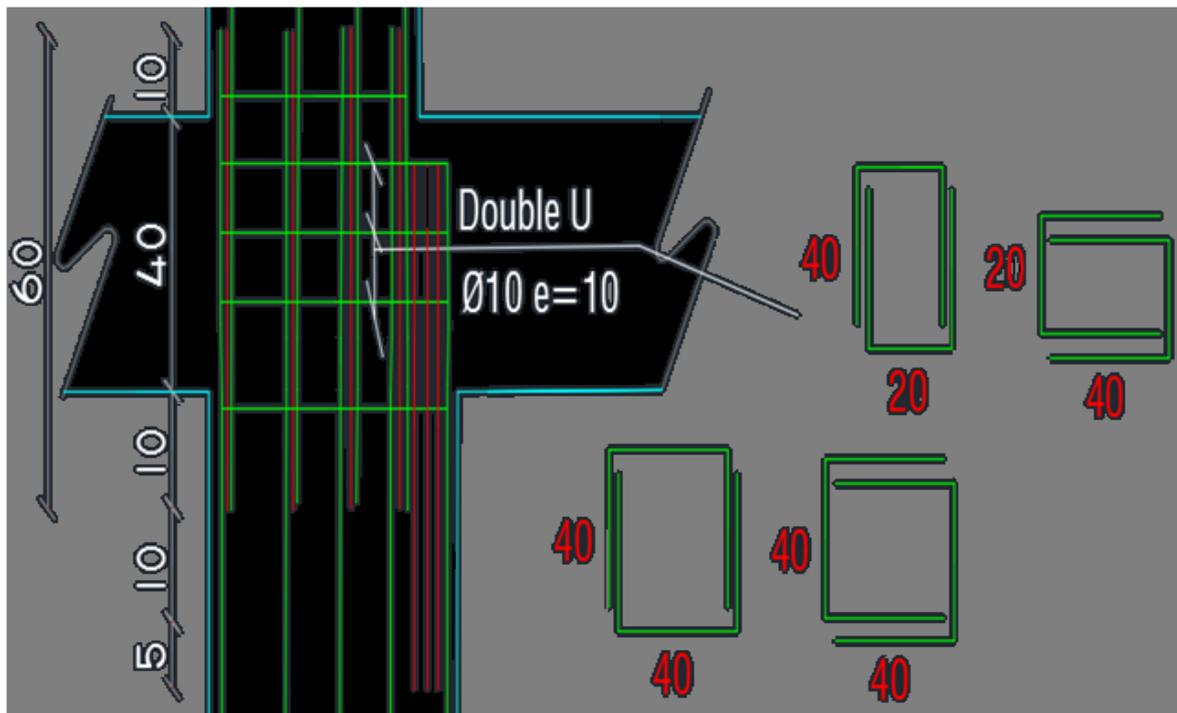


Figure V- 11: Ferrailage de recouvrement des poteaux 55×55 avec les poteaux 45×45(cas gauche) pour RDC et étage 1 et 2 et 3

V-3-Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres représentent les éléments horizontaux chargés de transférer les charges des dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

Afin de vérifier les combinaisons fondamentales et accidentelles, on utilise le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on effectue une vérification avec la combinaison **ELS**.

A) - L'étude des Poutres principales :

Le calcul du ferrailage de toutes les poutres de chaque étage sera effectué en prenant les moments maximaux de chaque étage.

Tableau V- 2: Exemple de calcul des armatures longitudinales

	ELU		ELS		ACC	
	Mt_{max} (KN.m)	Ma_{max} (KN.m)	Mst_{max} (KN.m)	Msa_{max} (KN.m)	Mt_{max} (KN.m)	Ma_{max} (KN.m)
RDC+EC	36,40	81,23	26,36	58,91	55,46	104,07
Terrasse	42.50	63.20	30.20	52.20	33.70	72.06

Calcul des armatures longitudinales (RDC+EC)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; \sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$$

► ELU**• En travée**

$$M_{u_t} = 36,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{36,40 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (405)^2} = 0,052$$

$$\mu_u = 0,052 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052})$$

$$\alpha = 0,067$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,067)$$

$$Z = 39,41 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{tr}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{36,40 \times 10^6}{394,1 \times 348}$$

$$A_{st} = 265,40 \text{ mm}^2 = 2,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6,79 cm²/ml**

• En appuis

$$M_{u_{app}} = 81,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_{app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{90,23 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (405)^2} = 0,129$$

$$\mu_u = 0,129 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,129})$$

$$\alpha = 0,173$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,173)$$

$$Z = 37,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{90,23 \times 10^6}{376,9 \times 348}$$

$$A_{st} = 687,93 \text{ mm}^2 = 6,88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14+3HA16** de section **10,65 cm²/ml**

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► ACC :

• En travée

$$M_{acc_t} = 55,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{55,46 \times 10^6}{300 \times 18,48 \times (405)^2} = 0,061 ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,061 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061})$$

$$\alpha = 0,079$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,079)$$

$$Z = 39,22 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{55,46 \times 10^6}{392,2 \times 400}$$

$$A_{st} = 353,52 \text{ mm}^2 = 3,54 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6,79 cm²/ml**

• En appuis

$$M_{u \text{ app}} = 104,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{104,07 \times 10^6}{300 \times 18,48 \times (405)^2} = 0,114$$

$$\mu_u = 0,114 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114})$$

$$\alpha = 0,152$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,152)$$

$$Z = 38,03 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{104,07 \times 10^6}{380,3 \times 400}$$

$$A_{sa} = 684,13 \text{ cm}^2 = 6,84 \text{ mm}^2$$

On adopte : **3HA14+3HA16** de section **10,65 cm²/ml**

-Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi **6HA14+3HA12 = 12.63**

❖ Vérification à ELS : le BAEL93 :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \delta = \frac{Mu}{Mser} \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau V- 3: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1,38	0,067	0,445	0,067 < 0.445
Appui	1,38	0,173	0,445	0,173 < 0.445

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{110,84 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,91 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures longitudinales (Terrasse)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

► **ELU**

• **En travée**

$$M_{u_t} = 42,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{42,50 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (405)^2} = 0,060$$

$$\mu_u = 0,060 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,060})$$

$$\alpha = 0,077$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,067)$$

$$Z = 39,25 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u_t}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{42,50 \times 10^6}{393,5 \times 348}$$

$$A_{st} = 311,15 \text{ mm}^2 = 3,11 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6.79 cm²/ml**

• **En appuis**

$$M_{u_{app}} = 63,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_{app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{63,20 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (405)^2} = 0,091$$

$$\mu_u = 0,091 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091})$$

$$\alpha = 0,119$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,119)$$

$$Z = 38,57 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{63,20 \times 10^6}{385,7 \times 348}$$

$$A_{st} = 470,58 \text{ mm}^2 = 4,71 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6.97 cm²/ml**

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► **ACC :**

- **En travée**

$$M_{acc_t} = 33,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{33,70 \times 10^6}{300 \times 18,48 \times (405)^2} = 0,037 ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa } \mu_u = 0,037 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037})$$

$$\alpha = 0,047$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,047)$$

$$Z = 39,73 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{33,70 \times 10^6}{397,3 \times 400}$$

$$A_{st} = 212,05 \text{ mm}^2 = 2,12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6.79 cm²/ml**

- **En appuis**

$$M_{u \text{ app}} = 72,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{72,06 \times 10^6}{300 \times 18,48 \times (405)^2} = 0,079$$

$$\mu_u = 0,079 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079})$$

$$\alpha = 0,103$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,103)$$

$$Z = 38,83 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{72,06 \times 10^6}{388,3 \times 400}$$

$$A_{sa} = 463,95 \text{ cm}^2 = 4,64 \text{ mm}^2$$

On adopte : **6HA12** de section **6,79 cm²/ml**

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi $6HA14+3HA12 = 12.63$

► **ELS**

● **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \longrightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{Mser} \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau V- 4: Vérification à E.L.S.

<i>Section</i>	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	<i>Comparaison</i>
Travée	1,38	0,077	0,445	$0,077 < 0,445$
Appui	1,38	0,119	0,445	$0,119 < 0,445$

-Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{98,89 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,81 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times fc28}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min (1,29 ; 1,20 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 10 \text{mm}$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (11,25 ; 12 \phi_l ; 30 \text{cm})$$

On prend: **St = 10cm**

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{cm} \quad ; \quad \text{On prend : } \mathbf{St = 15cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

$10\phi t = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de **15 cm**.

► **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$**RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

$h' = 90 \text{ cm}$

Tableau V- 5: Ferrailage des poutres principales

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
RDC+EC	3,54	6,79	6,88	10,65	6HA12	3HA14+3HA16
Terrasse	3,11	6,79	4,70	6,79	6HA12	6HA12

Figure V- 12: Ferrailage des poutres principales (RDC+EC), sur appuis

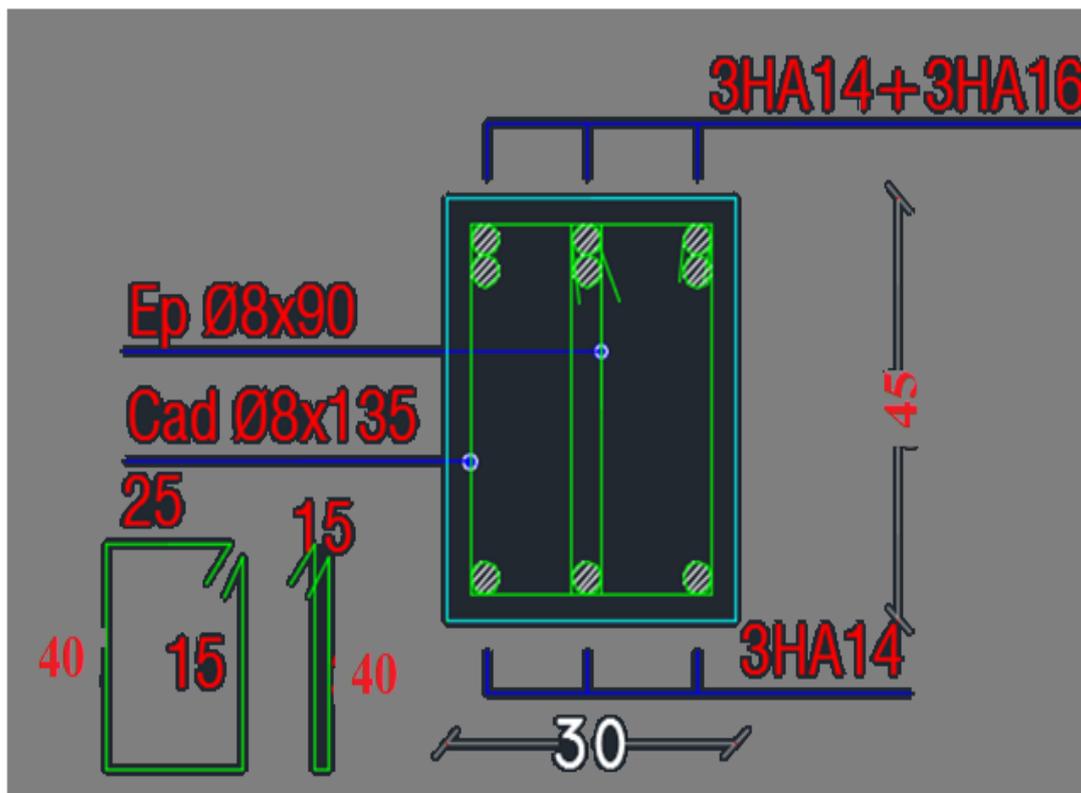


Figure V- 13: Ferrailage des poutres principales (RDC+EC), sur appuis

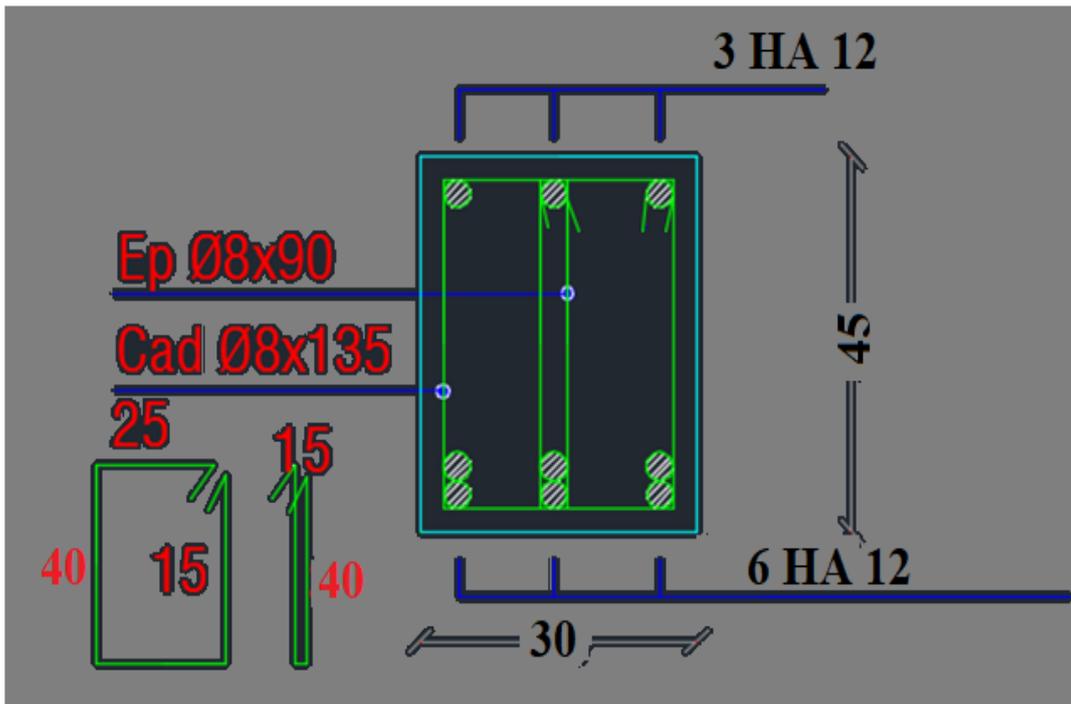


Figure V- 14: Ferrailage des poutres principales (RDC+EC), en travée

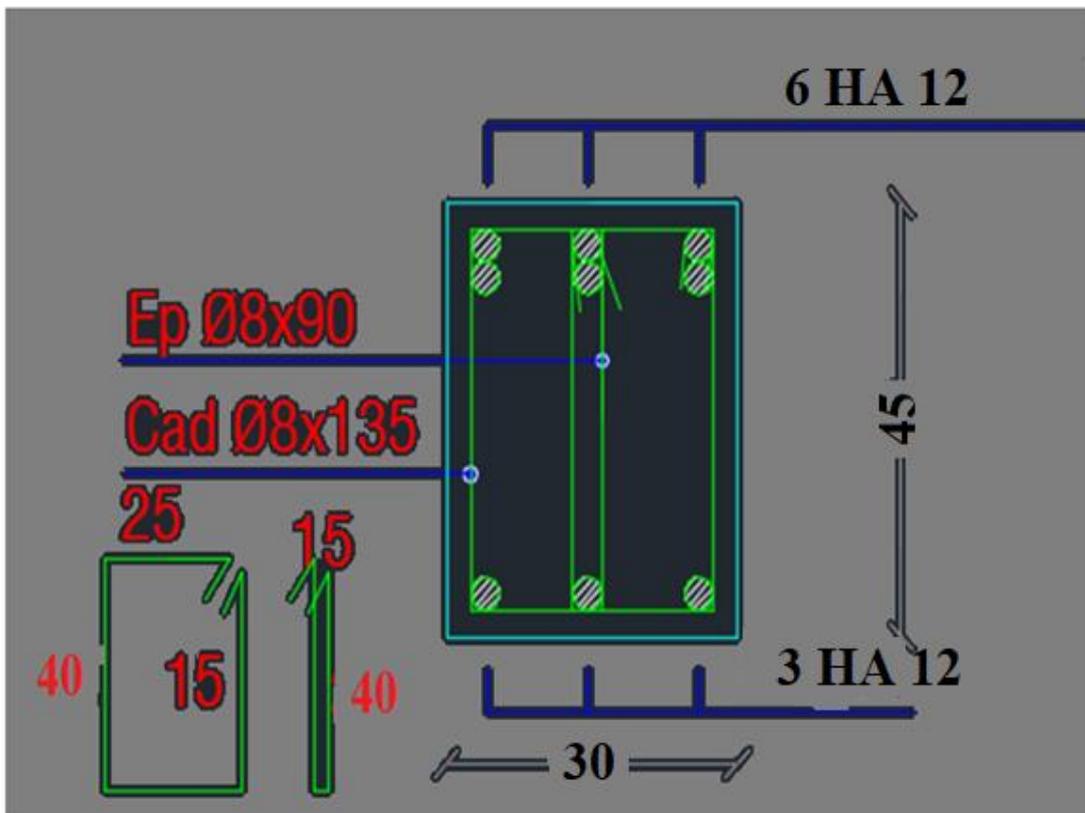


Figure V- 15: Ferrailage des poutres principales (terrace), sur appuis

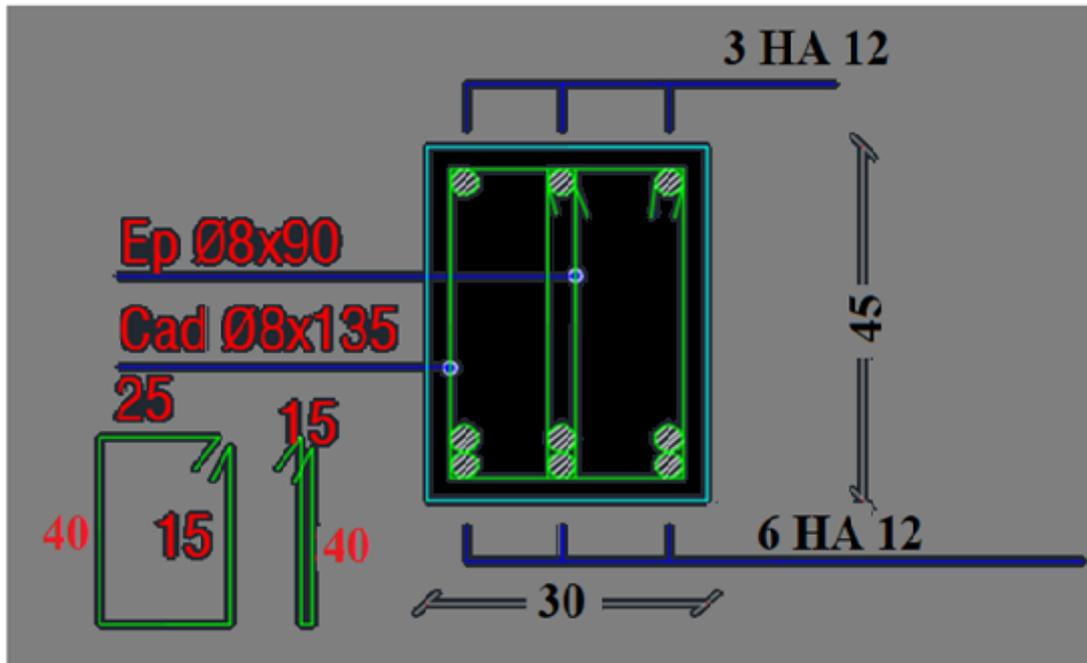


Figure V- 16: Ferrailage des poutres principales (terrasse), en travée

B) -L'étude des Poutres secondaires :

Calculs effectués pour calculer le ferrailage des poutres principales. Nous suivons les mêmes étapes pour calculer le ferrailage des poutres secondaires, et les résultats sont résumés dans Tableau V-7.

Tableau V- 6: Exemple de calcul des armatures longitudinales

	ELU		ELS		ACC	
	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
RDC+EC	35,70	60,98	28,36	50,07	51,08	68,24
Terrasse	28,90	50,42	24,23	38,43	43,91	63,07

Tableau V- 7: Résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A_{cal}	A_{choisi}	A_{cal}	A_{choisi}	Travée	Appuis
RDC+EC	3,70	6,79	5,40	6,79	6HA12	6HA12
Terrasse	2,91	6,79	3,63	6,79	6HA12	6HA12

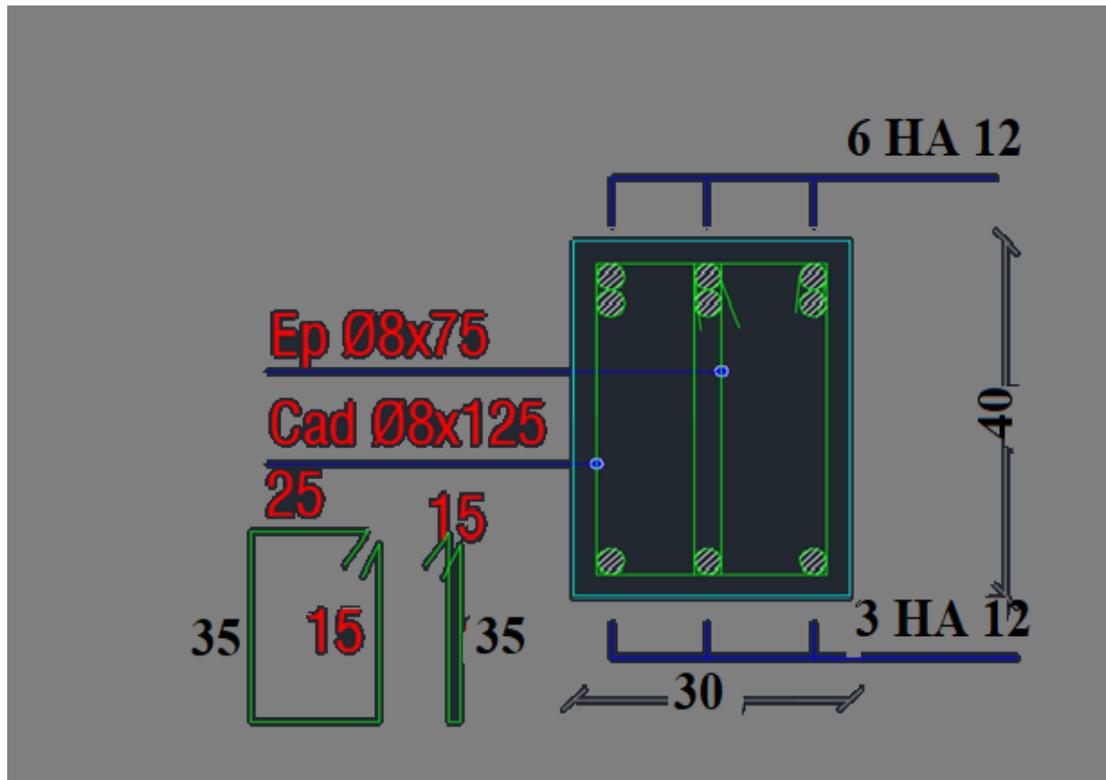


Figure V- 17: Ferrailage des poutres secondaires (RDC+EC+Terrasse), sur appuis

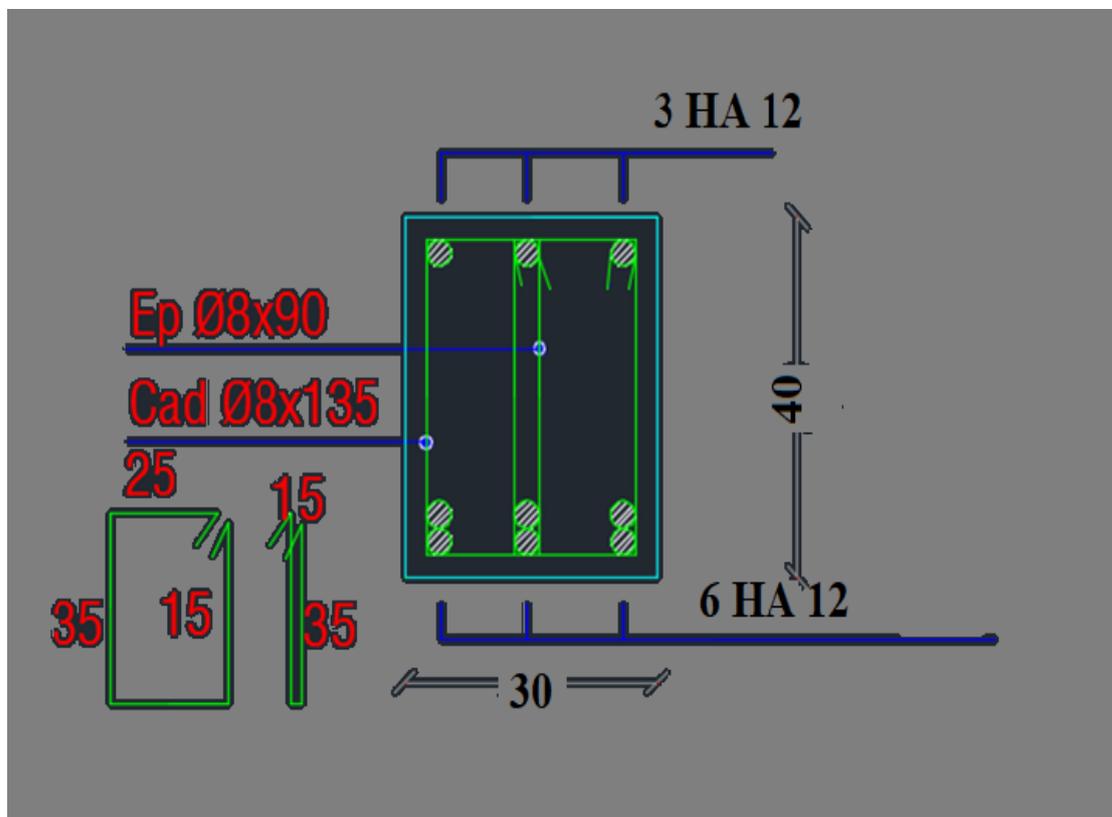


Figure V- 18: Ferrailage des poutres principale (RDC+EC+Terrasse), en travée

V-4-Etude de ferrailage des voiles :**A) -Introduction :**

Le voile joue un rôle essentiel dans la protection contre les vents, que ce soit en raison de l'action climatique ou des séismes, en résistant aux forces verticales et horizontales. Ainsi, le processus de ferrailage des voiles implique de définir les armatures en flexion composée qui sont soumises aux sollicitations verticales causées par les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q), ainsi qu'aux sollicitations causées par les tremblements de terre.

B) - Conception :

Les voiles doivent être positionnés de manière à minimiser l'excentricité (torsion). Il est important que les voiles ne soient pas trop éloignés (Flexibilité du sol). Il est important que la position des voiles ne perturbe pas l'équilibre de la structure (il est essentiel que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

C) - Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

En ce qui concerne la résistance aux charges horizontales (vent, séisme), on peut identifier plusieurs catégories de structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, les voiles et portiques, connu sous le nom de contreventement, sont utilisés pour garantir la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage face aux charges horizontales.

D) - Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Il est essentiel de garantir la stabilité des constructions non auto stables face aux charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

E) - Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en fonction de la flexion composée causée par les sollicitations qui les provoquent. Le moment de fléchissant et l'effort normal seront calculés en fonction des combinaisons de charges permanentes, d'exploitation et sismiques.

F) - Combinaison :

Les combinaisons à prendre en compte selon les règlements parasismiques algériens (RPA 99 / version 2003) sont les suivantes :

●ELU : 1,35G +1,50Q

●ELS : G + Q

●ACC : G + Q ± E

G) - Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V- 8: Prédimensionnement des voiles

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC.....8ème étage	4,59 m ; 3,06 m	25 cm ; 20 cm

H) - Ferrailage des voiles :

Les tableaux ci-dessous récapitulent les demandes maximales obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Tableau V- 9: Calcul d'armatures des voiles longitudinales avec N_{\max} et M_{corresp}

Voiles longitudinales : M_{\max} et N_{corresp}						
Niveau	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
M_u (t.m)	875,62	650,19	388,84	208,34	90,95	27,93
N_u (t)	-2502,03	-2389,91	-1995,69	-1249,99	-779,69	-282,16
A_u (cm ²)	56,50	56,50	32,40	30,60	30,60	30,60
$A_{u'}$ (cm ²)	56,50	56,50	32,40	30,60	30,60	30,60
A_u adopté (cm ²)	30×HA16 = 58,31 cm ²	30×HA16 = 58,31 cm ²	24×HA14 = 36,95 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²
$A_{u'}$ adopté (cm ²)	30×HA16 = 58,31 cm ²	30×HA16 = 58,31 cm ²	24×HA14 = 36,95 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²

Tableau V- 10: Calcul d'armatures des voiles transversales avec M_{\max} et N_{corresp}

Voiles transversales : M_{\max} et N_{corresp}						
Niveau	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
M_u (t.m)	675,62	450,19	290,67	180,05	60,67	27,93
N_u (t)	-2285,03	-2033,91	-1750,66	-1022,18	-561,07	-197,86
A_u (cm ²)	56,50	56,50	30,60	30,60	30,60	30,60
$A_{u'}$ (cm ²)	56,50	56,50	30,60	30,60	30,60	30,60
A_u adopté (cm ²)	30×HA16 = 58,31 cm ²	30×HA16 = 58,31 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²
$A_{u'}$ adopté (cm ²)	30×HA16 = 58,31 cm ²	30×HA16 = 58,31 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²	23×HA14 = 33,87 cm ²

► **Calcul des armatures verticales :**

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1$ m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,25 \times 1,00 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,20 \times 1,00 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **L'espace :**

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :

$$\bullet S_t \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{50 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\bullet S_t \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$\bullet S_t \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **20 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est **6HA12/ml** de section **6,79 cm²/ml**.

• $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{30 \text{ cm ; } 30 \text{ cm}\}$

$St \leq 30$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **20 cm**.

Le choix de la section des armatures verticales est **6HA12/ml** de section **6,79 cm²/ml**.

► Calcul des armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **6 HA12 = 6,79 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.

► Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91 révisée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à **12 mm**, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de **4/m²** au moins ; on prend donc **4Φ6/m²**.

► Disposition des armatures :

• Armatures verticales :

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

✓ **Voile transversal** : $L = 500 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 50 \text{ cm}$.

✓ **Voile longitudinal** : $L = 350 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 35 \text{ cm}$.

► Armatures horizontales :

Il est nécessaire d'équiper les barres horizontales de crochets à **135°** de longueur de **10Φ**. Il est nécessaire de les renvoyer aux extrémités du mur et aux bords libres qui restreignent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

► **Armatures transversales :**

Il est nécessaire que les deux couches de renfort soient reliées à raison d'au moins 4 cadres par mètre carré.

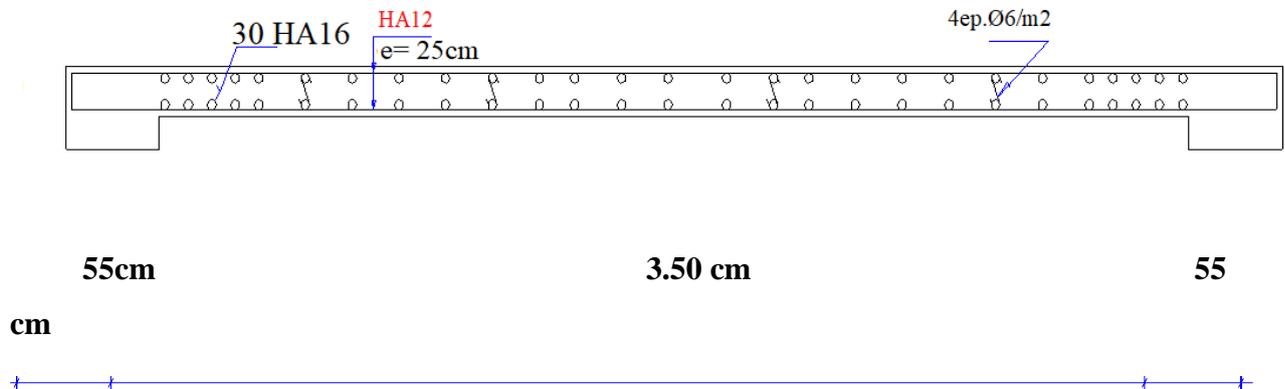


Figure V- 19: Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (RDC)

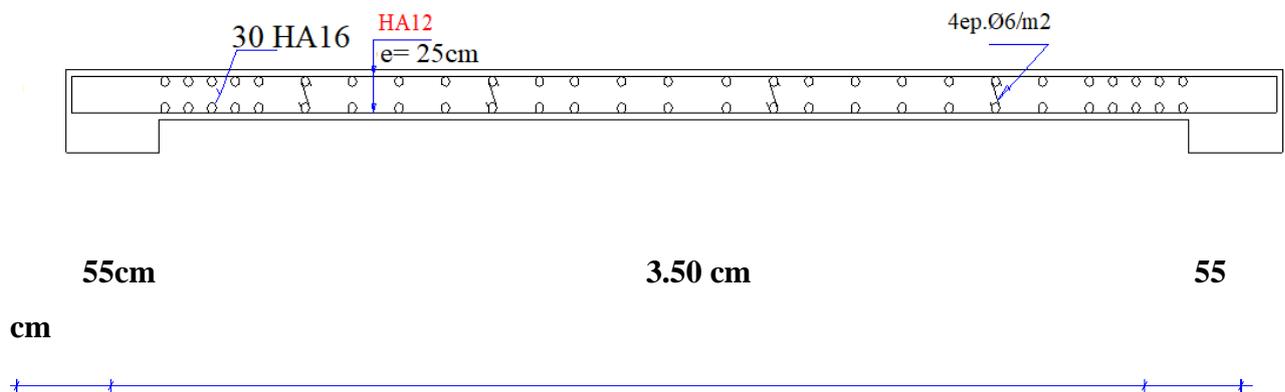


Figure V- 20: Coupe transversales du ferrailage des voiles (RDC)

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the text.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1-Introduction :

Avant d'initier un projet de fondation, il est crucial de déterminer la valeur de la contrainte du sol à considérer dans les calculs, ce qui se fait en évaluant trois paramètres clés :

- La contrainte associée au tassement maximal acceptable.
- La contrainte de rupture du sol.
- La contrainte maximale permise selon les normes parasismiques.

VI.2 -Contrainte admissible du sol :

Les caractéristiques suivantes sont prises en compte pour déterminer la contrainte admissible du sol :

- Poids spécifique des grains γ_s .
- Poids spécifique du sol sec γ_d .
- Cohésion non drainée C
- Angle de frottement effectif ϕ . [26]

Pour notre projet $\bar{\sigma} = 1,5$ bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à $H/10$.

Avec : H : Hauteur totale du bâtiment $H = 30,60$ m  $H/10 = 3,06$ m

Selon les résultats de l'étude géotechnique du sol de terrain, il y a un sol approprié à une profondeur de 3,5 m

-Dans les calculs, on considère une profondeur des semelles de 3,5m.

VI.3 -Types des fondations superficielles :

Les types de fondations superficielles sont les suivants : [26]

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

VI.4 -Déterminations du type de fondation

Il est essentiel que la surface de la semelle soit adéquate pour répartir les charges apportées par les porteurs verticaux sur le sol.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\sigma = \frac{N}{S \text{ semelle}}$$

Afin de déterminer les dimensions de la surface du sol, des bases de fondations sont déterminées chez E.L.S.

Il est nécessaire que la capacité portante du sol dépasse la pression exercée par les fondations.

On exprime la surface S d'une semelle :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \implies S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol en bars = 1,5 bar = 15 t/m².

S_{semelle} : Surface total des semelles (A × B).

$N_{\text{sertoutale}} = 43407,11 \text{ KN} = 4340,711 \text{ t}$.

$\sigma_{\text{sol}} = 15 \text{ t/m}^2$ (donnée par le rapport géotechnique).

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{4340,711}{15} = 289,38$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 16 \times 26 = 416 \text{ m}^2$$

$$\bullet \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{289,38}{416} = 0,69$$

$$S_{\text{semelle}} = 289,38 \text{ m}^2 > 0,5 \times S_{\text{bâtiment}} = 0,5 \times 416 = 208 \text{ m}^2$$

La superficie des fondations est supérieure à la moitié de la superficie du bâtiment. Ceci nous amène à considérer un type de fondation :

✓ Semelle radier général

VI.5 -Etude du radier général

VI.5.1 -Pré dimensionnement de radier général :

A) -Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes : [28]

Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{515}{10} = 51,5 \text{ cm}$.

Avec L_{max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} ; L_{\text{max}} = 5,15\text{m} \implies 64 \text{ cm} \leq hr \leq 103 \text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\text{max}} / \pi$$

Avec :

Le : Longueur élastique.

L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa).

b₁ : Largeur de la 1^{ère} type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 55 + 10 = 65 cm.

I : Inertie de la section du radier. (I = b×h×r³/12).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. (K = 40MPa).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5,15\right)^4 \frac{40}{10819}} = 75,36 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est

hr = 100cm ; b= 65 cm.

B) -Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{515}{20} = 25,75 \text{ cm}$

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}; L_{max} = 5,15\text{m} \Rightarrow 64 \text{ cm} \leq hr \leq 103 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **h_a = 60 cm** pour la dalle du radier

C) -Calcul de la surface de radier :

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

N_{ser} = 43407,11 KN

N_{ACC(MAX)} = 57237,70 KN

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{57237,70}{150} = 381,58 \text{ m}^2$$

Nous avons prévu un débordement (D) en raison de la surface supérieure du bâtiment (416m²) à la surface nécessaire du radier (381,58 m²).

D) -Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 50 \text{ cm}$

$S_r = S_{\text{Bâtiment}} + D \times 2 \times (X+Y) ;$

S_r : Surface de radier ;

S : Surface totale de bâtiment ;

X : Longueur de bâtiment ;

Y : Largeur de bâtiment.

$S_r = 416 + 0,50 \times 2 \times (16+26) = 458 \text{ m}^2.$

Alors la surface de radier est $S_r = 458 \text{ m}^2$

Donc : $458 \text{ m}^2 > 416 \text{ m}^2$

E) -Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

V : L'effort tranchant ultime $V_u = (q_u \times L_{\text{max}}) / 2 = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$

Avec : $N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} + 1,35 \times \text{Poids radier}$

$$N_u = 1,35 \times 43407,11 + 1,35 \times (458 \times 1,00 \times 25) = 74057,10 \text{ KN}$$

$$N_u = 74057,10 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 5,15\text{m}$

$$V_u = (q_u \times L_{\text{max}}) / 2 = \frac{74057,10 \times 1}{458} \times \frac{5,15}{2} = 416,37 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = V_u / (b \times d) = 416,37 / (1000 \times 990) = 0,416 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

F) -Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids propre total du bâtiment à la base du radier = $G_T + G_{\text{rad}} = 80,48 + 28,86 = 109,34 \text{ MN}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3,50\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 458 \text{ m}^2$)

$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3,50 \times 458 = 24,04 \text{ MN} < W = 109,34 \text{ MN}$  Aucun risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

G) -Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a+b+2hr) = [(0,55 + 0,55 + 2 \times 1,00) \times 2] = 6,20 \text{ m}$$

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($Nu = 2120,12 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (60cm)

Donc $\frac{0,07 \times 6,20 \times 1,00 \times 25000}{1,5} = 7233,33 \text{ KN} > Nu = 2120,12 \text{ KN}$ donc pas de risque de

poinçonnement.

H) -Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Afin d'éviter tout risque de renversement du bâtiment en raison des actions sismiques (horizontales ou verticales). Il est important de s'assurer que le rapport entre le moment stabilisant causé par l'effort normal N et le moment de renversement causé par l'action sismique est supérieur à 1,25.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0,8 \times M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0,8 \times M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1,25$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

❖ Sens longitudinal :

Tableau VI- 1: Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal.

W(KN)	Lx(m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
40534,99	26	13	526954,87	122610,83	4,30	Condition Vérifiée

❖ Sens transversal :

Tableau VI- 2: Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal.

W(KN)	Lx(m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
40534,99	16	8	324279,92	130079,38	2,50	Condition Vérifiée

Finalemment : Donc pas de risque de renversement.

K) -Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (27×17) m² avec un débordement de 0.5 m,

On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$X_G = 13.5 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} I_x = ((13.5 \times 2) \times (8.5 \times 2)^3) / 12 = 11054,25 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 8.5 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} I_y = ((8.5 \times 2) \times (13.5 \times 2)^3) / 12 = 27884,25 \text{ m}^4$$

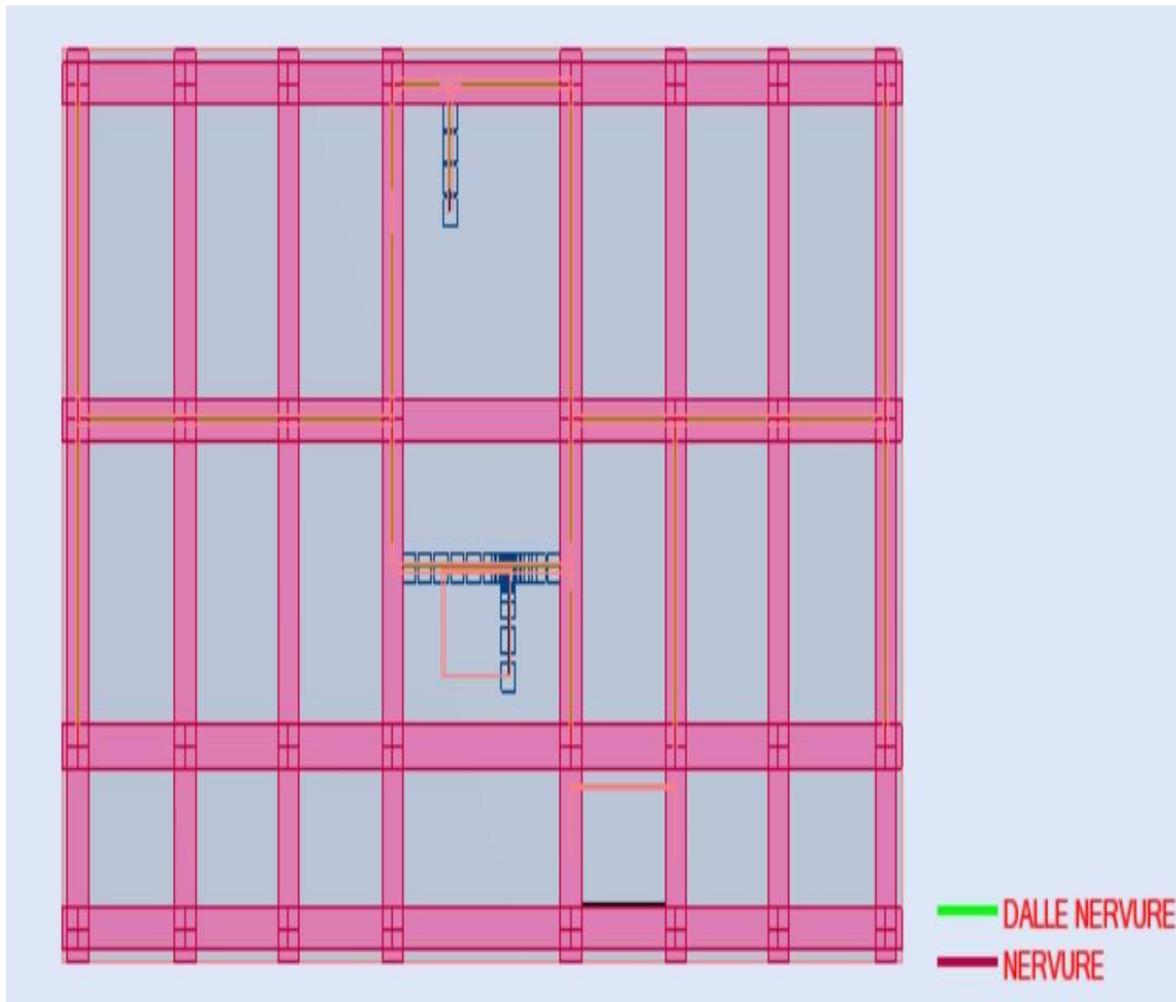


Figure VI- 1: Schéma de 1ère proposition de radier général nervuré

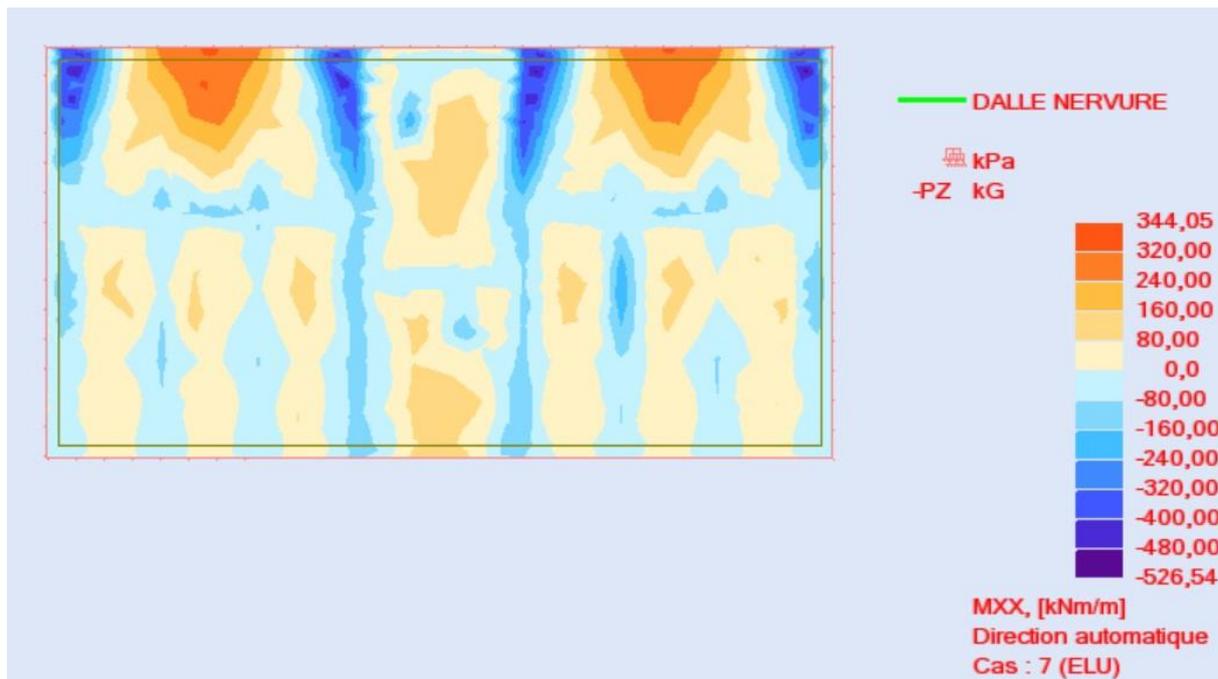


Figure VI- 2: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{xx} « ELU »

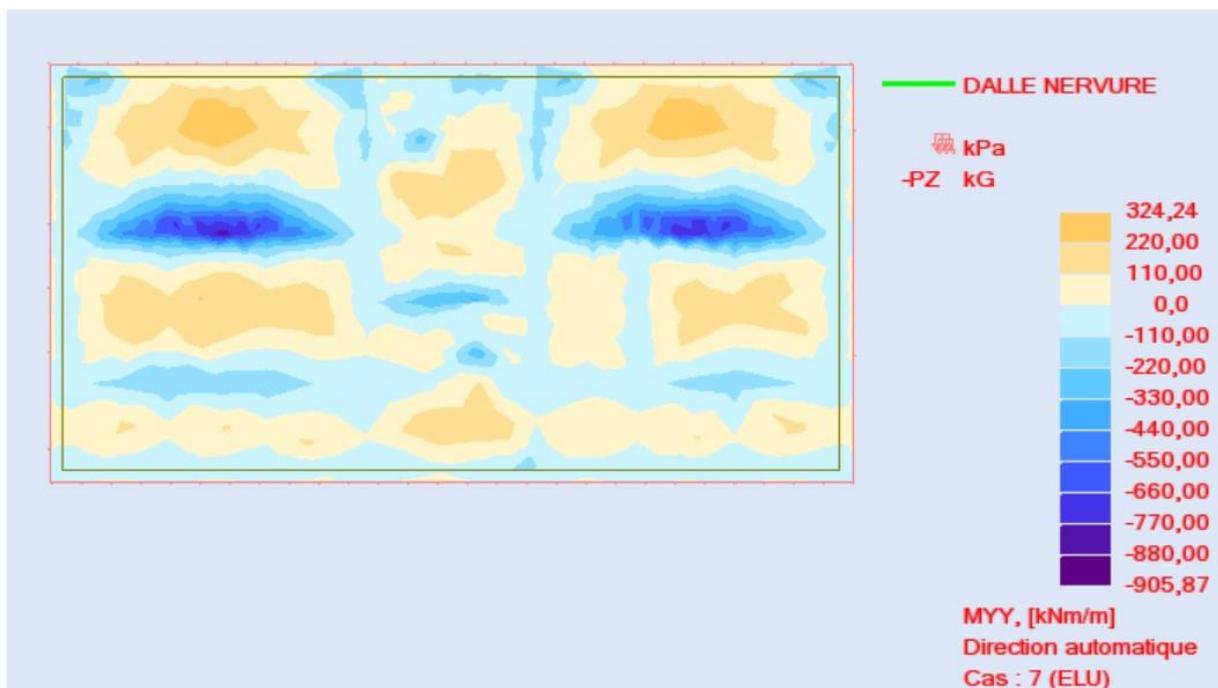


Figure VI- 3: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} « ELU »

A) -Calcul de Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « $0,60 \times 1,00$ » m^2 et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY' .

Calcul de ferrailage à l'ELU :**En travée :**► **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{344,05 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,55)^2} = 0,080$$

$$\mu_u = 0,080 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,080})$$

$$\alpha = 0,104$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,55 \times (1 - 0,4 \times 0,104)$$

$$Z = 0,958 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{344,05}{0,958 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 10,32 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA16** de section **12,06 cm²/ml.**

► **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{324,24 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,55)^2} = 0,075$$

$$\mu_u = 0,075 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075})$$

$$\alpha = 0,097$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,55 \times (1 - 0,4 \times 0,097)$$

$$Z = 0,961 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{324,24}{0,961 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 9,70 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA14** de section **12,32 cm²/ml.**

► **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 6,64 \text{ cm}^2$$

Donc : $12,06 + 10,78 = 22,84 \text{ cm}^2 > 6,64 \text{ cm}^2$ ⇒ Condition vérifiée.

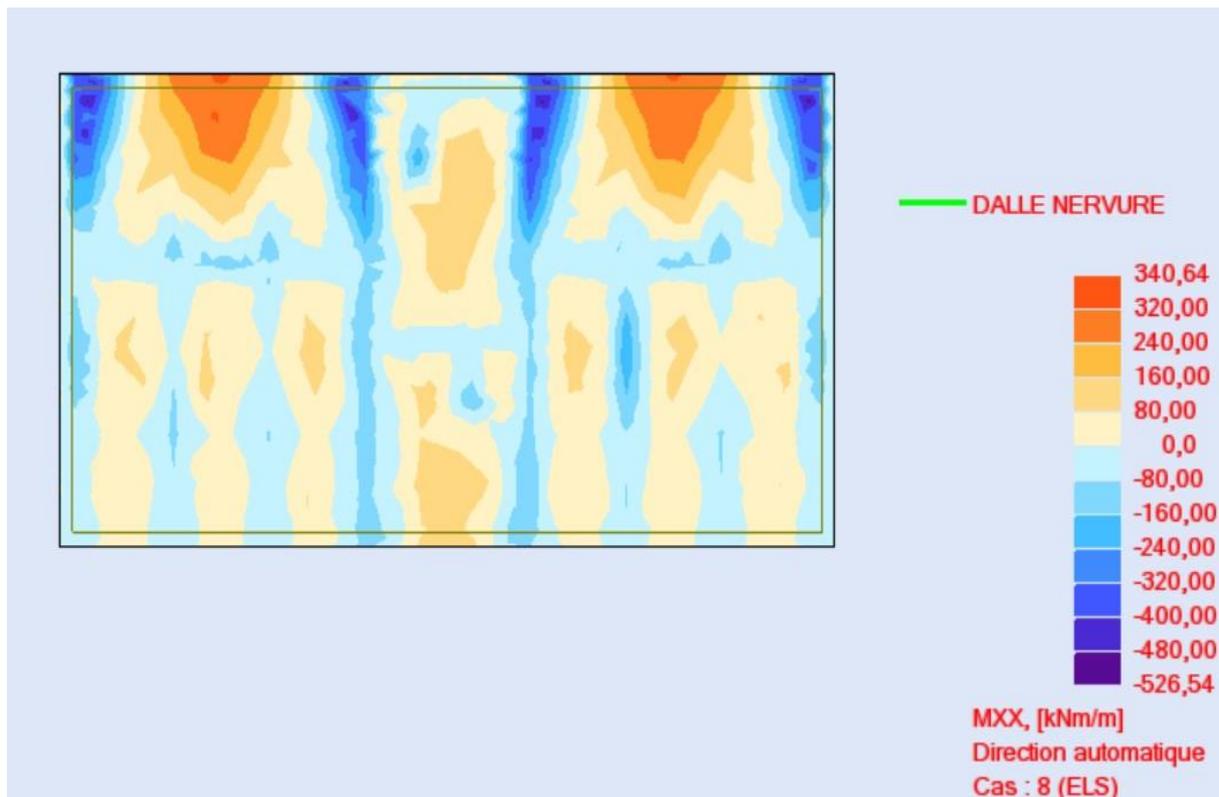


Figure VI- 4: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{xx} « ELS »

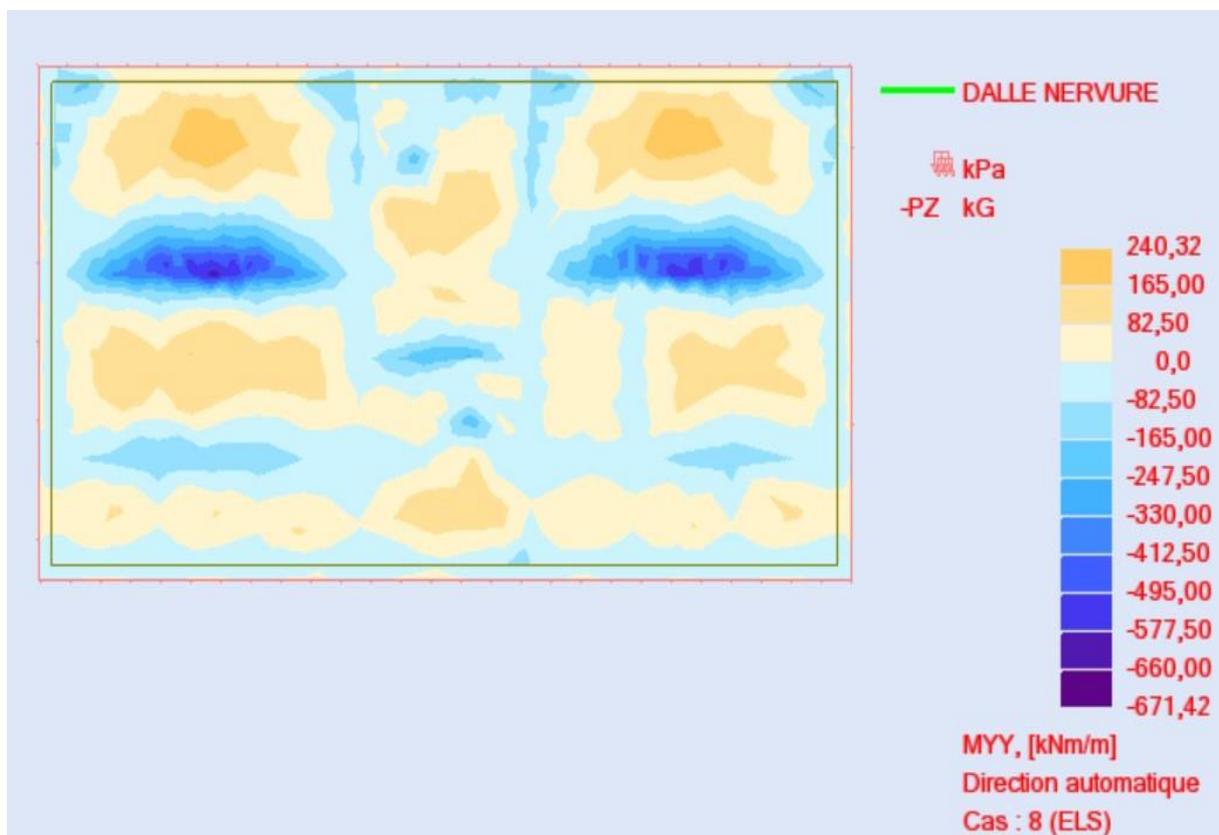


Figure VI- 5: Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} « ELS »

❖ Vérification à ELS : le BAEL93 :

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \longrightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

- En travée Lx :

Tableau VI- 3: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Travée	1,01	0,104	0,445	0,104 < 0,445

- En travée Ly :

Tableau VI- 4: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Travée	1,35	0,097	0,445	0,097 < 0,445

ELU

► En appui :

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en **appui**, et on trouve :

Ax ⇒ **7HA16 /ml** » de section **14,07 cm²/ml**.

Ay ⇒ **8HA14 /ml** » de section **12,32 cm²/ml**.

► Vérification de Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{ft28}{fe} \right) = 6,64 \text{ cm}^2$$

Donc : 14,07 + 12,32 = 26,39 cm² > 6,64 cm² ⇒ Condition vérifiée.

❖ Vérification à ELS : le BAEL93 :

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \longrightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

En appui Lx :

Tableau VI- 5: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Travée	1,36	0,031	0,445	0,031 < 0,445

- En appui Ly :

Tableau VI- 6: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	Comparaison
Appui	1,35	0,097	0,445	0,097 < 0,445

► **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{321,49 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,55} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 \times fc28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \tau_{ul} = 2,50 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► **Calcul de l'espacement :** D'après le (BAEL91 révisée 99) :

$$St = \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} = \min (49,5 ; 40) \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad St = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **S_t = 20 cm** de armatures longitudinales.

► **Longueur de la zone nodale :** h' = 2×60= 120cm.....RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)

h' = 120 cm

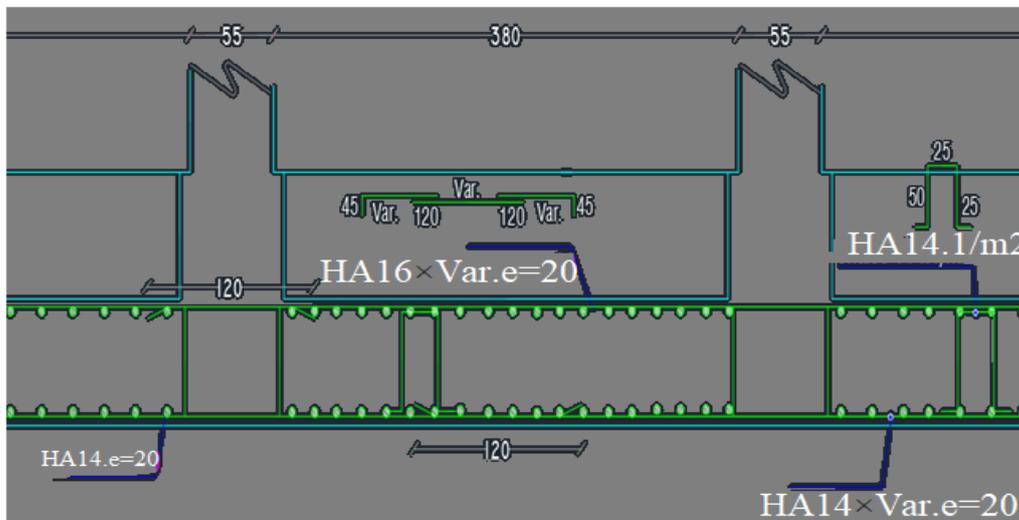


Figure VI- 6: Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général

B) -Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

La combinaison à considérer est essentiellement :

$$1,35G + 1,5Q$$

S'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E , les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Et ce compte tenu de l'application de la résistance ultime du sol σ_{sol} d'un coefficient de sécurité de 1.5

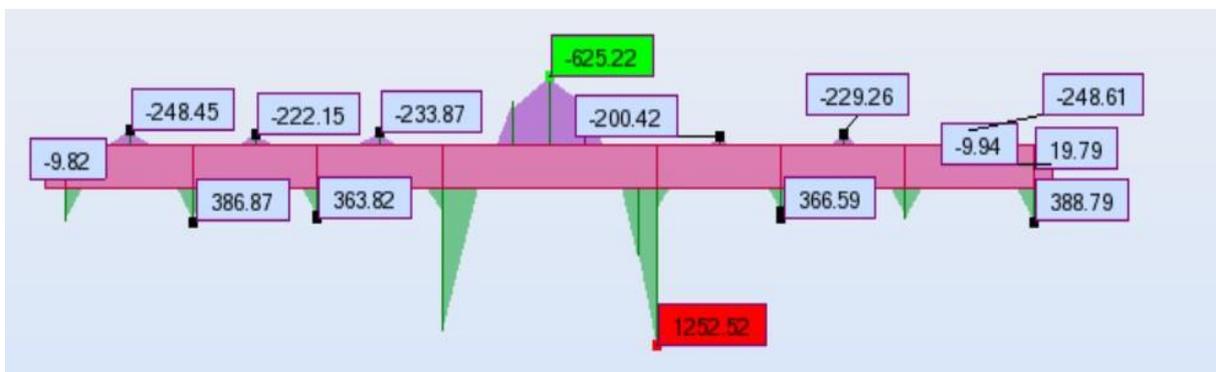


Figure VI- 7: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).

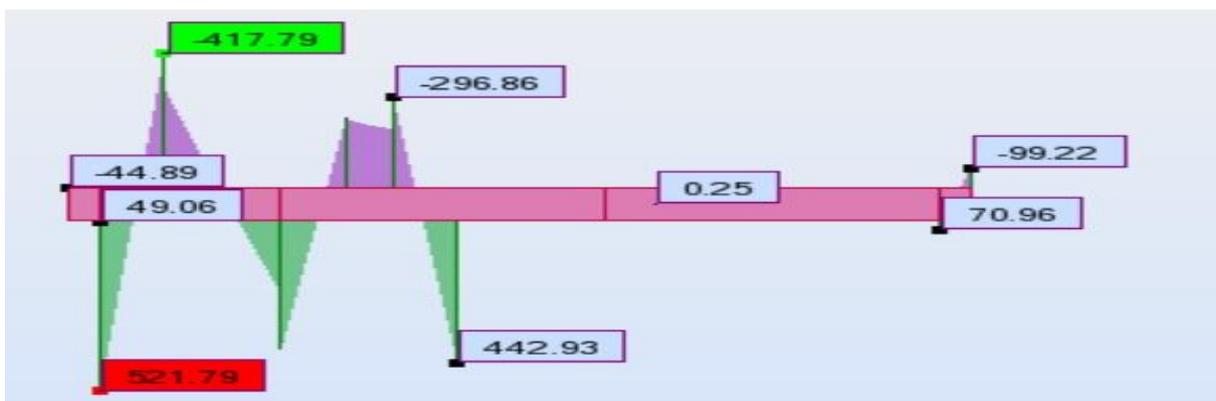


Figure VI- 8: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (yy).

1. Ferrailage longitudinal :

ELU :

► En travée :

Le moment maximum en travée $M_{\max} = 625,22 \text{ KN.m.} = 0,625 \text{ MN.m}$

$$-M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

On a : $b = 0,65 \text{ m}$; $h_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,90 \text{ m}$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 1,00 \times 14,17 \times (0,90 - \frac{1,00}{2}) = 3,6842 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{625,22 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,90)^2} = 0,083$$

$$\mu_u = 0,083 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083})$$

$$\alpha = 0,108$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,108)$$

$$Z = 0,860$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{625,22}{0,816 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 20,90 \text{ cm}^2$$

On adopte : **12×HA16** de section **24,13 cm²/ml**.

► **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1252,52 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,90)^2} = 0,168$$

$$\mu_u = 0,168 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,168})$$

$$\alpha = 0,231$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,231)$$

$$Z = 0,850$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{1252,52}{0,817 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 42,36 \text{ cm}^2$$

On adopte : **22×HA16/ml** de section **44,23 cm²/ml**.

On adopte aussi **4×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

► **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,85 \text{ cm}^2$$

Donc : $44,23 + 24,13 + 4,52 = 72,88 \text{ cm}^2 > 7,85 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 65 \times 100 = 32,5 \text{ cm}^2 \img alt="grey arrow" data-bbox="498 195 568 210"/> Condition vérifiée.$$

Car on a choisi : $24 \times HA16 + 12 \times HA16 + 4 \times HA12 = 72,88 \text{ cm}^2$

► **ELS : BAEL93 :**

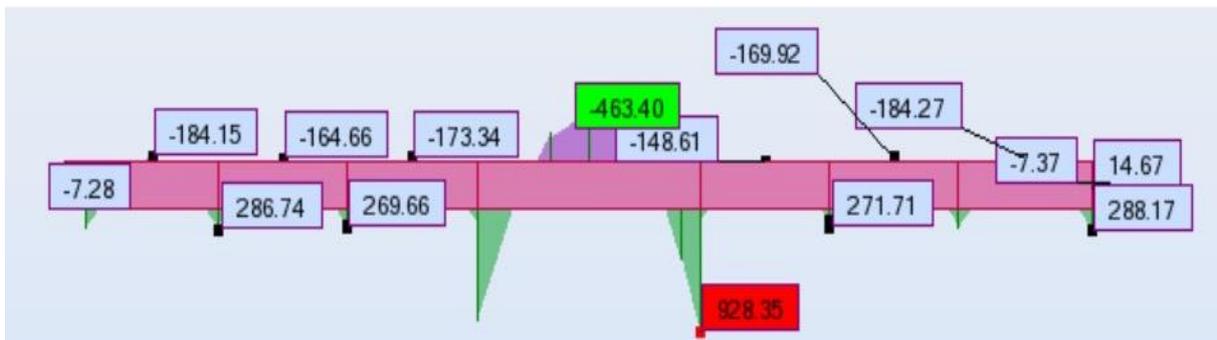


Figure VI- 9: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).

• **Vérification à ELS : le BAEL93 :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \img alt="yellow arrow" data-bbox="425 635 575 650"/> \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau VI- 7: Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1,35	0,108	0,445	$0,031 < 0,445$
Appui	1,35	0,231	0,445	$0,231 < 0,445$

On prend : $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99/version2003(Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$

$St \leq \min (25; 12 \phi_l; 30\text{cm})$

On prend: **St = 10cm**

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm}$; On prend : **St = 15cm**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 ϕ_t** minimum.

10 ϕ_t = 10 × 1,6 = 16 cm ; alors on adopte longueur de **15 cm**

► **Longueur de la zone nodale :**

h' = 2 × 100 = 200cm.....**RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

h' = 200 cm

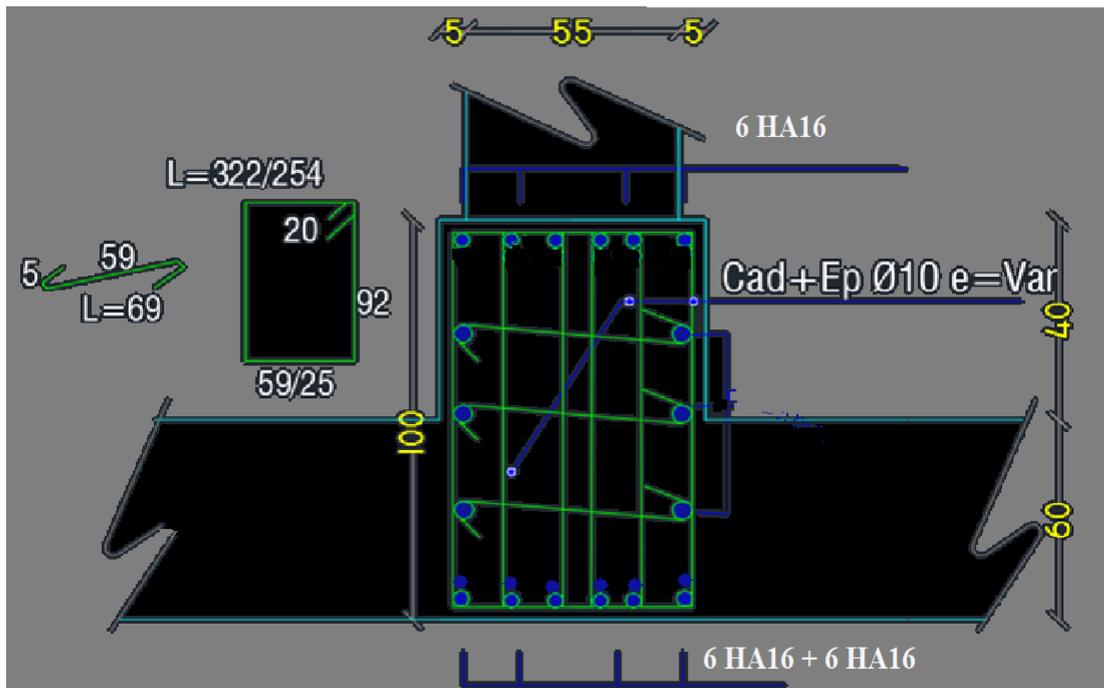


Figure VI- 12: Coupe de ferrailage nervures aux niveaux de travée

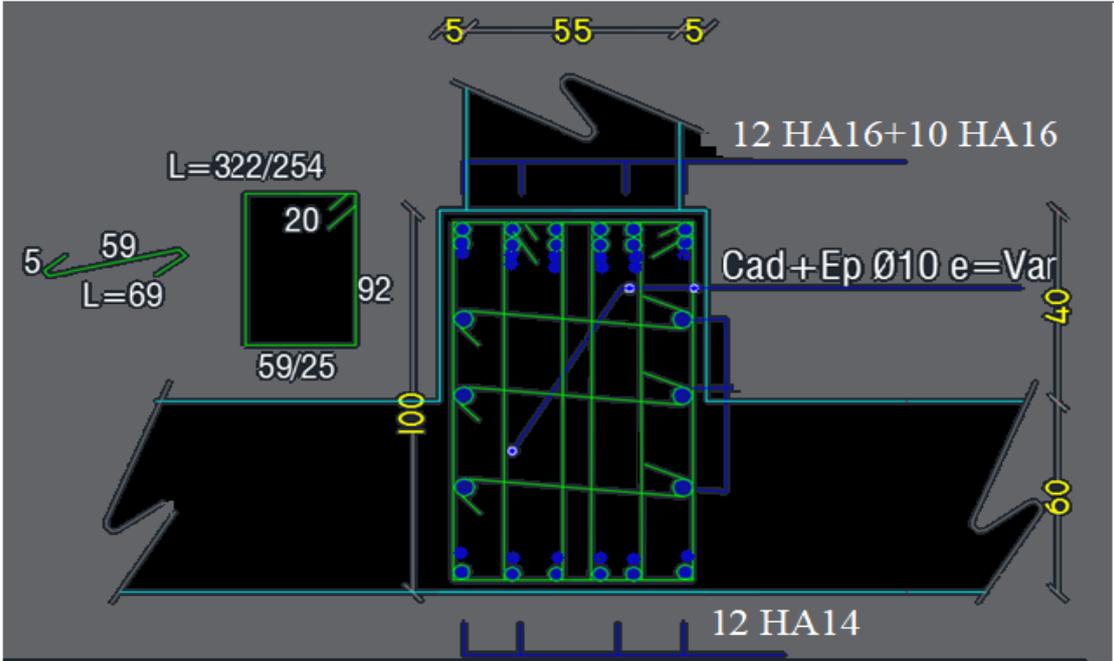


Figure VI- 13: Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux d'appuis



Conclusion générale

Conclusion générale

Ma première véritable expérience avec l'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances sur les problèmes de conception et d'étude des ossatures en béton armé, tout en étendant mes compétences dans le domaine pratique.

Les avancées récentes de l'analyse numérique, à la suite des immenses possibilités offertes par les ordinateurs, ont profondément modifié les techniques de calcul. Prenons l'exemple de l'utilisation de l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 que nous avons utilisé pour mettre en œuvre ce projet, ainsi que de la réglementation qui règle les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Cela est réalisé en consultant les différentes références bibliographiques.

En cas de séisme, les voiles reprennent d'abord, par leur rigidité, la quasi-totalité des charges latérales. La structure présente des déformations faibles. Suite à l'émergence de zones plastiques dans le voile, une part accrue de la charge est transférée aux portiques, dont la ductilité permet une dissipation d'énergie importante.

Il est important de noter que dans le cadre de la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes et obtenir une sécurité parasismique sans compromettre considérablement l'aspect économique.

Enfin et pour conclure, notre but principal demeure de réduire au minimum le risque de séisme et de simplifier la construction de l'ouvrage tout en adoptant une conception optimale qui satisfait aux exigences architecturales, sécuritaires et économiques.



Bibliographie

Bibliographie :

- [1]. Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000) ;
- [2]. CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME. Règles B. A. E. L
- [3]. CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé ;
- [4]. Davidivici, D : (Formulaire du béton armé, Volume 2). Le moniteur. 1995 ;
- [5]. D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation ;
- [6]. Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger) ;
- [7]. Fascicule N° 62 - Titre V : REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL ;
- [8]. Jean-Marie Paillé : (calcul des structures en béton) ;
- [9]. LCPC SETRA : FOND. 72 (FASCULE 5 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS);
- [10]. Perchat, J et al : (Pratique du BAEL 91). Eyrolles. 1998 ;
- [11]. Philippe Reiffsteck : Cours Fondation des ouvrages.

- **Réglements**

- [12]. CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé ;
- [13]. Cours de béton armé BAEL91 modifié 99
- [14]. D.T.R. Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- [15]. Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché B.C.2.42 ;
- [16]. Règlement parasismique algérien RPA99/2003.

- **Logiciel :**

- [17]. AUTOCAD 2016.....Dessin ;
- [18]. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul ;
- [19]. Logiciel de ferrailage EXPERT 2010.....Calcul ;
- [20]. Word 2019

- **Cours :**

- [21]. Cours béton armé 3ème année licence génie civil (Dr. Madi Rafik 2021) ;
- [22]. Projet fin de cycle 3ème année licence génie civil (Dr. Nigrie ghania2022) ;
- [23]. Cour béton armé 1ème année Master (Dr..Yacine Cherait 2023) ;
- [24]. Projet fin étude 2ème année Master (Dr. Lafifi Brahim 2024) ;
- [25]. Étude parasismique 2ème année Master (Dr. Boudjedra Fatiha 2024).

- **Mémoires de fin d'études :**

[26]. Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé Situé à Guelma ; par : AMOURI Zakarya et BOUDJOURAF Housseem eddine En juin 2015

[27]. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+10 / Contreventement mixte Situé à Biskra ; par : NOUICHI Yamina Promotion : 2017/2018 ;

[28]. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+15 Situé à Guelma ; par : GUERGOURI Amir et AMADOU OUMAROU Chapiou En juin 2017 ;

[29]. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+7 Situé à Blida ; par : Aït ABDERRAHIM Rafik Promotion : 2022/2023 ;

[30]. Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux Situé à Guelma ; par : KHELAFIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki En septembre 2020 ;

[31]. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 Situé à Guelma ; par HIMRI Yousra et KHELAFIA Soulef En octobre 2020 ;

[32]. Etude d'un bâtiment R+5 Situé à Guelma ; par HOUAOUSSA Mohammed Amin et BOUROUMANA Issam En juin 2019 ;

[33]. Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation Situé à Guelma ; par DJELFI Khemis et MAGHRANI Houssam Promotion : 2017/2018 ;

[34]. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 Situé à Guelma ; par : KHOUALED Abderrazak En juin 2023.