



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



Université Djilali Bounnama
KHEMIS MILIANA

Faculté des Sciences et Technologies
Département de la Technologie

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de Master

Spécialité : Sciences et Techniques

Filière: Génie Civil

Option : Conception et Calcul des Constructions

THEME

Conception et Etude
d'une Bibliothèque en R+7

Présenté par :

Melle. ABDOUN Houda

Melle. AKACHE Imane

Encadré par :

Mr. KOUIDER DJELLOUL Omar

2015/2016

Remerciements

***Il nous est agréable de pouvoir enfin d'exprimer
tous nos remerciements à :***

***Monsieur Kouider-Djelloul Omar notre promoteur pour sa patience,
sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à
alimenter nos réflexions.***

***Tous les enseignants du département de Génie Civil qui nous ont fait
bénéficier de leurs connaissances et leurs compétences.***

***Tous le personnel technique du CTC d'Ain Defla qui nous ont aidées
dans notre stage pratique.***

***Nous sommes honorés de soumettre ce modeste travail à l'expérience
des membres d'un jury compétent.***

***Que tous qui nous ont aidé à terminer ce modeste travail trouvent ici
l'expression de nos remerciements les plus sincères.***

Dédicace

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents ma mère et mon père

*Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs
encouragements.*

A mes deux chères sœurs : Amina et Ihcene

*A mes amies intimes : Sara, Marwa, Ahlam, Samia, Nour el
Houda, Nakhla.....*

A mon collègue« AKACHE Imane »

Evidemment à toute la promotion du génie civil 2016.

*A toute personne qui m'a aidé et encouragé au long de mes
études.*

ABDOUN HOUDA

Dédicace

Avant tout, je remercie le grand dieu qui nous a aidés à élaborer ce modeste travail que je dédie à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir.

A Mes frères : ABD RAOUF et AYOUB et Med YOUNES

A tous ceux qui porte le nom AKACHE et BELAIB

A tous mes amis et mes collègues

A Toute la promotion de génie civil 2016

Toute personne ayant participé de loin ou de près pour la réalisation de ce travail

Evidemment à mon collègue "ABDOUN HOUDA "

AKACHE IMANE

Résumé

ملخص:

العمل المعالج في هذه المذكرة يهدف إلى دراسة مكتبة غير منتظمة القياسات ذات طابع تربوي مكونة من طابق ارضي زائد سبعة طوابق مع العلم أن السطح غير مستعمل، الواقعة بولاية عين الدفلة، بلدية خميس مليانة، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (12) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل سنة 1999 نسخة معدلة سنة 2003 (NOISREV99APR2003). هذا المشروع محقق بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والافقية، والتي قمنا بتحجيمها طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل سنة 1999 نسخة معدلة سنة 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة (LEAB) لسنة 1991 نسخة 1999 فيما يخص الدراسة الحركية والديناميكية تمت باستعمال برنامج الي يسمى الاتابس نسخة 1.7.9 (SBATE VERSION 9.7.1). تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم حسابها بالاستعانة ببرنامج السوكوتاك (CETOCOS) اما الجدران المسلحة والعناصر الثانوية (كالسلالم) تم حسابها يدويا. وأخيرا أساس البناية يتكون من أساس عام والذي تم حسابه يدويا.

RESUME :

Le travail présenté dans ce mémoire est conçu pour étudier une bibliothèque de forme irrégulière en plan à usage éducative composée d'un rez de chaussée plus sept étages sachant que la terrasse est inaccessible située à la wilaya d'Ain Defla, commune de Khemis Miliana, classée en zone (IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 (RPA 99 V 2003).

Ce projet est réalisé par des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de l'ouvrage et sa résistance à toutes les charges horizontales et verticales, et que nous avons pré dimensionner selon les normes et les lois en vigueur par le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 et le Béton Armé aux Etats Limites 91 Version 99. En ce qui concerne l'étude dynamique, elle a été faite par le logiciel disant ETABS VERSION 9.7.1. Le ferrailage des éléments résistants (poteaux et poutres) a été calculée à l'aide du programme SOCOTEC, bien que les voiles en béton armé et les éléments secondaires (tel que les escaliers) ont été calculés manuellement.

Et finalement la fondation de l'ouvrage est composée d'un radier général calculé manuellement.

ABSTRACT :

The work presented in this thesis is designed to study an irregularly shape library plan for educational located in the Wilaya of Ain Defla, common of Khemis Miliana, classified as an area of seismicity (IIa) according use consisting of a ground floor plus seven floor knowing that the terrace is inaccessible to the Algerian Earthquake Settlement 1999 VERSION 2003.

This project is realize by beams, columns and reinforced concrete walls to ensure the stability of the structure and its resistance to all horizontal and vertical loads, that we have pre dimension to the standards and laws in force by the Algerian Earthquake Settlement 1999 VERSION 2003 and reinforced concrete boundary states 1991 VERSION 1999. As regards the dynamic study, it was made by the software called ETABS VERSION 9.7.1. The reinforcement of the résistance elements (beams,colomns) was calculated with the using of the program SOCOTEC, although reinforced concrete walls and the secondary elements (such as stairs) were calculated manually.

Finally, the foundation of the structure composed of a general strike manually calculated.

Sommaire

SOMMAIRE

• Introduction générale	1
• Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.4. Les hypothèses de calcul	10
• Chapitre II : Pré dimensionnement	
II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des planchers	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres	11
II.4. Evaluation des charges	12
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	14
II.6. Les voiles	20
• Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. L'acrotère	22
III.2. Escaliers	24
III.3. Planchers	25
• Chapitre IV : Etude en zone sismique	
IV.1. Introduction	27
IV.2. Etude de la structure en vibration libre non amortie (VLNA)	27
IV.3. Modélisation de la structure	28
IV.4. Résultat de l'analyse dynamique	32

SOMMAIRE

IV.5. Etude sismique	34
IV.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment	43
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	50

• Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1. Ferrailage des poteaux	52
V.2. Ferrailage des poutres	73
V.3. Ferrailage des voiles	96

• Chapitre VI : Etude du sol

VI.1. Introduction	106
VI.2. Reconnaissance géotechnique	106
VI.3. Conclusion	111

• Chapitre VII : Calcul des fondations

VI.1. Introduction	112
VII.2. Critères du choix du système de fondation	112
VII.3. Semelles filantes	112
VII.4. Radier général	115
• Conclusion générale	133
• Annexe A.....	134
• Annexe B.....	139
• Annexe C.....	147

• Références bibliographiques

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Dimension en élévation	2
Figure I-2 : Plancher à corps creux.....	4
Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	7
Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.....	8
Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU	9
Figure II-1 : Coupe plancher terrasse inaccessible	12
Figure II-2 : Coupe plancher étage courant.....	13
Figure II-3 : Section du poteau carré le plus sollicité	15
Figure II-4 : Section du poteau circulaire le plus sollicité	15
Figure II-5 : Coupe de voile en élévation.....	21
Figure III-1 : Dimensions de l'acrotère	22
Figure III-2 : Coupe longitudinale sur l'acrotère	23
Figure III-3 : Coupe transversale sur l'acrotère	23
Figure III-4 : Ferrailage des escaliers	25
Figure III-5 : Ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis	26
Figure IV-1 : Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement	29
Figure IV-2 : Le rôle du diaphragme	29
Figure IV-3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux	29
Figure IV-4 : Classification des diaphragmes	30
Figure IV-5 : Modèle initial	32
Figure IV-6 : Les étapes du calcul sismique	35
Figure IV-7 : Spectre de réponse.....	40
Figure IV-8 : Modèle 01	44
Figure IV-9 : Modèle 02	47
Figure V-1 : Zone nodale	52
Figure V-2 : Ferrailage des poteaux carrés 55 x 55.....	68

LISTE DES FIGURES

Figure V-3 : Ferrailage des poteaux carrés 45 x 45.....	69
Figure V-4 : Ferrailage des poteaux carrés 35 x 35.....	69
Figure V-5 : Ferrailage des poteaux circulaire 55	70
Figure V-6 : Ferrailage des poteaux circulaires 45	70
Figure V-7 : Ferrailage des poteaux circulaires 30	71
Figure V-8 : Dispositions constructives.....	71
Figure V-9 : Continuité mécanique du nœud poutre-poteau	72
Figure V-10 : Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central	72
Figure V-11 : Disposition des armatures dans les nœuds	73
Figure V-12 : Arrêt des barres	87
Figure V-13 : Ferrailage des poutres porteuses	92
Figure V-14 : Ferrailage des poutres non porteuses	95
Figure V-15 : Détail des cadres et des étriers	95
Figure V-16 : Schéma statique de contrainte	97
Figure V-17 : Coupe horizontale du voile étudié	97
Figure V-18 : Schéma statique des contraintes du voile étudié	98
Figure V-19 : Diagramme des contraintes	99
Figure V-20 : Schéma de ferrailage du voile	105
Figure VII-1 : Distribution des contraintes sous le radier.....	120
Figure VII-2 : Ferrailage des nervures du sens porteur	128
FigureVII-3 : Ferrailage des nervures du sens non porteur	128
Figure VII-4 : Schéma de ferrailage du radier	128
Figure VII- 5 : Diagramme des moments	129
Figure VII-6 : Schéma de ferrailage du débord	130
Figure VII-7 : Schéma de ferrailage des longrines	132
Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère	133
Figure 2 : Schéma des escaliers	138
Figure 3 : L'épaisseur moyenne	139

LISTE DES FIGURES

Figure 4 : Récapitulatif du schéma statique des escaliers.....tranchants	141
Figure 5 : Coupe verticale sur plancher en corps creux	146
Figure 6 : Schémas des poutrelles	149
Figure 7 : Principe de la méthode CAQUOT	151
Figure 8 : Diagrammes des moments des poutrelles à deux (2) travées	152
Figure 9 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à deux (2) travées	153
Figure 10 : Diagrammes des moments des poutrelles à trois (3) travées	154
Figure 11 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à trois (3) travées.....	154
Figure 12 : Diagrammes des moments des poutrelles à cinq (5) travées	155
Figure 13 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à cinq (5) travées	156
Figure 14 : Diagrammes des moments des poutrelles à six (6) travées.....	157
Figure 15 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à six (6) travées	157

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton	6
Tableau I-2 : Propriétés mécaniques d'acier	8
Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	13
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	13
Tableau II-3 : Charges permanente du mur extérieur.....	14
Tableau II-4 : Charges permanente du mur intérieur	14
Tableau II-5 : Charges d'exploitation des éléments	14
Tableau II-6 : Dégression des charges d'exploitations	16
Tableau II-7 : Choix des sections des poteaux carrés.....	19
Tableau II-8 : Choix des sections des poteaux circulaires	20
Tableau IV-1 : Dimensions des éléments verticaux	32
Tableau IV-2 : Résultats de l'analyse modale du modèle initial.....	33
Tableau IV-3 : Valeurs des pénalités.....	40
Tableau IV-4 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale	43
Tableau IV-5 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 01	44
Tableau IV-6 : Période et facteurs de participation massique du modèle 01	45
Tableau IV-7 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle 01	46
Tableau IV-8 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02	47
Tableau IV-9 : Période et facteur de participation massique du modèle 02	48
Tableau IV-10 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle 02.....	49
Tableau IV-11 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens x	50
Tableau IV-12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens y.....	50
Tableau V-1 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})	55
Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})	55
Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	56
Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	56

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	57
Tableau V-6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	57
Tableau V-7 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\max} , M^{corr})	58
Tableau V-8 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (M^{\max} , N^{corr})	58
Tableau V-9 : Ferrailages des poteaux circulaires.... accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	59
Tableau V-10 : Ferrailages des poteaux circulaires.... accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	59
Tableau V-11 : Ferrailages des poteaux circulaires.... accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	60
Tableau V-12 : Ferrailages des poteaux circulaires.... accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	60
Tableau V-13 : Choix des armatures des poteaux carrés	61
Tableau V-14 : Choix des armatures des poteaux circulaire	61
Tableau V-15 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés	62
Tableau V-16 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés	63
Tableau V-17 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaires	63
Tableau V-18 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaires	64
Tableau V-19 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	65
Tableau V-20 : Espacements maximales selon RPA99 Version 2003 [2]	67
Tableau V-21 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	67
Tableau V-22 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	75
Tableau V-23 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	76
Tableau V-24 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	76
Tableau V-25 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	77
Tableau V-26 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	77
Tableau V-27 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	78
Tableau V-28 : Choix des armatures pour les poutres porteuses	78
Tableau V-29 : Choix des armatures pour les poutres secondaires	79
Tableau V-30 : Vérification de la condition de non fragilité	79
Tableau V-31 : Vérification des poutres principales à l'ELS	81
Tableau V-32 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-33 : Vérification de la contrainte de cisaillement	82
Tableau V-34 : Calcul des armatures transversales	83
Tableau V-35 : Vérification de la section d'armatures	84
Tableau V-36 : Vérification de la compression de l'aire d'appui	85
Tableau V-37 : Vérification dans les appuis de rives	86
Tableau V-38 : Récapitulatif de calcul de ferrailage du voile 1	101
Tableau V-39 : Récapitulatif de calcul de ferrailage du voile 2	102
Tableaux V-40 : Récapitulatif des vérifications de ferrailage du voile 1	103
Tableaux V-41 : Récapitulatif des vérifications de ferrailage du voile 2	104
Tableau VII-1 : Sections des semelles filantes selon le sens XX	113
Tableau VII-2 : Sections des semelles filantes selon le sens YY	114
Tableau VII-3 : Contraintes sous le radier à l'ELU	121
Tableau VII-4 : Contraintes sous le radier à l'ELS	121
Tableau VII-5 : Calcul des moments à l'ELU	123
Tableau VII-6 : Calcul des moments à l'ELS	123
Tableau VII-7 : Ferrailage des panneaux du radier	124
Tableau VII-8 : Vérification des contraintes	125
Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	125
Tableau VII-10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	126
Tableau VII-11 : Vérification des contraintes	126
Tableau VII-12 : Calcul du ferrailage des débords	129
Tableau VII-13 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier	130
Tableau 1 : Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement	140
Tableau 2 : Récapitulation des combinaisons de charges	140
Tableau 3 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU	142
Tableau 4 : Vérification du ferrailage à l'ELS	144
Tableau 5 : Vérification de la flèche de l'escalier	145
Tableau 6 : Combinaison des charges sollicitant les planchers	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 7 : Récapitulation des moments...poutrelle à 02 travées	152
Tableau 8 : Récapitulation des moments...poutrelle à 03 travées	153
Tableau 9 : Récapitulation des moments...poutrelle à 05 travées	155
Tableau 10 : Récapitulation des moments...poutrelle à 06 travées	156
Tableau 11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	158
Tableau 12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	159
Tableau 13 : Récapitulation pour la vérification à l'ELS	161
Tableau 14 : Récapitulation du calcul de la flèche	163

Liste des abréviations

LISTE DES ABREVIATIONS

- BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.
- DDL : Degré De Liberté.
- ELS : Etat Limite Service.
- ELU : Etat Limite Ultime.
- HA : Haute Adhérence.
- ht : Hauteur totale.
- KN : Kilo Newton.
- MPa : Méga pascal.
- RDC : Rez de chaussée.
- RL : Rond Lisse.
- RPA : Règlement Parasismique Algérien.
- VLNA : Vibration Libre Non Amortie.
- ZC : Zone Courante.
- ZN : Zone Nodale.
- SPC : Section partiellement comprimée.
- SEC : Section entièrement comprimée.

Liste des symboles

LISTE DES SYMBOLES

- φ : Angle de déphasage.
- α : Coefficient réducteur.
- β : Coefficient de pondération.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- τ : Contrainte tangentielle.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ε_s : Déformation relative de l'acier.
- ξ : Déformation relative.
- λ : Elancement.
- λ_g : Elancement géométrique du poteau.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- ω : Fréquence de vibration.
- η : Facteur de correction d'amortissement, Coefficient de fissuration.
- ρ : Poids volumique.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $\{ \ddot{X} \}$: Vecteur des accélérations d'une structure.
- $\{ X \}$: Vecteur des déplacements d'une structure.

- [K] : Matrice rigidité d'une structure.
- [M] : Matrice masse d'une structure.
- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Epaisseur.
- Amin : Section d'armatures minimales.
- Ar : Armatures de répartition.
- As : Aire d'une section d'acier.
- At : Section d'armatures transversales.
- Av : Section d'armatures verticales.
- B : Aire d'une section de béton.
- b : Hauteur d'une section.
- Br : Section réduite d'un poteau.
- C' : Enrobage.
- CT : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D : Diamètre.
- d : Hauteur utile.
- E : Action de séisme.
- e : Epaisseur.
- E.L.S : Etat limite service.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- Eb : Module de déformation du béton.
- Eij : Module d'élasticité instantané.
- Es : Module d'élasticité de l'acier.
- Evj : Module d'élasticité différé.
- f : Flèche.
- F : Force concentrée.
- fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_{\max} : Flèche maximale.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- g : Accélération de la pesanteur.
- G : Charge permanente.
- h : Hauteur, profondeur d'encrage.
- I : Moment d'inertie.
- i : Rayon de giration.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- L_r : Longueur de recouvrement.
- m : Coefficient de minoration.
- M : Moment, Masse.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- n : Coefficient d'équivalence.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

- Q : Charge d'exploitation, Facteur de qualité.
- q : Charge uniformément répartie.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S_t : Espacement.
- T : Effort tranchant, Période.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- U : Périmètre.
- V : Coefficient de poisson.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- W : Poids propre.
- X : Longueur de zone tendue.
- Y : Position de l'axe neutre, longueur de zone comprimée.
- ΔT : Variation de température.

Introduction

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une bibliothèque en béton armé à usage éducative, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 7 étages qui est en cours de la réalisation au niveau de la wilaya d'Ain Defla.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à présenter complètement l'ouvrage, définir les différents éléments et choisir les matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de cet ouvrage sera faite à l'aide du logiciel de calcul ETABS Version 9.7.1.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS Version 9.7.1 et à l'aide du logiciel SOCOTEC est présenté dans le cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre est consacré pour l'étude du sol.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie pas une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente une description générale de notre projet et également les caractéristiques des matériaux utilisés tel que le béton et l'acier, en se basant sur des règlements à savoir, le béton armé aux états limites (BAEL) [1], le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA) [2].

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est une bibliothèque composée d'un rez de chaussée plus sept étages (R+7) à usage administrative en forme irrégulière appartenant à un pôle universitaire recevant jusqu'à 1000 places pédagogiques implanté dans la wilaya d'Ain Defla (commune de Khemis Miliana).

I.2.1. Caractéristique géométrique**a) Dimensions en élévation**

- Hauteur totale $h = 30.26$ m
- Hauteur de RDC $h = 4.08$ m
- Hauteur des étages courants $h = 3.74$ m.

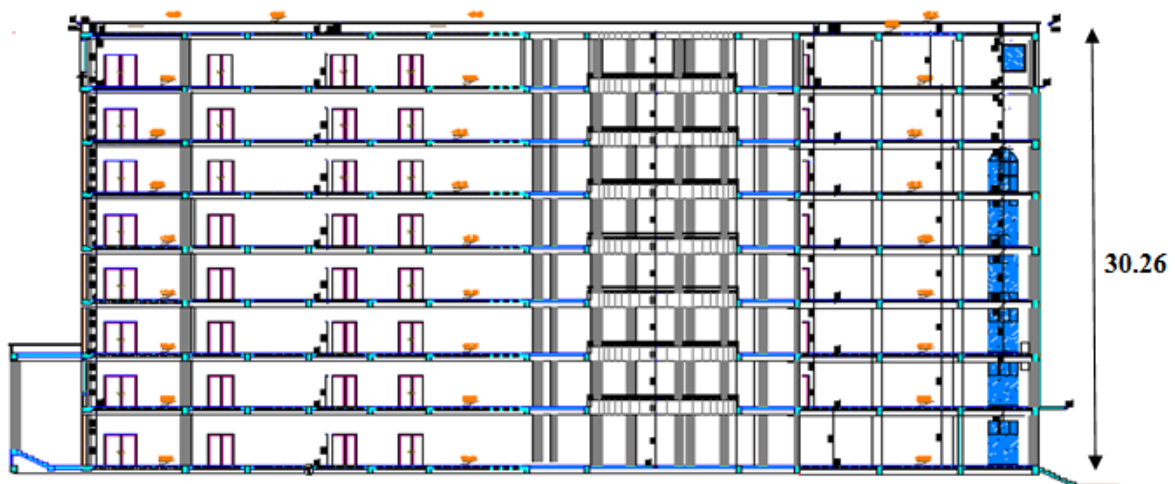


Figure I-1 : Dimension en élévation.

b) Dimensions en plan

- Longueur totale $L_t = 75.75$ m
- Largeur totale $l_t = 48.36$ m.

I.2.2. Critère de classification de notre bâtiment selon RPA 99 Version 2003 [2]**a) Classification de systèmes de contreventement**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques auto-stables en béton armé et des voiles.

b) Classifications selon la zone sismique

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya d'Ain Defla, commune Khemis Miliana dans une zone de moyenne sismicité (zone II a).

c) Classification selon l'importance

Tout ouvrage doit être classé dans l'un de ces quatre (04) groupes :

- ❖ Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale,
- ❖ Groupe 1B : Ouvrages de grande importance,
- ❖ Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne,
- ❖ Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Notre bâtiment est classé comme un ouvrage de grande importance (groupe 1B) puisque il reçoit du publique et peut recueillir plus de trois cents (300) personnes.

d) Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S1 (site rocheux),
- Catégorie S2 (site ferme),
- Catégorie S3 (site meuble),
- Catégorie S4 (site très meuble).

Le sol d'assise de notre cas est classé en : S3-Sol meuble.

I.2.3. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

a) Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de soixante (60) cm de corps creux et d'une dalle de compression en béton armé.

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

- Facilité de réalisation,
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes,
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

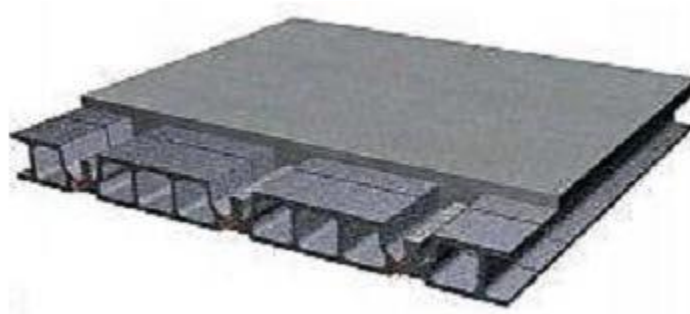


Figure I-2 : Plancher à corps creux.

I.2.4. Escalier

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit, escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

I.2.5. Gaine d'ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

1.2.6. Maçonnerie

On a deux types :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques dix (10) cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de cinq (05) cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs : constitué par une seule paroi de briques dix (10) cm d'épaisseur.

I.2.7. Revêtement

Le revêtement est constitué par :

- Un carrelage,
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds,
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.8. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de soixante-dix (70) cm et de dix (10) cm d'épaisseur.

I.2.9. Type de sol

L'exploitation du rapport géotechnique révèle :

Une assez bonne homogénéité des « niveaux géotechniques » du sol l'emplacement prévu du projet de la bibliothèque à Khemis miliana sur ce site.

La résistance minimale peut alors être prise à 1.7 bars.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques tels que : le béton armé aux états limites [1,] le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [2], ainsi que le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé [3].

I.3.1. Le Béton

Matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants.

a) Matériaux composant le béton

Les compositions de béton sont définies comme suit :

- Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile.

Les granulats comprennent :

- Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à cinq (5) mm.

- Gravier : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre cinq (5) et vingt-cinq à trente (25) à (30) mm.

b) Caractéristiques mécaniques du béton

Le tableau suivant combine toutes les caractéristiques mécaniques fondamentales du béton :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton

Notation	Désignation	Formules
f_{c28}	Résistance caractéristique de béton à la compression	$j < 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = 0.685f_{c28} \log(j + 1)$ $j > 28$ jours $\longrightarrow 1.1f_{c28}$ $j = 28$ jours $\longrightarrow f_{cj} = f_{c28}=25\text{MPa}$
f_{t28}	Résistance caractéristique de béton à la traction	$f_{cj} \leq 60$ MPa $\longrightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ $60 \text{ MPa} < f_{cj} < 80 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$ $f_{cj} = 25$ MPa $\longrightarrow f_{tj} = 2.1$ MPa
E_{ij}	Module de déformation longitudinal instantané.	$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}}$ $f_{c28} = 25$ Mpa $\longrightarrow E_{ij} = 32164.195$ MPa
E_{vj}	Module de déformation différée.	$E_{vj} = 37000. \sqrt[3]{f_{cj}}$ $f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow E_{vj} = 10818.16$ MPa
ν	Coefficient de poisson.	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

c) Les contraintes limites de calcul

▪ **Aux états limites ultimes (ELU)**

L'état limite ultime est défini généralement par la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{m.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \dots\dots\dots I.1$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.tel que :

$-\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14.17$ MPa,

$-\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18.48$ MPa

m : Coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage de béton :

$-m = 0.85$ pour une section rectangulaire ou en T,

$-m = 0.8$ pour une section circulaire ou trapézoïde.

$\theta = 1$: dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est supérieur à 24 heures (si : $t > 24h$) ;

$\theta = 0.9$: lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures (si : $1 \leq t \leq 24h$) ;

$\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieur à 1 heure (si : $t \leq 1h$).

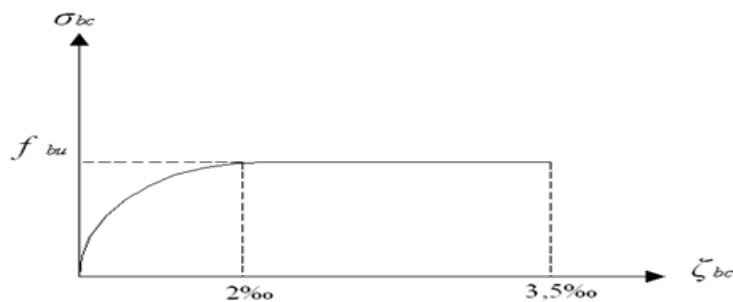


Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

▪ **Aux états limites de services (ELS)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ❖ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ;
- ❖ L'état limite de service d'ouverture des fissures ;
- ❖ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

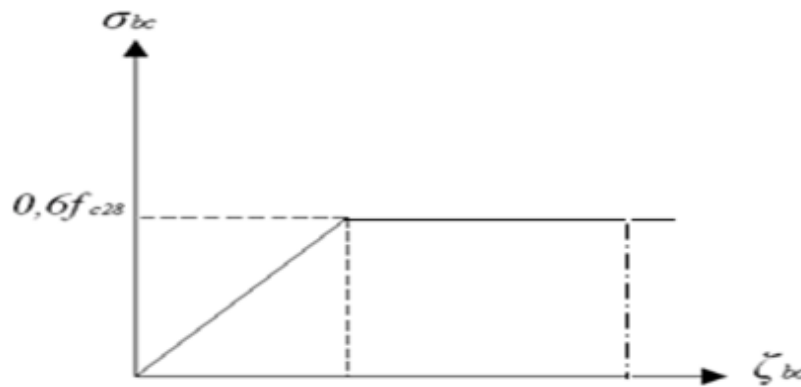


Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.

1.3.2. L'acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'acier

Tableau I-2 : Propriétés mécaniques d'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F _e E22	215	6-8-10-12-14-	Armatures transversales
	F _e E24	235	16-20-25-32-40	
Haute adhérence (HA)	F _e E40	400	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures longitudinales et transversales
Treillis soudés	TLE520	520	Ø _s ≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

a) Les Contraintes limites de calcul

▪ **Aux états limites ultimes (ELU)**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte – déformation de la figure (I-5).

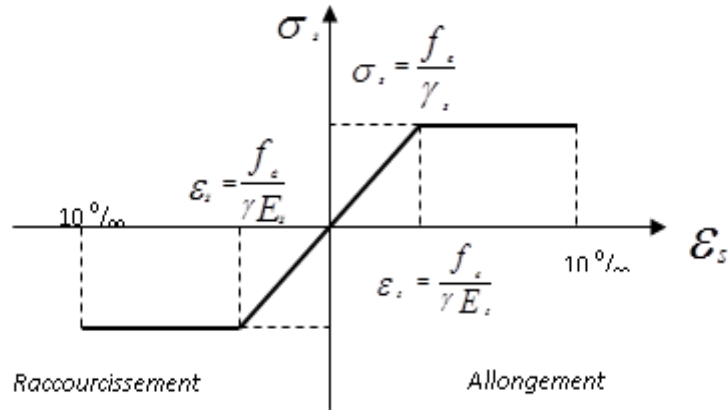


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU.

La contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots \text{I.2}$$

Avec :

- f_e : contrainte limite élastique.

- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables,} \\ \gamma_s = 1,0 \text{ cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$

-La déformation de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} \dots \dots \dots \text{I.3}$$

Avec :

- ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \dots \dots \dots \text{I.4}$

▪ **Aux états limites de services (ELS)**

C'est l'état où fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- ❖ Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- ❖ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) (MPa)$
- ❖ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e, 110\eta\right) (MPa)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour Rond lisse} \\ \eta = 1.6 \text{ pour Haute adhérence} \\ \eta = 1.30 \text{ } \varnothing < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

a) Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport suivant

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \dots\dots\dots 1.5$$

Avec :

- n : coefficient d'équivalence ;
- E_s : module de déformation de l'acier ;
- E_b : module de déformation du béton.

1.4. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ❖ Les sections droites restent planes après déformation ;
- ❖ Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- ❖ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- ❖ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- ❖ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰ ;
- ❖ La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Pour l'acier rond lisse : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204.34\text{MPa Situation durable,} \\ \sigma_s = 235\text{MPa Situation accidentelle.} \end{array} \right.$

Pour l'acier à haute adhérence : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348\text{Mpa Situation durable,} \\ \sigma_s = 400\text{Mpa Situation accidentelle.} \end{array} \right.$

- ❖ Alignement de la rupture : ε_s = 10% .

Chapitre II

Pré dimensionnement

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le béton armé aux états limites (BAEL) [1], le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA) [2] et le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA) [3] qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des planchers en corps creux

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

La hauteur totale du plancher ht : $\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$

L : la portée max entre nus d'appuis. $L_{\max} = 5.45$ m

$$\frac{545}{25} \leq ht \leq \frac{545}{20} \quad \rightarrow \quad 21.8 \text{ cm} \leq ht \leq 27.25 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de 24 cm avec :

- Hauteur de corps creux = 20 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4 cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

II.3.1. Poutres principales

On a: $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ [2]

Et : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L_{\max} : La portée la plus grande des poutres

h : La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

$$\text{Donc : } \frac{700}{15} \leq h \leq \frac{700}{10} \quad \rightarrow \quad 46.66 \text{ cm} \leq h \leq 70 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h = 60$ cm

Et : $18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$

Vérification à partir du RPA99V2003..... [2]

- $b \geq 20$ cm vérifié,
- $h \geq 30$ cm vérifié,
- $h/b < 4$ vérifié.

II.3.2. Poutres secondaires

On a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ [2]

Et : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L_{max} : La portée la plus grande des poutres

h : La hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

Donc : $\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$

On adopte une hauteur $h = 50$ cm

Et : $15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$

Vérification à partir du RPA99V2003.... [2]

- $b \geq 20$ cm vérifié,
- $h \geq 30$ cm vérifié,
- $h/b < 4$ vérifié.

II.4. Evaluation des charges

II.4.1. Charges permanentes

a) Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

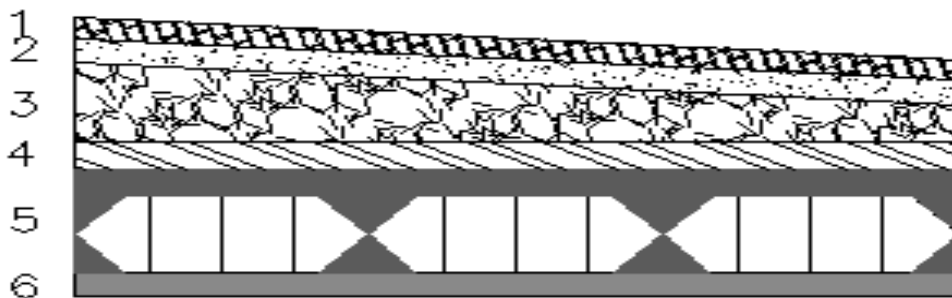


Figure II-1 : Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection en gravillon	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouche	0.03	6	0.12
3-Forme de pente	0.10	22	2.20
4-Isolation liège	0.04	4	0.16
5-Dalle en corps creux	0.20+0.04	/	3.20
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_T = 6.88			

b) Planchers étages courant

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	0.20+0.04	/	3.20
5-Enduit en plâtre	0.2	10	0.20
6-Cloison de séparation	/	/	1
G_T = 5.56			

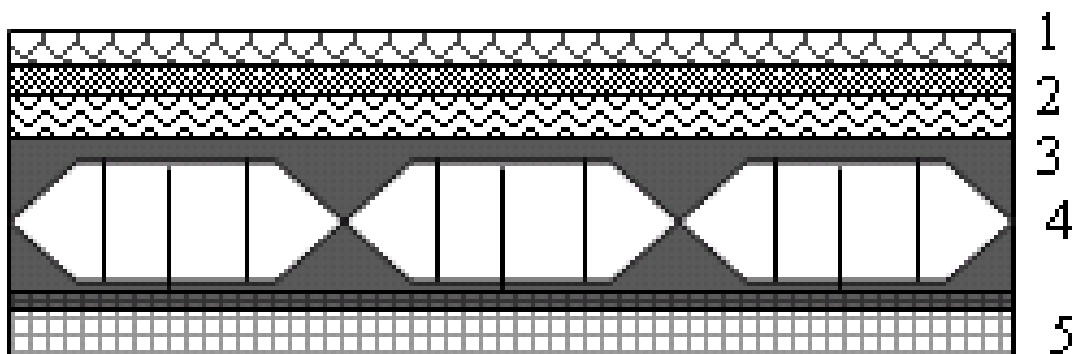


Figure II-2 : Coupe plancher étage courant.

c) Maçonnerie

▪ **Mur extérieur à double cloison**

Tableau II-3 : Charges permanente du mur extérieur

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit extérieur en ciment	18	0.02	0.36
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
3-Lame d'air	/	0.05	/
4-Briques creuses	9	0.10	0.90
5-Enduit en plâtre intérieur	10	0.02	0.20
G_T=2.36			

▪ **Murs intérieurs (seul cloison)**

Tableau II-4 : Charges permanente du mur intérieur

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
G_T=1.10			

II.4.2 Charges d'exploitation

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Tableau II-5 : Charges d'exploitation des éléments

Eléments	Charges d'exploitation Q (KN /m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.0
Plancher courant	4.0
Escalier	2.5

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure.

Ce dernier est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente des charges.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [2] :

Selon la zone (IIa) les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ Pour les poteaux carrés

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$,
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$,
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

Avec : (b, h) : dimension de la section et h_e : hauteur d'étage.

❖ Pour les poteaux circulaires le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

- $D \geq 30 \text{ cm}$,
- $D \geq h_e/15$.

On a deux types de poteaux :

- Un poteau centrale (carré) qui prend une surface de : $S = 32.83 \text{ m}^2$

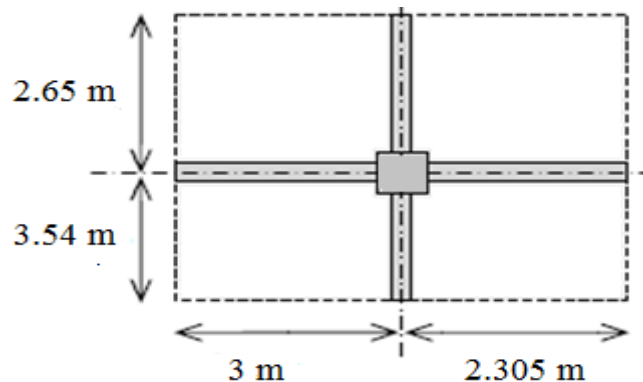


Figure II-3 : Section du poteau carré le plus sollicité.

- Un poteau de rive (circulaire) qui prend une surface de : $S = 17.68 \text{ m}^2$

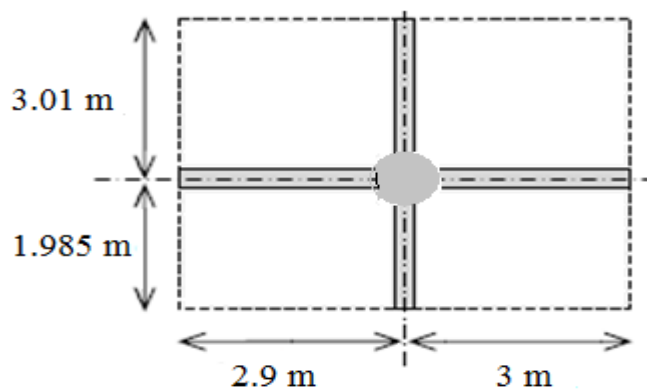


Figure II-4 : Section du poteau circulaire le plus sollicité.

a) Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu’à 0.5Q.

Q : Charge d’exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 [1] »}$$

Avec :

n: Nombre d’étage.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$ étage

Lorsque les charges d’exploitations sont les mêmes pour les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sur toit terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q_1
- Sous étages immédiatement inférieur (étages 2) = 0.9 Q
- Sous étages immédiatement inférieur (étages 3) = 0.8 Q
- Et ainsi de puits en réduisant de 10 % par étage jusqu’à 0.50 Q

Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants

Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d’exploitation des planchers.

Tableau II-6 : Dégression des charges d’exploitations

Niveau des planchers	Surcharge	\sum surcharge	\sum surcharge (KN/m ²)
T	Q_0	$\sum_0 = Q_0$	1
P ₆	Q_1	$\sum_1 = Q_1$	5
P ₅	Q_2	$\sum_2 = 0.9 Q$	3.6
P ₄	Q_3	$\sum_3 = 0.8 Q$	3.2
P ₃	Q_4	$\sum_4 = 0.7 Q$	2.8
P ₂	Q_5	$\sum_5 = 0.6 Q$	2.4
P ₁	Q_6	$\sum_7 = 0.5Q$	2
RDC	Q_7	$\sum_6 = 0.5 Q$	2

b) Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression)

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné ;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & si \quad \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & si \quad 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$; on prend $L_f = 0.7$. $L_0 = 0.7 \cdot h_e$

l_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton (B = a x b).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$).....situation durable.

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

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

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

* A_s : Section d'acier comprimée.

* B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

Poteau rectangulaire :..... [$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02)$] m^2 ;

Poteau circulaire :..... $B_r = \frac{\pi.(D-0.02)^2}{4} m^2$.

c) Vérification spécifique

-Sollicitations normales : Outre les vérifications prescrites par le règlement de conception et de calcul des structures en béton armé [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nu}{Bc \times f_{c28}} \leq 30 \dots [2]$$

II.5.1. Exemple de calcul des charges et surcharges revenant au poteau

a) Poteau carré

On a : $S = 32.83 m^2$

- Niveau 1 : Terrasse

➤ Charge permanente :

Poids du plancher terrasse	6.88 x 32.83 = 225.87 KN
Poids des poutres porteuses	0.30 x 0.60 x 7 x 25 = 31.5 KN
Poids des poutres non porteuses	0.30 x 0.50 x 6 x 25 = 22.5 KN
Poids de poteau	0.60 x 0.60 x 3.74 x 25 = 33.66 KN

Total : $NG = 313.53KN$

➤ Charge d'exploitation :

$$NQ = 1 \times 32.83 = 32.83 KN$$

➤ Combinaison :

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 472.51 KN.$$

b) Poteau circulaire

On a : $S = 29.47 m^2$

- Niveau 1 : Terrasse

➤ Charge permanente :

Poids du plancher terrasse $6.88 \times 29.47 = 202.75 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $0.30 \times 0.60 \times 7 \times 25 = 31.5 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses $0.30 \times 0.50 \times 6 \times 25 = 22.5 \text{ KN}$

Poids de poteau $\frac{3.14 \times 0.55^2}{4} \times 3.74 \times 25 = 22.20 \text{ KN}$

Total: NG = 278.95KN

➤ Charge d'exploitation :

NQ = 1 x 29.47 = 29.47 KN

➤ Combinaison :

Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 420.78 KN.

Tableau II-7 : Choix des sections des poteaux carrés

Niv	Nu (KN)	Br ≥ 0.066Nu (Cm²)	a (cm)	RPA (cm)	Choix (cm²)	v	Verif	Obs
1	472.51	311.85	19.65	≥ 25	35 x 35	0.015	≤ 0.3	OK
2	1034.24	682.59	28.12	≥ 25	35 x 35	0.033	≤ 0.3	OK
3	1551.65	1024.08	34.00	≥ 25	35 x 35	0.050	≤ 0.3	OK
4	1788.37	1180.32	36.35	≥ 25	45 x 45	0.035	≤ 0.3	OK
5	2227.00	1469.82	40.33	≥ 25	45 x 45	0.043	≤ 0.3	OK
6	2665.62	1759.30	43.94	≥ 25	45 x 45	0.052	≤ 0.3	OK
7	3104.25	2048.80	47.26	≥ 25	55 x 55	0.041	≤ 0.3	OK
8	3547.00	2341.02	50.38	≥ 25	55 x 55	0.049	≤ 0.3	OK

Tableau II-8 : Choix des sections des poteaux circulaires

Niv	Nu (KN)	Br \geq 0.066Nu (Cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	Choix (cm)	v	Verif ≤ 0.3	Obs
1	420.78	277.71	20.80	≥ 30	30	0.023	≤ 0.3	OK
2	921.67	608.30	29.83	≥ 30	30	0.052	≤ 0.3	OK
3	1382.76	912.62	36.09	≥ 30	45	0.034	≤ 0.3	OK
4	1776.67	1172.60	40.64	≥ 30	45	0.044	≤ 0.3	OK
5	1383.45	1383.45	43.98	≥ 30	45	0.034	≤ 0.3	OK
6	1555.61	1555.61	46.51	≥ 30	45	0.039	≤ 0.3	OK
7	1708.99	1708.99	48.65	≥ 30	55	0.028	≤ 0.3	OK
8	1894.39	1894.39	51.12	≥ 30	55	0.031	≤ 0.3	OK

II.6. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [2] : $L \geq 4 a$

Avec :

-L : La longueur du voile.

-a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit : $L \geq 4 e$

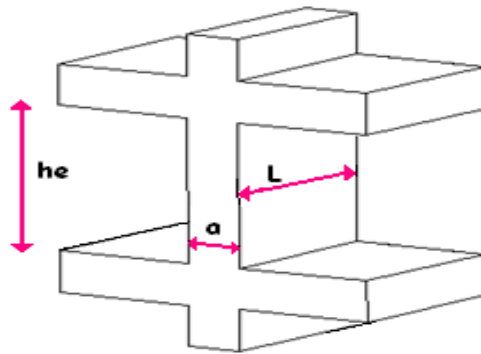


Figure II-5 : Coupe de voile en élévation.

On a : $he = 3.48 \text{ m} \rightarrow a \geq 3.48/20 = 0.174$ pour le RDC,

$he = 3.14 \text{ m} \rightarrow a \geq 3.14/20 = 0.157$ pour les étages courants.

On prend $a = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III
Calcul des éléments
secondaires

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère

III.1.1. Définition

Dans l'architecture moderne, on appelle mur acrotère en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité.

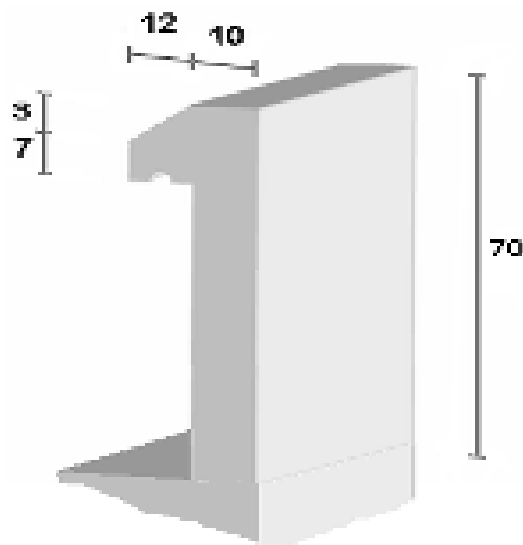


Figure III-1 : Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Principe de calcul

L'acrotère est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse elle est soumise à :

-Son poids propre (W_p)

-Un moment dû à la force horizontale $F = \text{Max} \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 4.A.C_p.W_p \end{cases}$ [2]

Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.1.3. ferrailage de l'acrotère

Remarque :

Pour le calcul détaillé, voir Annexe A.

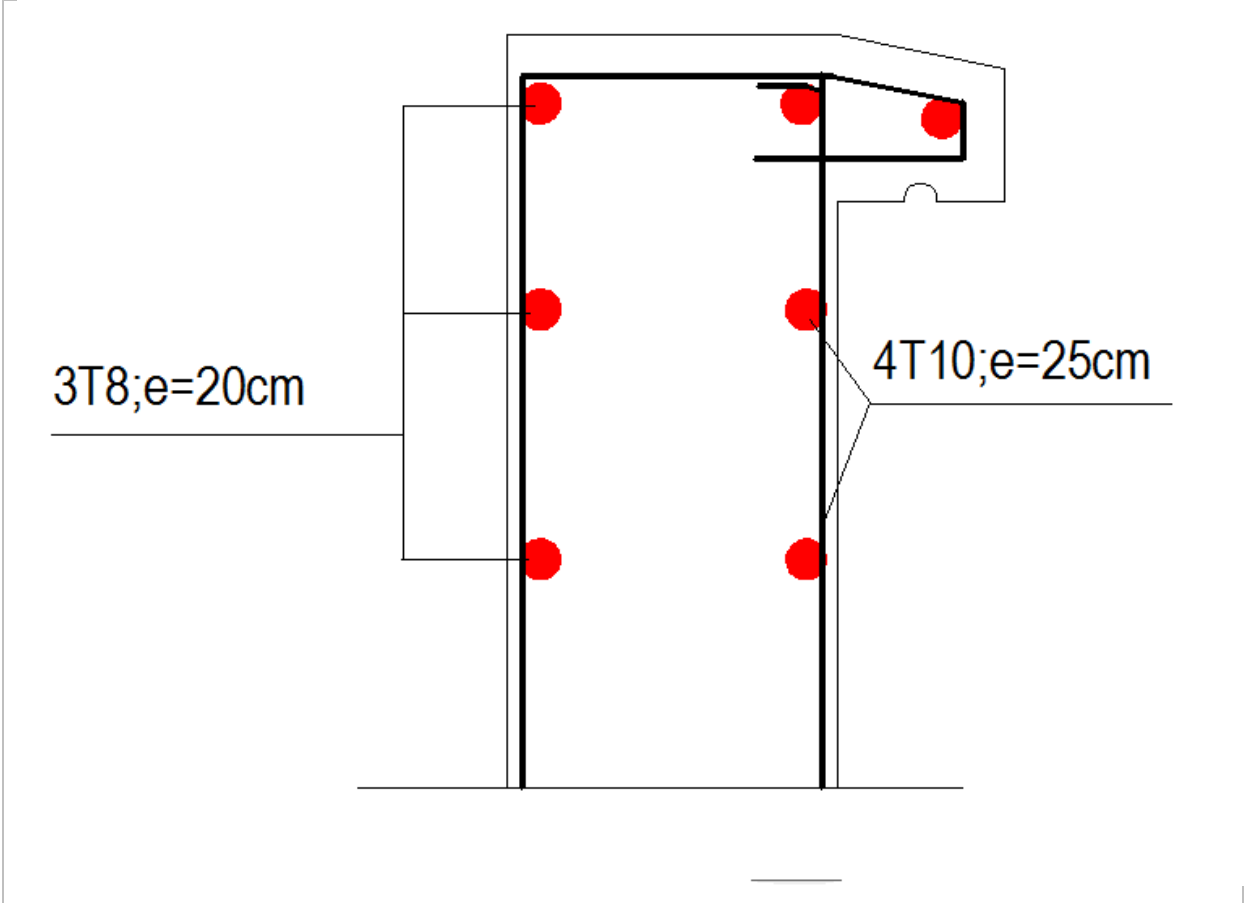


Figure III-2 : Coupe longitudinale sur l'acrotère.

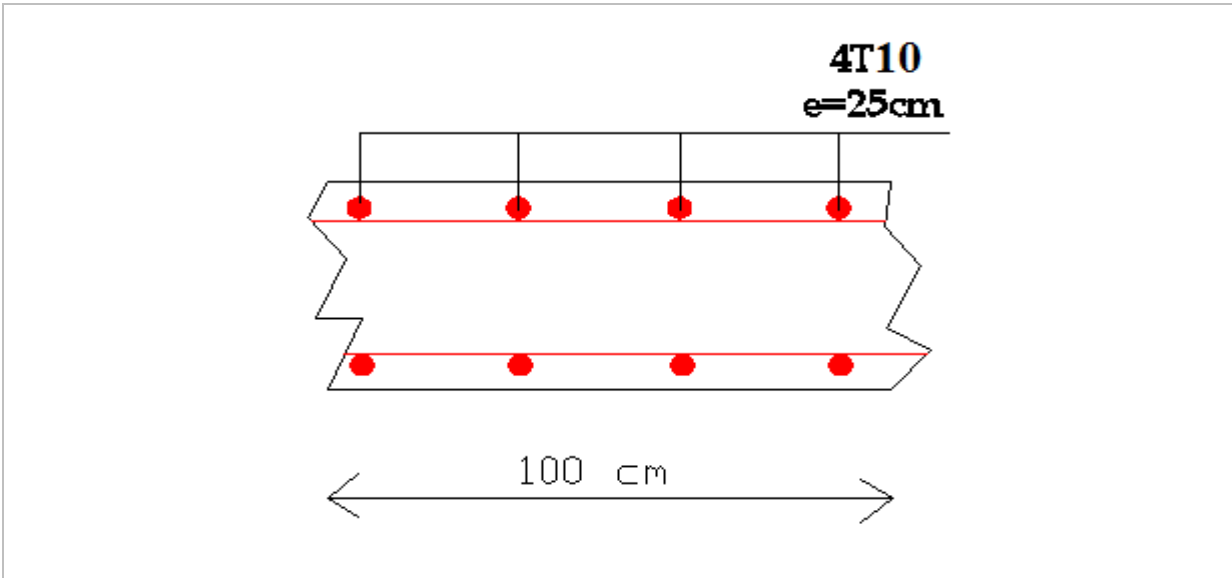


Figure III-3 : Coupe transversale sur l'acrotère.

III.2. Escaliers

III.2.1 Définition

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre le différent niveau du bâtiment.

Dans notre structure il y en a un seul type : à 02 volées et un palier de repos.

III.2.2. Terminologie

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

III.2.3. Ferrailage des escaliers

Remarque :

Pour voir le calcul détaillé des escaliers, on se réfère à l'annexe B.

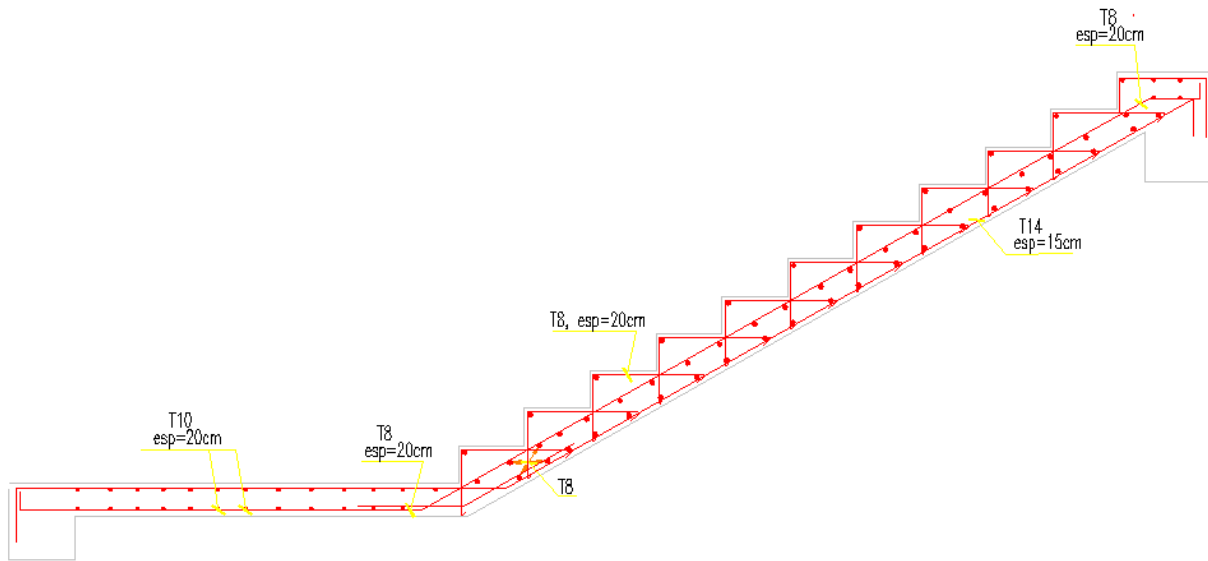


Figure III-4 : Ferrailage des escaliers.

III.3. Planchers

III.3.1. Planchers en corps creux

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, ces planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en « T » dont l'hourdis constitue la partie supérieure.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Poutrelles préfabriquées,
- Corps creux,
- Hourdis ou table de compression.

III.3.2. Ferrailage des poutrelles

Remarque :

Pour voir le calcul détaillé des poutrelles, on se réfère à l'annexe C.

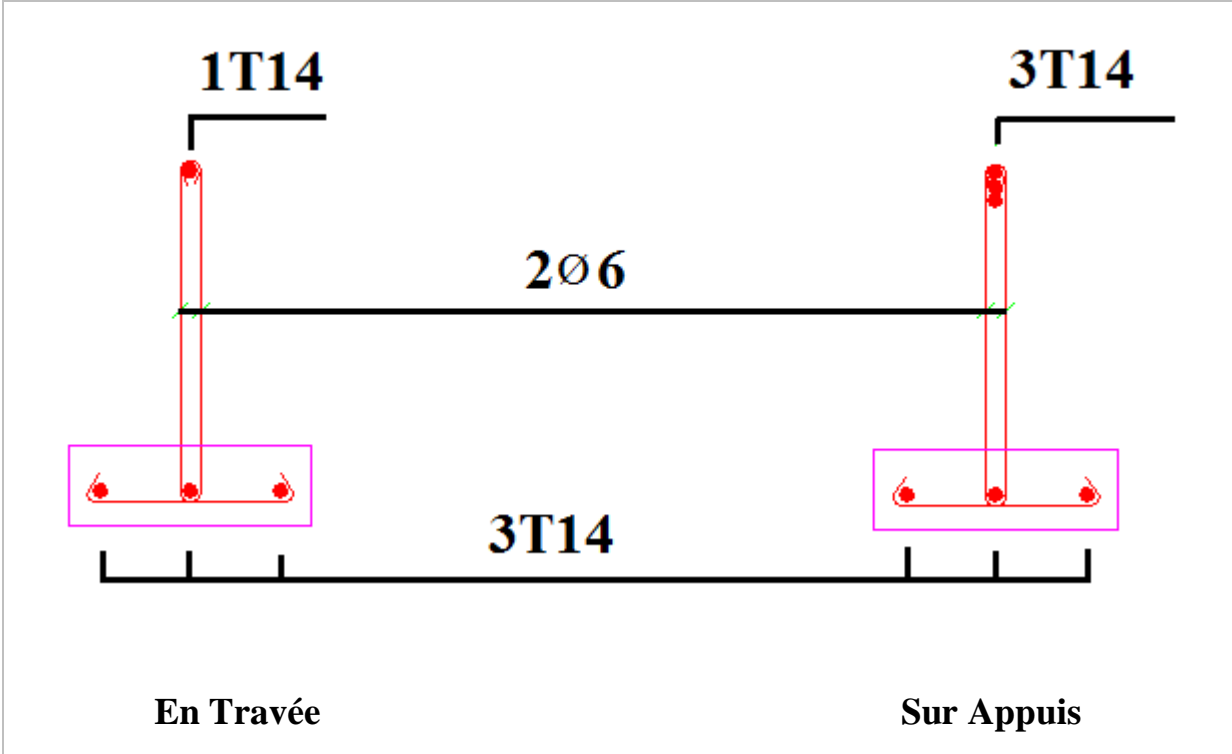


Figure III-5 : Ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.

Chapitre IV
Etude dynamique en
zone sismique

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde des vies humaines pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et, voire, les pertes économiques. Dans ce chapitre on présente une étude dynamique de notre structure.

IV.2. Etude de la structure en vibration libre non amortie (VLNA)

IV.2.1. Principe de la modélisation

On peut considérer comme oscillateur multiple toute structure à comportement élastique linéaire, modélisée à l'aide de barres ou d'éléments finis et comportant une masse associée à chacun des nœuds, les masses réparties sur les barres sont dans ce cas supposées concentrées sur les nœuds les plus voisins.

Dans un but de simplification, le dessin des figures est généralement effectué pour une console verticale uniquement. Le modèle ainsi représenté et possédant un nombre fini de DDL doit refléter les paramètres du système original ayant un nombre infini de DDL et qui sont :

La masse, la rigidité.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M] \{ \ddot{X}(t) \} + [K] \{ X(t) \} = \{ 0 \} \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

Avec :

$\{ \ddot{X} \}; \{ X \}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{ X(t) \} = \{ A \} \sin (\omega t + \varphi) \dots\dots\dots IV.2$$

Où :

$\{ A \}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{ \ddot{X}(t) \} = -\omega^2 \{ A \} \sin (\omega t + \varphi) \dots\dots\dots IV.3$$

En reportant les équations IV.2 et IV.3 dans l'équation IV.1, on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{ A \} \sin (\omega t + \varphi) = \{ 0 \} \dots\dots\dots IV.4$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{ A \} = \{ 0 \} \dots\dots\dots IV.5$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\det [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots IV.6$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les (n) solutions ($\omega^2_1, \omega^2_2, \dots, \omega^2_n$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{ A \}$ ou forme modale.

IV.3. Modélisation de la structure

L'équation du mouvement de la structure à plusieurs inconnus, l'analyse de notre structure serait impossible sans l'aide de l'outil informatique. Pour ce faire nous avons opté pour le logiciel de calcul ETABS (version 9.7.1).

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre « n » a donc pour valeur : $n=6.p$.

a) Les planchers

▪ Définition du diaphragme

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé diaphragme.

▪ Son rôle

1. Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

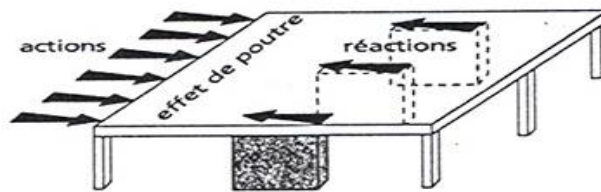


Figure IV-1: Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.

2. Raidir le niveau.

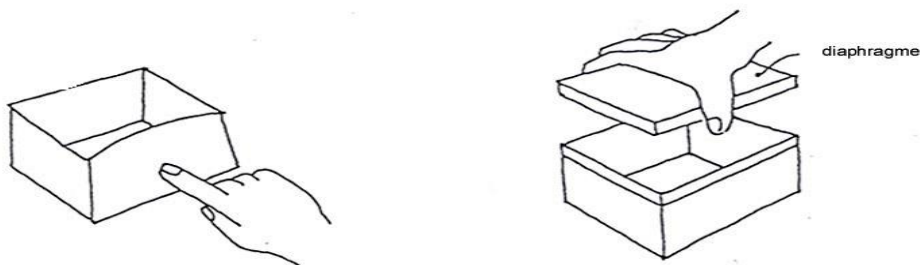


Figure IV-2 : Le rôle du diaphragme.

3. Coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

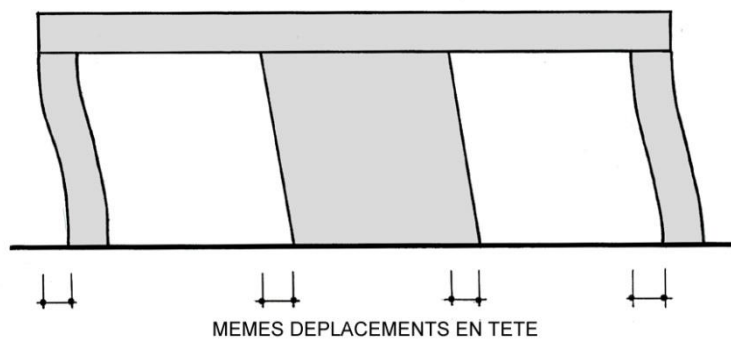


Figure IV-3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.

- **Classification des diaphragmes en fonction de leur rigidité**

Si $a < 0.5b$ Diaphragme rigide

Si $0.5b < a < 2b$ Diaphragme semi-rigide

Si $a > 2b$ Diaphragme flexible

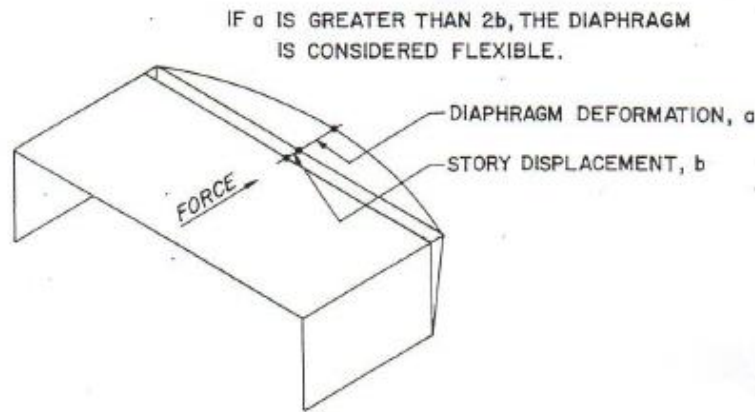


Figure IV-4 : Classification des diaphragmes.

- **Quel type de diaphragme doit-on utiliser ?**

Les diaphragmes rigides sont préférables aux diaphragmes flexibles, car ils distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction de leur rigidité latérale.

Leur rotation sous charges horizontales entraîne une torsion d'ensemble du niveau sous-jacent. Les diaphragmes flexibles distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction des masses qu'ils portent en tête, correspondant aux aires des planchers dont ils reçoivent la charge. Ils n'imposent aucune torsion au niveau sous-jacent. Celui-ci subit des déformations différentielles en fonction des charges et de la déformabilité de chaque file porteuse.

La rigidité d'un diaphragme dépend :

- ❖ Du type de l'ouvrage : les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles
- ❖ De sa forme en plan : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles.

D'après les informations ci-dessus, nous concluons que nous devons modéliser les planchers de notre structure par des diaphragmes rigides.

Les planchers ont été modélisés par des éléments de membrane, et étant donné qu'ils sont en corps creux, on devait choisir l'option (use one specialway) pour montrer le sens des poutrelles.

b) Les éléments de portique

Les poteaux et les poutres de la structure ont été modélisés par des éléments de portique (frame éléments).

c) Les voiles

Les voiles ont été réalisés par des éléments coque (wallelements) à 04 nœuds.

❖ Leur rôle

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

❖ Conception du contreventement vertical

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3.2. Modélisation de la masse

En choisissant l'option (Mass source / fromloads), ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 Version 2003 [2]**.

Tq : $\beta = 1$ pour les bibliothèques.

IV.4. Résultat de l'analyse dynamique

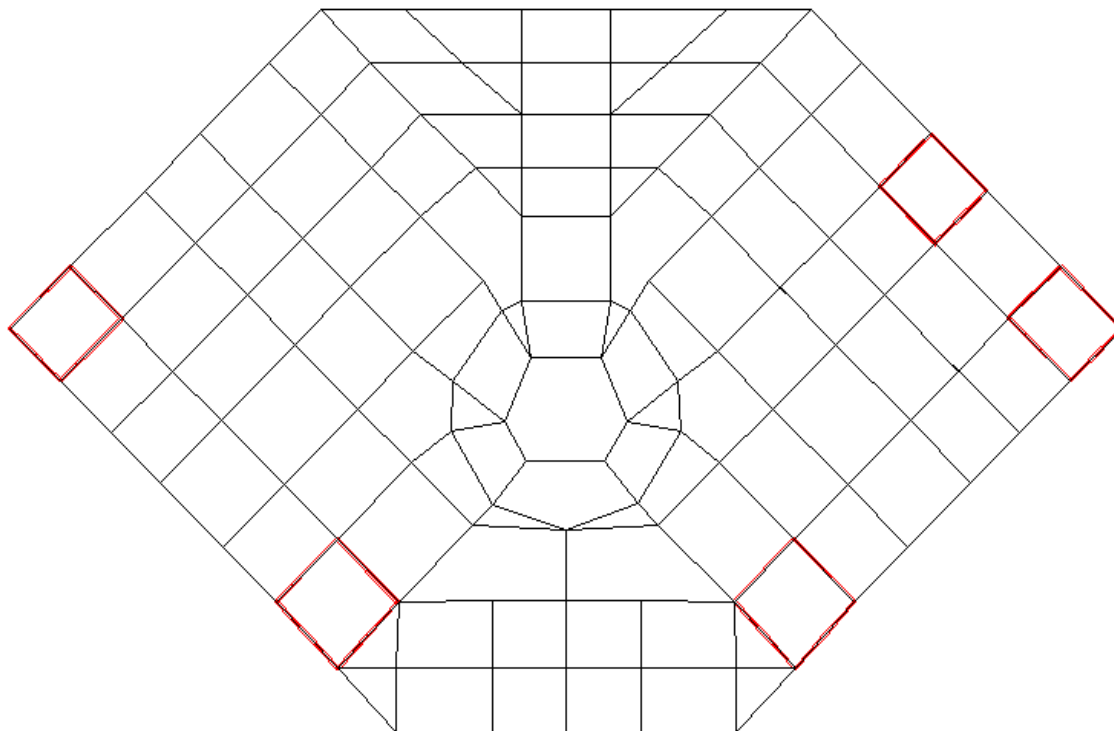


Figure IV-5 : Modèle initial.

Tableau IV-1 : Dimensions des éléments verticaux

Eléments	Etages	Section Epaisseur (cm)
Poteau carré	7 ^{eme} /6 ^{eme} /5 ^{eme}	35 x 35
	4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Poteau circulaire	7 ^{eme} /6 ^{eme}	30 x 30
	5 ^{eme} /4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Voile	Du 7 ^{eme} jusqu'au RDC	20

IV.4.1. Les résultats à partir du fichier de sortie de l'ETABS

Tableau IV-2 : Résultats de l'analyse modale du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.956383	22.9169	43.7632	0	22.9169	43.7632	0
2	0.923732	46.5763	23.9506	0	69.4931	67.7138	0
3	0.707982	1.0418	2.7017	0	70.5349	70.4155	0
4	0.268838	11.6902	6.8691	0	82.2251	77.2846	0
5	0.258558	7.3652	11.8348	0	89.5903	89.1194	0
6	0.194331	0.2169	1.0869	0	89.8072	90.2063	0
7	0.13444	3.8752	1.631	0	93.6824	91.8374	0

Remarque :

Ce modèle initial ne comporte que les voiles de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

IV.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99V2003 [2]

Selon le RPA99 Version 2003 [2], la formule de la période fondamentale est :

$$T_{RPA99} = C_T h_N^{3/4} = 0.645s$$

Où :

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T = 0.05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé).

Les valeurs de T calculées par l'ETABS 9.7.1 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30 %.

$$T_{reg} = 1.3T_{RPA99}$$

$T_{reg} = 0.838 s$.

IV.4.3. Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.956 s > T_{reg} = 0.838 s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 7^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation angulaire.
- Le mode 02 est un mode de translation angulaire.

-Le mode 03 est un mode de rotation.

IV.5. Etude sismique

IV.5.1. Introduction

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction, ainsi le calcul de ces derniers vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrés lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul ETABS (ver 9.7.1).

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basé sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

❖ Analyse temporelle (transitoire) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps, l'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme.

❖ calcul dynamique, analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné.

❖ Calcul statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

-le mode fondamental est seul pris en compte.

-La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

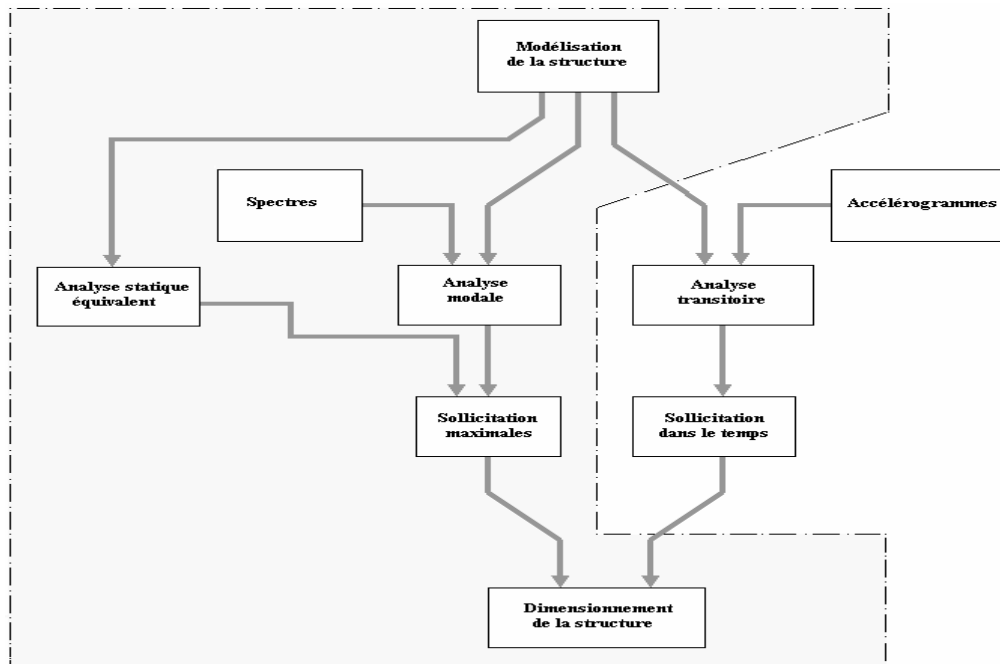


Figure IV-6 : Les étapes du calcul sismique.

IV.5.3. Choix de la méthode de calcul

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire RPA 99 Version 2003 [2]. Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées vu son irrégularité en plan et sa hauteur qui dépasse les 17 m.

Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre projet fin d'étude est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après les RPA99 Version 99 Version 2003 [2] peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.4. Méthode dynamique modale spectrale

a) Introduction

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

b) Objectifs de l'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massiques.
- Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

IV.5.5. Décomposition modale des équations du mouvement

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M] \left\{ \ddot{x} \right\} + [c] \left\{ \dot{x} \right\} + [K] \left\{ x \right\} = \left\{ P(t) \right\} \dots \dots \dots IV.7$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\left\{ P(t) \right\} = \left\{ R \right\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots IV.8$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est un vecteur colonne unitaire.

$[M]$, $[c]$ et $[K]$: Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$, $\left\{ \dot{x} \right\}$ et $\left\{ x \right\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation IV.7 représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolu directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de

degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par IV.7.

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi] \{y\} \dots \dots \dots IV.9$$

Où :

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation IV.9 dans l'équation IV.7) et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M] [\phi]) \{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c] [\phi]) \{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K] [\phi]) \{y\} = -[\phi]^T \{R\} \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots IV.10$$

Où :

Y_K : Est la $k^{ième}$ coordonné modale.

$$\xi_K : \text{Est le facteur d'amortissement modale donné par : } 2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

$$W_K : \text{Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : } W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

γ_K : Est le facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Est le vecteur propre du $k^{ième}$ mode de vibration.

L'équation IV.10 est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de

Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max(Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

IV.5.6. Détermination de la réponse physique

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode « K » comme suit :

$$\{X_{K, \max}\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$ Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du k^{ième} mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite

C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par ETABS pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure). ETABS combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

IV.5.7. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

L'ouvrage est du « groupe 1B » (bâtiment de grande importance).

Le bâtiment sera implanté à Ain Defla (zone II a).

Donc : A = 0.20.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0.8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R = 5 (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (4.b)).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : T₁= 0.15s et T₂= 0.50s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1.30$).

Tableau IV-3: Valeurs des pénalités

Critère q	P_q			
	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1-Conditions minimales sur les fils de contreventements	-	0.05	-	0.05
2-Redondances en plan	-	0.05	-	0.05
3-Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4-Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	-	0.05	-	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0.10	-	0.10
	Σ	0.30	0.30	

- Représentation graphique du spectre de réponse

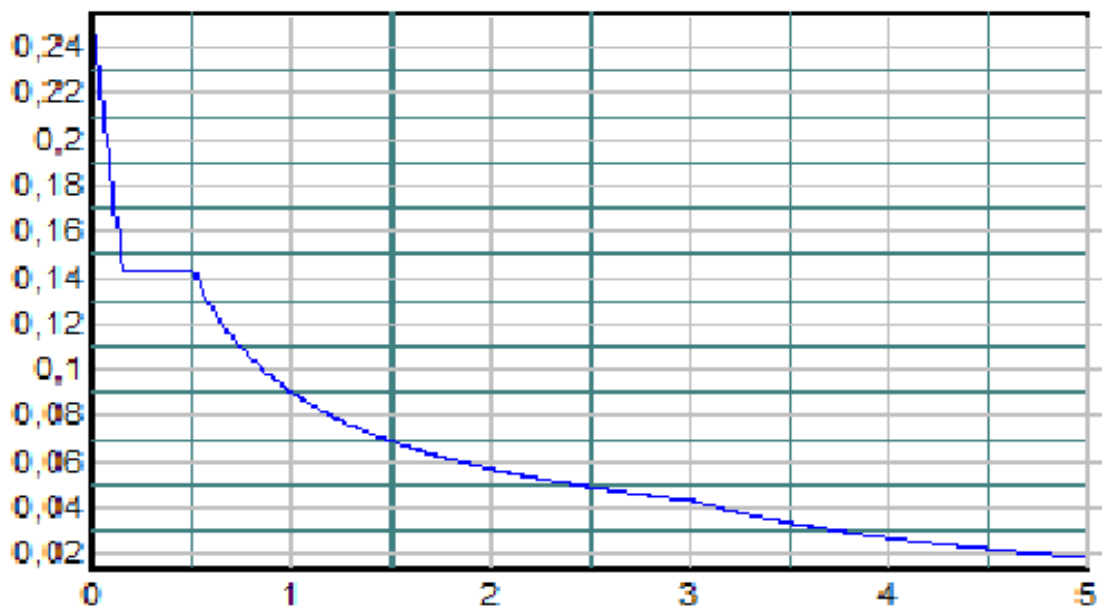


Figure IV-7 : Spectre de réponse.

IV.5.8. Résultante des forces sismiques de calcul

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.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS :

$$V_{tx} = 11696.19 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 11468.51 \text{ KN.}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la méthode statique équivalente (MSE) :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

W : poids totale de la structure

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :

$$W = 16587.85 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0.25 \text{ (groupe 1B, zone II a).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.30$$

$$R = 5$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le

$$\text{RPA99 Version 2003 [2]: nous choisirons la formule la plus pénalisante ; soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

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

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } h_N = 30.26 \text{ m}$$

$$\text{Sens X-X : } L_x = 75.75 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.312 \text{ s}$$

Selon Y-Y : $L_y = 48.36m \Rightarrow T_y = 0.391s$

$$\text{Site 03} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

$$(T_x \text{ et } T_y) < T_2 = 0.5 \Rightarrow D = 2.5\eta$$

Alors : $D_x = D_y = 2.20$.

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0.20 \cdot (2.20) \cdot (1.30)}{5} \cdot 165878.53$$

$$V_x = V_y = 18976.50 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 11696.9 \text{ KN} < 0.8V_x = 15181.2 \text{ KN} \\ V_{yx} = 11468.51 \text{ KN} < 0.8V_y = 15181.2 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = 1.30 \\ r_y = \frac{0.8V_y}{V_{ty}} = 1.32 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.30 \\ r_y = 1.32 \end{cases}$$

Remarque :

D'après l'RPA99 Version 2003 [2], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

IV.5.9. Vérification des déplacements latéraux inters étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV-4 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs
30.26	29	29.4	188.5	194.04	27.3	27.72	37.4	Vérifié
26.52	24.8	25.2	161.2	166.32	28.6	29.7	37.4	Vérifié
22.78	20.4	27	132.6	136.62	28.6	29.04	37.4	Vérifié
19.04	16	16.3	104	107.58	26.65	28.38	37.4	Vérifié
15.3	11.9	12	77.35	79.2	26	26.4	37.4	Vérifié
11.56	7.9	8	51.35	52.8	22.75	23.1	37.4	Vérifié
7.82	4.4	4.5	28.6	29.7	16.9	17.82	37.4	Vérifié
4.08	1.8	1.8	11.7	11.88	11.7	11.88	40.8	Vérifié

Remarque :

On remarque que la période fondamentale de ce modèle est supérieur à la période réglementaire ($T = 0.956 \text{ s} > T_{\text{reg}} = 0.838 \text{ s}$).

La solution :

Renforcer l'ossature du bâtiment, en augmentant la rigidité des éléments de contreventement vertical, ou en ajoutant des voiles.

IV.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment

Il est bien recommandé de disposer les voiles de manière symétrique afin d'éviter la torsion dans le premier mode.

a) Présentation des résultats

▪ Modèle01

➤ Dessin de disposition des voiles

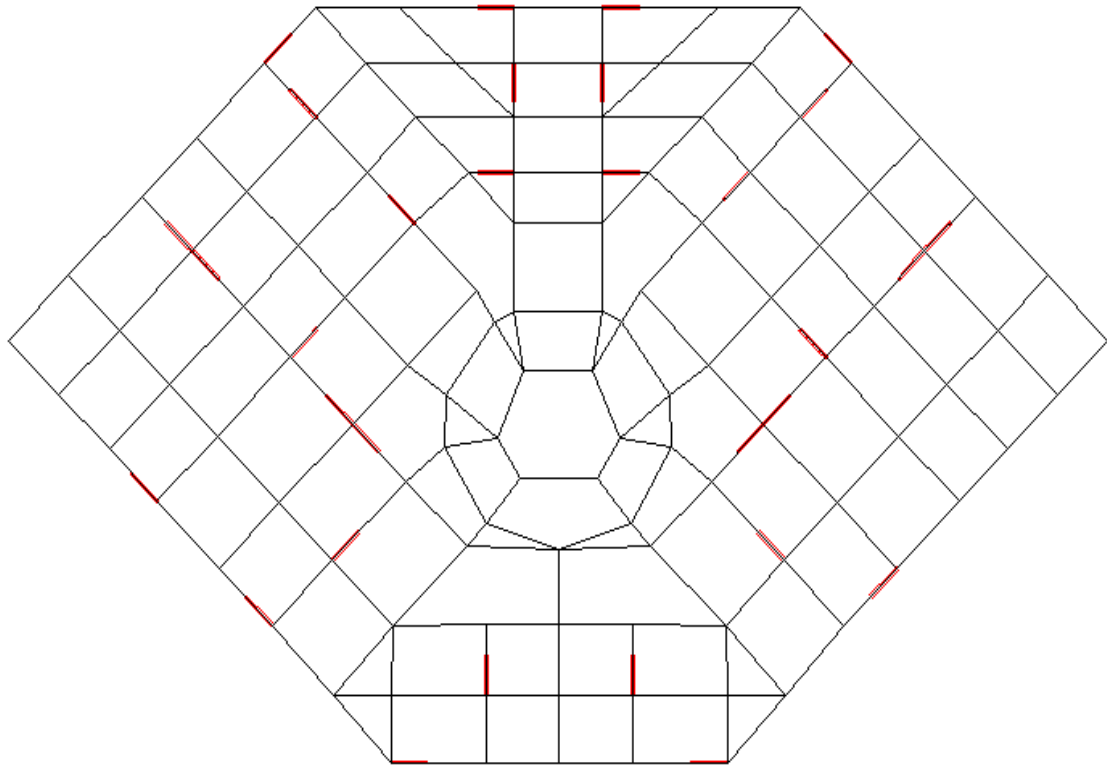


Figure IV-8 : Modèle 01.

Tableau IV-5 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 01

Eléments	Etages	Section Epaisseur (cm)
Poteau carré	7 ^{eme} /6 ^{eme} /5 ^{eme}	35 x 35
	4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Poteau circulaire	7 ^{eme} /6 ^{eme}	30 x 30
	5 ^{eme} /4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Voile	Du 7 ^{eme} jusqu'au RDC	20

➤ **Caractéristiques dynamiques propres**

Tableau IV-6 : Période et facteurs de participation massique du modèle 01

		Facteurs de participation massique					
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,25134	43,9001	0.0082	0	43,9001	0,0082	0
2	1,185278	0,0013	70.97	0	43,9014	70,9782	0
3	1,056995	27,7788	0.0035	0	71,6802	70,9816	0
4	0,397404	9,1014	0.007	0	80,7816	70,9887	0
5	0,359817	0,0078	15,4658	0	80,7894	86,4544	0
6	0,315382	5,9361	0,0015	0	86,7256	86,4559	0
7	0,191102	4,0869	0,0043	0	90,8125	86,4602	0
8	0.094472	0.0832	6.6052	0	90.5797	94.197	0

➤ **Calcul de la force sismique****- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS**

$$V_{tx} = 9706.83 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 10739.29 \text{ KN}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Pour ce modèle :

$$W = 17581.21 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0.20 \text{ (groupe 1B, zone II a).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.30$$

$$R = 5$$

$$D_x = D_y = 2.20.$$

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0,25 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} \cdot 175812.1$$

$$V_x = V_y = 120112.91 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 9706.83KN < 0.8V_x = 16090.32KN \\ V_{yx} = 10739.29KN < 0.8V_y = 16090.23KN \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = 1.65 \\ r_y = \frac{0.8V_y}{V_{ty}} = 1.49 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.65 \\ r_y = 1.49 \end{cases}$$

→ Il faut augmenter les déplacements dans la vérification suivante dans le rapport $0.8V/V_t$.

Tableau IV-7 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle 01

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs
30.26	36	39.5	297	294.27	37.13	37.99	37.4	Non Vérifié
26.52	31.5	34.4	259.87	256.28	40.42	40.98	37.4	Non Vérifié
22.78	26.6	28.9	219.45	215.3	42.9	43.21	37.4	Non Vérifié
19.04	21.4	23.1	176.55	172.09	42.9	43.95	37.4	Non Vérifié
15.3	16.2	17.2	133.65	128.14	44.55	43.21	37.4	Non Vérifié
11.56	10.8	11.4	89.1	84.93	40.43	39.49	37.4	Non Vérifié
7.82	5.9	6.1	48.67	45.44	32.17	29.8	37.4	Vérifié
4.08	2	2.1	16.5	15.64	16.5	15.64	40.8	Vérifié

➤ **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.251 \text{ s} > T_{reg} = 0.838 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe X-X.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe Y-Y.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

Remarque :

On remarque que la période fondamentale est strictement supérieure à celle réglementaire et les déplacements ne dépassent la valeur limite que dans les deux derniers étages.

Solution :

On opte pour un changement de disposition des voiles.

- **Modèle02**

- **Dessin de disposition des voiles**

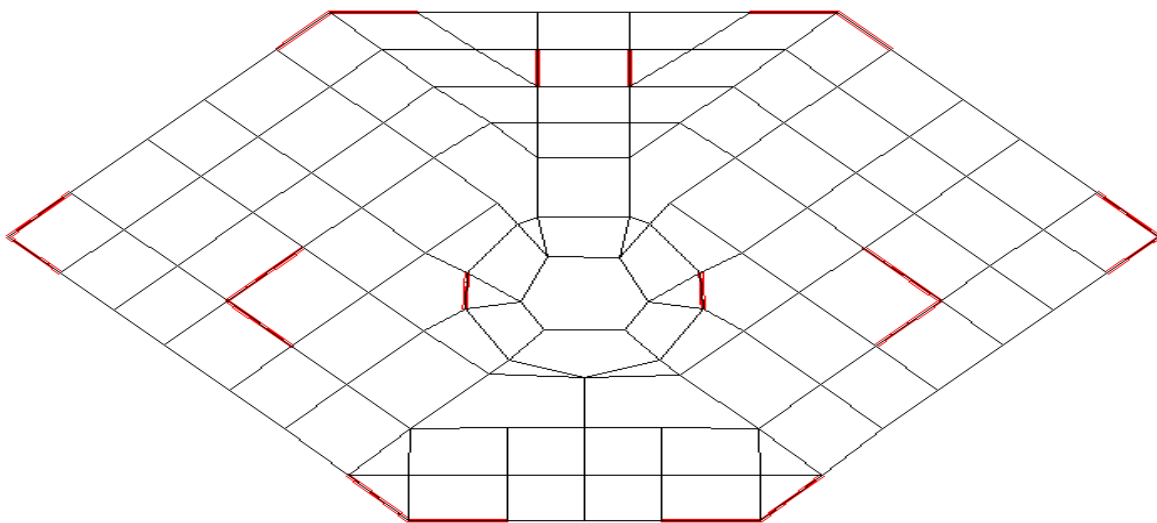


Figure IV-9 : Modèle 02.

Tableau IV-8: Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02

Eléments	Etages	Section Epaisseur (cm)
Poteau carré	7 ^{eme} /6 ^{eme} /5 ^{eme}	35 x 35
	4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Poteau circulaire	7 ^{eme} /6 ^{eme}	30 x 30
	5 ^{eme} /4 ^{eme} /3 ^{eme} /2 ^{eme}	45 x 45
	1 ^{er} /RDC	55 x 55
Voile	Du 7 ^{eme} jusqu'au RDC	20

➤ **Caractéristiques dynamiques propres**

➤ Tableau IV-9: période et facteur de participation massique du modèle 02

		Facteurs de participation massique					
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.692905	0.0035	68.637	0	0.0035	68.637	0
2	0.640974	67.9027	0.004	0	67.9062	68.641	0
3	0.430886	0.3259	0.0029	0	68.2321	68.6439	0
4	0.170315	0.0006	20.9339	0	68.2326	89.5778	0
5	0.153079	21.3583	0.0006	0	89.5909	89.5784	0
6	0.102605	0.0613	0.0007	0	89.6522	89.5791	0
7	0.080523	0.0001	6.1822	0	89.6523	95.7613	0
8	0.071803	6.3312	0.0001	0	95.9835	95.7615	0

➤ **Calcul de la force sismique**- **Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS :**

$$V_{tx} = 15976.24 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 15386.52 \text{ KN.}$$

- **Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Pour ce modèle :

$$W = 18356.35 \text{ t (calculs automatiques).}$$

$$A = 0.20 \text{ (groupe 1B, zone II A).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.30$$

$$R = 5$$

$$D_x = D_y = 2.20.$$

A.N :

$$V_x = V_y = \frac{0,20 \cdot (2,20) \cdot (1,30)}{5} \cdot 183563.5$$

$$V_x = V_y = 20999.66 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 15976.24KN < 0.8V_x = 16799.72KN \\ V_{yx} = 15386.52KN < 0.8V_y = 16799.72KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = 1.05 \\ r_y = \frac{0.8V_y}{V_{ty}} = 1.09 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.05 \\ r_y = 1.09 \end{cases}$$

Tableau IV-10 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle 02

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs
30.26	17.9	19.9	93.97	108.45	14.17	16.89	37.4	Vérifié
26.52	15.2	16.8	79.8	91.56	15.23	16.9	37.4	Vérifié
22.78	12.3	13.7	64.57	74.66	14.7	16.89	37.4	Vérifié
19.04	9.5	10.6	49.87	57.77	14.17	15.81	37.4	Vérifié
15.3	6.8	7.7	35.7	41.96	12.6	14.71	37.4	Vérifié
11.56	4.4	5	23.1	27.25	10.5	12.54	37.4	Vérifié
7.82	2.4	2.7	12.6	14.74	7.88	9.26	37.4	Vérifié
4.08	0.9	1	4.72	5.45	4.72	5.45	40.8	Vérifié

➤ **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.692 \text{ s} < T_{reg} = 0.838 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global Y-Y.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global X-X.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

Remarque :

Tant que la période fondamentale ne dépasse pas la période réglementaire, maintenant, et étant donné que ce modèle est acceptable, il est nécessaire de revérifier l'effet P-Δ.

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$.

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Sens x :

Tableau IV-11 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le sens x

Etage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Vérification
7 ^{ème}	22333.34	0.147	4469.97	30.26	0.002427	<0.1 ok
6 ^{ème}	21642.61	0.152	7487.82	26.52	0.016566	<0.1 ok
5 ^{ème}	21777.17	0.147	9788.26	22.78	0.014356	<0.1 ok
4 ^{ème}	22155.86	0.141	11660.79	19.04	0.014140	<0.1 ok
3 ^{ème}	22393.08	0.012	13187.01	15.30	0.013496	<0.1 ok
2 ^{ème}	22393.08	0.010	14373.91	11.56	0.001415	<0.1 ok
1 ^{er}	22779.37	0.007	15287.56	7.82	0.001501	<0.1 ok
RDC	24705.83	0.004	15951.21	4.08	0.001831	<0.1 ok

-Sens-y :

Tableau IV-12 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le sens y

Etage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Vérification
7 ^{ème}	22333.34	0.0168	4264.5	30.26	0.002907	< 0.1 ok
6 ^{ème}	21642.61	0.0169	7142.24	26.52	0.001931	< 0.1 ok
5 ^{ème}	21777.17	0.0168	9319.28	22.78	0.001723	< 0.1 ok
4 ^{ème}	22155.86	0.0158	11100.01	19.04	0.001656	< 0.1 ok
3 ^{ème}	22393.08	0.0147	12563.73	15.30	0.001712	< 0.1 ok
2 ^{ème}	22393.08	0.0125	13742.66	11.56	0.001762	< 0.1 ok
1 ^{er}	22779.37	0.0092	14649.07	7.82	0.001829	< 0.1 ok
RDC	24705.83	0.0054	15319.22	4.08	0.002134	< 0.1 ok

Conclusion

Etant donné que ce modèle est acceptable et vérifie toutes les conditions, donc il sera le modèle dans les calculs du prochain chapitre.

Chapitre V
Ferraillage des éléments
résistants

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Ferrailage des poteaux

La section des armatures des poteaux doit être calculée en flexion composée.

a) Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Selon CBA 93 [3] :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

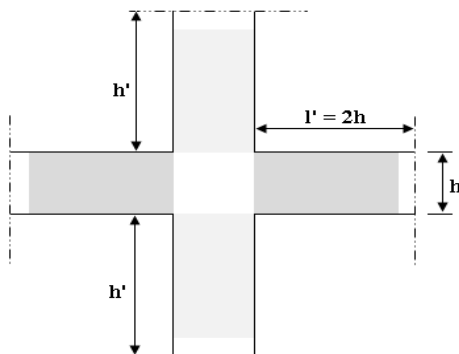
Selon RPA 99 Version 2003 [2] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante}).$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone II a ;
- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II a.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

Figure V-1 : Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$;

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

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

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon CBA 93 [3] :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon RPA 99 Version 2003 [2] :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d) Élancement λ

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3.46 \frac{\ell_f}{h}$$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \text{Avec : } \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 400\text{MPa}$

f) Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 Modifié 99 [1] :

➤ ELU : Situation durable

$$1.35G + 1.5Q$$

➤ ELS : Situation durable

$$G+Q.$$

Selon RPA 99 Version 2003 [2] :

Situation accidentelle

- $G + Q \pm E$

- $0.8G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

- 2- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

▪ **Poteaux carrés**

1. Situation durable : Combinaison : 1.35G + 1.5Q

• **(N^{\max} , M^{corr})**

Tableau V-1 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C69	420.31	70.94	SPC	0	1.45	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C69	1048.79	64.82	SEC	0	2.19	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C69	1613.19	51.04	SPC	0	3.81	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C69	2183.00	96.44	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C69	2760.49	80.21	SPC	0	5.08	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C69	3360.59	55.91	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C69	3986.26	79.82	SPC	0	1.37	24.2
RDC	55 x 55	C69	4634.35	21.56	SPC	3.75	6.28	24.2

• **(M^{\max} , N^{corr})**

Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (KNm)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C131	93.65	303.37	SEC	0	6.13	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C101	90.54	559.53	SEC	0	3.79	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C92	60.61	1081.59	SEC	0	0	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C92	113.07	1479.11	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C101	113.56	1463.62	SEC	0	0	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C131	83.75	1769.73	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C131	135.21	2098.79	SEC	0	0	24.2
RDC	55 x 55	C131	69.92	2403.46	SEC	0	0	24.2

2. Situation accidentelle N°1 : Combinaison : G + Q ± E

• (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C69	368.86	88.34	SPC	0	3.46	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C69	794.17	83.93	SEC	0.08	1.92	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C69	1217.73	69.66	SEC	0	0	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C69	1648.37	137.65	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C69	2085.24	117.24	SEC	0	0	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C69	2535.5	85.90	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C69	3001.58	116.36	SEC	0	0	24.2
RDC	55 x 55	C69	3479.17	63.69	SEC	0	0	24.2

• (M^{\max} , N^{corr})

Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (KNm)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C74	92.57	254.14	SPC	0	5.05	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C74	88.76	539.04	SPC	0	1.92	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C74	72.05	826.91	SEC	0	0	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C69	137.65	1648.37	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C92	120.06	1192.78	SEC	0	0	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C92	89.77	1459.04	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C92	129.22	1745.88	SEC	0	0	24.2
RDC	55 x 55	C92	67.95	2050.84	SEC	0	0	24.2

2. Situation accidentelle N°2 : Combinaison : 0.8G ± E

• (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C69	278.77	65.24	SPC	0	2.1	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C69	505.90	61.51	SEC	0	0	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C69	733.29	51.91	SEC	0	0	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C69	968.32	103.87	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C69	1207.28	88.88	SEC	0	0	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C69	1452.18	65.98	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C69	1706.71	87.58	SEC	0	0	24.2
RDC	55 x 55	C69	1965.85	55.88	SEC	0	0	24.2

• (M^{\max} , N^{corr})

Tableau V-6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (KNm)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	C74	65.94	191.56	SPC	0	3.16	9.8
6 ^{ème}	35 x 35	C74	62.01	347.50	SPC	0	1.03	9.8
5 ^{ème}	35 x 35	C69	51.91	733.29	SEC	0	0	9.8
4 ^{ème}	45 x 45	C69	103.87	968.32	SEC	0	0	16.2
3 ^{ème}	45 x 45	C69	88.88	1207.27	SEC	0	0	16.2
2 ^{ème}	45 x 45	C69	65.98	1452.18	SEC	0	0	16.2
1 ^{er}	55 x 55	C92	89.02	867.16	SEC	0	0	24.2
RDC	55 x 55	C	56.77	1022.21	SEC	0	0	24.2

▪ **Poteaux circulaires**

1. Situation durable : Combinaison : 1.35G + 1.5Q

- $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Tableau V-7 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C128	296.87	26.69	SPC	0.09	5.65
6 ^{ème}	30	C128	663.11	20.93	SEC	0	5.65
5 ^{ème}	45	C128	1015.57	79.80	SEC	0	12.71
4 ^{ème}	45	C128	1332.97	67.16	SEC	0	12.71
3 ^{ème}	45	C16	1671.48	62.61	SEC	0	12.71
2 ^{ème}	45	C128	2038.27	45.39	SPC	7.08	12.71
1 ^{er}	55	C128	2427.86	71.63	SEC	0	18.99
RDC	55	C128	2848.19	19.64	SEC	0	18.99

- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$

Tableau V-8 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	M ^{max} (KNm)	N ^{corr} (KN)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C127	27.66	292.60	SPC	0.57	5.65
6 ^{ème}	30	C128	20.93	663.11	SEC	0	5.65
5 ^{ème}	45	C127	81.00	1002.02	SEC	0	12.71
4 ^{ème}	45	C127	68.38	1312.39	SEC	0	12.71
3 ^{ème}	45	C15	38.97	1326.92	SEC	0	12.71
2 ^{ème}	45	C15	55.98	1598.24	SEC	0	12.71
1 ^{er}	55	C16	104.96	2413.57	SEC	0	18.99
RDC	55	C16	57.94	2777.48	SEC	0	18.99

2. Situation accidentelle N°1 : Combinaison : G + Q ± E

- (N^{max}, M^{corr})

Tableau V-9 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C16	234.02	32.76	SPC	2.52	5.56
6 ^{ème}	30	C16	492.28	27.01	SEC	0	5.56
5 ^{ème}	45	C16	763.96	95.79	SEC	0	12.17
4 ^{ème}	45	C16	1039.24	87.01	SEC	0	12.17
3 ^{ème}	45	C16	1317.6	89.33	SEC	0	12.17
2 ^{ème}	45	C16	1598.7	71.1	SEC	0	12.17
1 ^{er}	55	C16	1890.91	116.39	SEC	0	18.99
RDC	55	C16	2185.2	53.95	SEC	0	18.99

- (M^{max}, N^{corr})

Tableau V-10 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	M ^{max} (KNm)	N ^{corr} (KN)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C17	3.63	166.5	SPC	5.71	5.56
6 ^{ème}	30	C17	29.15	337.55	SEC	0	5.56
5 ^{ème}	45	C21	10.13	299.52	SEC	0	12.17
4 ^{ème}	45	C21	88.71	420.33	SPC	3.06	12.17
3 ^{ème}	45	C16	89.33	1317.6	SEC	0	12.17
2 ^{ème}	45	C16	71.1	1598.7	SEC	0	12.17
1 ^{er}	55	C16	116.39	1890.91	SEC	0	18.99
RDC	55	C16	54.52	1807.18	SEC	0	18.99

2. Situation accidentelle N°2 : Combinaison : 0.8G ± E

•(N^{max}, M^{corr})

Tableau V-11 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C16	173.29	26.65	SPC	1.94	5.56
6 ^{ème}	30	C16	315.63	20.49	SEC	0	5.56
5 ^{ème}	45	C16	469.09	73.62	SEC	0	12.17
4 ^{ème}	45	C16	625.75	66.24	SEC	0	12.17
3 ^{ème}	45	C16	783.63	65.97	SEC	0	12.17
2 ^{ème}	45	C16	941.29	51.38	SEC	0	12.17
1 ^{er}	55	C16	1104.81	77.86	SEC	0	18.99
RDC	55	C16	1267.04	42.23	SEC	0	18.99

•(M^{max}, N^{corr})

Tableau V-12 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Etage	Diamètres (cm ²)	N°	M ^{max} (KNm)	N ^{corr} (KN)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	30	C21	30.07	69.57	SPC	5.54	5.56
6 ^{ème}	30	C17	22.26	214.96	SEC	0	5.56
5 ^{ème}	45	C17	100.59	186.47	SEC	0	12.17
4 ^{ème}	45	C21	88.10	255.39	SPC	6.78	12.17
3 ^{ème}	45	C16	65.97	783.63	SEC	0	12.17
2 ^{ème}	45	C21	57.01	399.72	SEC	0	12.17
1 ^{er}	55	C16	77.86	1104.81	SEC	0	18.99
RDC	55	C149	43.13	101.15	SPC	1.97	18.99

g) Choix des armatures

1. Poteaux carrés

Tableau V-13 : Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	35 x 35	6.13	9.8	49	73.5	4T14+4T12	10.68
6 ^{ème}	35 x 35	3.79	9.8	49	73.5	4T14+4T12	10.68
5 ^{ème}	35 x 55	3.81	9.8	49	73.5	4T14+4T12	10.68
4 ^{ème}	45 x 45	0	16.2	81	121.5	4T20+4T12	17.09
3 ^{ème}	45 x 45	5.08	16.2	81	121.5	4T20+4T12	17.09
2 ^{ème}	45 x 45	0	16.2	81	121.5	4T20+4T12	17.09
1 ^{er}	55 x 55	1.37	24.2	121	181.50	8T20	25.13
RDC	55 x 55	6.28	24.2	121	181.50	8T20	25.13

Remarque :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau.

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

2. Poteaux circulaires :

Tableau V-14 : Choix des armatures des poteaux circulaires

Etage	Diamètre (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	30	5.54	7.69	28.26	42.39	8T12	9.05
6 ^{ème}	30	0	7.69	28.26	42.39	8T12	9.05
5 ^{ème}	45	0	12.71	63.58	95.37	4T16 + 4T14	14.20
4 ^{ème}	45	6.78	12.71	63.58	95.37	4T16 + 4T14	14.20
3 ^{ème}	45	0	12.71	63.58	95.37	4T16 + 4T14	14.20
2 ^{ème}	45	0	12.71	63.58	95.37	4T16 + 4T14	14.20
1 ^{er}	55	0	18.99	94.98	142.47	4T20 + 4T16	20.61
RDC	55	1.97	18.99	94.98	142.47	4T20 + 4T16	20.61

Remarque :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau.

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

h) Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour les aciers H.A}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1. Poteaux carrés

- N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau V-15 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (KNm)	N _{ser} (KN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	35 x 35	50.75	353.08	SEC	94.5	240	7.20	15	OK
6 ^{ème}	35 x 35	46.18	757.89	SEC	128.6	240	9.3	15	OK
5 ^{ème}	35 x 35	36.35	1159.89	SEC	156.8	240	11.0	15	OK
4 ^{ème}	45 x 45	68.65	1566.09	SEC	131.7	240	9.2	15	OK
3 ^{ème}	45 x 45	57.06	1977.81	SEC	149.8	240	10.3	15	OK
2 ^{ème}	45 x 45	39.75	2405.68	SEC	168.8	240	11.3	15	OK
1 ^{er}	55 x 55	56.70	2852.17	SEC	144.4	240	9.8	15	OK
RDC	55 x 55	15.31	3314.75	SEC	137.2	240	9.2	15	OK

- N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser}

Tableau V-16 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (KNm)	N _{ser} (KN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	35 x 35	67.14	187.49	SPC	102.5	240	8.5	15	OK
6 ^{ème}	35 x 35	64.42	404.37	SPC	117.0	240	9.0	15	OK
5 ^{ème}	35 x 35	43.16	777.92	SPC	123.0	240	8.9	15	OK
4 ^{ème}	45 x 45	80.49	1061.54	SEC	104.6	240	7.4	15	OK
3 ^{ème}	45 x 45	80.79	1050.04	SEC	104.1	240	7.4	15	OK
2 ^{ème}	45 x 45	59.57	1268.75	SEC	105.5	240	7.4	15	OK
1 ^{er}	55 x 55	96.17	1504.13	SEC	89.5	240	6.2	15	OK
RDC	55 x 55	49.73	1721.16	SEC	84.1	240	5.7	15	OK

2. Poteaux circulaires

- N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser} :

Tableau V-17 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaires

Etage	Diamètre (cm)	M _{ser} (KNm)	N _{ser} (KN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	30	19.12	218.77	SPC	115.72	240	10.75	15	OK
6 ^{ème}	30	14.91	479.36	SEC	137.15	240	10.82	15	OK
5 ^{ème}	45	56.76	730.77	SEC	128.51	240	9.85	15	OK
4 ^{ème}	45	47.75	957.24	SEC	131.90	240	10.0	15	OK
3 ^{ème}	45	43.30	1198.58	SEC	156.34	240	11.47	15	OK
2 ^{ème}	45	32.26	1460.54	SEC	160.76	240	11.42	15	OK
1 ^{er}	55	38.56	1738.80	SEC	181.58	240	12.90	15	OK
RDC	55	13.95	2038.98	SEC	179.15	240	12.23	15	OK

- N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser}

Tableau V-18 : Vérification des contraintes pour les poteaux circulaires

Etage	Diamètre (cm)	M_{ser} (KNm)	N_{ser} (KN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	30	19.81	215.73	SPC	119.15	240	11.22	15	OK
6 ^{ème}	30	15.41	473.50	SPC	138.10	240	10.91	15	OK
5 ^{ème}	45	57.62	721.06	SPC	129.02	240	9.92	15	OK
4 ^{ème}	45	48.61	942.53	SEC	135.64	240	10.11	15	OK
3 ^{ème}	45	48.90	953.06	SEC	136.86	240	10.19	15	OK
2 ^{ème}	45	39.72	1146.95	SEC	142.75	240	10.39	15	OK
1 ^{er}	55	74.47	1726.61	SEC	146.1	240	10.49	15	OK
RDC	55	41.11	1985.61	SEC	139.43	240	9.69	15	OK

i) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon BAEL 91 Modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA 99 Version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-19 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	35 x 35	51.93	0.471	7.48	0.075	1.87	2.50	OK
6 ^{ème}	35 x 35	48.01	0.435	7.48	0.075	1.87	2.50	OK
5 ^{ème}	35 x 35	34.68	0.314	7.48	0.075	1.87	2.50	OK
4 ^{ème}	45 x 45	64.53	0.354	5.81	0.075	1.87	2.50	OK
3 ^{ème}	45 x 45	60.02	0.329	5.81	0.075	1.87	2.50	OK
2 ^{ème}	45 x 45	49.24	0.270	5.81	0.075	1.87	2.50	OK
1 ^{er}	55 x 55	74.23	0.272	4.76	0.04	1	2.50	OK
RDC	55 x 55	80.02	0.293	5.19	0.075	1.87	2.50	OK

2. Ferrailage transversal des poteaux

Selon BAEL 91 Modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon RPA 99 Version 2003 [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq (10 \emptyset_l, 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone IIa).}$$

$$S_t \leq 15 \emptyset_l \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone IIa).}$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V-20 : Espacements maximales selon RPA99 Version 2003 [2]

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
7 ^{ème}	35 x 35	4T14+4T12	12	10	15
6 ^{ème}	35 x 35	4T14+4T12	12	10	15
5 ^{ème}	35 x 35	4T14+4T12	12	10	15
4 ^{ème}	45 x 45	4T20+4T12	12	10	15
3 ^{ème}	45 x 45	4T20+4T12	12	10	15
2 ^{ème}	45 x 45	4T20+4T12	12	10	15
1 ^{er}	55 x 55	8T20	20	10	15
RDC	55 x 55	8T20	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V-21 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Etage	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
35 x 35	7 ^{ème}	2.61	7.45	2.5	37.40	N	10	2.50	4T10	3.14
						C	15	3.05	4T10	3.14
35 x 35	6 ^{ème}	2.61	7.45	2.5	33.92	N	10	2.26	4T10	3.14
						C	15	2.80	4T10	3.14
35 x 35	5 ^{ème}	2.61	7.45	2.5	24.71	N	10	1.65	4T10	3.14
						C	15	2.47	4T10	3.14
45 x 45	4 ^{ème}	2.61	5.80	2.5	45.94	N	10	3.07	4T10	3.14
						C	15	4.60	4T10	3.14
45 x 45	3 ^{ème}	2.61	5.80	2.5	42.70	N	10	2.85	4T10	3.14
						C	15	3.08	4T10	3.14
45 x 45	2 ^{ème}	2.61	5.80	2.5	35.03	N	10	2.34	4T10	3.14
						C	15	2.79	4T10	3.14
55 x 55	1 ^{er}	2.61	4.74	3.75	28.08	N	10	2.81	4T10	3.14
						C	15	3.02	4T10	3.14
55 x 55	RDC	2.85	5.18	2.5	20.75	N	10	1.27	4T10	3.14
						C	15	1.90	4T10	3.14

j) Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40 \varnothing_1$ en zone II.

Pour :

T20..... $L_r = 80$ cm

T16..... $L_r = 64$ cm

T14..... $L_r = 56$ cm

T12..... $L_r = 48$ cm.

k) Disposition des armatures pour les poteaux

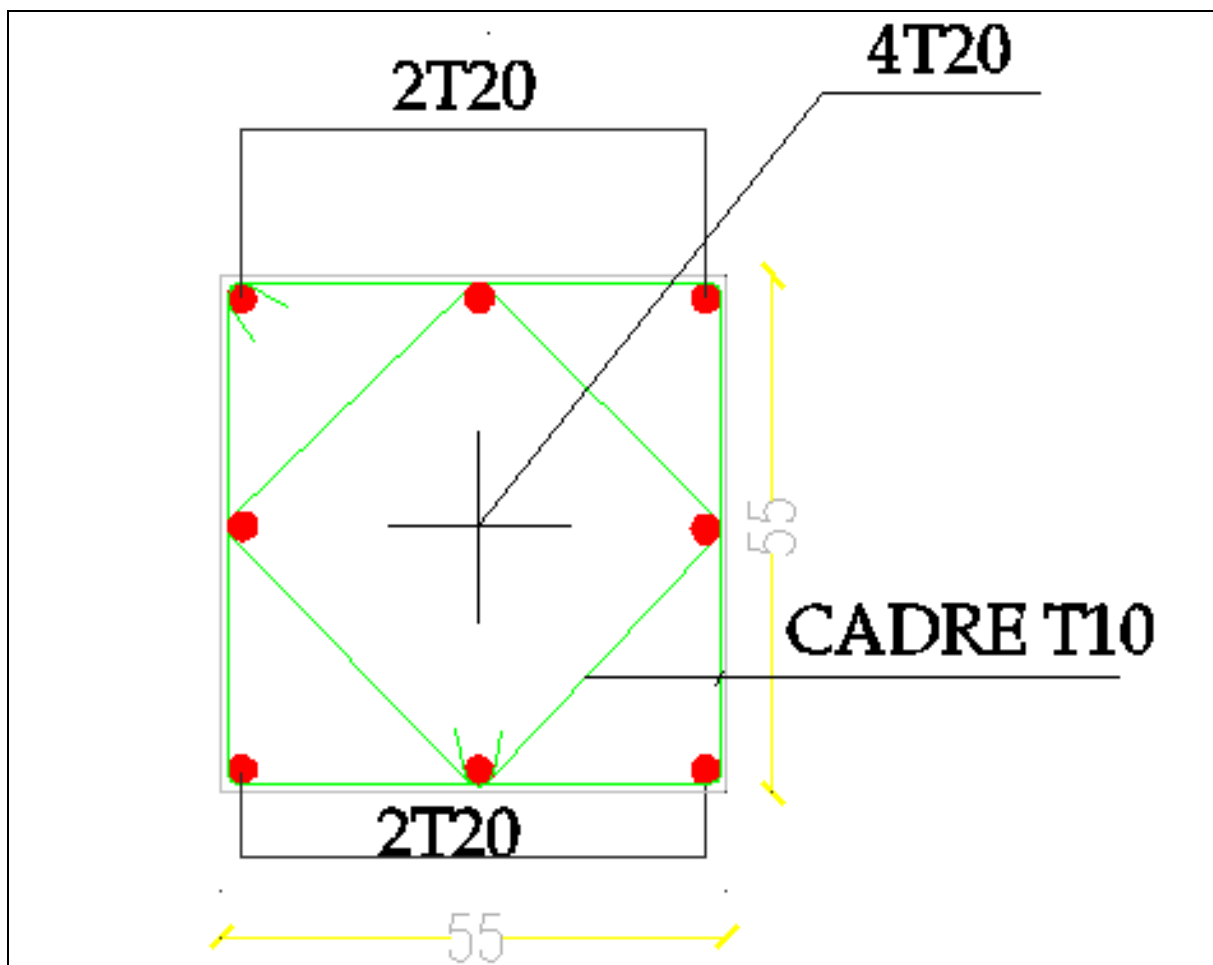


Figure V-2 : Ferrailage des poteaux carrés 55 x 55.

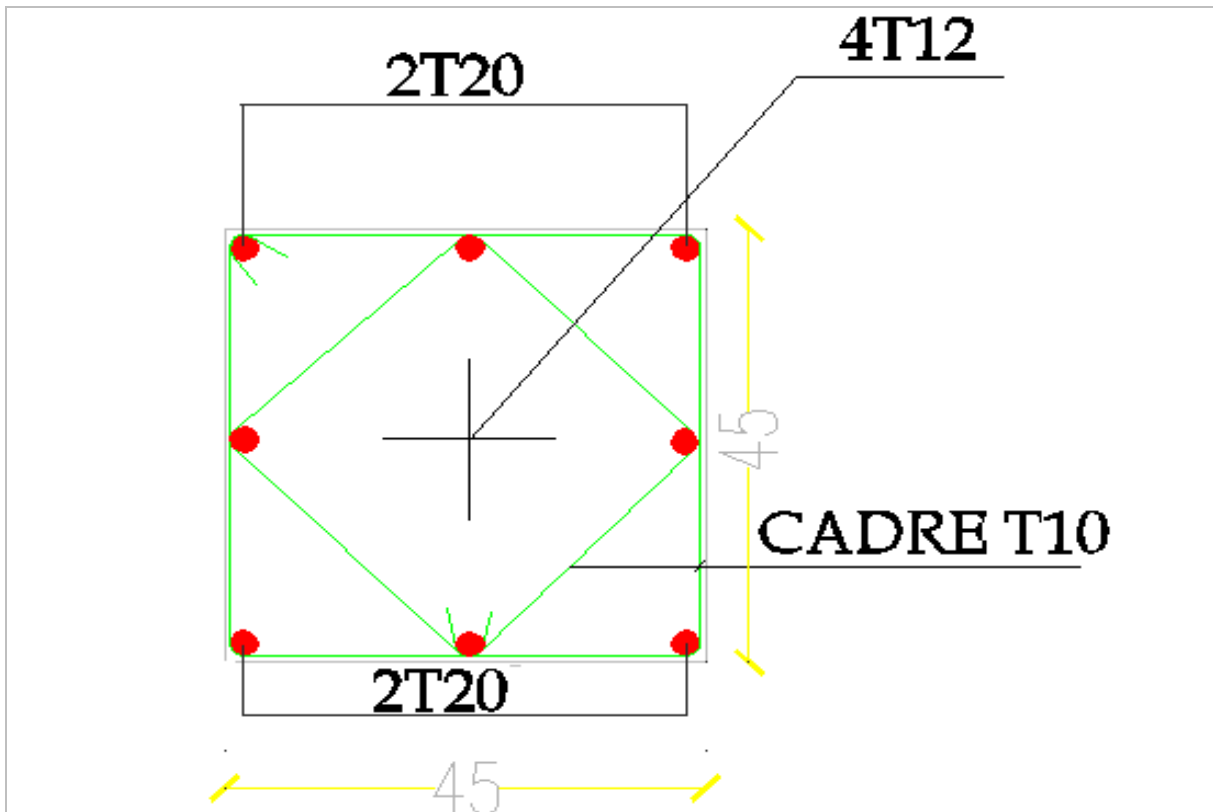


Figure V-3 : Ferrailage des poteaux carrés 45 x 45.

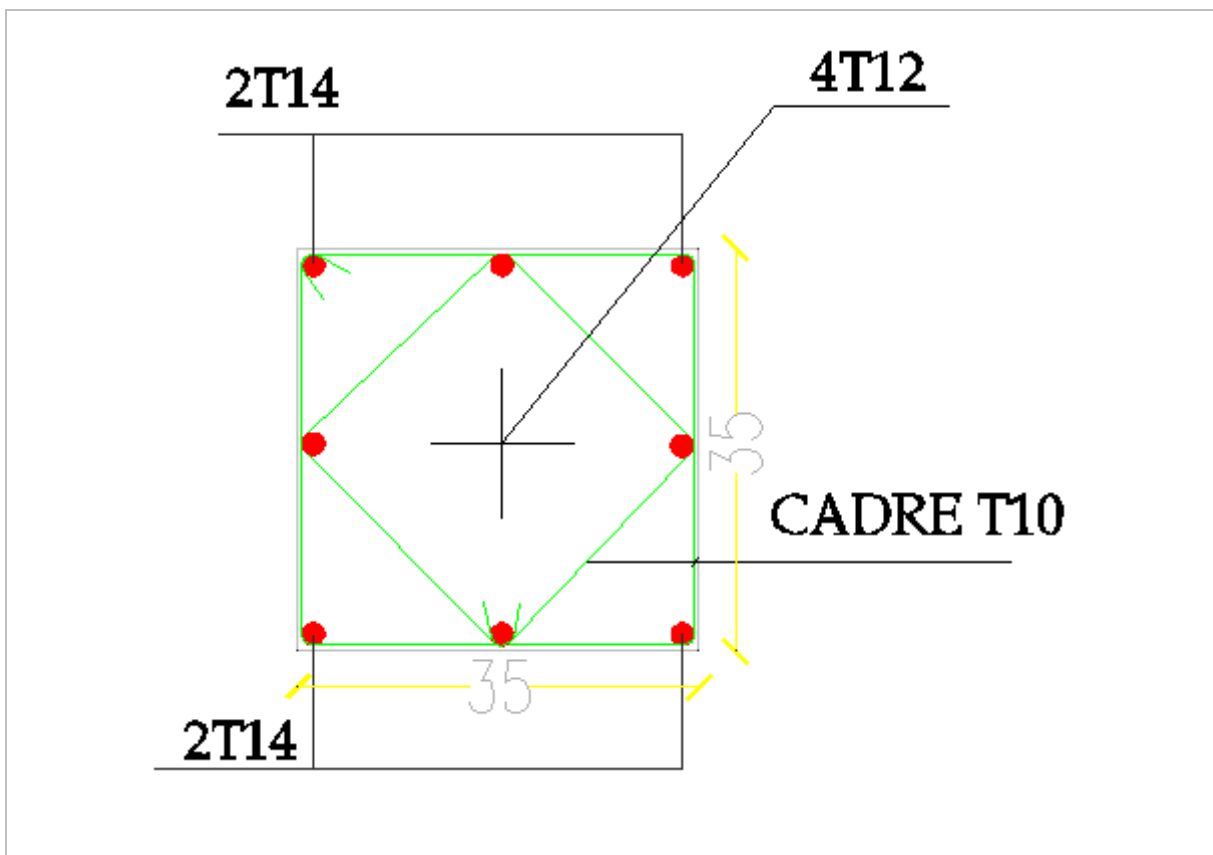


Figure V-4 : Ferrailage des poteaux carrés 35 x 35.

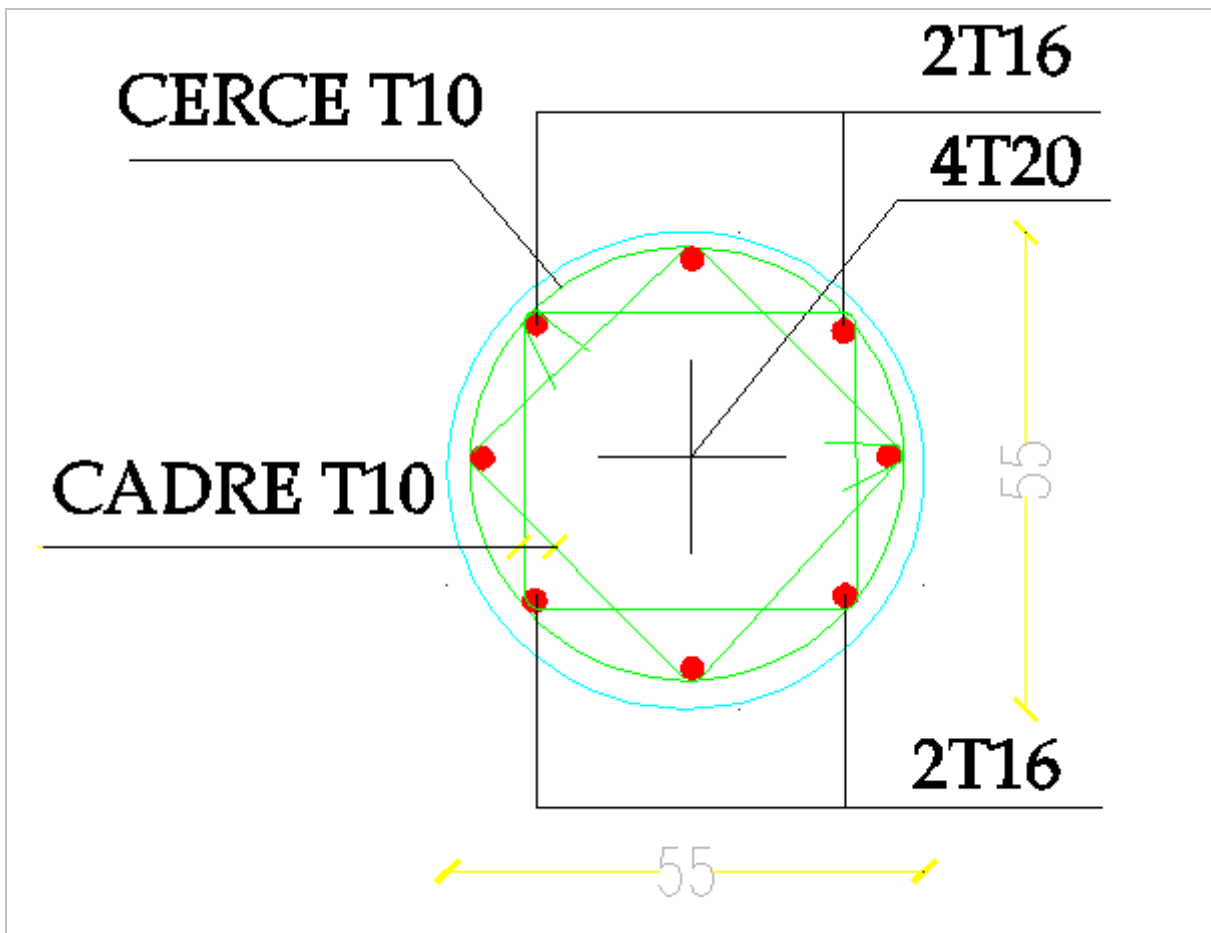


Figure V-5 : Ferrailage des poteaux circulaire 55.

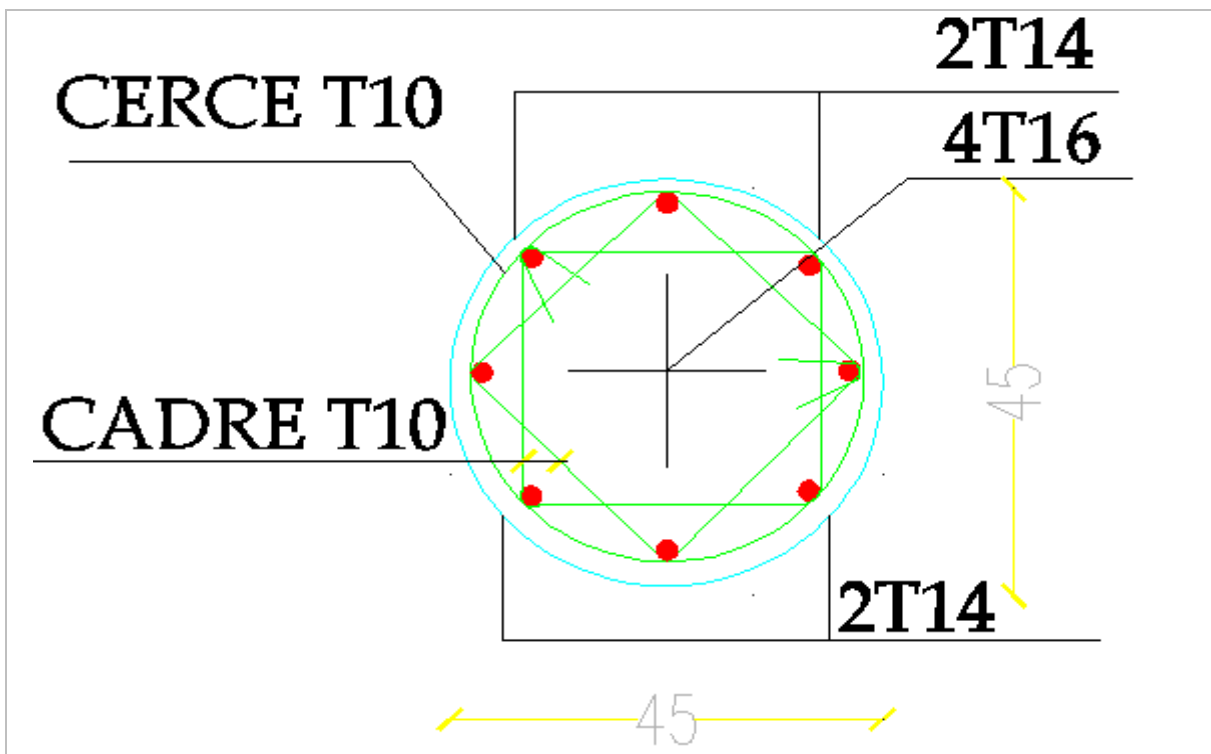


Figure V-6 : Ferrailage des poteaux circulaires 45.

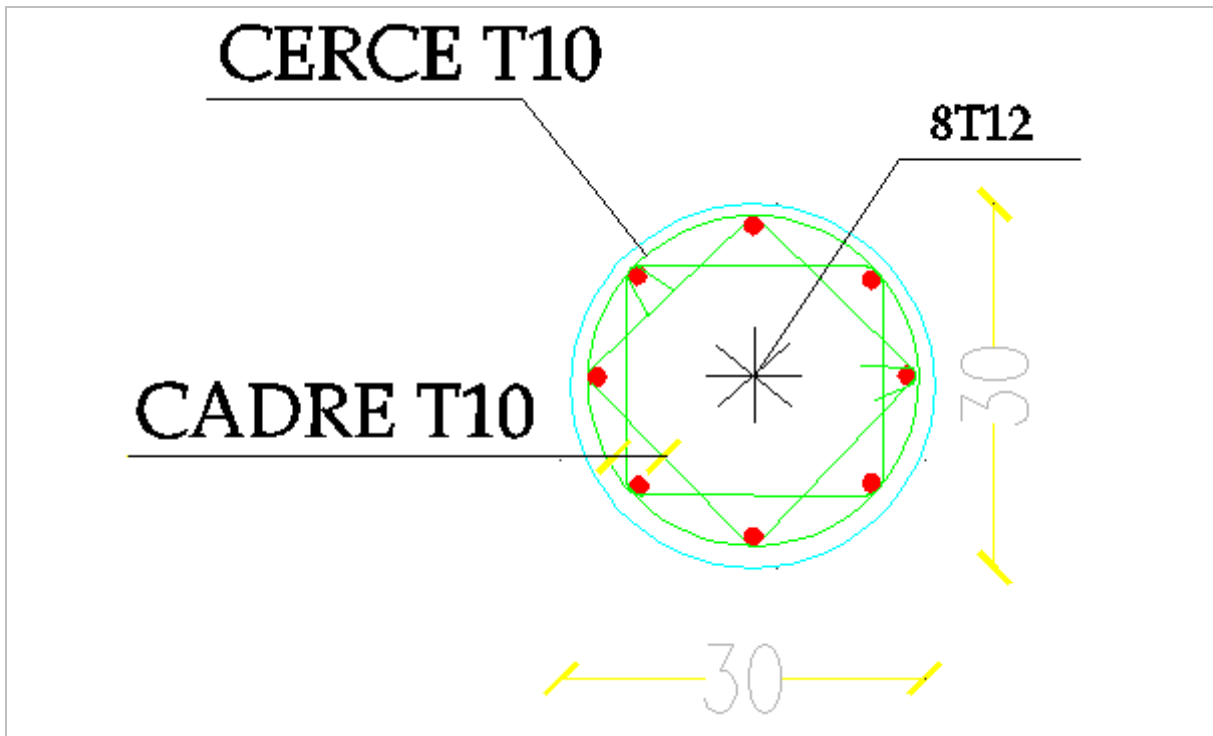


Figure V-7 : Ferrailage des poteaux circulaires 30.

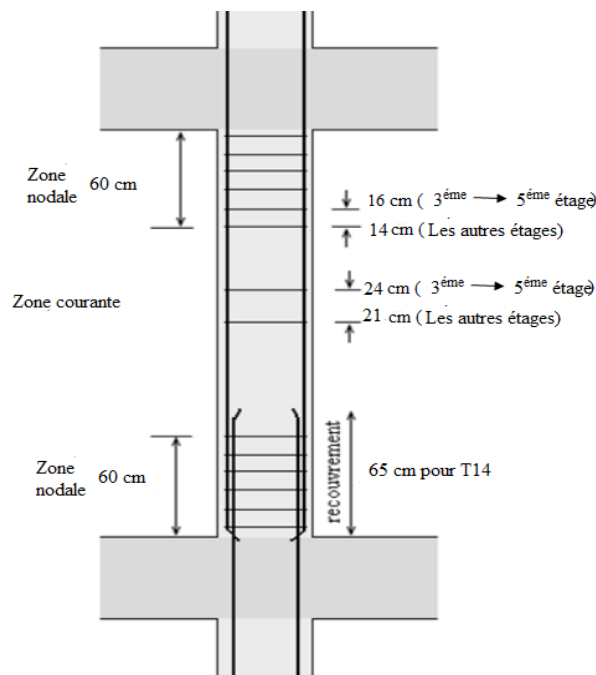


Figure V-8 : Dispositions constructives.

1) Nœuds poutre-poteau

Tant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l’ancrage des barres ; Son efficacité dépend de la présence d’aciers de coutures ayant pour rôle :

- d'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a)

- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).

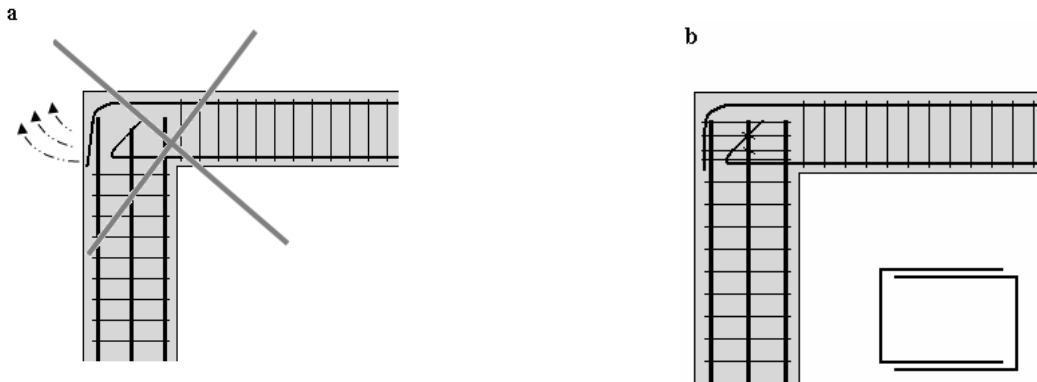


Figure V-9 : Continuité mécanique du nœud poutre-poteau.

La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures, en effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme :

- un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.

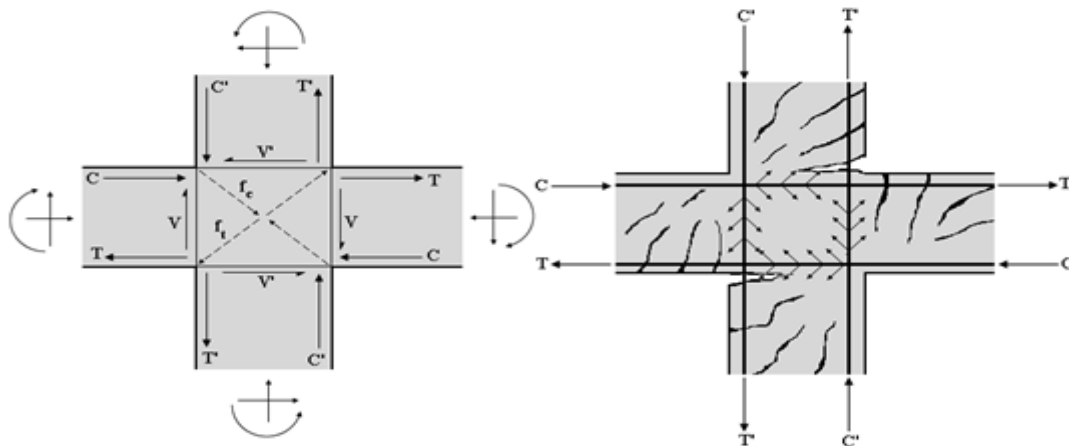


Figure V-10 : Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central.

Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- un nœud doit posséder des performances (résistance) aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;

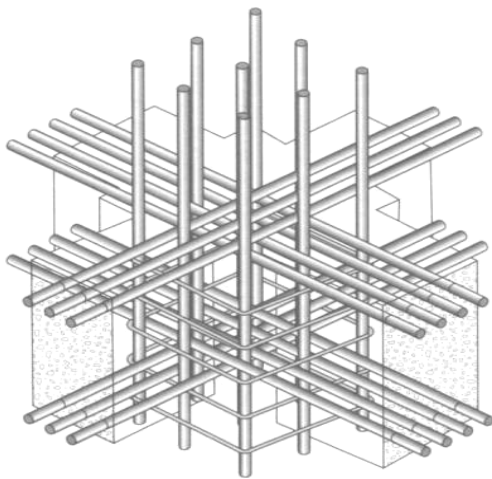
- la résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

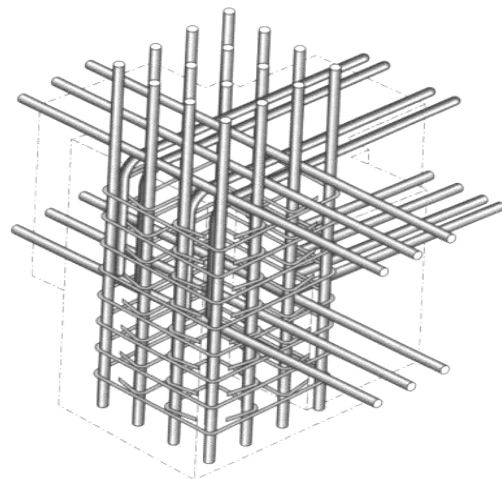
- les efforts de traction T et de compression C produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;

- la ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

Les figures suivantes donnent une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.



Nœud central.



Nœud de rive.

Figure V-11 : Disposition des armatures dans les nœuds.

V.2. Ferrailage des poutres

a) Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

▪ Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ Combinaisons exigées par le « CBA 93 [3] » :

➤ E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$

➤ E.L.S : $G + Q$

✓ Combinaisons exigées par le « RPA 99 Version 20003 [2] » :

➤ $1.35G + 1.5Q$

➤ $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

▪ **Recommandations des règlements**

Selon [2] :

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par :

$$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \text{ au niveau de la zone courante.}$$

$$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\% \text{ au niveau de la zone de recouvrement.}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 S_t b$

B : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

▪ **Situation durable :**

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

▪ **Situation accidentelle :**

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

b) Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse) ,
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

• **Sens porteur**

- **Situation durable :** Combinaison 1.35G + 1.5Q

Tableau V-22 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	237.61	13.90	0	9.00
		Appui	B353	326.09	18.75	0	9.00
6 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	281.89	13.66	0	9.00
		Appui	B353	378.82	22.50	0	9.00
5 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	241.87	14.02	0	9.00
		Appui	B353	363.76	18.60	0	9.00
4 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	269.77	15.08	0	9.00
		Appui	B353	348.85	20.79	0	9.00
3 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	261.15	15.40	0	9.00
		Appui	B353	336.27	19.88	0	9.00
2 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	237.61	13.90	0	9.00
		Appui	B353	318.16	18.60	0	9.00
1 ^{er}	60 x 30	Travée	B353	183.33	10.41	0	9.00
		Appui	B353	295.66	17.06	0	9.00
RDC	60 x 30	Travée	B353	171.81	9.70	0	9.00
		Appui	B353	279.32	15.97	0	9.00

▪ **Situation accidentelle N° 01 : Combinaison G + Q ± E**

Tableau V-23 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	99.60	4.54	0	9.00
		Appui	B353	213.34	10.25	0	9.00
6 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	113.04	5.19	0	9.00
		Appui	B353	242.57	11.83	0	9.00
5 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	122.55	5.65	0	9.00
		Appui	B353	232.21	11.26	0	9.00
4 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	117.64	5.41	0	9.00
		Appui	B353	214.77	10.32	0	9.00
3 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	113.14	5.19	0	9.00
		Appui	B353	206.47	9.89	0	9.00
2 ^{ème}	60 x 30	Travée	B353	113.82	5.22	0	9.00
		Appui	B353	194.29	9.25	0	9.00
1 ^{er}	60 x 30	Travée	B353	110.83	5.08	0	9.00
		Appui	B353	172.59	8.13	0	9.00
RDC	60 x 30	Travée	B353	109.85	5.03	0	9.00
		Appui	B353	161.86	7.59	0	9.00

▪ **Situation accidentelle N° 02 : Combinaison 0.8G ± E**

Tableau V-24 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	89.09	4.05	0	9.00
		Appui	B353	140.45	6.52	0	9.00
6 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	70.61	3.18	0	9.00
		Appui	B353	124.12	5.72	0	9.00
5 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	70.74	3.19	0	9.00
		Appui	B353	118.19	5.43	0	9.00
4 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	64.39	2.90	0	9.00
		Appui	B353	108.74	4.98	0	9.00
3 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	59.91	2.69	0	9.00
		Appui	B353	104.11	4.76	0	9.00
2 ^{ème}	60 x 30	Travée	B359	60.09	2.7	0	9.00
		Appui	B353	97.55	4.45	0	9.00
1 ^{er}	60 x 30	Travée	B359	56.28	2.52	0	9.00
		Appui	B353	86.22	3.91	0	9.00
RDC	60 x 30	Travée	B359	55.24	2.47	0	9.00
		Appui	B353	80.63	3.65	0	9.00

• **Sens non porteur**

a. Situation durable : Combinaison 1.35G + 1.5Q

Tableau V-25 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	183.77	13.43	0	7.5
		Appui	B405	232.97	16.77	0	7.5
6 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	237.61	18.32	0	7.5
		Appui	B405	264.48	19.63	0	7.5
5 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	138.77	9.76	0	7.5
		Appui	B405	253.19	18.58	0	7.5
4 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	125.63	10.32	0	7.5
		Appui	B405	239.85	17.37	0	7.5
3 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	220.13	13.96	0	7.5
		Appui	B405	228.82	14.27	0	7.5
2 ^{ème}	50 x 30	Travée	B405	199.36	13.65	0	7.5
		Appui	B405	212.21	14.99	0	7.5
1 ^{er}	50 x 30	Travée	B405	163.14	11.70	0	7.5
		Appui	B405	194.13	13.52	0	7.5
RDC	50 x 30	Travée	B412	150.63	10.61	0	7.5
		Appui	B412	159.22	10.78	0	7.5

▪ **Situation accidentelle N° 01 : Combinaison G + Q ± E**

Tableau V-26 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	88.42	4.96	0	7.5
		Appui	B405	150.38	8.8	0	7.5
6 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	96.70	5.45	0	7.5
		Appui	B405	167.44	9.92	0	7.5
5 ^{ème}	50 x 30	Travée	B378	89.00	4.99	0	7.5
		Appui	B405	159.70	9.41	0	7.5
4 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	80.76	4.5	0	7.5
		Appui	B405	145.03	8.45	0	7.5
3 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	80.57	4.49	0	7.5
		Appui	B405	137.76	7.98	0	7.5
2 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	80.77	4.51	0	7.5
		Appui	B405	126.73	7.29	0	7.5
1 ^{er}	50 x 30	Travée	B378	72.45	4.02	0	7.5
		Appui	B405	109.73	6.24	0	7.5
RDC	50 x 30	Travée	B305	74.95	4.17	0	7.5
		Appui	B378	86.80	4.86	0	7.5

▪ **Situation accidentelle N° 02** : Combinaison 0.8G ± E

Tableau V-27 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
7 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	60.91	3.36	0	7.5
		Appui	B405	95.15	5.36	0	7.5
6 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	46.55	2.54	0	7.5
		Appui	B405	86.55	4.85	0	7.5
5 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	42.35	2.31	0	7.5
		Appui	B405	81.65	4.56	0	7.5
4 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	39.53	2.15	0	7.5
		Appui	B405	73.58	4.09	0	7.5
3 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	39.60	2.15	0	7.5
		Appui	B405	69.54	3.85	0	7.5
2 ^{ème}	50 x 30	Travée	B305	39.50	2.15	0	7.5
		Appui	B405	63.62	3.51	0	7.5
1 ^{er}	50 x 30	Travée	B305	37.21	2.02	0	7.5
		Appui	B405	54.72	3	0	7.5
RDC	50 x 30	Travée	B305	49.86	2.73	0	7.5
		Appui	B405	36.70	1.99	0	7.5

c) **Choix des armatures**

• **Sens porteur**

Tableau V-28 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZC)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	13.90	3T20+3T14	14.04
		Appui				18.75	6T20	18.85
6 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	13.66	3T20+3T14	14.04
		Appui				22.50	6T20+2T16	22.87
5 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	14.02	3T20+3T14	14.04
		Appui				18.60	6T20	18.85
4 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	15.08	3T20+3T16	15.45
		Appui				20.79	6T20+2T14	21.93
3 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	15.40	3T20+3T16	15.45
		Appui				19.88	6T20+2T14	21.93
2 ^{ème}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	13.9	3T20+3T14	14.04
		Appui				18.6	6T20	18.85
1 ^{er}	60 x 30	Travée	72	108	6.75	10.41	3T16+3T14	10.65
		Appui				17.06	6T20	18.85
RDC	60 x 30	Travée	72	108	6.75	9.7	3T16+3T14	10.65
		Appui				15.97	4T20+2T16	16.59

• Sens non porteur

Tableau V-29 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
7 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	13.43	3T20+3T14	14.04
		Appui				16.77	6T20	18.85
6 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	18.32	6T20	18.85
		Appui				19.63	6T20+2T14	21.93
5 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	9.76	3T16+3T14	10.65
		Appui				18.58	6T20	18.85
4 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	10.32	3T16+3T14	10.65
		Appui				17.37	6T20	18.85
3 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	13.96	3T20+3T14	14.04
		Appui				14.27	4T20+2T14	15.65
2 ^{ème}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	13.65	3T20+3T14	14.04
		Appui				14.99	4T20+2T14	15.65
1 ^{er}	50 x 30	Travée	60	90	6.00	11.7	6T16	12.06
		Appui				13.52	3T20+3T14	14.04
RDC	50 x 30	Travée	60	90	6.00	10.61	3T16+3T14	10.65
		Appui				10.78	6T16	12.06

d) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

Tableau V-30 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
60 x 30	10.65	1.95	OK
50 x 30	10.65	1.63	OK

e) Vérification à l'ELS

Le règlement CBA 93 [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25 m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots V.1$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots V.2$$

On substitue l'équation V.2 dans l'équation V.1, on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots V.3$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots V.4$$

On remplace les paramètres de l'équation V.3 dans l'équation V.4 on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots V.5$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20 \text{ c}^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164.195MPa).

Donc : $\sigma = 32164.195 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6.43 \text{ MPa}$

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{array} \right.$$

▪ **Sens porteur : (60 × 30)**

Tableau V-31 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Position	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{s+σ} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	111.05	7.9	6.43	14.33	15	91.70	98.13	240	Ok
Appui	135.52	8.3	6.43	14.73		117.00	123.43		

▪ **Sens non porteur : (50×30)**

Tableau V-32 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Position	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{s+σ} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	50.52	3.9	6.43	10.33	15	46	52.43	240	Ok
Appui	60.36	4.5	6.43	10.93		53	59.43		

f) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau V-33 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
7 ^{ème}	50 x 30	128.49	0.95	2.5	OK
	60 x 30	185.78	1.14	2.5	OK
6 ^{ème}	50 x 30	136.43	1.01	2.5	OK
	60 x 30	219.14	1.35	2.5	OK
5 ^{ème}	50 x 30	137.20	1.01	2.5	OK
	60 x 30	215.52	1.33	2.5	OK
4 ^{ème}	50 x 30	138.39	1.02	2.5	OK
	60 x 30	210.09	1.29	2.5	OK
3 ^{ème}	50 x 30	137.66	1.01	2.5	OK
	60 x 30	205.67	1.26	2.5	OK
2 ^{ème}	50 x 30	136.80	1.01	2.5	OK
	60 x 30	200.92	1.24	2.5	OK
1 ^{er}	50 x 30	136.64	1.01	2.5	OK
	60 x 30	193.65	1.19	2.5	OK
RDC	50 x 30	135.90	1.39	2.5	OK
	60 x 30	188.94	1.16	2.5	OK

• **Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ($f_e = 400$ MPa).

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.20\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-34 : Calcul des armatures transversales

Sens	Tu(KN)	τu(MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	210.09	1.29	48.6	15	30	10	20	1.8	4T8
Non porteur	138.39	1.02	40.5	12.5	25	10	20	1.8	4T8

▪ **Recouvrement des armatures longitudinales**

L_r = 40 Ø (zone IIa).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

Ø = 20 mm.....L_r = 80 cm

Ø = 16 mm.....L_r = 65 cm

Ø = 14 mm.....L_r = 56 cm

Ø = 12 mm.....L_r = 48 cm.

▪ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

➤ **Appuis intermédiaires**

• **Vérification des armatures longitudinales [1]**

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

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$.

Tableau V-35 : Vérification de la section d'armatures

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	M _{ua} (KN.m)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (KN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (KN)
7 ^{ème}	50 x 30	128.49	232.97	575.23	<0
	60 x 30	185.78	326.09	670.96	<0
6 ^{ème}	50 x 30	136.43	264.48	653.03	<0
	60 x 30	219.14	378.82	779.46	<0
5 ^{ème}	50 x 30	137.20	253.19	625.16	<0
	60 x 30	215.52	363.76	748.47	<0
4 ^{ème}	50 x 30	138.39	239.85	592.22	<0
	60 x 30	210.09	348.85	717.79	<0
3 ^{ème}	50 x 30	137.66	228.82	564.98	<0
	60 x 30	205.67	336.27	691.91	<0
2 ^{ème}	50 x 30	136.80	212.21	523.97	<0
	60 x 30	200.92	318.16	654.65	<0
1 ^{er}	50 x 30	136.64	194.13	479.40	<0
	60 x 30	193.65	295.66	608.35	<0
RDC	50 x 30	135.90	159.22	393.13	<0
	60 x 30	188.94	279.32	574.73	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1]**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

A = Min (à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à = c-c'-2 cm).

c' : L'enrobage (c' = 3 cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

Tableau V-36 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

Etage	Section (cm ²)	a' (cm)	a (cm)	T _u (KN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème}	50 x 30	30	30	128.49	1.42	21.67	Vérifiée
	60 x 30	30	30	185.78	2.06		
6 ^{ème}	50 x 30	30	30	136.43	1.51	21.67	Vérifiée
	60 x 30	30	30	219.14	2.43		
5 ^{ème}	50 x 30	30	30	137.20	15.2	21.67	Vérifiée
	60 x 30	30	30	215.52	2.39		
4 ^{ème}	50 x 30	40	40	138.39	1.15	21.67	Vérifiée
	60 x 30	40	40	210.09	1.75		
3 ^{ème}	50 x 30	40	40	137.66	1.14	21.67	Vérifiée
	60 x 30	40	40	205.67	1.71		
2 ^{ème}	50 x 30	40	40	136.80	1.14	21.67	Vérifiée
	60 x 30	40	40	200.92	1.67		
1 ^{er}	50 x 30	50	40.5	136.64	1.11	21.67	Vérifiée
	60 x 30	50	48.6	193.65	1.32		

RDC	50 x 30	50	40.5	135.90	1.11	21.67	Vérifiée
	60 x 30	50	48.6	188.94	1.29		

➤ **Appuis de rives**

• **Vérification des armatures longitudinales [4]**

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

• **Vérification de la contrainte de compression du béton [4]**

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

A = Min (à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (à = c-c'-2 cm).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-37 : Vérification dans les appuis de rives

Etage	Vérifications		Section d'armature longitudinale			Contrainte de compression du béton		
	Section (cm ²)	T _u (KN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0.267. b.a.f _{c28} (KN)	T _u ≤ 0.267. b.a.f _{c28}
7 ^{ème}	50 x 30	128.49	3.69	18.85	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
	60 x 30	185.78	5.34	18.85	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
6 ^{ème}	50 x 30	136.43	3.92	21.93	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
	60 x 30	219.14	6.30	22.87	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
5 ^{ème}	50 x 30	137.20	3.94	18.85	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
	60 x 30	215.52	6.19	18.85	Vérifiée	30	600.75	Vérifiée
4 ^{ème}	50 x 30	138.39	3.97	18.85	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
	60 x 30	210.09	6.04	21.93	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
3 ^{ème}	50 x 30	137.66	3.95	15.65	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
	60 x 30	205.67	5.91	21.93	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
2 ^{ème}	50 x 30	136.80	3.93	15.65	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
	60 x 30	200.92	5.77	18.85	Vérifiée	40	801.00	Vérifiée
1 ^{er}	50 x 30	136.64	3.92	14.04	Vérifiée	40.5	811.01	Vérifiée

	60 x 30	193.65	5.56	18.85	Vérifiée	48.6	973.21	Vérifiée
RDC	50 x 30	135.90	3.90	12.06	Vérifiée	40.5	811.01	Vérifiée
	60 x 30	188.94	5.43	16.59	Vérifiée	48.6	973.21	Vérifiée

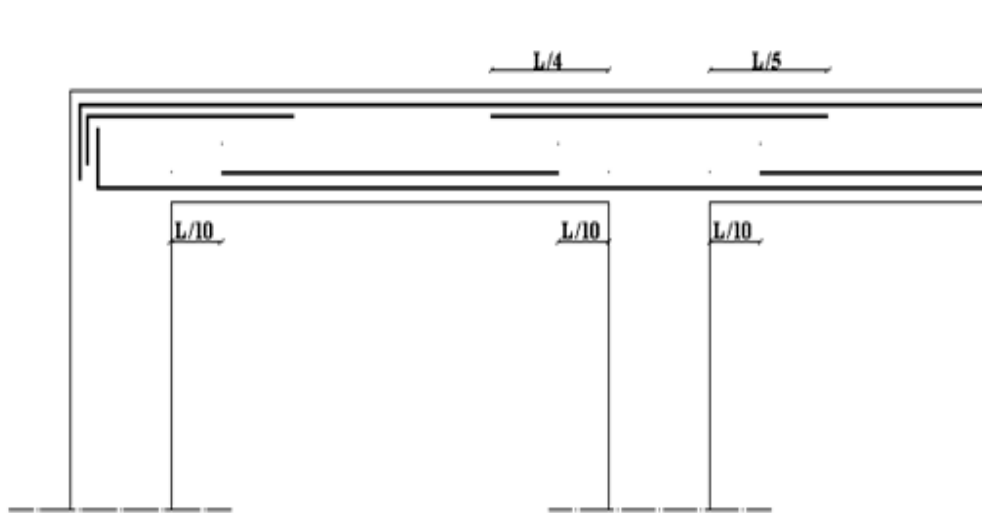


Figure V-12 : Arrêt des barres.

• **Vérification de la flèche [1]**

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$\text{Avec : } f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$


E_{vj} : Module d'élasticité déformé du béton armé ($E_{vj} = 10818.16$ MPa).

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

➤ **Sens porteur (L = 7.00 m)**

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0.5 = 1.2cm$$

	Fleche - Version 1.00.026	28/04/16
	Verification de la flèche (sens porteur)	
	sans nom	Page 1 / 1

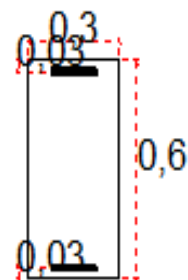
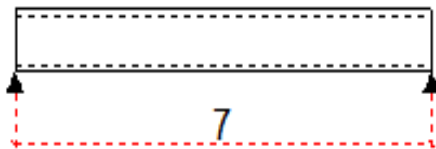
Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	7	m
Largeur de la section :	0,3	m
Hauteur de la section :	0,6	m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03	m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03	m
Section des armatures tendues :	18,85	cm ²
Section des armatures comprimées :	25,13	cm ²
Contrainte du béton :	25	MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	94,61	kN.m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	94,61	kN.m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	299,17	kN.m


Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	4,93	mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	12,35	mm
Flèche totale :	10,11	mm
Flèche totale admissible :	12,00	mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.		



➤ Sens non porteur (L = 6.00 m)

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0.5 = 1.1cm$$

	Fleche - Version 1.00.026	28/04/16
	Verification de la flèche (sens non porteur)	
	sans nom	Page 1 / 1

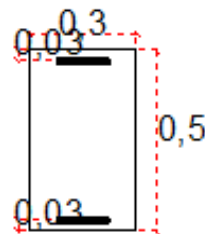
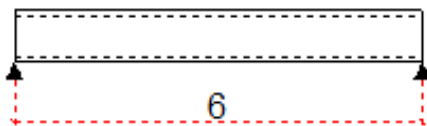
Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	6	m
Largeur de la section :	0,3	m
Hauteur de la section :	0,5	m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03	m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,03	m
Section des armatures tendues :	18,85	cm ²
Section des armatures comprimées :	21,11	cm ²
Contrainte du béton :	25	MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	94,61	kN.m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	94,61	kN.m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	299,17	kN.m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	6,28	mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	13,88	mm
Flèche totale :	10,96	mm
Flèche totale admissible :	11,00	mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.		



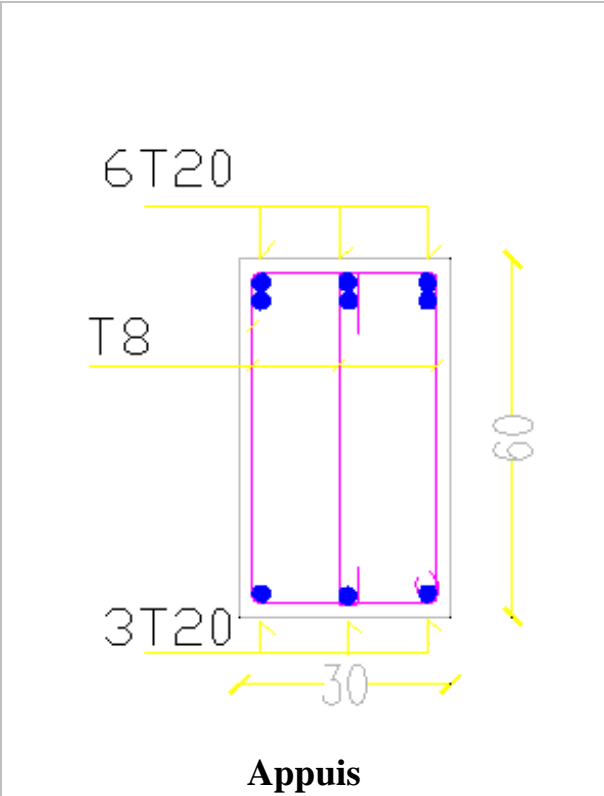
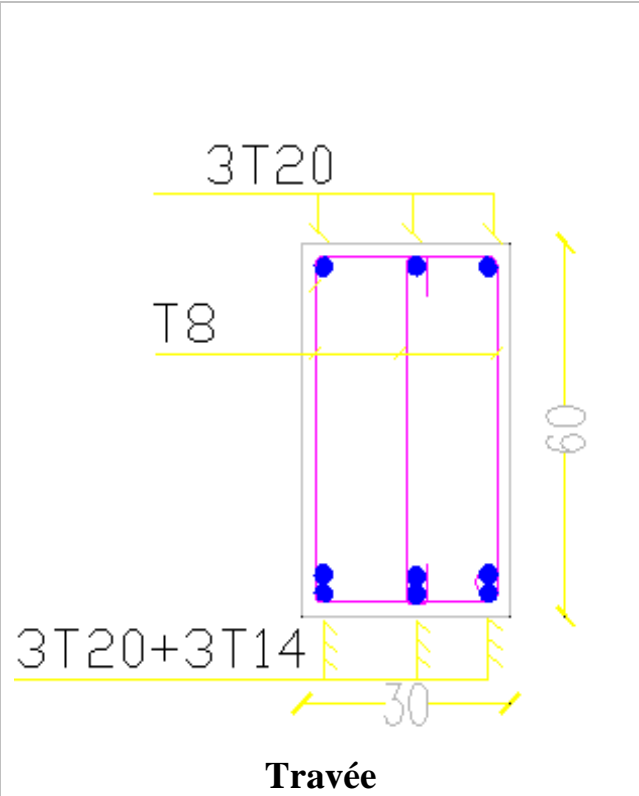
• Arrêt des barres [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

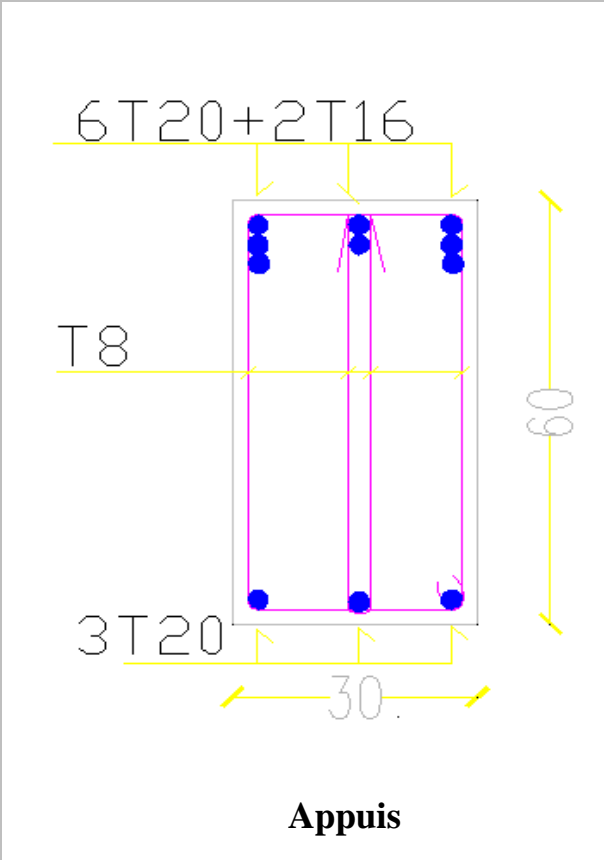
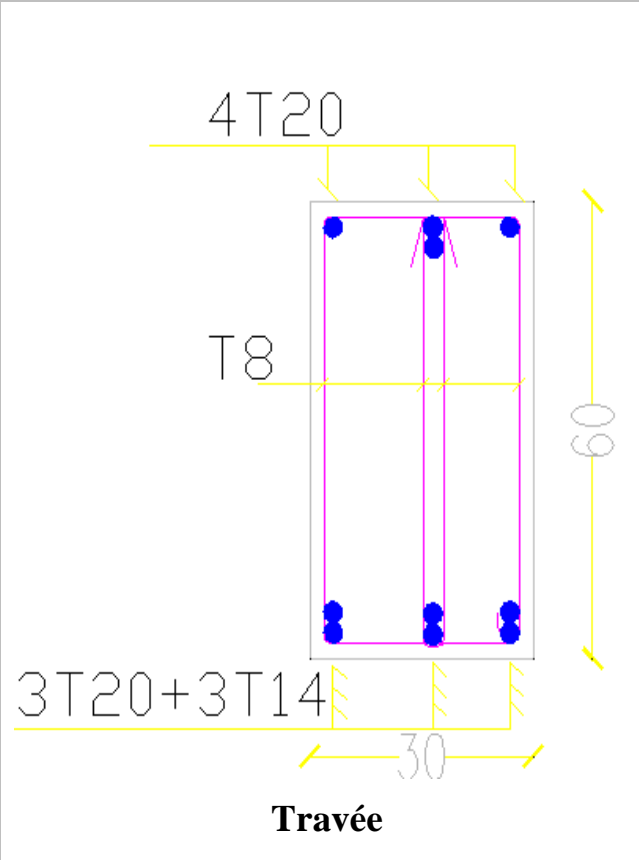
Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

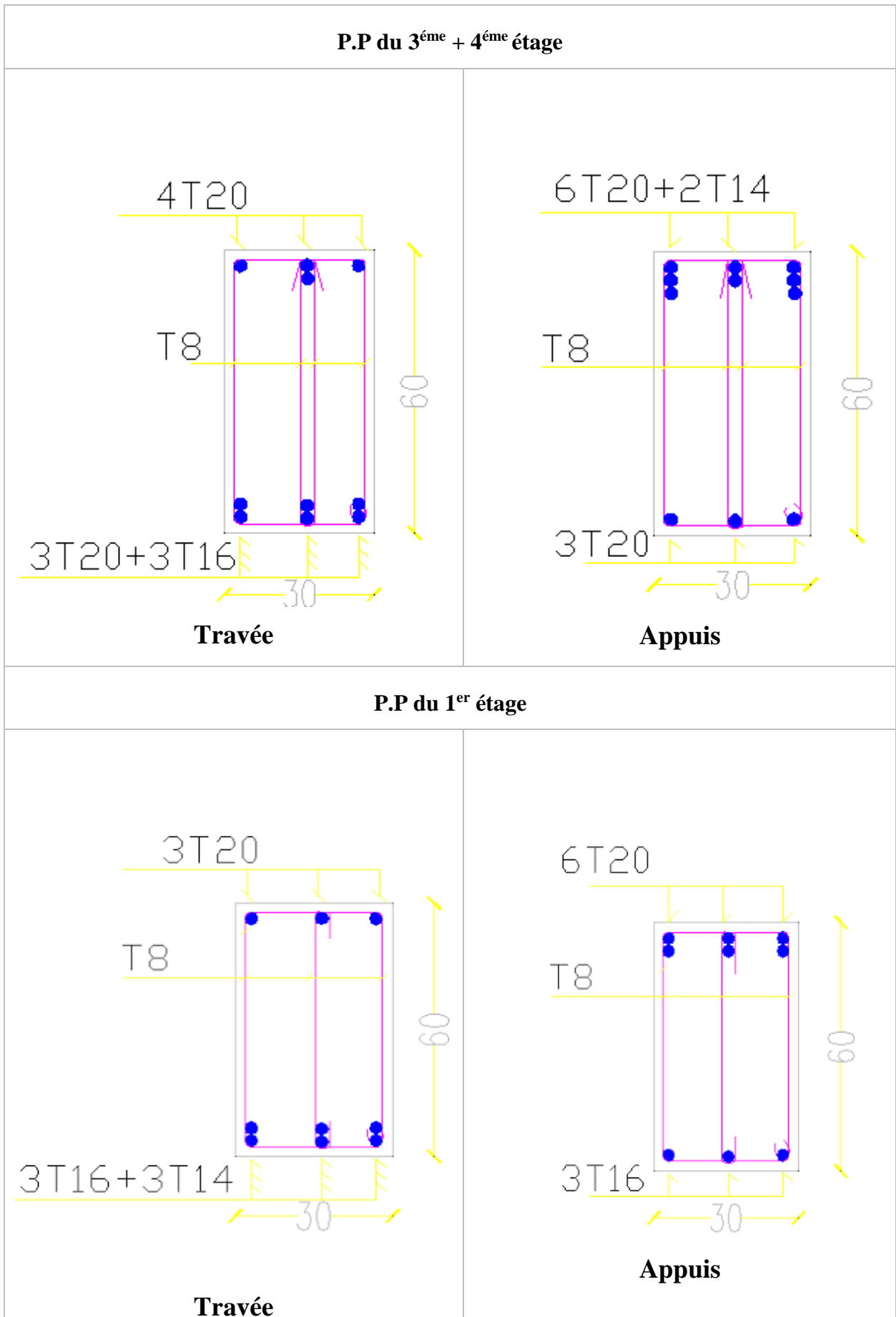
Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

P.P du 7^{ème} + 5^{ème} + 2^{ème} étage



P.P du 6^{ème} étage





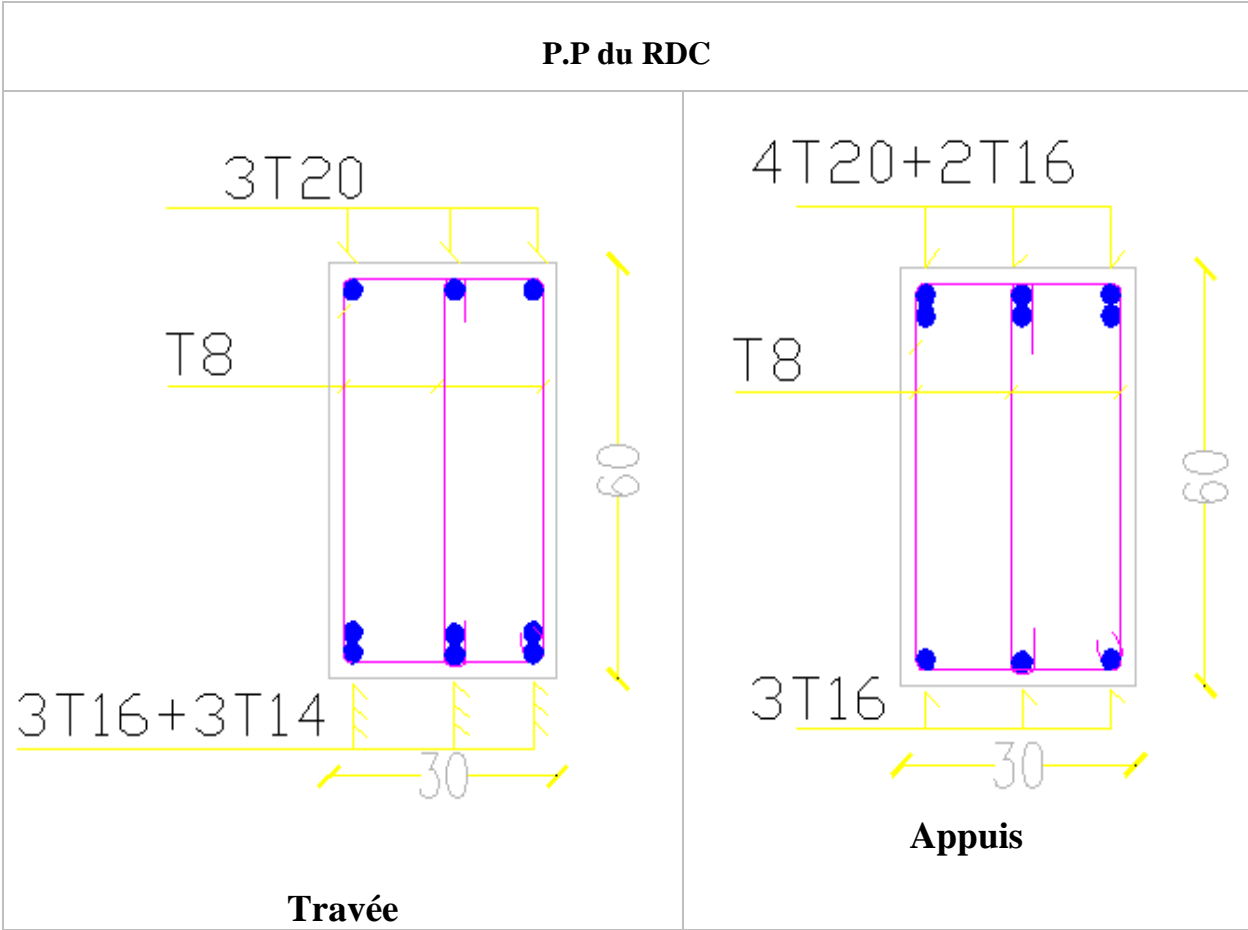
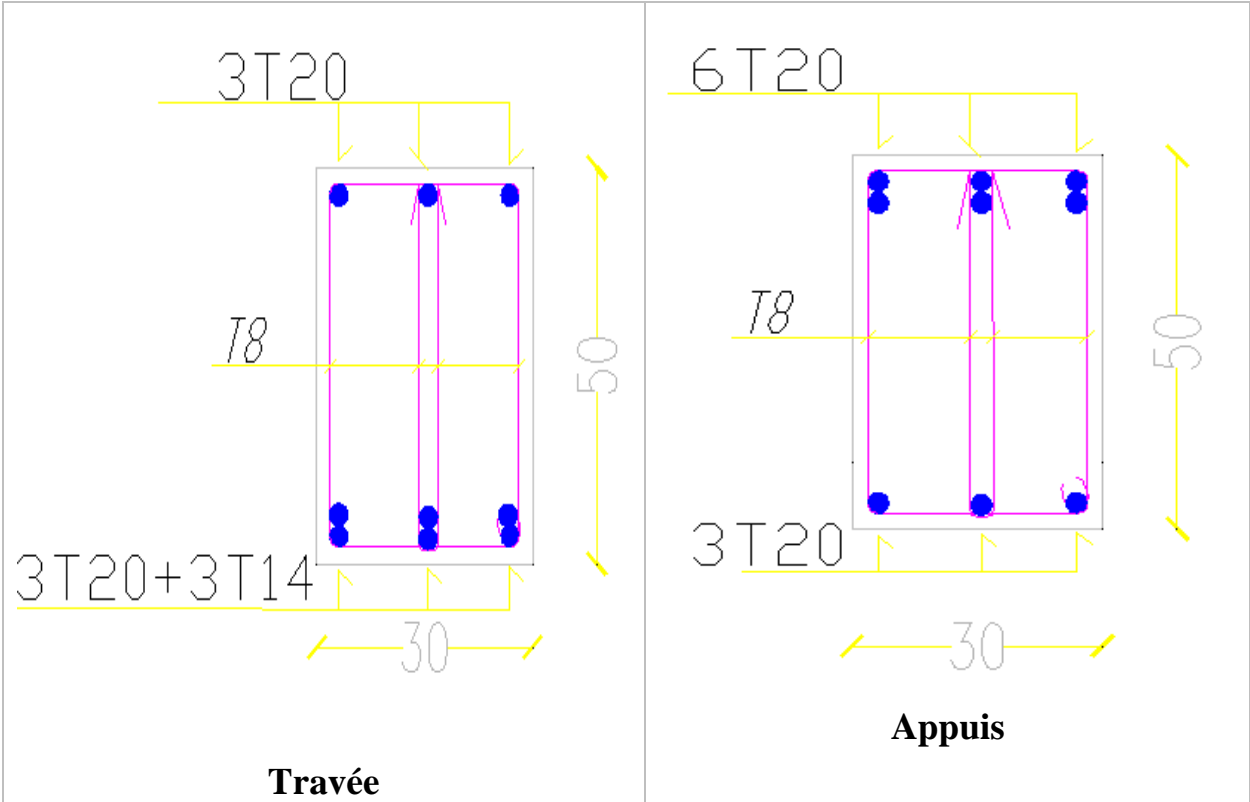
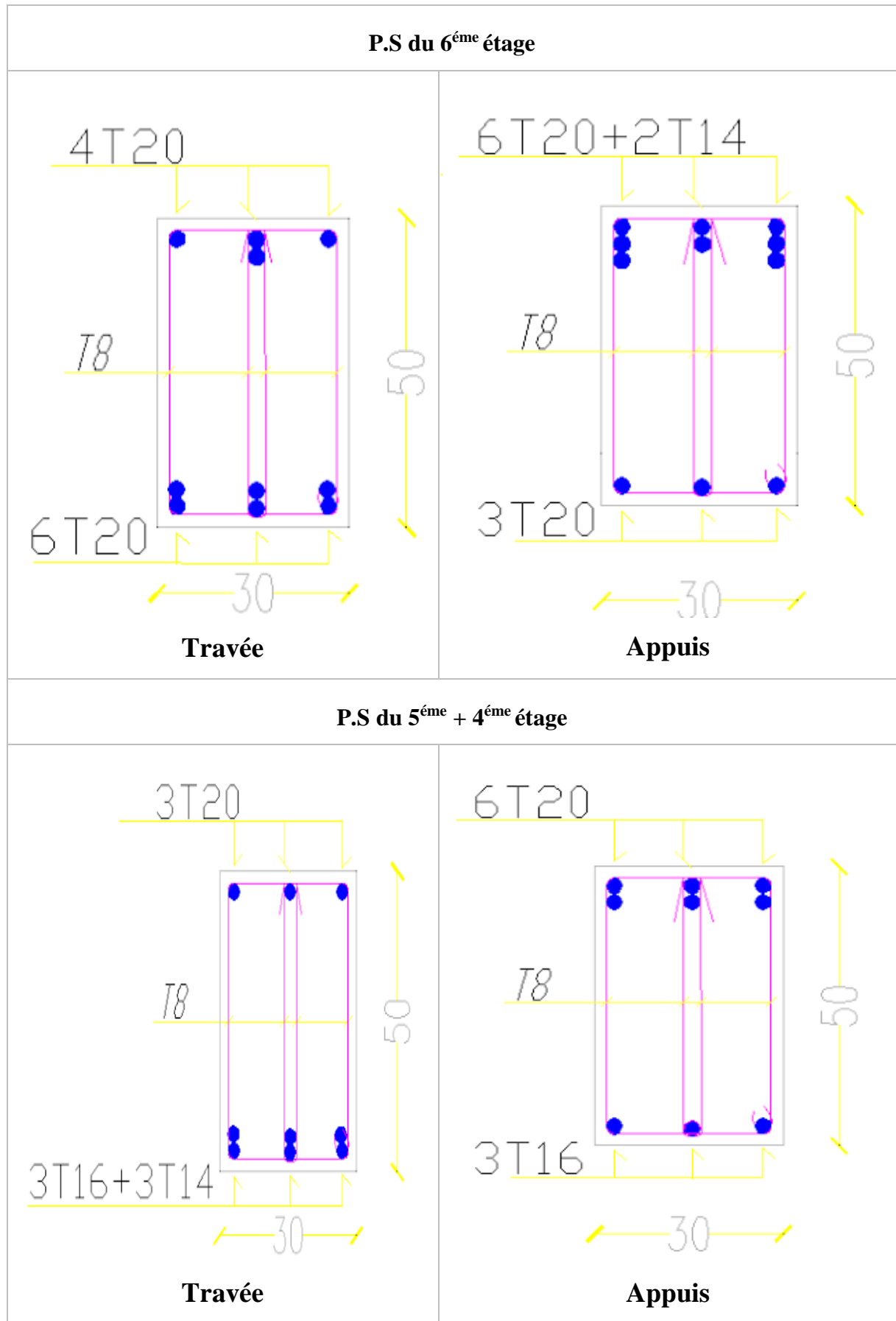
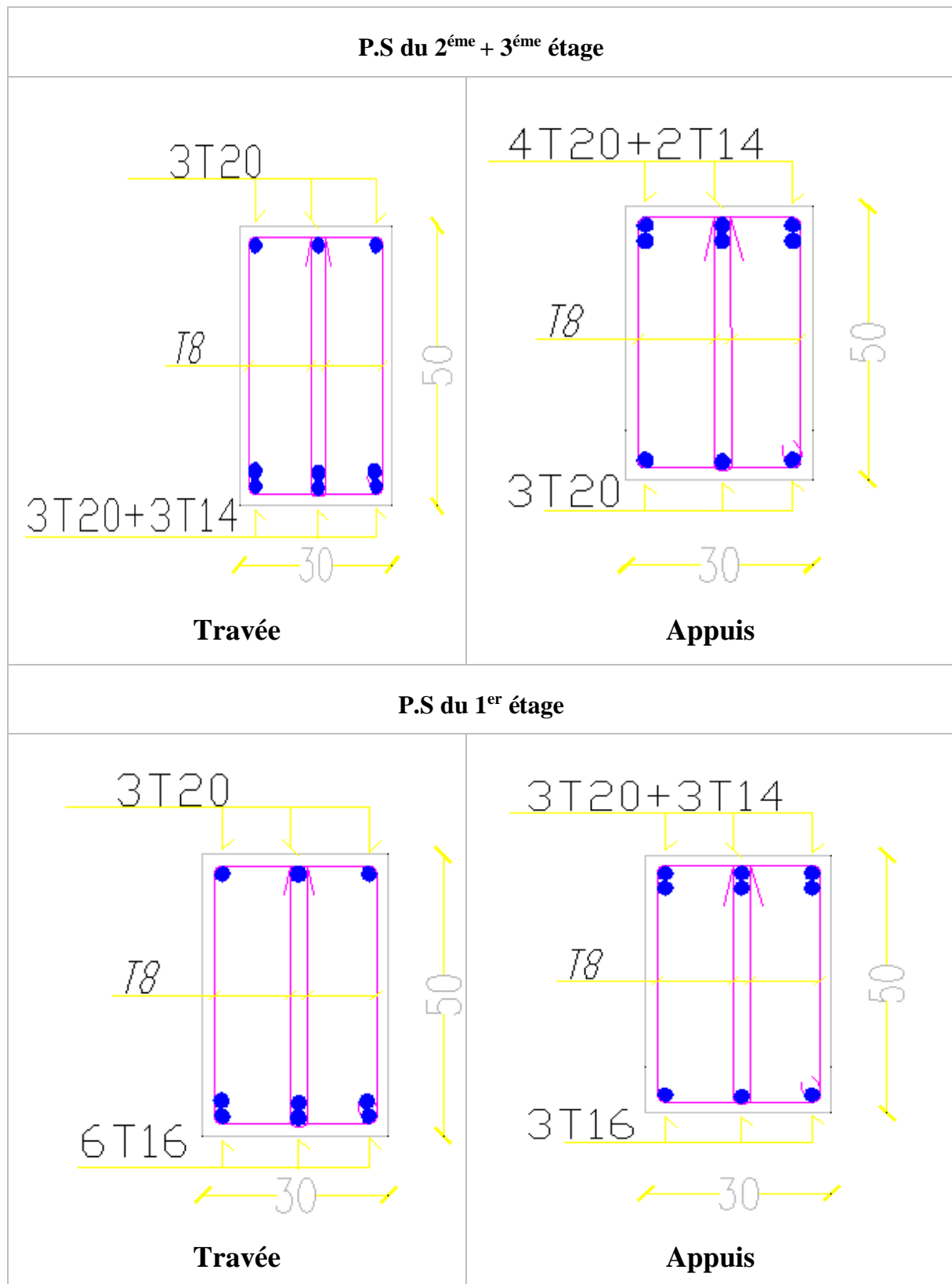


Figure V-13 : Ferrailage des poutres porteuses.

P.S du 7^{ème} étage







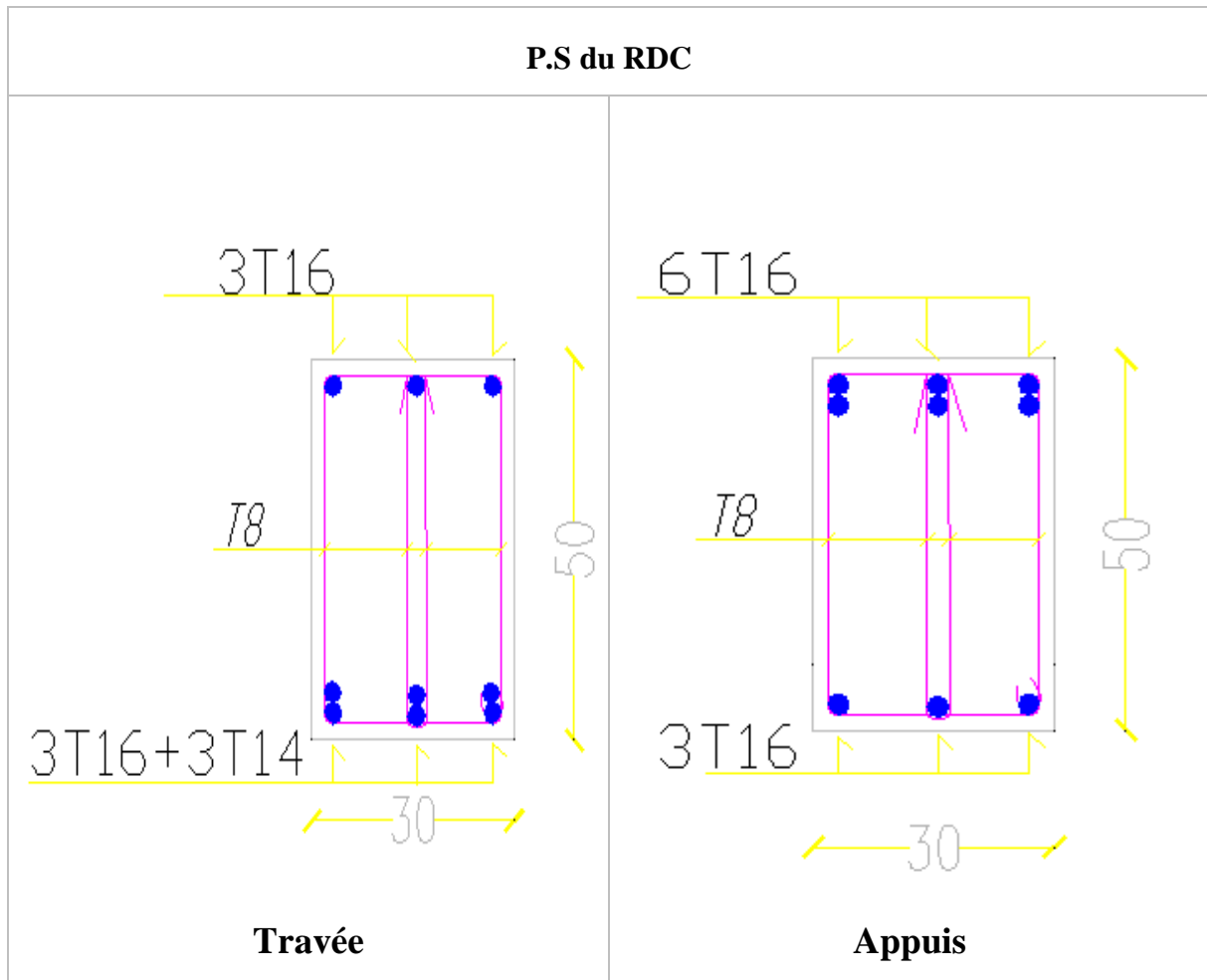


Figure V-14 : Ferrailage des poutres non porteuses.

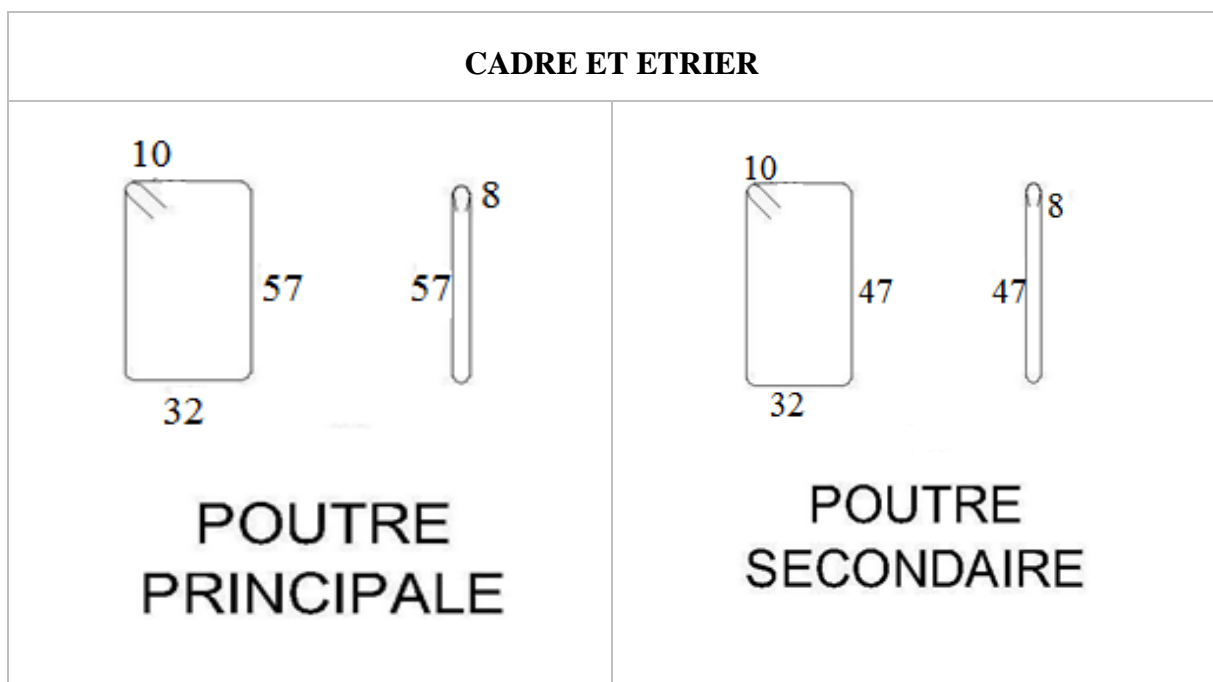


Figure V-15 : Détail des cadres et des étriers.

V.3. Ferrailage des voiles

V.3.1. Généralité

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.3.2. Ferrailage des voiles

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

V.3.3. Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait par la méthode de NAVIER STOKES et vérifiée selon RPA 99 Version 2003 [2] sous les efforts M_{\max} et N_{corr} .

- ❖ Pour le ferrailage : $0.8G \pm E$.
- ❖ Pour la vérification : ELS.

V.3.4. Armatures verticales

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

❖ 1^{er} cas : $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ La section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99 ($A_{\min}=0,2\% .a.L$).

❖ 2^{eme} cas : $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ La section du voile est entièrement tendue. on calcule le volume des contrainte de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$.

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% .a.L$. On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min} = 0.20\% .a.L$. On ferraille avec A_v

❖ 3^{eme} cas : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

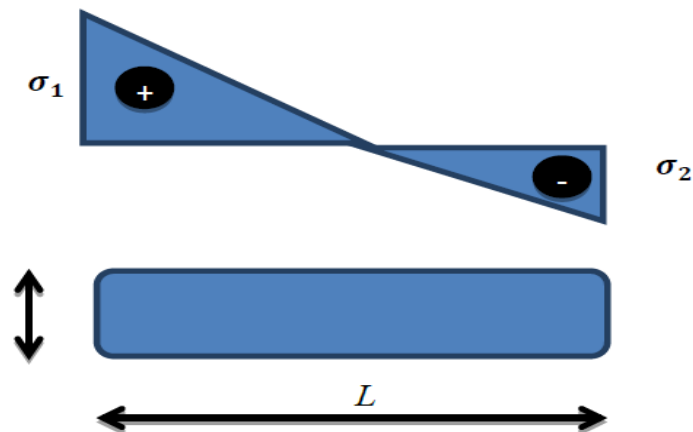


Figure V-16 : Schéma statique de contrainte.

V.3.5. Exemple de calcul

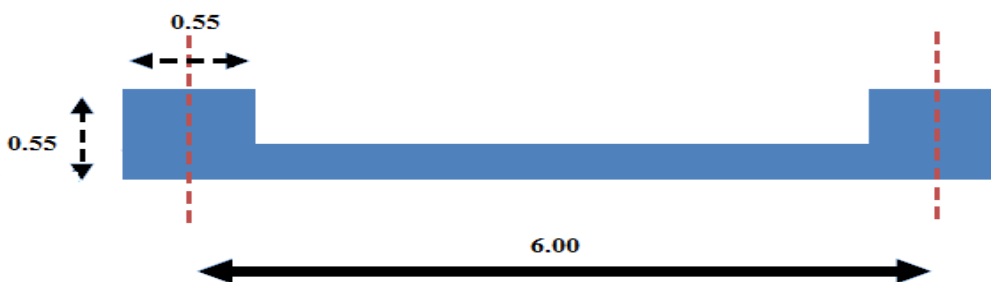


Figure V-17 : Coupe horizontale du voile étudié.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \text{ Avec :}$$

$$N = 13664.70\text{KN}$$

$$M = 22906\text{KN.m}$$

$$T = 1455 \text{ KN}$$

$$A = 1.96 \text{ m}^2$$

$$V_1 = V_2 = 3.28 \text{ m}$$

$$I = 8.83 \text{ m}^4$$

$$h_{\text{pot}} = b_{\text{pot}} = 0.55 \text{ m.}$$

a) Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left(\frac{13664.70}{1.96} + \frac{22906}{8.83} \cdot 3.28 \right) \cdot 10^{-3} = 15.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{13664.70}{1.96} - \frac{22906}{8.83} \cdot 3.28 \right) \cdot 10^{-3} = -1.56 \text{ MPa.}$$

σ_1, σ_2 sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

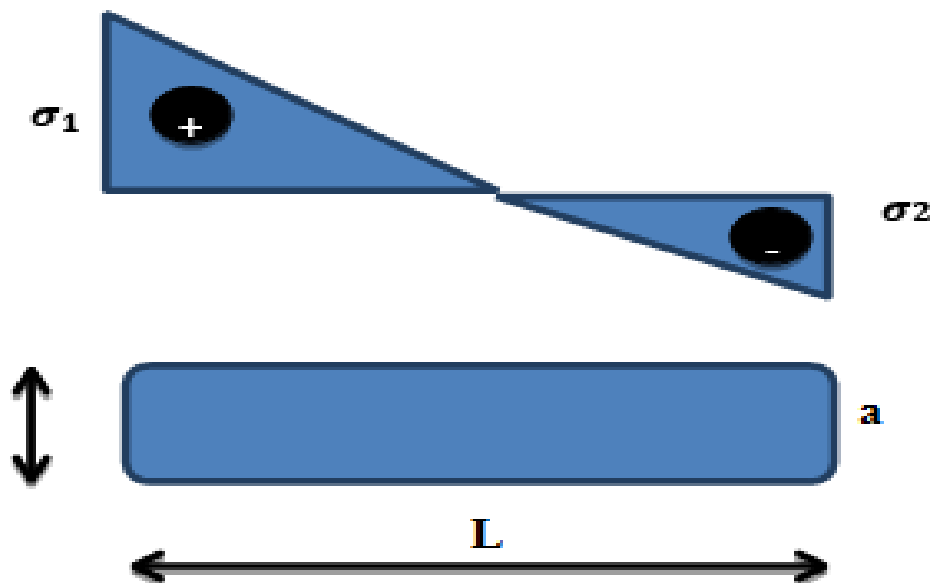


Figure V-18 : Schéma statique des contraintes du voile étudié.

b) Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 5.94m$$

$$Y = L - X = 0.61 m.$$

On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

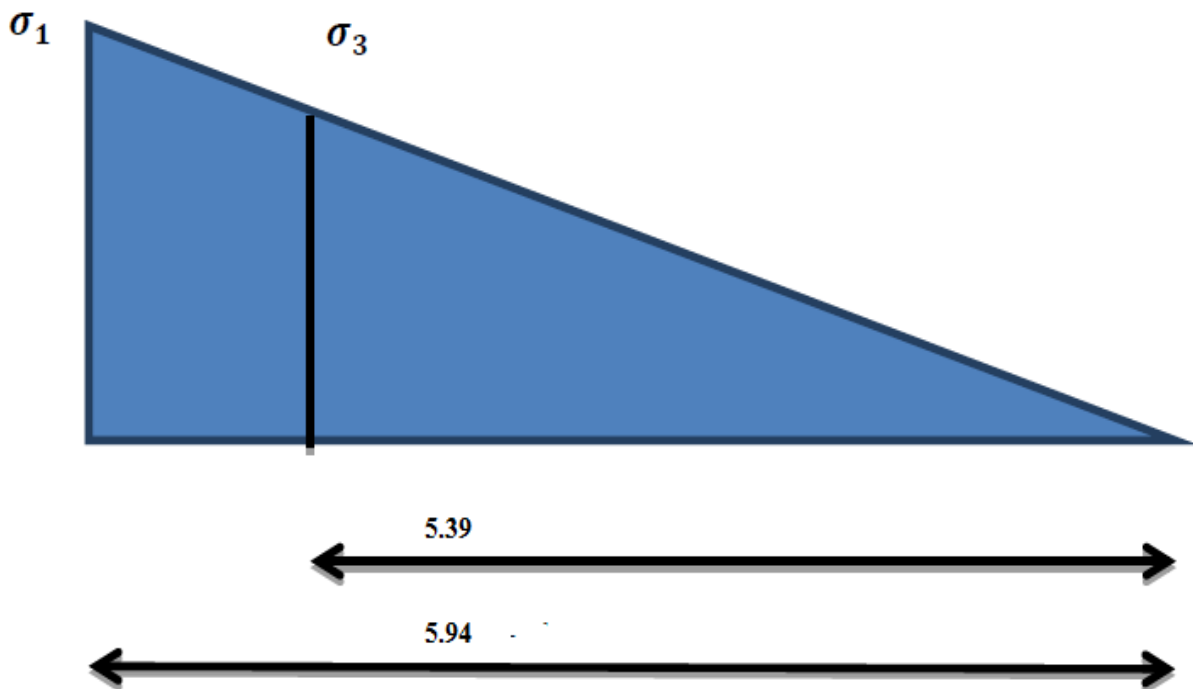


Figure V-19 : Diagramme des contraintes.

$$\text{Calcul de } \sigma_3 : \frac{\sigma_1}{5.94} = \frac{\sigma_3}{5.39} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times 5.39}{5.94} = 14.01 \text{ MPa.}$$

▪ **Partie poteau :**

$$F_{t1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \times h_{pot} \times b_{pot} = 4.45 \text{ KN.}$$

▪ **Partie rectangulaire:**

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3 \times 5.39}{2} \times a = 9.50 \text{ KN.}$$

$$F_{\text{total}} = F_{t1} + F_{t2} = 13918.73 \text{ MPa.}$$

On a la section d'acier d'un poteau 55 X 55 : $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$, et puisque on a deux nappes d'armatures on aura : $A = 148.85 \text{ cm}^2$.

c) Calcul de l'espacement

Selon RPA 99 Version 2003 [2], on prend : $S = 15 \text{ cm}$ (Zone nodale)

$S = 20 \text{ cm}$ (Zone courante)

$S_h \leq \min(1.5a; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$.

Et pour raison de comportement de rigidité, il est préférable de concentrer les armatures aux extrémités avec une bande égale à $L/10$.

d) Vérification des contraintes de compression

Par la combinaison ELS on a :

$$N_s = 2188.27 \text{ KN}$$

$$M_s = 21052 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{2188.27}{1.96} + \frac{21052}{8.83} \cdot 3.28 \right) \cdot 10^{-3} = 8.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{2188.27}{1.96} - \frac{21052}{8.83} \cdot 3.28 \right) \cdot 10^{-3} = -6.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

e) Vérification des armatures vis-à-vis RPA 99 Version 2003 [2]

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot b \cdot h = (0.2 \times 25 \times 594)/100 = 29.74 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}}$$

Donc : $A_{s\text{ad}} = 150.79 \text{ cm}^2$ (48T20).

f) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \times 1455 \times 10}{0.9 \times 25 \times 655} = 1.39 \leq \bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

g) Calcul des armatures horizontales

Les armatures horizontales sont données par le pourcentage minimal exigé par RPA99 Version 2003 [2] :

$$b = 100 \text{ cm} ; a = 25 \text{ cm}$$

$$A_u = 0.25\% \cdot b \cdot a = 6.25 \text{ cm}^2.$$

On choisit 6T12 soit 6.79 cm^2

Les résultats du reste des voiles obtenues par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-38 : Récapitulatif de calcul de ferrailage du voile 1

Etage	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Poteau	35 x 35	35 x 35	35 x 35	45 x 45	45 x 45	45 x 45	55 x 55	55 x 55
N (KN)	4963.5	6461.3	8422.4	10330.8	11815.5	12277.3	12277.3	13664.7
M (N.m)	11388	13532	15678	16755.3	18240	20701.8	20701.8	22906
L (m)	5.8	5.8	5.8	5.9	5.9	5.9	6.0	6.0
V (m)	3.08	3.08	3.08	3.17	3.17	3.17	3.28	3.28
X (m)	4.54	4.68	4.88	5.58	5.70	5.49	5.93	5.94
A (m ²)	1.60	1.60	1.60	1.76	1.76	1.76	1.96	1.96
I (m ⁴)	5.43	5.43	5.43	6.90	6.90	6.90	8.83	8.83
σ_1 (MPa)	9.53	11.68	13.54	14.12	15.06	16.45	13.92	15.44
σ_2 (MPa)	-3.36	-3.64	-1.68	-3.64	-2.68	-2.55	-1.44	-1.56
Sollici	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
F ₁₁ (KN)	1.12	1.37	1.27	2.63	2.92	3.19	4.01	4.45
F ₁₂ (KN)	4.61	5.86	7.14	7.99	9.12	9.52	8.50	9.46
F _{total} (N)	5741.9	7239.4	8421.7	110626.8	12052.4	2723.3	2518.5	3918.7
A _s (cm ²)	61.09	79.81	94.59	115.74	131.56	133.95	141.35	148.85
A _{min} (cm ²)	22.72	23.43	30.05	27.93	28.54	27.47	29.66	29.74
Choix final	40T14	40T16	48T16	38T20	46T20	46T20	48T20	48T20
A _{sad} (cm ²)	61.58	80.42	96.15	119.38	144.51	144.51	150.79	150.79

Tableau V-39 : Récapitulatif de calcul de ferrailage du voile 2

Etage	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Poteau	35 x 35	35 x 35	35 x 35	45 x 45	45 x 45	45 x 45	55 x 55	55 x 55
N (KN)	2590.9	5293	7193.2	9477.1	11902.8	13680.6	15050.3	17258.2
M (KN.m)	7959	9123.7	10447	15280	18157	20868	26797	34512
L (m)	6.85	6.85	6.85	6.95	6.95	6.95	7.05	7.05
V (m)	3.6	3.6	3.6	3.7	3.7	3.7	3.8	3.8
X (m)	5.09	6.26	6.76	6.94	7.12	7.13	7.14	7.77
A (m ²)	1.87	1.87	1.87	2.03	2.03	2.03	2.23	2.23
I (m ⁴)	8.59	8.59	8.59	10.61	10.61	10.61	13.25	13.25
σ_1 (MPa)	4.71	6.65	8.22	10.00	12.19	14.01	14.43	17.63
σ_2 (MPa)	-1.91	-0.98	-0.52	-0.65	-0.46	-0.53	-0.93	-2.15
Sollici	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
F _{t1} (KN)	0.55	0.79	0.98	1.95	2.39	2.74	4.19	5.11
F _{t2} (KN)	2.60	4.64	6.25	7.58	9.53	10.59	10.96	12.60
F _{total} (N)	3165.2	5436.5	7232.8	9544.3	1925.5	3706.6	5166.5	17718.7
A _s (cm ²)	28.88	57.27	79.73	102.21	131.97	154.24	164.45	196.30
A _{min} (cm ²)	25.48	31.33	33.82	34.72	35.64	35.64	35.69	33.86
Choix final	20T14	38T14	40T16	52T16	44T20	50T20	34T25	40T25
A _{sad} (cm ²)	30.79	58.50	80.42	104.55	138.23	157.07	166.89	196.34

Tableaux V-40 : Récapitulatif des vérifications de ferrailage du voile 1

Etage	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Poteau	35 x 35	35 x 35	35 x 35	45 x 45	45 x 45	45 x 45	55 x 55	55 x 55
T	1364	553	706	1006.4	904	1257	1257	1455
τ_b	1.30	0.52	0.67	0.92	0.82	1.15	1.11	1.39
$\bar{\sigma}_b$	5	5	5	5	5	5	5	5
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
A_u (cm ²)	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
N_s (KN)	773.10	1025.88	1346.77	1658.75	1899.34	1973.77	1973.77	2188.27
M_s (KN.m)	12204.5	13868.9	16667	18987	22276	16341	16341	21052
σ_1 (MPa)	7.39	8.49	10.28	9.65	11.30	8.62	7.07	8.92
σ_2 (MPa)	-6.43	-7.22	-8.60	-7.77	-9.15	-6.38	-5.06	-6.70
$\sigma_1, \sigma_2 < 0.6f_{c28}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableaux V-41 : Récapitulatif des vérifications de ferrailage du voile 2

Etage	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Poteau	35 x 35	35 x 35	35 x 35	45 x 45	45 x 45	45 x 45	55 x 55	55 x 55
T	1818.9	1132	690.5	3496	2710	3042	1578	1411.2
τ_b	1.49	0.93	0.56	2.77	2.14	2.41	1.20	1.31
$\bar{\sigma}_b$	5	5	5	5	5	5	5	5
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
A_u (cm ²)	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
N_s (KN)	405.14	784.29	1084.19	1437.4	2452.64	2084.74	2298.82	2664.62
M_s (KN.m)	6821.8	9284.5	3010.5	6025.4	7030.6	4395.4	5074.8	7762.4
σ_1 (MPa)	3.07	4.30	1.84	2.79	3.64	2.55	2.45	3.42
σ_2 (MPa)	-2.63	-3.46	-0.68	-1.38	-1.22	-0.49	-0.42	-1.03
$\sigma_1, \sigma_2 < 0.6f_{c28}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

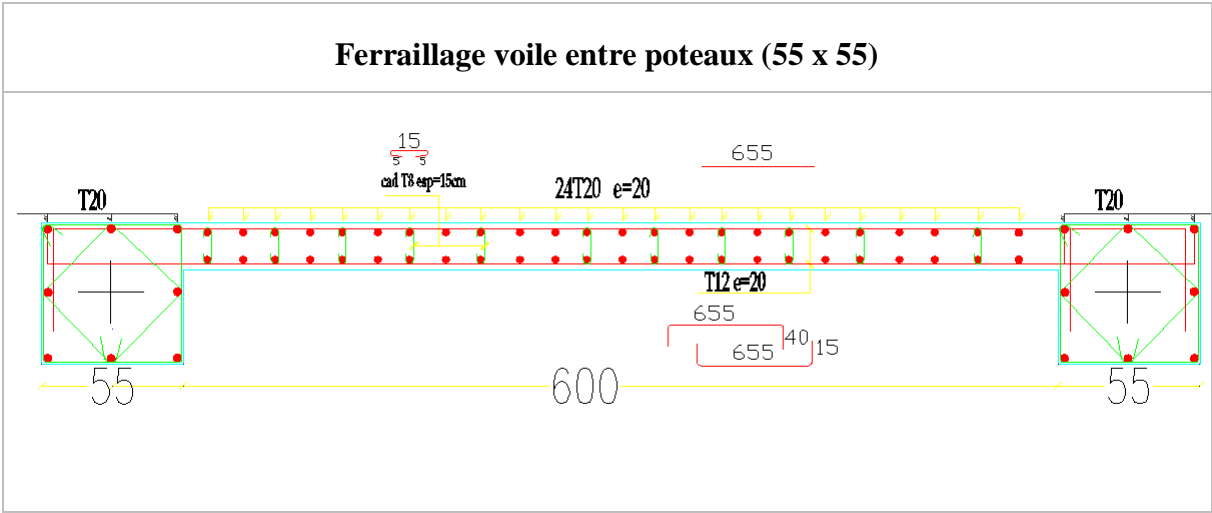


Figure V-20 : Schéma de ferraillage du voile.

Chapitre VI
Etude du sol

CHAPITRE VI :**ETUDE DU SOL****VI.1. Introduction**

L'étude du sol est une étape très importante dans tout projet de construction, c'est la dernière étape que nous devons faire avant de passer au calcul des fondations.

L'objet de cette étude porte sur la connaissance du comportement et la réaction du sol vis-à-vis des charges qui lui sont appliquées.

A partir des caractéristiques du sol, nous devons dimensionner notre fondation qui doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ❖ Sécurité vis-à-vis des tassements,
- ❖ Sécurité à la rupture,
- ❖ profondeur d'ancrage minimale,
- ❖ Sécurité vis-à-vis du renversement.

VI.2. Reconnaissance géotechnique

Le but de la reconnaissance du sol est d'obtenir d'une part des informations qualitatives sur la structure géologique du sol (nature, profondeur, pendage des couches, niveau de la nappe d'eau, présence des stratifications) obtenues par observation et mesures sur terrain, et d'autre part des informations quantitatives sur les propriétés physique et chimique du sol obtenues à l'aide des essais courants de mécanique des sols.

La synthèse des deux catégories d'informations permet de concevoir correctement un système de fondation pouvant transmettre les surcharges de la structure au sol, sans que ce dernier subisse des déformations pouvant gêner l'exploitation de l'ouvrage.

En outre, une telle démarche permet d'éviter certains problèmes géotechniques comme le glissement du terrain, le gonflement du sol.

La reconnaissance du sol est couramment effectuée suivant deux méthodes possibles, qui peuvent d'ailleurs se compléter. Ce sont :

- Méthode géophysique,
- Sondage mécanique.

Les essais en mécanique des sols sont de deux types :

- Essai in –situ,

- Essai au laboratoire.

VI.2.1. Méthodes géophysiques

a) Essai in-situ

Essais in-situ ou l'essai est réalisé sur terrain, il a comme avantages d'éviter le problème de remaniement des échantillons de sol extraits à partir d'un sondage, il est plus représentatif de l'état naturel du sol, plus rapide, et est moins cher qu'un essai de laboratoire. Dans notre projet les essais in-situ comportent :

- une campagne de pénétration dynamique,
- Une campagne géologique par sondage carotté.

▪ Essais pénétrométriques

Des essais pénétrométriques au nombre de soixante-dix (70) qui nous permettront de déterminer la résistance à la pénétration tous les vingt (20) cm des terrains traversés. Le calcul des taux de travail est alors déduit de cette résistance à la pénétration dynamique.

➤ Principe de l'essai

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique ; elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tiges terminé par une pointe métallique à un rythme de 25 coups/mn.

L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol, par application de la formule des hollandais. (BORRO type2) est le pénétromètre à pointe utilisé dans cet essai.

➤ Résultats des essais

Les pénétrogrammes obtenus, montrent une formation d'une résistance moyenne dont la valeur moyenne reste sensiblement au-dessus de 44 bars.

➤ Sondage carotté

Dix-sept (17) sondages carottés ont été réalisés sur site conformément au plan d'implantation.

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

Sondage N°1 :

0.00 m ————— 0.60 m : Terre végétale.
0.60 m ————— 2.00 m : Argiles limoneuses, jaunâtres à brunâtres..
2.00 m ————— 3.50 m : Argiles brunâtres.
3.50 m ————— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°2 :

0.00 m ————— 0.60 m : Terre végétale.
0.60 m ————— 2.00 m : Limons argileux, jaunâtres.
2.00 m ————— 3.00 m : Argiles limoneuses, brunâtres.
3.00 m ————— 4.50 m : Argiles brunâtres.
4.50 m ————— 6.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.
6.00 m ————— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°3 :

0.00 m ————— 0.40 m : Terre végétale.
0.40 m ————— 2.00 m : Limons argileux, jaunâtres.
2.00 m ————— 3.60 m : Argiles limoneuses, brunâtres.
3.60 m ————— 5.00 m : Alluvions.
5.0 m ————— 7.20 m : Alluvions.
7.20 m ————— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°4 :

0.00 m ————— 0.60 m : Terre végétale.
0.60 m ————— 1.50 m : Argiles limoneuses, jaunâtres à brunâtres..
1.50 m ————— 3.20 m : Argiles brunâtres.
3.20 m ————— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°5 :

0.00 m ————— 0.40 m : Terre végétale.
0.40 m ————— 2.00 m : Limons argileux, jaunâtres.
2.00 m ————— 3.20 m : Argiles limoneuses, brunâtres.
3.20 m ————— 4.80 m : Argiles brunâtres.
4.80 m ————— 7.50 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

7.50 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°6 :

0.00 m ———— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ———— 1.70 m : Limons argileux, jaunâtres.

1.70 m ———— 3.10 m : Argiles limoneuses, brunâtres.

3.10 m ———— 4.30 m : Argiles brunâtres .

4.30 m ———— 7.70 m : Argiles graveleuses ,brunâtres.

7.40 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°7 :

0.00 m ———— 0.30 m : Terre végétale.

0.30 m ———— 1.20 m : Argiles, brunâtres.

1.20 m ———— 3.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

3.00 m ———— 6.00 m : Argiles brunâtres.

6.00 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°8 :

0.00 m ———— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ———— 2.00 m : Limons argileux, jaunâtres.

2.00 m ———— 6.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

6.00 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°9 :

0.00 m ———— 0.30 m : Terre végétale.

0.30 m ———— 2.00 m : Argiles, brunâtres.

2.00 m ———— 5.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

5.00 m ———— 7.10 m : Argiles brunâtres.

7.10 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°10 :

0.00 m ———— 0.50 m : Terre végétale.

0.50 m ———— 2.20 m : Argiles limoneuses, jaunâtres à brunâtres..

2.20 m ———— 5.70 m : Argiles brunâtres.

5.70 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°11 :

0.00 m ———— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ———— 2.80 m : Argiles limoneuses, jaunâtres à brunâtres..

2.80 m ———— 4.60 m : Argiles brunâtres.

4.60 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°12 :

0.00 m ———— 0.70 m : Terre végétale.

0.70 m ———— 3.50 m : Argiles graveleuses, brunâtres..

3.50 m ———— 7.00 m : Argiles brunâtres.

7.00 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°13 :

0.00 m ———— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ———— 1.50 m : Argiles, brunâtres.

1.50 m ———— 3.80 m : Argiles graveleuses brunâtres.

3.80 m ———— 5.40 m : Argiles brunâtres.

5.40 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°14 :

0.00 m ———— 0.70 m : Terre végétale.

0.70 m ———— 4.50 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

4.50 m ———— 7.20 m : Argiles brunâtres.

7.20 m ———— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°15 :

0.00 m ———— 0.50 m : Terre végétale.

0.50 m ———— 6.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

6.00 m ———— 15.00 m : Argiles brunâtres.

Sondage N°16 :

0.00 m ———— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ———— 2.00 m : Argiles graveleuses, brunâtres.

2.00 m ————— 5.40 m : Argiles brunâtres.

5.40 m ————— 15.00 m : Alluvions.

Sondage N°17 :

0.00 m ————— 0.60 m : Terre végétale.

0.60 m ————— 1.80 m : Argiles brunâtres.

1.80 m ————— 5.00 m : Argiles raveuses, brunâtres.

5.00 m ————— 15.00 m : Alluvions.

VI.3. Conclusion

Au vu des résultats obtenus, on admet pour le calcul du prochain chapitre :

- Une fondation superficielle semelle filante.
- Une profondeur d'ancrage de 3 m
- Une contrainte admissible de sol égale à 1.7 bars.

Chapitre VII
Calcul des fondations

Chapitre VII :

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

VII.2. Critères du choix du système de fondation

Le choix du type de fondation doit faire l'objet de soins attentifs, et être compatible avec le type de structure, d'où :

- Il convient d'éviter d'asseoir la construction sur deux formations géologiques de propriétés mécaniques très différentes,
- Il est souhaitable d'éviter d'associer sous un même bloc des systèmes de fondations très différentes,
- Il convient que la cote à laquelle sont descendues les fondations soit aussi uniforme que possible et d'éviter les décrochements brutaux,
- Il est nécessaire de disposer au niveau des points d'appui (semelles) un réseau bidirectionnel de longrines tendant à s'opposer à leur déplacement relatif horizontal tant en compression qu'en extension, de même, dans certains cas, un dallage lié à la structure peut être suffisant.

VII.3. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 : Sections des semelles filantes selon le sens XX

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B ^{Choisies} (m)	S (m ²)
1	4780.22	29.76	0.94	1.00	19.81
2	13090.63	29.76	2.58	2.60	21.01
3	13061.26	29.76	2.58	2.60	21.21
4	10553.35	29.76	2.08	2.10	21.01
5	8542.74	24.85	2.02	2.10	17.20
6	4589.39	12.91	2.09	2.10	8.92
7	825.36	12.91	0.37	0.40	8.95
8	3808.16	23.00	0.97	1.00	11.52
9	10999.17	30.89	2.09	2.10	17.16
10	12949.98	23.00	3.31	3.40	12.52
11	3752.24	12.54	1.66	1.70	5.90
12	4613.86	29.76	0.91	1.00	18.81
13	12521.72	29.76	2.47	2.50	21.01
14	13779.57	29.76	2.72	2.80	21.21
15	11929.74	29.76	2.35	2.40	21.01
16	11019.96	24.85	2.60	2.60	17.20
17	5231.29	12.91	2.38	2.40	8.92
18	3816.43	12.91	1.73	1.80	8.95
19	4904.59	33.12	0.87	1.00	23.77
20	5562.96	26.38	1.24	1.30	18.26
21	5562.96	19.58	1.67	1.70	12.60
22	2542.92	9.24	1.61	1.70	7.58

Tableau VII-2 : Sections des semelles filantes selon le sens YY

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B ^{Choisies} (m)	S (m ²)
1	2834.44	31.57	0.77	1.00	11.82
2	9209.46	31.35	2.51	2.60	16.80
3	14158.78	31.35	2.65	2.70	21.84
4	7750.32	23.65	1.92	2.00	14.64
5	8490.25	20.40	1.41	2.50	14.68
6	10734.87	19.26	3.27	3.30	11.76
7	4139.35	10.41	2.33	2.40	5.12
8	5577.4	13.66	2.40	2.40	8.68
9	5560.85	13.66	2.39	2.40	8.28
10	4459.59	10.41	2.51	2.60	4.50
11	6754.68	31.57	1.25	1.30	11.82
12	13438.69	31.35	2.52	2.60	16.80
13	10762.24	31.35	2.01	2.10	21.84
14	10553.34	23.65	2.62	2.70	14.64
15	9168.98	20.40	2.64	2.70	14.68
16	5580.29	19.26	1.70	1.70	11.76
17	3767.37	8.73	2.53	2.60	5.60
18	4383.12	8.73	2.95	3.00	5.60
19	7501.11	13.44	3.28	2.30	8.16
20	2623.58	8.73	1.76	1.80	5.7
21	2268.04	8.73	1.52	1.60	5.7

Conclusion

Les semelles filantes sont encombrées, c'est à dire la somme des surfaces des semelles est supérieure à 50% de la surface de l'ouvrage [7].

Donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

VII.4. Radier général

VII.4.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VII.4.2. Surface nécessaire

La surface nécessaire du radier peut être déterminée par la formule suivante : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 319155.25kN \\ \sigma_{sol} = 1.7bars \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 1877.38 \text{ m}^2.$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 2646.23 m² donc on opte pour un débord 0.5m de chaque côté.

La surface totale du radier est 2708.60 m².

VII.4.3. Pré dimensionnement du radier

a) Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire : [6]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 7.9m \Rightarrow 31.6cm \leq h_1 \leq 39.5cm \rightarrow h_1 = 35cm$$

Condition de raideur :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots\dots\dots (VII.1)$$

I: Inertie de la dalle du radier (ou de la nervure), on prenant une bande de 1m.

E: est le module d'élasticité du béton ($E_i = 321641.95 \text{ kg /cm}^3$)

b: La largeur

K: Coefficient de raideur du sol.

$$0.5 \leq K \leq 12 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

K = 0.5 [kg/cm³] Pour un très mauvais sol.

K = 4 [kg/cm³] Pour un sol moyen.

K = 12 [kg/cm³] Pour un très bon sol.

Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

AN :

On veut que : $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or : a = 55 cm (largeur du poteau), et

$$l_{\text{entre axe}} = 7.9\text{m} \quad .$$

$$\Rightarrow L_e = 4.68 \text{ m}$$

A partir de la formule (VII.1) on calcule la valeur de h:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K.(l_e)^4}{E}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3.0.5.(\frac{2.790}{3.14})^4}{2.10^5}} \Rightarrow h = 66.86 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_2 = 70 \text{ cm}$

Condition de cisaillement : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure).

$N_u = 267237.95 \text{ KN}$

$L = 7.9\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_3 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0.9\bar{\tau})} = 17.32\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 17.32\text{cm}$$

Conclusion

$H \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 70 \text{ cm}$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

b) Nervures

Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{790}{10} = 79\text{cm}$$

On opte pour $b = 80\text{cm}$.

La hauteur des nervures :

Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 267237.95 \text{ KN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b: Dimensions du poteau du rez de chaussé (55 x 55).

$$N_u \leq 0.045 (4a + 4h) h \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 32.85\text{cm}$$

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 7.90 \text{ m}$

$$\Rightarrow 52.66 \text{ cm} < h_2 < 79 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 60 \text{ cm}$.

Conclusion

$H \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 60 \text{ cm}$

On prend : $h = 60 \text{ cm}$.

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h=70 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h = 60 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \end{cases}$

VII.4.4. Caractéristiques géométriques du radier**Position du centre de gravité :**

$$x_G = 30.66 \text{ m},$$

$$y_G = 27.87 \text{ m}.$$

Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 474028.2 \text{ m}^4,$$

$$I_{yy} = 743096.6 \text{ m}^4.$$

VII.4.5. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur d'ancrage de la structure.

Sens X-X :

$$M_0 = 33597.55 \text{ KN.m ; } V_0 = 25649.9 \text{ KN ; } h = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 110547.25 \text{ KN.m}$$

$$N = N_1 + N_2$$

Avec

$$N_1 = 267237.95 \text{ KN}$$

N_2 : Poids propre du radier.

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 2708.60 \times 1.00 = 27086 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 294323.95 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 9023972.307 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 81.63 > 1.7 \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

Sens Y-Y :

$$M_0 = 33486.85 \text{ KN.m ; } V_0 = 25289.50 \text{ KN ; } h = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 109355.35 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 8202808.48 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 75.01 > 1.7 \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.4.6. Calcul des contraintes

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

a) Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{150716.75}{2708.60} = 55.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 55.64 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

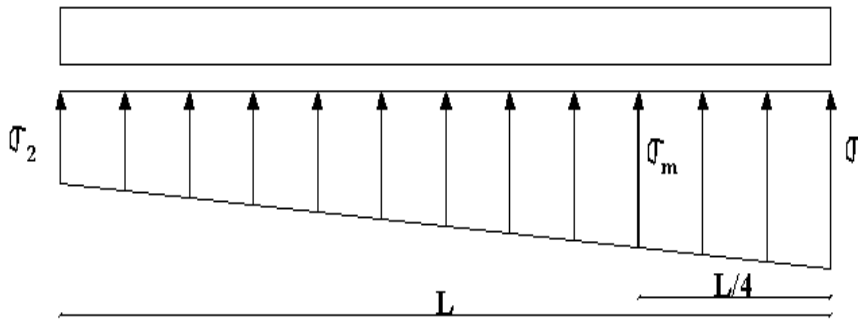


Figure VII-1 : Distribution des contraintes sous le radier.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}$$

ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 267237.95 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau VII-3 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)
Sens X-X	105.81	91.51	100.13
Sens Y-Y	102.76	94.56	194.85
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1.33\sigma_{sol}$

ELS :

$$N_{ser} = 150716.75 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII-4 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (KN/m ²)
Sens X-X	56.15	55.19	109.94
Sens Y-Y	55.93	55.35	109.88
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c) Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 194.85 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 109.94 \text{ kN/m}^2$$

VII.4.7. Ferrailage du radier

Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier

Détermination des efforts : [1]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x$
 $M_{ty} = 0.85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x$
 $M_{ty} = 0.75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

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

Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 194.85kN / m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 109.94kN / m$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.5}{7.3} = 0.89 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux

sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KNm)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
6.5	7.3	0.89	0.059	0.595	194.85	485.71	412.85	288.99	245.64	145.71

Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v = 0.2) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KNm)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
6.5	7.3	0.89	0.041	0.43	109.94	190.44	161.87	81.88	69.59	57.13

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $h = 70 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 63 \text{ cm}$.

Section minimale :

Sens X-X : $A_{s \text{ min}} = 1.2$. (A_{min} suivant y-y) = 6.72 cm^2 .

Sens-Y-Y : $0,8\% b.h = 5.6 \text{ cm}^2$.

Tableau VII-7 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	412.85	0.073	0.094	60.63	19.57	6.72	14T14	21.55
	Y-Y	245.64	0.043	0.054	61.65	11.45	5.6	5T14+5T12	13.35
Appui	X-X								
	Y-Y	145.71	0.025	0.031	62.21	6.73	6.72	6T12	6.79

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(210\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sur travée :

Sens X-X :

$$S_t = \frac{100}{14} = 7.14\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t = 15 cm.

Sens Y-Y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(280\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend S_t = 15 cm.

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte S_t = 15 cm.

Vérifications nécessaires :

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII-8 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Véri
Travée	X-X	161.87	21.55	60.66	112221 0.75	8.74	15	119.2 2	240	Oui
	Y-Y	69.59	13.35	48.26	715135. 70	4.69	15	82.74	240	Oui
Appuis	X-X	57.13	6.79	34.81	388821. 92	5.11	15	133.5 5	240	Oui
	Y-Y									

VII.4.8. Ferrailage des nervures

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : M_t = 0.85M₀

Sur appuis : M_t = 0.50M₀

Calcul des armatures :

b = 80 cm ; h = 60 cm ; d = 54 cm.

• Sens porteur (X-X)

L = 6.5 m ; q_u = 194.85 KN/ml.

Tableau VII-9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	M _u (KNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	823.24	0.24	0.32	47.08	50.24	16T20	50.27
Appuis	514.52	0.15	0.20	49.68	29.76	6T20+6T16	30.91

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.21\text{cm}^2$$

• Sens non porteur (Y-Y)

L = 7.3m ; q_u = 194.85 KN/ml

Tableau VII-10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	M _u (KNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1103.25	0.33	0.229	49.03	64.35	8T25+8T20	64.40
Appuis	648.97	0.196	0.129	51.20	36.43	12T20	37.70

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.21\text{cm}^2$$

Vérifications nécessaires :

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII-11 : Vérification des contraintes

	Sens	MSer (KN.m)	AS (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _r (MPa)	σ̄ _r (MPa)	Véri
Trav	X-X	493.52	50.27	23.84	2012537.46	5.8	15	181.80	240	Oui
	Y-Y	366.16	64.40	26.00	1225895.26	7.76	15	105.29	240	Oui
App	X-X	256.46	30.91	19.88	525333.54	9.70	15	153.64	240	Oui
	Y-Y	190.27	37.70	21.45	862280.09	4.75	15	93.46	240	Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{194.85 \times 7.3}{2} = 711.20\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{711.20 \cdot 10^3}{800 \times 540} = 1.64\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales :

- Selon [1]

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.82\text{MPa}$$

- Selon [2]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.4\text{cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 1.64\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $b = 80\text{cm}$; $d = 54\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2.46\text{cm}^2$$

On prend : $6T8 = 7.85\text{cm}^2$

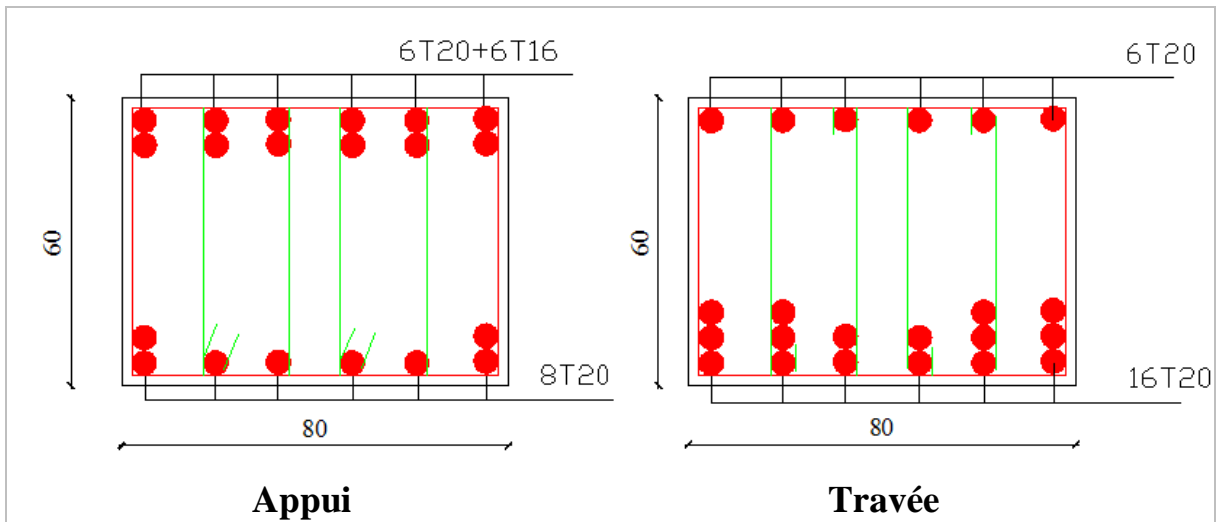


Figure VII-2 : Ferrailage des nervures du sens porteur.

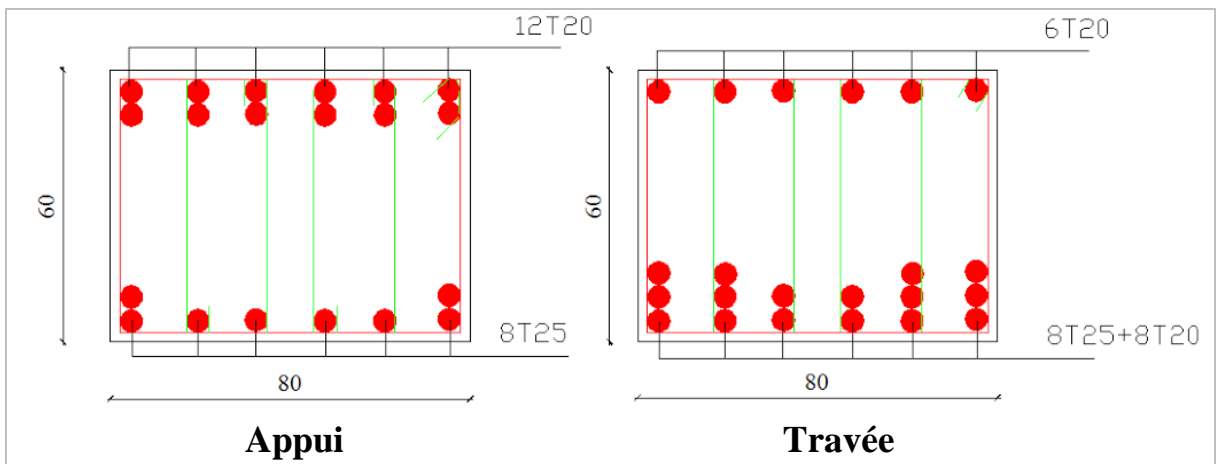


Figure VII-3 : Ferrailage des nervures du sens non porteur.

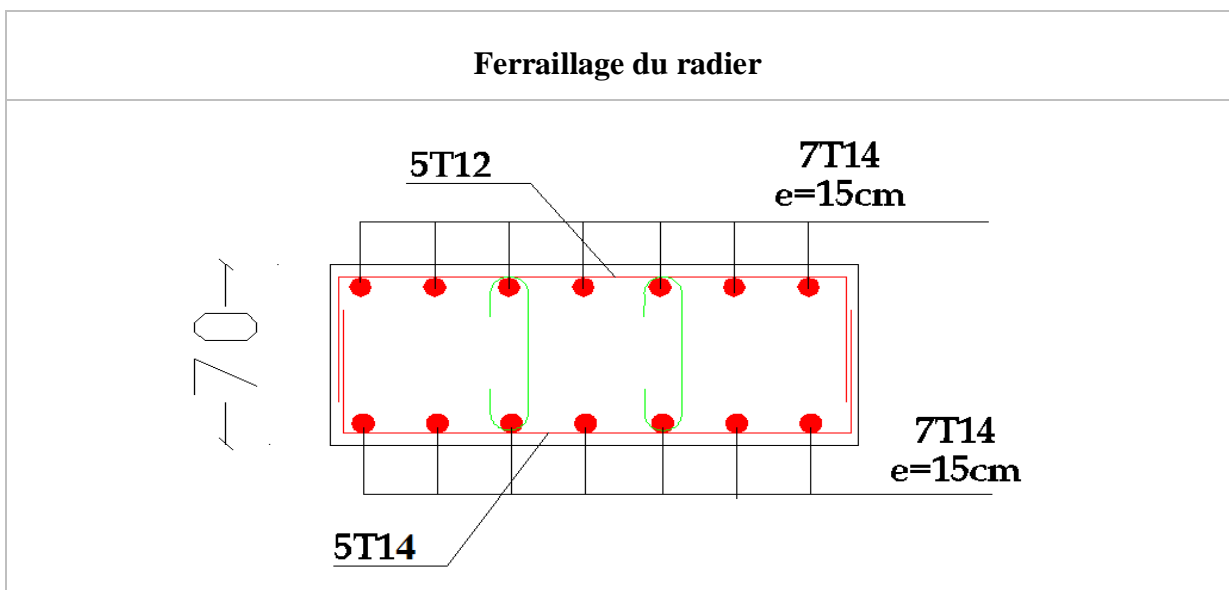


Figure VII-4 : Schéma de ferrailage du radier.

VII.4.9. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.5$ m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

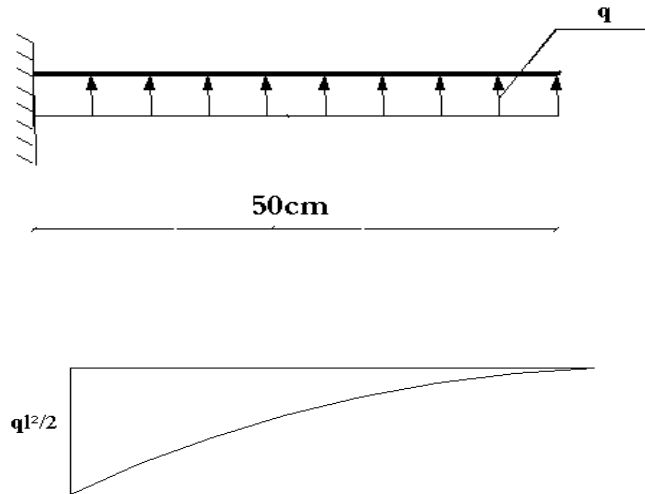


Figure VII- 5 : Diagramme des moments.

Calcul de ferrailage :

$q_u = 194.85\text{N/ml}$; $b = 100$ cm ; $h = 60$ cm ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

Tableau VII-12 : Calcul du ferrailage des débords

M_u (KN.m)	σ_s (MPa)	μ	α	Z (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
24.35	348	0.0058	0.0073	53.84	1.30	7.76

On adopte : $7T12 = 7.92$ cm²

$S_t = 15$ cm

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1.98\text{cm}^2$$

On adopte $4T10 = 3.14$; $S_t = 25$ cm

Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_{ser} = 109.94$ KN/ml

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 13.74kNm$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VII-13 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Véri
13.74	5.93	8.95	204421.49	1,33	15	42.90	240	Oui

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0010 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 1.2 \geq 0.39 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{97.42 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.180MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

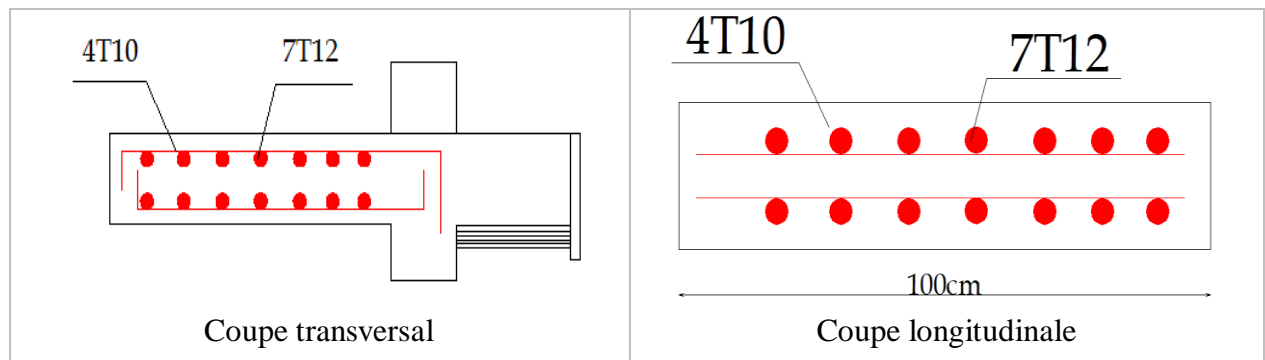


Figure VII-6 : Schéma de ferrailage du débord.

VII.4.9. Calcul de la longrine

D’après (RPA 99 Version 2003 [2]) Les points d’appuis d’un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s’opposer aux déplacements relatifs de ses points d’appui dans le plan horizontal.

Dimensionnement de la longrine

Pour le site de catégories S3 ont doit disposer des longrines de (25 x 30) cm²

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone II et un site de catégories S3 on a $\alpha = 12$)

$$N_{U_{sap}} = 3898,62 kN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3898.62}{12} = 324.88kN \geq 20kN \dots\dots\dots C.V$$

Ferraillage de la longrine

- **Etat limite ultime de résistance**

La section d’armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{324.88}{348 \times 10^{-1}} = 9.34cm^2$$

- **Condition de non fragilité** :.....(BAEL 91 modifié 99 [1])

$$A_{min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 25^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,28 cm^2$$

- **Condition exigée par RPA99** (RPA 99 Version 2003 [2])

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5cm^2$$

On prend **A = 6T12 = 6,79cm²**

- **Etat limite de Service**

$$N_s = 2790,44kN$$

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{2790,44}{12} = 232.53kN$$

- **Etat limite d’ouverture des fissures** (BAEL91 modifié 99 [1])

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,67 MPa, \max(200 MPa; 201,63 MPa) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{134,97}{201,63 \times 10^{-1}} = 11.53 cm^2$$

On prend **A = 6T16 = 12.06 cm²**

Donc les armatures calculées à l'E.L.S

- Armatures transversales

On prend un diamètre de $\phi 16$ pour les cadres.

- Espacement minimal

$$S_t \leq \min(20, 15 \times \phi_L) cm \leq \min(20, 24) cm = 20 cm$$

On prend : $S_t = 15 cm$

Schéma de ferrailage

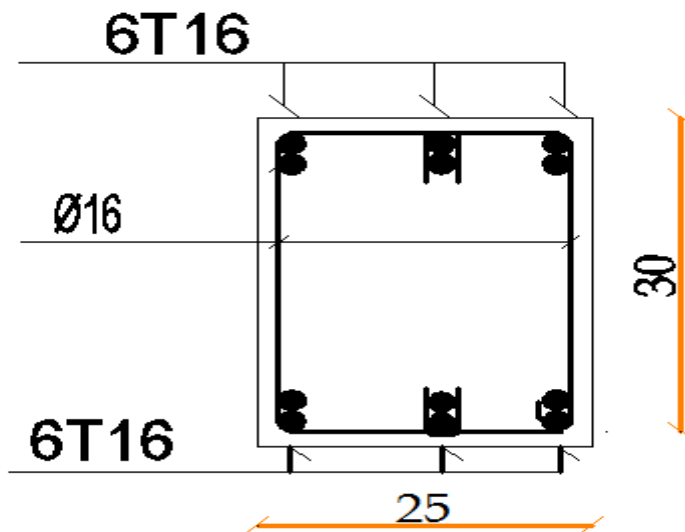


Figure VII-7 : Schéma de ferrailage des longrines.

Conclusion

Conclusion général

La construction est devenue très complexe, car loin des calculs et des prescriptions règlementaires, elle a des besoins de plus en plus nombreux à satisfaire. Pour répondre à la demande que créent ces besoins multiples, il faut faire appel à divers spécialistes de la construction comme les architectes, les ingénieurs... etc.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation et l'interprétation des résultats du logiciel de calcul à savoir l'ETABS.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul des constructions en générale, ainsi que le choix de leurs éléments ; donc la conception des ouvrages.

Le renforcement du bâtiment contre l'effet du séisme a nécessité l'ajout des voiles dans les deux directions pour cela on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme. Une disposition adéquate des voiles doit satisfaire les conditions de rigidité latérales mais aussi le ferrailage optimal de ces dernières ainsi que le ferrailage des poteaux et des poutres.

S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution du radier général s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes et à assurer une stabilité au renversement de l'ouvrage.

Ce mémoire nous a permis d'améliorer et d'enrichir nos connaissances acquises, de faire une étude complète d'une structure complexe et toucher ainsi aux différents calculs qu'un ingénieur en génie civil est appelé à faire.

Annexe A

ANNEXE A :

CALCUL DETAILLE DE L'ACROTÈRE

1. Evaluation des charges

a) Charges permanentes

❖ Poids propre

$$G_1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = 0.7 \times 0.1 + 0.07 \times 0.12 + (0.03 \times 0.12) / 2 = 0.08 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 0.0802 \times 25 = 2.00 \text{ KN/ml.}$$

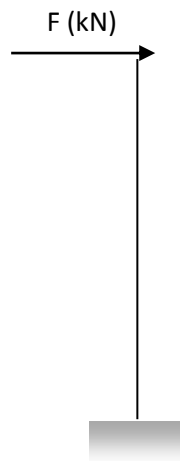


Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère.

❖ Enduit en ciment (2 cm)

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1.71 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.71 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } G = G_1 + G_2 = 2.62 \text{ KN/ml.}$$

▪ Charges d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère**

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots [2]$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (Tab 4.1 selon RPA 99 VERSION 2003 [2])

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab 6.1 selon RPA 99 VERSION 2003 [2])

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.62 \longrightarrow F_p = 1.67 \text{ KN/ml} > 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$.

1- Détermination des efforts

➤ **ELU :**

- Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.62 = 3.54 \text{ KN} ;$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.75 \text{ KN.m} ;$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times F_p = 2.50 \text{ KN}.$

➤ **ELS :**

- Effort normal : $N_s = W_p = 2.62 \text{ KN} ;$
- Moment d'encastrement : $M_s = F_p \times h = 1.16 \text{ KN.m} ;$
- Effort tranchant : $T_s = F_p = 1.67 \text{ KN}.$

2- Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

Données :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 7.5 \text{ cm}$, $c = c' = 25 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$,
 $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

➤ **ELU :**

- **Calcul de l'excentricité e :**

$$e = M_u / N_u = (1.75 \times 10^2) / 3.54 \Rightarrow e = 49.01 \text{ cm}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{3,54 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14.20} = 0.0025 < 0.81$$

$$\Psi_1 = 0.0025 \rightarrow \zeta = 0.1666 \rightarrow \text{enc} = \zeta \times h = 1.66 \text{ cm}$$

$$e = 49.01 \text{ cm} > \text{enc} = 1.66 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section du béton.

→ Section partiellement comprimée

$$E_a = d - h / 2 + e = 51.51 \text{ cm}$$

$$M_{as} = N_u \times e_a = 3.54 \times 51.51 = 1.82 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul de la section en F.S avec $M_f = M_{as}$:**

$$M_f = 1.82 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0.018 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_{sf}' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0227 \rightarrow Z = 7.43 \text{ cm} \rightarrow A_{sf} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = A_{sf} - N_u / \sigma_s = 0.65 \text{ cm}^2.$$

- **Ferraillage minimale :**

$$A_{\text{min}} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cnf} : A_s = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera} : A_1 = A_2 = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de répartition :**

Ce sont des armatures de montage.

$$A_r \geq A_s / 4 = 0.79 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

$$S_h = 100/4 \sim 25 \text{ cm}$$

$$S_v = 64/3 \sim 20 \text{ cm.}$$

➤ **ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc}^{\text{max}} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma}_s$$

- **Contraintes limites :**

$$\text{Contrainte limite de compression du béton } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Contraint limite de traction de l'acier :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e, \\ \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ Pour les barres HA avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400; \\ \max(0.5 \times 400), 201.63 \end{array} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

- **Calcul de l'excentricité e :**

$$e = M_{ser} / N_{ser} = (1.16 \times 10^2) / 2.62 = 44.27 \text{ cm}; c = e - h/2 = 39.27 \text{ cm.}$$

- **Calcul d'Y1 :**

On cherche d'abord la racine Y_c de l'équation : $Y_c^3 + p \cdot Y_c + q = 0$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 + \frac{90 \times A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 \times A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 \times A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 \times A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3$$

$$\text{A.N : } p = -3(39.27)^2 + \frac{90 \times 3.14}{100} (39.27 + 2.5) + \frac{90 \times 3.14}{100} (39.27 + 7.5)$$

$$p = -4376.18 \text{ cm}^2$$

$$q = 2(39.27)^3 - \frac{90 \times 3.14}{100} (39.27 + 2.5)^2 - \frac{90 \times 3.14}{100} (39.27 + 7.5)^2$$

$$q = 110006.81 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = (110006.81)^2 + 4\left(\frac{-4376.18}{3}\right)^3$$

$$\Delta = -3.145 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left[\frac{110006.81}{2} \left(\frac{4376.18}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0.159$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{4376.18}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{0.159}{3} \right] = 41.59 \text{ cm}$$

D'où :

$$y_1 = y_c - c \rightarrow y_1 = 2.32 \text{ cm}$$

Finalement :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A_1 (y_1 - c_1) - 15 \cdot A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{262 \times 2,32 \times 10^{-1}}{\frac{100 \times 2,32^2}{2} + 15 \times 3,14 (2,32 - 2,5) - 15 \times 3,14 (7,5 - 2,32)} = 3,64 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \cdot \sigma_{bc\max} \cdot \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \times 3,64 \times \frac{2,32 - 2,5}{2,32} = -4,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \sigma_{bc\max} \cdot \frac{d - y_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times 3,64 \times \frac{7,5 - 2,32}{2,32} = 121,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$$

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées.

- Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa} \quad [4]$$

$$\tau_u = \frac{2,205 \times 10^3}{75 \times 10^3} = 0,0294 \text{ MPa} < 2,5\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Annexe B

ANNEXE B :

CALCUL DETAILLE DES ESCALIERS

1. Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier est fonction de la longueur

L (entre appui) = 5.55 m

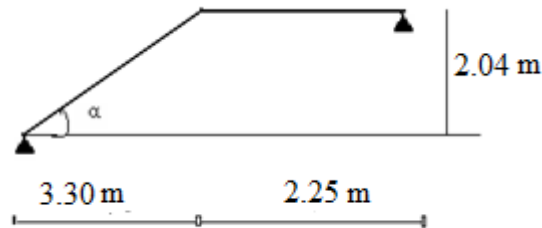


Figure 2 : Schéma des escaliers.

$$\ell/35 \leq h \leq \ell/30 \rightarrow 555/35 \leq h \leq 555/30$$

On choisit $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 16 \text{ cm}$.

Et ce pour faciliter le coffrage.

2. Dimensionnement des marches

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de « Blondel » :

$$59 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

$$H = n \cdot h \quad \text{et} \quad L = (n-1) \cdot g$$

g : largeur d'une marche ;

h : hauteur d'une contre marche ;

n : nombre des contre marches ;

n-1 : nombre des marches.

$$H = 2.04\text{m} \quad \text{et} \quad L = 3.30 \text{ m} \longrightarrow \alpha = \text{Arctg}(H/L) = 31.72^\circ$$

On prend: $g+2.h = 64 \text{ cm}$

$$2 \left(\frac{H}{n} \right) + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2 \cdot H \cdot (n-1) + L \cdot n = 64 \cdot n \cdot (n-1)$$

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

Avec :

$$2H + L = 738 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 2H = 408 \text{ cm}$$

$$64 n^2 - 802 n + 408 = 0$$

$$\Delta = (802)^2 - 4 (64) \cdot (408)$$

$$\Delta = 538756 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 734$$

$$\text{Donc : } n_1 = 0.53 \quad \text{et} \quad n_2 = 12$$

On prend $n=12$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{12-1} = 30 \text{ cm; on prend } g=30 \text{ cm}$$

$$g+2h= 64 \text{ cm OK.}$$

3. Principe de calcul

L'ensemble se calcule comme une dalle d'épaisseur e_p travaillant dans un seul sens.

Des aciers en chapeaux permettant de reprendre un moment égal à $0,15 M_0$ seront réalisés [5].

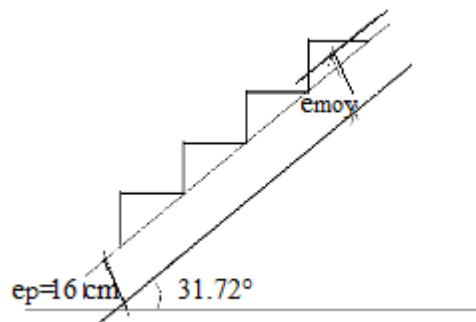


Figure 3 : L'épaisseur moyenne.

➤ Evaluation des charges

a) Charges permanentes

Épaisseur moyenne de la paillasse :

$$e_{\text{moy}} = e_p + (h \cdot \cos \alpha) / 2 \dots \dots \dots [5]$$

$$e_{\text{moy}} = 16 + (17 \cdot \cos 31.72^\circ) / 2$$

$$e_{\text{moy}} \approx 23 \text{ cm.}$$

b) G revêtements

Tableau 1 : Récapitulatif des charges des composants constituant le revêtement

N°	Composantes	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma = 1.7$				

c) Poids propre de la paillasse

$$G_v = \frac{\gamma_b}{\cos\alpha} \cdot e + G_{rev}$$

$$G_p = \gamma_b \cdot e_1 + G_{rev}$$

Avec :

e: épaisseur moyenne de la paillasse

e₁ : épaisseur du palier (16 cm).

Alors :

$$G_v = 8.45 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad G_p = 5.70 \text{ KN/m}^2.$$

d) Charges d'exploitation

$$Q_b = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

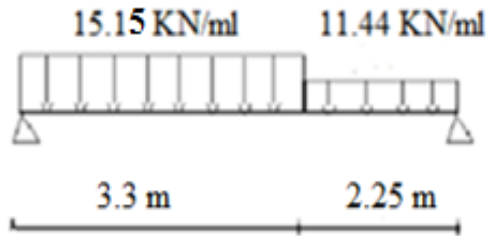
➤ Combinaison des charges

Tableau 2 : Récapitulation des combinaisons de charges

Position	G KN/ml	Q KN/ml	E.L.U	E.L.S
			KN/ml	KN/ml
Palier	5.70	2.5	11.44	10
Paillasse	8.45	2.5	15.15	10.95

4. Schémas statiques

ELU :



ELS :

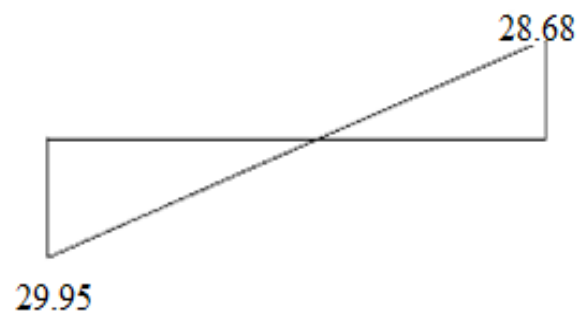
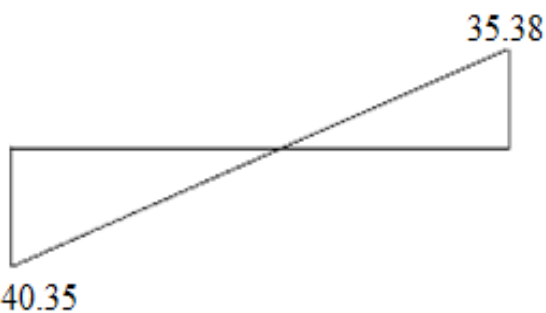
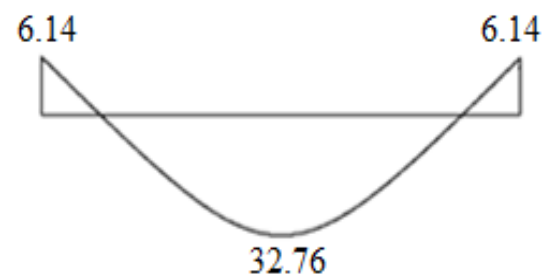
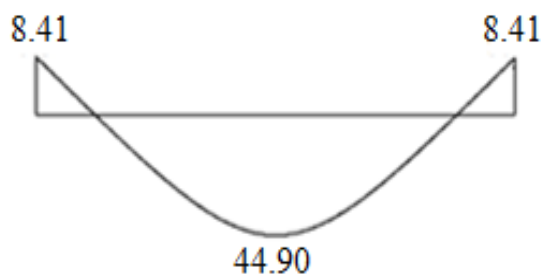
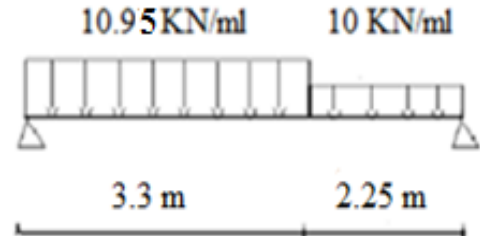


Figure 4 : Récapitulatif du schéma statique des escaliers, diagrammes des efforts normaux et tranchants.

5. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b = 100 cm ; h = 16 cm

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5, d = 0.9 h = 14.4 \text{ cm},$$

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

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

Tableau 3 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	44.90	0.152	Oui	0	0.207	13.20	9.77	7T14	10.78
Appuis	8.41	0.027	Oui	0	0.049	14.11	1.71	4T8	2.01

- Espacement :

→ En travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

On prend : $esp = 15 \text{ cm}$.

→ Sur appui : $esp \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$.

- Armature de répartition :

→ En travée : $Ar \geq \frac{As}{4} = 2.69 \text{ cm}$

Le choix est de 4T10 = 3.14cm² avec $S_t = 20\text{cm}$

→ Sur appui : $Ar \geq \frac{As}{4} = 0.50 \text{ cm}$

Le choix est de 1T8 = 0.50 cm² avec $S_t = 20\text{cm}$.

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

→ En travée : $A_s = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots$ vérifié

→ Sur appui : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots$ vérifié.

- Vérification :

➤ Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40.35 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.280 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\'erifi\'e.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (v\'erification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inf\'erieures doivent \^etre ancr\'ees au-del\'a de l'appui, pour \^equilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises \^a aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 40.35 \cdot 10^3 - \frac{8.41 \cdot 10^6}{0.9 \times 144} = -24541.97 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises \^a aucun effort de traction.

➤ V\'erification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.28 \text{ Pa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ v\'erifi\'ee}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas n\'ecessaires.

• V\'erification \^a l'E.L.S :

La fissuration est consid\'eree comme peu nuisible, donc il n'est pas n\'ecessaire de v\'erifier la contrainte des armatures tendues.

➤ V\'erification des contraintes du b\'eton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s' + A_s) y - n(A_s' d + A_s' c') = 0$$

- Moment d'inertie :

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

Avec :

$$N = 15, c' = 2 \text{ cm}, d = 14.4 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, A'_s = 0$$

On doit vérifier que:

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

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

Tableau 4 : Vérification du ferrailage à l'ELS

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	32.76	6.94	4.53	13239.75	11.20	Vérifiée
Appui	6.14	1.23	2.12	3099.83	4.19	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{555} = 0.0306 < 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{10.78}{100 \times 14.4} = 0.0074 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0306 < \frac{32.76}{10 \times 56.12} = 0.058 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \end{array} \right. ;$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10721,40 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 5 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
32.76	6.94	0.0048	227.5	4.37	1.75	0.431	38397.26	9647.97	21467.87

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 3,627 \text{cm} \\ f_v = 54,384 \text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,757 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{555}{1000} + 0,5 = 1,055 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,757 \text{cm} < \bar{f} = 1,055 \text{cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Annexe C

ANNEXE C :

CALCUL DETAILLE DES POUTRELLES

1. Pré dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

➤ **1^{ère} phase** : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est $M_0 = ql^2/8$.

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de prendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaielement à mi travée pour diminuer la flèche.

➤ **2^{ème} phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi- travée.

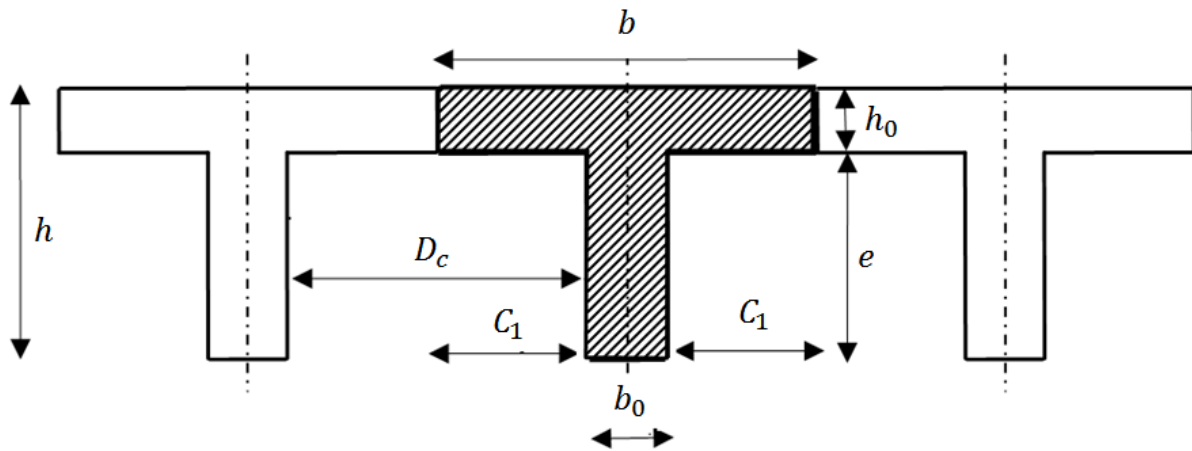


Figure 5 : Coupe verticale sur plancher en corps creux.

1. Détermination de la largeur "b"

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après le chapitre précédent on a :

La hauteur du corps creux $\longrightarrow e = 24 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression $\longrightarrow h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur de la poutrelle $b = b_0 + c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps creux utilisé pour ce plancher est $\longrightarrow D_c = 53 \text{ cm}$

La largeur de la poutrelle :

$$B = b_0 + 2 c_1 \text{ avec : } b = 12 \text{ cm}$$

$$C_1 \leq \min \left(\frac{Dc}{2} ; \frac{l_{\max}}{10} ; (6 ; 8) \times h_0 \right) \longrightarrow C_1 \leq \min \frac{53}{2} ; \frac{600}{10} ; (6 ; 8) \times 4$$

$$C_1 \leq \min (26.5 ; 60 ; 24 \text{ à } 32) = 24 \text{ cm}$$

On prend $C_1 = 26.5 \text{ cm}$ donc avec $b \leq \ell_x$ (ou ℓ_1) donc : $b = \ell_x = 65 \text{ cm}$ [4]

a) Evaluation des charges

➤ En 1^{ère} phase

- Charge permanente

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Charge d'exploitation

C'est une charge localisée au centre de chaque portée entre étais dont l'intensité est la plus grande des deux valeurs 1 KN et 0,5 KN par mètre de portée entre étais..... [3]

$$\rightarrow Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ KN} \\ 0.5 \times 5.45 = 2.72 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Calcul des efforts

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = G\ell^2/8 = 2.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = Q\ell/4 = 3.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.35 (2.71) + 1.5 (3.70) = 9.20 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow \mu = 4,29 \gg \mu_r = 0,392$$

Puisque la section du béton est trop faible, il est pratiquement impossible d'y placer des armatures supérieures ; alors on prévoit des étaitements verticaux aux mi- travées des portées afin que les poutrelles résistent aux charges d'avant coulage.

➤ En 2^{ème} phase :

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

- Plancher terrasse :

$$G = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u^t = 1.35 (6.88) + 1.50 (1.0) = 10.78 \text{ KN/m}$$

- Plancher courant :

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u^c = 1.35 (5.56) + 1.50 (4.0) = 13.50 \text{ KN/ml.}$$

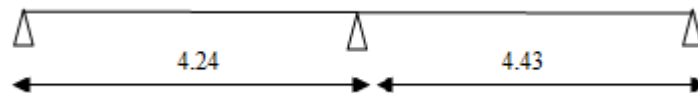
Tableau 6 : Combinaison des charges sollicitant les planchers

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_{ult} KN/m	q_{ser} KN/m
Plancher terrasse	$6.88 \times 0.65 = 4.47$	$1.0 \times 0.65 = 0.65$	7.00	5.12
Plancher courant	$5.56 \times 0.65 = 3.61$	$4.0 \times 0.65 = 2.60$	8.78	6.21

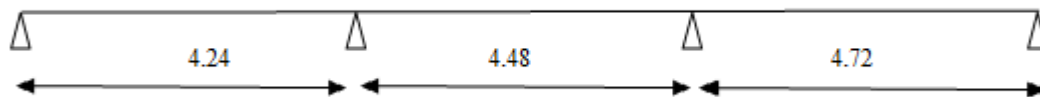
Les poutrelles du plancher courant sont sensiblement les plus sollicitées.

Nous avons (09) type de poutrelles :

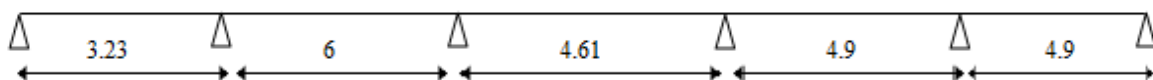
-Poutrelles à (02) travées :



-Poutrelles à (03) travées :



-Poutrelles à (05) travées :



-Poutrelles à (06) travées :

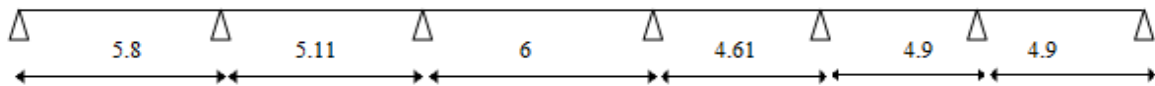


Figure 6 : Schémas des poutrelles.

2. Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valable que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

a) Domaine d'application

Compte tenu de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travées. Cette méthode forfaitaire s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes.

▪ Hypothèses d'application de la méthode :

- ❖ H1 : $Q \leq \text{Max} (2.G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$;
- ❖ H2 : Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ❖ H3 : Les portées successives sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25 ;
- ❖ H4 : La fissuration est non préjudiciable.

▪ Conditions d'application de la méthode :

- 1- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité,
- 2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25,
- 3- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements,
- 4- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée libre que la travée étudiée et soumise aux mêmes charges).

M_w , M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, M_t le moment maximal dans la travée étudiée.

α est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes :

1. $M_t \geq \text{Max} [1.05 M_0 ; (1+0.3 \alpha) M_0] - \frac{M_w+M_e}{2}$
2. $M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} \cdot M_0$ dans une travée intermédiaire,
 $M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} \cdot M_0$ dans une travée de rive,
3. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - * $0.6 M_0$ pour une poutre de deux (02) travées,
 - * $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux (02) travées,
 - * $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois (03) travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

▪ L'effort tranchant :

$$V_w = -2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{M_e - M_t}{b}$$

$$\text{Avec : } a = L \cdot \frac{l}{l + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{et } a = L \cdot \frac{l}{l + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

3. Méthode dite CAQUOT applicable aux planchers à charge d'exploitation élevée

a) Principe du calcul

Les différentes valeurs du moment sur un appui sont déterminées en prenant seulement en compte les travées adjacentes. La poutre continue est remplacée par une succession de poutres à deux travées dont les moments sont nuls sur les appuis extrêmes.

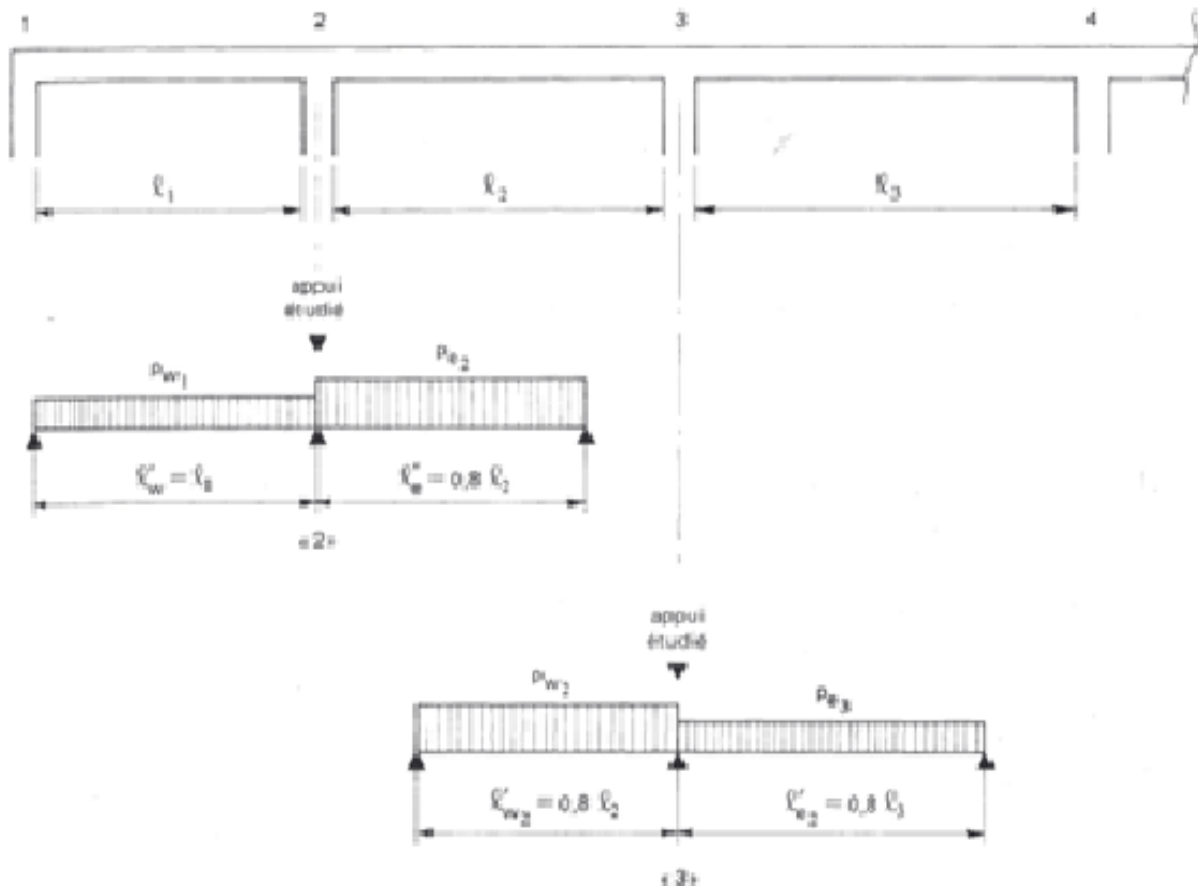


Figure 7 : Principe de la méthode CAQUOT.

Dans ce schéma, les portées réelles sont remplacées par des portées fictives. Lorsque les deux travées aboutissant à l'appui étudié ont le même moment d'inertie et que les charges sont uniformément réparties, l'expression du moment sur l'appui considéré est :

$$M = -\frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

On commence par déterminer, pour chaque appui, les valeurs du moment de flexion (négatif) .

Les valeurs des moments en travée s'obtiennent ensuite en traçant la courbe des moments isostatiques de la travée indépendante complète, d'abord avec les charges permanentes seules, puis avec les charges permanentes et les charges variables.

Type : à (02) travées

Méthode : Forfaitaire

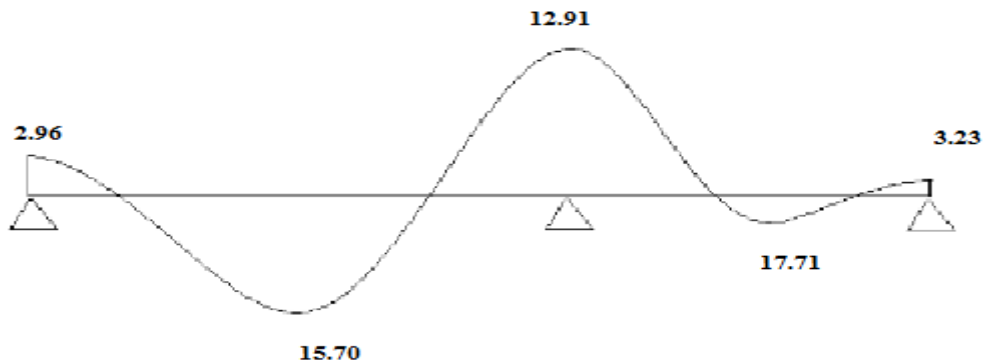
Justification : Toutes les hypothèses sont vérifiées.

Tableau 7 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 02 travées

Appui	M _{app} (KN.m)		Tra v	l(m)	M _{tra} (KN.m)		T (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	2.96	2.10	1-2	4.24	15.70	11.09	-17.44	23.54	-12.32	16.64
2	12.91	9.13	2-3	4.43	17.71	12.53	-24.70	18.54	-17.26	13.12
3	3.23	2.28								

Diagrammes des moments fléchissant :

➤ ELU :



➤ ELS :

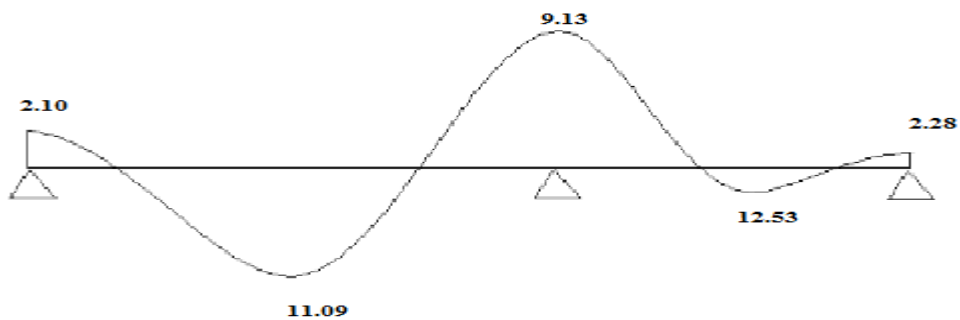
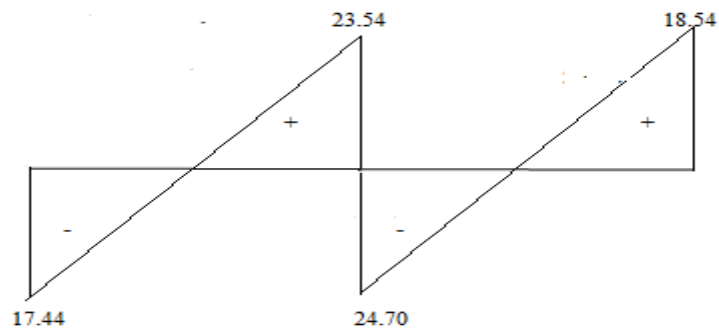


Figure 8 : Diagrammes des moments des poutrelles à deux (2) travées.

Diagrammes des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS :

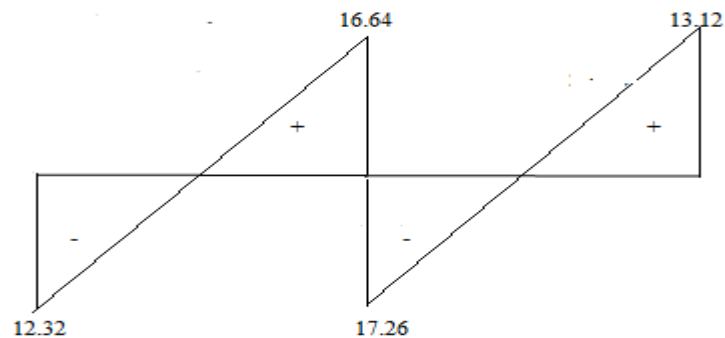


Figure 9 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à deux (2) travées.

Type : à (03) travées

Méthode : Forfaitaire

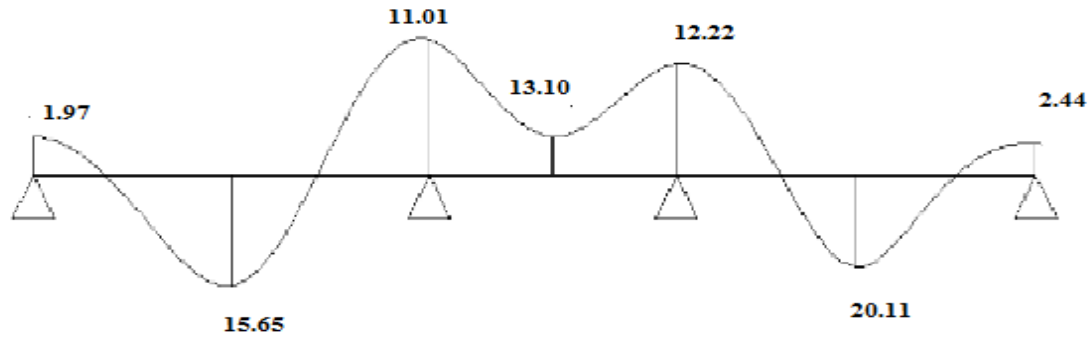
Justification : Toutes les hypothèses sont vérifiées.

Tableau 8 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 03 travées

Appui	M _{app} (KN.m)		Tra v	l(m)	M _{tra} (KN.m)		T (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	1.97	1.39	1-2	4.24	15.65	11.07	-18.55	22.88	-13.12	16.18
2	11.01	7.78	2-3	4.48	13.10	9.26	-21.81	22.41	-15.42	15.84
3	12.22	8.64	3-4	4.72	20.11	14.22	-25.16	21.07	-17.79	29.44
4	2.44	1.72								

Diagrammes des moments fléchissant :

➤ ELU :



➤ ELS

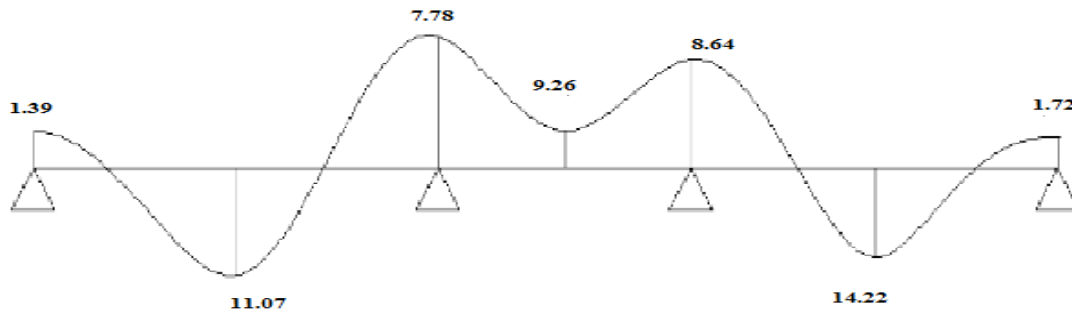
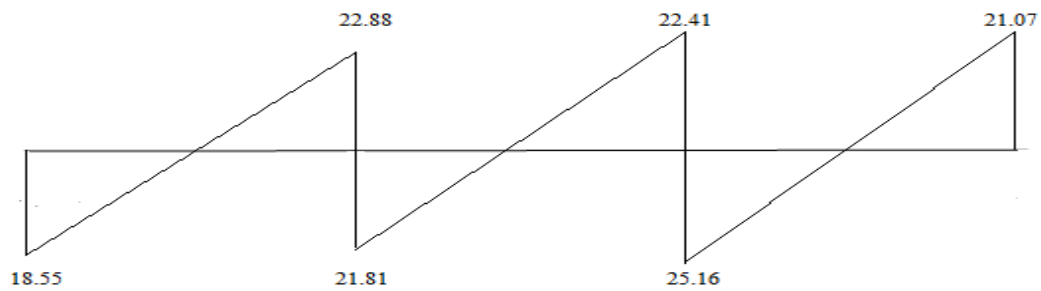


Figure 10 : Diagrammes des moments des poutrelles à trois (3) travées.

Diagrammes des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS :

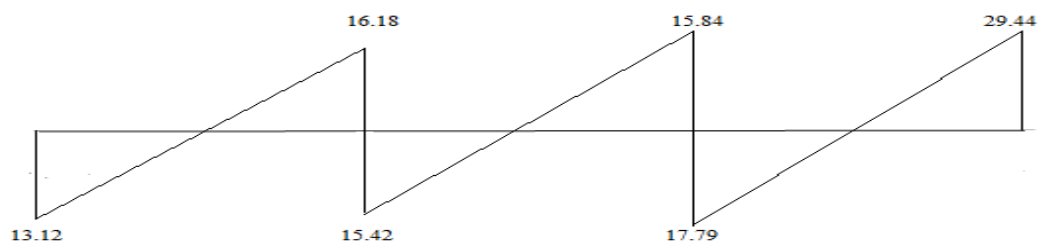


Figure 11 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à trois (3) travées.

Type : à (05) travées

Méthode : Caquot

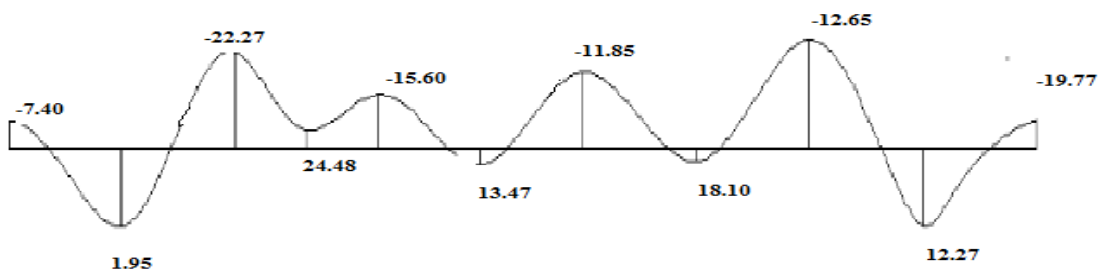
Justification : la 3^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée.

Tableau 9 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 05 travées

App	M _{app} (KN.m)		Tra v	l(m)	l'(m)	M _{tra} (KN.m)		T(KN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
1	-7.40	-8.59	1-2	3.23	3.23	1.95	4.31	-5.23	18.20	-8.05	19.52
2	-22.27	-23.90	2-3	6	4.8	24.48	27.14	-22.11	20.22	-29.7	22.67
3	-15.60	-16.73	3-4	4.61	3.68	13.47	15.62	-16.97	15.32	-22.14	13.40
4	-11.85	-18.82	4-5	4.9	3.92	18.10	17.78	-22.19	17.95	-18.24	18.57
5	-12.65	-13.57	5-6	4.9	4.9	12.27	13.17	-10.03	30.91	-21.74	24.79
6	-19.77	-21.21									

Diagrammes des moments fléchissant :

➤ ELU :



➤ ELS :

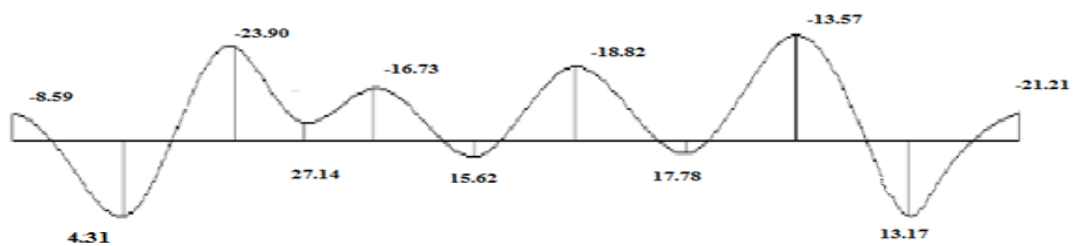
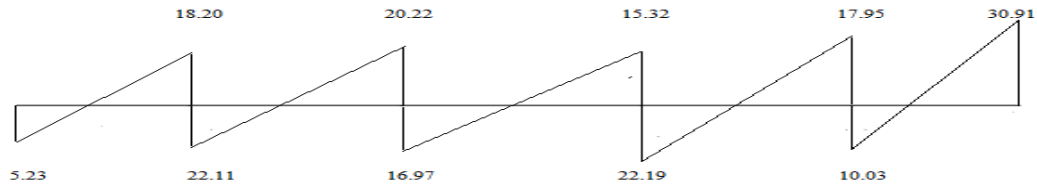


Figure 12 : Diagrammes des moments des poutrelles à cinq (5) travées.

Diagrammes des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS :

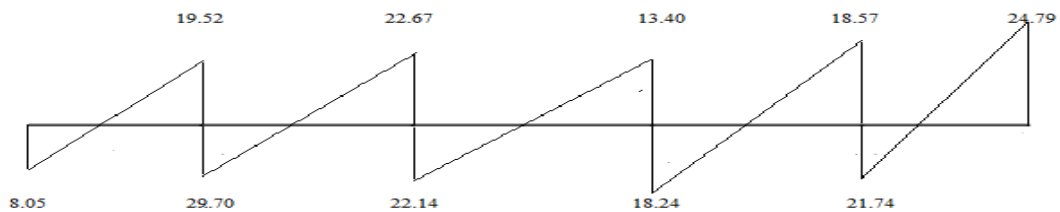


Figure 13 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à cinq (5) travées.

Type : à (06) travées

Méthode : Caquot

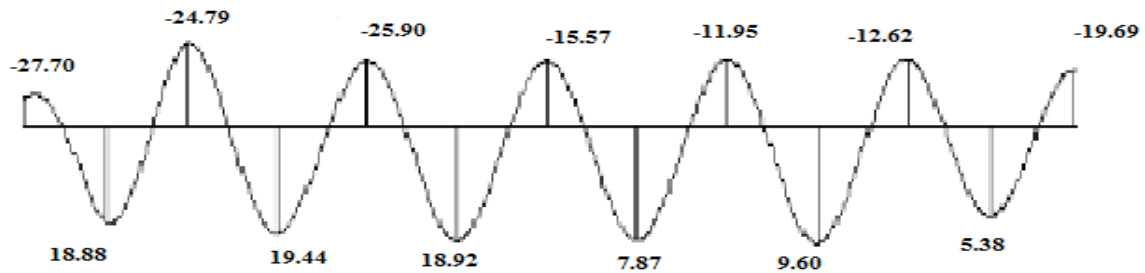
Justification : la 3^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée.

Tableau 10 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 06 travées

App	$M_{app}(KN.m)$		Tra v	$\ell(m)$	$\ell'(m)$	$M_{tra}(KN.m)$		T(KN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	-27.70	-29.72	1-2	5.80	5.80	18.88	21.90	-20.13	22.47	-22.27	22.25
2	-24.79	-26.60	2-3	5.11	4.08	19.44	11.73	-23.18	18.82	-20.93	17.46
3	-25.90	-17.79	3-4	6	4.8	18.92	2.75	-22.72	21.76	-22.20	38.12
4	-15.57	-16.71	4-5	4.61	3.68	7.87	8.42	-16.97	15.34	-18.35	16.46
5	-11.95	-12.82	5-6	4.9	3.92	9.60	12.92	-17.01	17.36	-18.25	18.57
6	-12.62	-13.54		4.9	4.9	5.38	7.21	-15.66	18.73	-16.81	20.62
7	-19.69	-21.12									

Diagrammes des moments fléchissant :

➤ ELU :



➤ ELS :

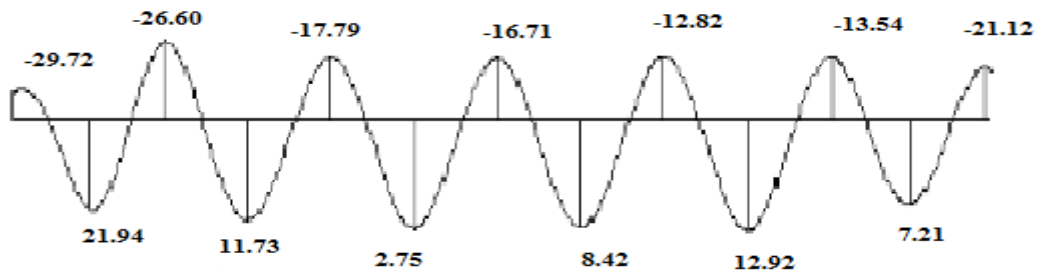
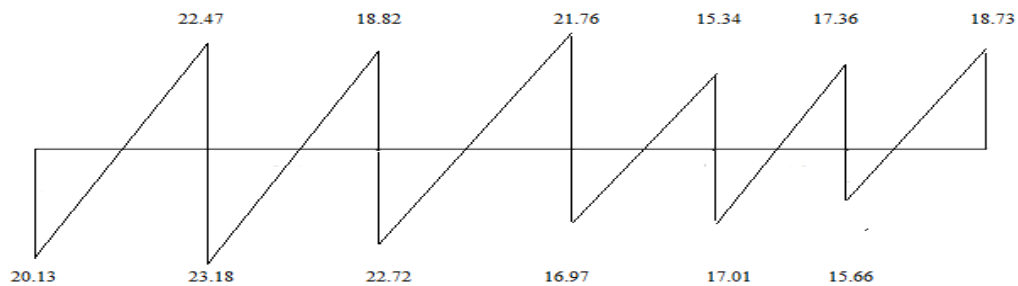


Figure 14 : Diagrammes des moments des poutrelles à six (6) travées.

Diagrammes des efforts tranchants :

➤ ELU :



➤ ELS :

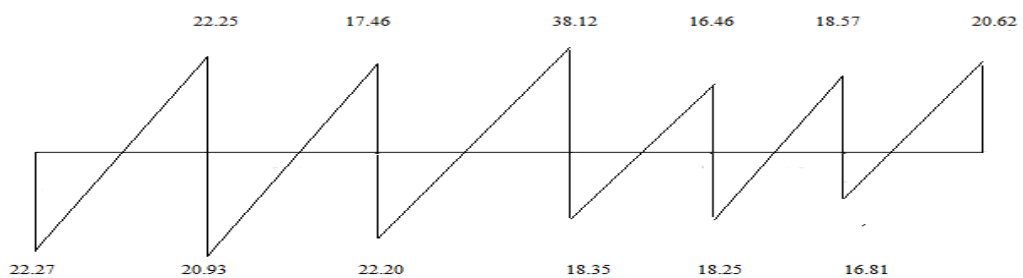


Figure 15 : Diagrammes des efforts tranchants des poutrelles à six (6) travées.

b) Calcul du ferrailage

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

➤ **ELU** : $M_{tu}^{\max} = 24.48 \text{ KN.m}$

$$M_{au}^{\max} = 22.27 \text{ KNm}$$

$$T_u^{\max} = 30.91 \text{ KN}$$

➤ **ELS** : $M_{tser}^{\max} = 21.90 \text{ KNm}$

$$M_{aser}^{\max} = 29.72 \text{ KNm.}$$

- Ferrailage en travée :

$h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4\text{cm}$, $b = 65\text{cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$, $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$, $f_e = 400$

MPa , $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58.90 \text{ KNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau 11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{KNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu < 0.186$	A_s (cm^2)	$A_{s\min} \geq 1.41$	As choisi
24.48	0.082	Oui	0	0.107	17.23	Oui	4.08	4.08	4.62

Choix : 3T14 ($A_s=4.62 \text{ cm}^2$)

- **Ferraillage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 27.70 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.90 \text{ KN.m}$

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

Tableau 12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu < 0.186$	A_s (cm^2)	$A_{s\min} \geq 0.27$	A_s choisi
22.27	0.092	Oui	0	0.120	17.13	Oui	4.62	4.62	4.62

Choix : 3T14 ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$)

- **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_{u\max} = 30.91 \text{ KN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rives :**

\rightarrow **Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 30.91 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{30.91 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.59 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

→ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

→ **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 22.72 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{22.72 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.16 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

→ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -3.89 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

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

• **Vérification des contraintes du béton [1] :**

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

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

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

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

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s.d + A'_s.c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y-c') - \eta A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y-c')^2 + \eta A_s (d-y)^2. \end{cases}$$

Tableau 13 : Récapitulation pour la vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	21.90	3.63	0	4.75	11873.98	8.76	Vérifiée
Appuis	29.72	5.00	0	5.33	15278.85	10.36	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier : [4]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec:

$h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18\text{cm}$; $L = 5.22\text{m}$; $M_{\text{tser}} = 21.90 \text{ KNm}$; $M_0 = 11.60 \text{ KNm}$; $A_s = 2.21 \text{ cm}^2$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0.0383 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0.0102 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0383 < 0.188 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 1.022 \text{ cm} \quad (L > 5m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » [1] :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :**

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

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

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

Avec :

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

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

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 14 : Récapitulation du calcul de la flèche

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
21.90	2.21	7.05	0.01 02	550.52	4.0 3	1.61	0.78	59301.50	15743.50	26288.45

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1.178cm \quad (L = 5.22m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2.117m$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.939cm < \bar{f} = 1.022cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

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

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0.57 \text{ cm} ; 1.4 \text{ cm} ; 0.65 \text{ cm}) = 0.57\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0042\text{cm} \\ S_t \leq 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \\ S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0.57\text{cm}^2$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \Rightarrow S_t \leq 15.83 \text{ cm}$$

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

c) Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement du CBA [3] :

La dalle de compression à une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- 20 cm pour les armateurs perpendiculaire aux nervures ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 > \frac{4L}{F_e} \quad \text{avec : } F_e = 500 \text{ MPa}$$

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

$$A_1 > 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

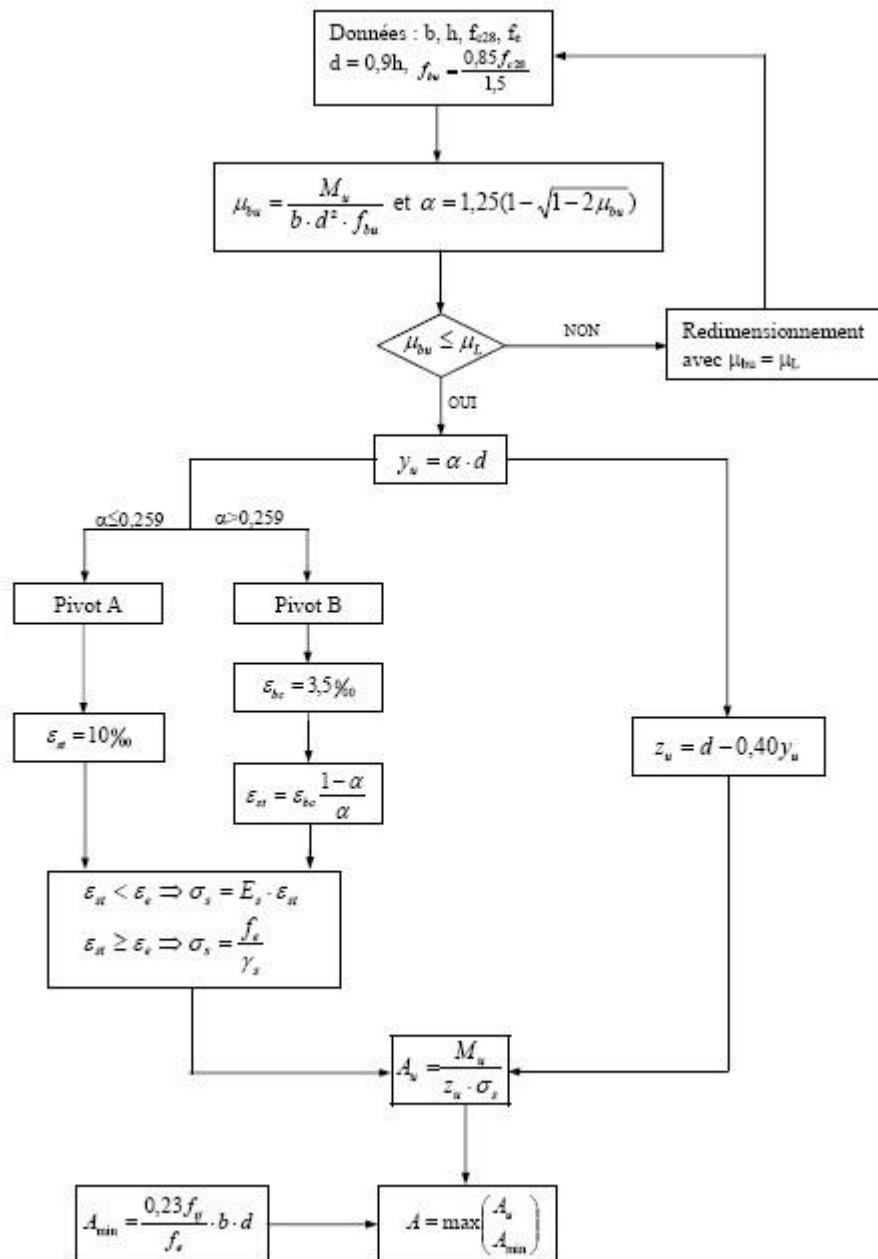
Et pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

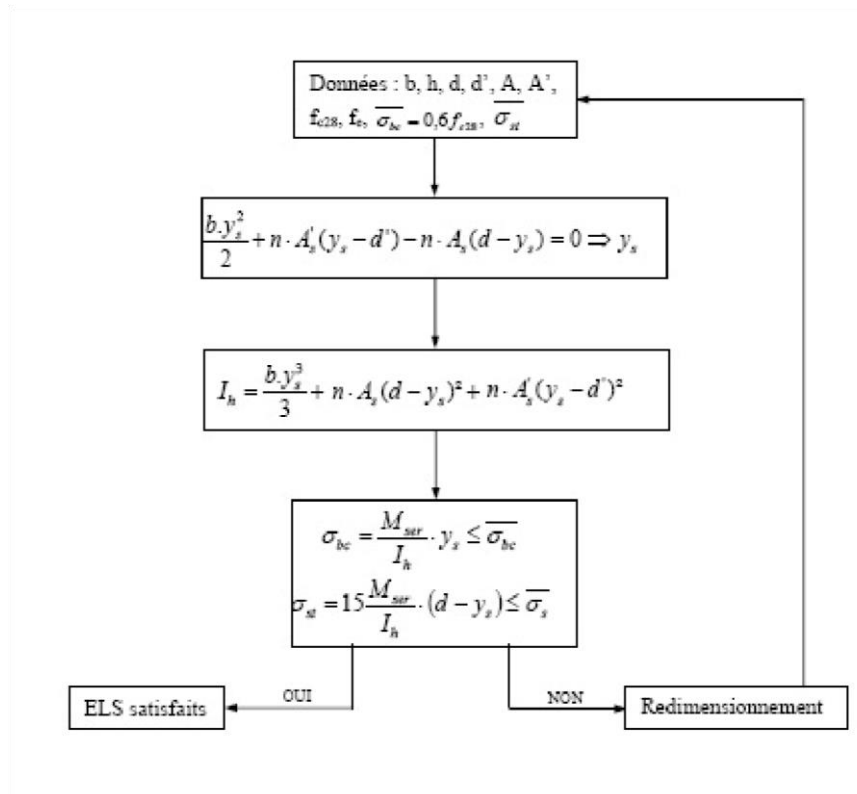
Alors, on adopte un treillis soudé de $\phi 5$ et un espacement de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

Organigrammes de calcul

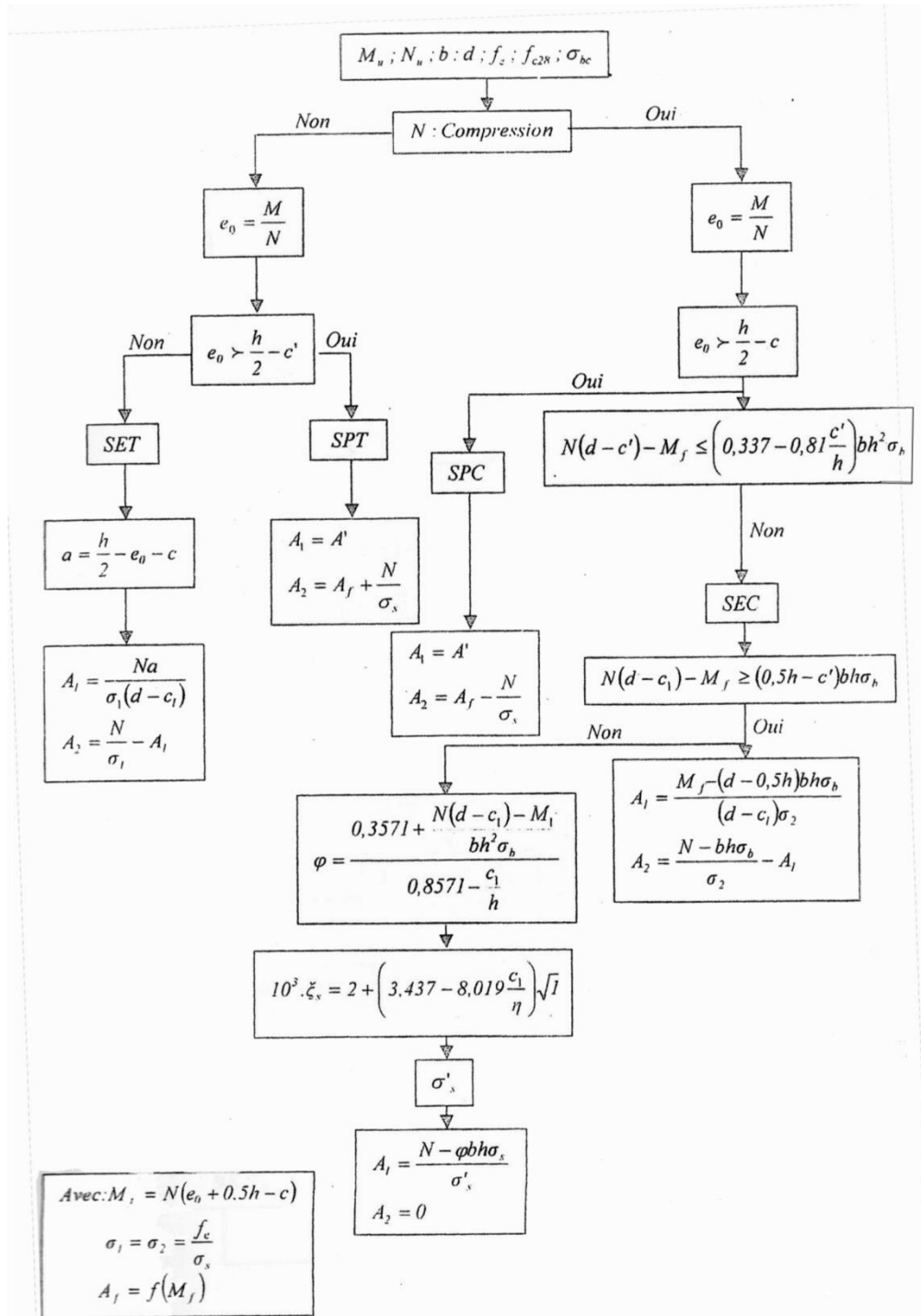
**ORGANIGRAME DE DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION SIMPLE
ELU**



**ORGANIGRAME DE VERIFICATION A LA FLEXION SIMPLE
ELS**



ORGANIGRAME DE DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION COMPOSÉE ELU



***Références
bibliographiques***

Bibliographie

- [1] Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) 91 modifié 99

Jean Perchat, Jean Roux.

- [2] Règlement Parasismique Algérien (RPA) 99 VERSION 2003 DTR BC 2 48

Groupe de Travail Spécialisé G.T.S.

- [3] Règles de Conception et de Calcul des ouvrages en Béton Armé (CBA) 93 DTR BC 2 41

Groupe de Travail Spécialisé C.G.S.

- [4] Formulaire du Béton Armé 1

VICTOR DAVIDOVICI.

- [5] Etude des Structures en Béton

Jean-Marie Huson.

- [6] Conception et Calcul des Structures de Batiment

Henry Thonier.

- [7] Calcul Pratique des Fondations et des Soutènements

Ali Bouafia.