

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : GÉNIE CIVIL
Spécialité :STRUCTURE

Thème

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7)
Contreventement mixte (Portique + Voile)
implanté à Sétif**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Fareh Thana

Encadreur :
Dr. Chabbi Samia

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

✚ *Toute ma parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

✚ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération Particulière que je remercie mon encadreur 'Chabbi Samia'. Et toute la faculté de génie civil pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

✚ *Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en œuvre de cet ouvrage. Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*





DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail comme un témoignage d'affection et de

Respect à mes Chers parents qui m'ont soutenu beaucoup
physiquement et moralement.

À mes beaux-parents de la famille Melili

À mon époux Melili Ahmed Ramzi ainsi que mon bébé Meriem

À mes frères et mes sœurs :

Aref, Abdelhak, Mohamed, Ibrahim, Hana, Sana, Radia, Zahra, Manel

et leurs enfants

À mes meilleurs amis:

Yasmine, Sabah

À toute personne ayant contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (07) étages, sera implanté à la wilaya de : Sétif. Cette ville est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version 2003.....etc.).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ROBOT2009) aussi que les dessins ce fait par AUTOCAD 2009.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ملخص :

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية مكونة من الطابق الارضي و 7 سبع طوابق عادية بولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب مركز الدراسة لهندسة الزلازل الجزائري.

قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الاساسية تتم طبقا للقوانين والمعايير المعمول بها حسب قياس مركز هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99 version 2003 و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 و الخرسانة المسلحة في الحالات الحديدية .

كما تم نمذجة البناية و دراستها باستعمال برنامج ROBOT 2009 و تم عملية الرسم و تمثيل جميع العناصر الانشائية عن طريق برنامج الرسم التقني AUTOCAD 2009

و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا لحساب الاساسات .

Sommaire

1. Introduction général.....	01
------------------------------	----

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage	02
I.4. Conception de la structure du bâtiment	02
I.5. Hypothèse de calcul	03
I.6. Règles et normes de calcul	04
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.7.1. Béton	04
I.7.2. Acier	07
I.8. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	08
I.9. Les actions et sollicitations	09
I.10. Conclusion	09

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Pré-dimensionnement.....	10
II.1.1. Introduction.....	10
II.1.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	10
II.1.2.1. les planchers.....	10
II.1.2.2. Balcon.....	11
II.1.2.3. l'escalier	12
II.1.2.4. L'acrotère	13
II.1.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux	13
II.1.3.1. Les poutres	13
II.1.3.2. Les poteaux	14
II.1.3.3. Les voiles.....	15
II.1.4. Conclusion.....	16
II.2. Descente des charges.....	17
II.2.1. introduction.....	17
II.2.2. Evaluation des charges appliquées	17
II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible	17
II.2.2.2. Plancher étage courant.....	18
II.2.2.3. Balcon terrasse.....	18
II.2.2.4. Balcon étage courant	19

II.2.2.5.L'acrotère	19
II.2.2.6.L'escalier.....	20
II.2.2.7.Murs extérieurs	20
II.2.3.descente des charges	21

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	26
III.2.L'ACROTERE	26
III.2.1.introduction.....	26
III.2.2.Mode de travail	26
III.2.3Evaluation des charges.....	26
III.2.4.les Sollicitation	27
III.2.5.Combinaison d'action.....	27
III.2.6.Calcul du ferrailage.....	28
III.2.7. Présentation de ferrailage.....	30
III.3.Étude de balcon	31
III.3.1. Introduction.....	31
III.3.2.Evaluation des charges	31
III.3.3.Calcul des sollicitations	32
III.3.4. Les Combinaisons d'action.....	32
III.3.5.Calcul du Ferrailage.....	32
III.3.6. Présentation de ferrailage.....	35
III.4.Etude d'ESCALIER	36
III.4.1. Introduction	36
III.4.2.Etude d'escalier	36
III.4.3.Les charges appliquées	36
III.4.4. Combinaison des charges	37
III.4.5.Détermination des sollicitations.....	37
III.4.6.Calcul du Ferrailage	38
III.4.7. Présentation de ferrailage	43
III.5.La Poutre Palière	44
III.5.1.Introduction	44
III.5.2.Pré dimensionnement.....	44
III.5.3.Évaluation des charges	44
III.5.4.Calcul de la poutre à la flexion	44
III.5.5. Calcul du ferrailage.....	45
III.5.6.Calcul de la poutre a la torsion	47
III.5.7.Les armatures totales	49
III.5.8.Présentation de ferrailage.....	49
III.6.ETUDES DES PLANCHERS	50
III.6.1. Introduction.....	50

III.6.2. Méthode de calcul.....	50
III.6.3. Les différents types de poutrelles.....	52
III.6.4. Calcul des planchers.....	52
III.6.5. Calcul du Ferrailage.....	69
III.6.6. présentation du ferrailage.....	76

Chapitre IV : Etude dynamique :

IV.1. Introduction.....	77
IV.2. Méthode de calcul.....	77
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	77
IV.2.2. La méthode dynamique.....	78
IV.2.2.1. Classification de l'ouvrage.....	78
IV.2.2.2. Spectre de réponse de calcul.....	78
IV.3. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et Commentaires.....	79
IV.3.1. Description du logiciel (ROBOT.....	79
IV.3.2. Modélisation des éléments structuraux.....	80
IV.3.3. Disposition des voiles.....	80
IV.4. Calcul de force sismique total par la méthode MODALE SPECTRALE.....	82
IV.5. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	85
IV.6. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur.....	88
IV.7. Vérifications réglementaires.....	90
IV.7.1. Période fondamentale théorique.....	90
IV.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	90
IV.7.3. Vérification de déplacement.....	91
IV.7.4. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ	92
IV.7.5. Vérification au Renversement.....	93
IV.8. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	95
IV.8.1. Centre de masse.....	95
IV.8.2. Centre de rigidité (torsion.....	95
IV.8.3. L'excentricité.....	95
IV.8.3.1. L'excentricité Théorique.....	96
IV.8.3.2. L'excentricité Accidentelle.....	96
IV.9. Conclusions.....	97

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.1. Introduction.....	98
V.2. Combinaisons d'actions.....	98
V.3. FERRAILAGE DES ELEMENTS PORTEURS.....	98

V.3.1. Ferrailage des poteaux	98
V.3.1.1. Combinaisons des charges	99
V.3.1.2. Recommandation de l’RPA 99/Version 2003	99
V.3.1.3. Exemple de calcul	100
V.3.1.4. Présentation du ferrailage des poteaux	108
V.3.2. Ferrailage des poutres	109
V.3.2.1. Combinaison des charges	109
V.3.2.2. Etapes à suivre	110
V.3.2.3. Exemple de calcul.....	110
V.3.2.4. Présentation du ferrailage	116
V.3.3. Ferrailage des voiles	117
V.3.3.1. Voiles pleins	117
V.3.3.1.1. Ferrailage vertical	117
V.3.3.1.2. Ferrailage horizontal	118
V.3.3.1.3. Calcul de la section d’armature (Ferrailage vertical).....	118
V.3.3.1.4. Choix de combinaisons d’action pour les armatures verticales	120
V.3.3.1.5. Choix de combinaison d’action (pour les armatures verticales)	121
V.3.3.1.6. Calcul de la section d’armature	121
V.3.3.1.7. Calcul de ferrailage	122
V.3.3.1.8. Présentation du ferrailage du voile	125

Chapitre VI: Etude de l’infrastructure

VI.1. INTRODUCTION	126
VI.2. Différents types de fondations	126
VI.3. Choix de type de fondation.....	126
VI.4. Calcul le Radier général.....	127
VI.5. Ferrailage du radier	132
VI.6. Ferrailage de la dalle de radier	133
VI.7. Etude de débord du radier.....	136
VI.8. Etude de la nervure	137
VI.9. Présentation du ferrailage	143
VI.10. Longrine	144
VI.11. La dalle flottante	146

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexe

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plancher à corps creux	02
Figure I.2: Brique creuses.....	03
Figure I.3: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	04
Figure. I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	05
Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton	06
Figure I.6: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier.....	08

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Figure. II.1. Plancher corps creux.....	10
Figure II.2 : schéma des poutrelles	11
Figure. II.3. schéma d'Escalier.....	12
Figure. II.4. schéma isostatique d'Escalier	12
Figure II.5. L'acrotère	13
Figure. II.6. Poutre principale (40×45)	13
Figure. II.7. Poutre secondaire (35×45)	14
Figure II.8 : Coupe A-A' de section de poteau	15
Figure. II.9. section de poteau (45×45).....	15
Figure. II.10. : Coupe de voile, élévation	16
Figure. II.11. schéma d'un plancher de terrasse inaccessible	17
Figure. II.12. schéma d'un plancher d'étage courant.....	18
Figure. II.13 : schéma de L'acrotère.....	19
Figure. II.14. schéma des murs extérieurs.....	21
Figure. II.15. Poteau le plus sollicité	21

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure. III.1. Vue en plan d'un acrotère	26
Figure. III.2. Schéma statique de M, T	27
Figure III.3: Section à ferrailer.....	28
Figure. III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère	30
Figure. III.5. Schéma du balcon.....	31
Figure III.6: Section à ferrailer.....	32
Figure. III.7. Schéma de ferrailage du balcon	35
Figure . III.8. Schéma statique de volée.....	36
Figure. III.9. schéma statique de volée à ELU	37
Figure. III.10. schéma statique de volée à ELS.....	38
Figure. III.11. Section à ferrailer	38
Figure. III.12. schéma du ferrailage	43
Figure. III.13. Schéma de moment de poutre palier	45
Figure. III.14. schéma de poutre à la torsion.....	48
Figure. III .15. ferrailage de la poutre palière	49

Figure.III.16. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	51
Figure.III.17. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	54
Figure.III.18. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	54
Figure.III.19. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	56
Figure.III.20. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	57
Figure.III.21. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	58
Figure.III.22. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	59
Figure.III.23. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	60
Figure.III.24. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	61
Figure.III.25. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	62
Figure.III.26. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	63
Figure.III.27. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	64
Figure.III.28. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	65
Figure.III.29. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	66
Figure.III.30. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	67
Figure.III.31. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.....	68
Figure.III.32. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS	69
Figure.III.33. ferrailage des planchers.....	76

Chapitre IV : Etude dynamique :

Figure.IV.1. Courbe de spectre de réponse	78
Figure.IV.2. Modèle en 3D	80
Figure.IV.3. Disposition des voiles	81
Figure.IV.4. vue en plan de la structure.....	81
Figure.IV.5. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=71s$).....	83
Figure.IV.6. Deuxième mode de vibration. Vu 3D et vue en plan. ($T_2=0,64s$).....	83
Figure.IV.7. Troisième mode de vibration. Vue 3D vue en plan. ($T=0,58s$).....	84

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Figure. V.1. section de poteau	105
Figure V.2. schéma du ferrailage du poteau.....	108
Figure V.3. schéma du ferrailage des poutres secondaires.....	116
Figure V.4. schéma du ferrailage des poutres principales.....	116
Figure. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles	117
Figure.V.6. schéma du ferrailage du voile	125

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1. schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	136
Figure.VI.2. sollicitation des nervures sens Y-Y(ELU).....	138
Figure.VI.3. sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS).....	138
Figure.VI.4. sollicitation des nervures sens X-X (ELU).....	139
Figure.VI.5. sollicitation des nervures sens X-X(ELS).....	140
Figure.VI.6. Schéma ferrailage de nervure	143
Figure.VI.7. Schéma du ferrailage de radier	143

Figure.VI.8. disposition d'armature de longrine.....	145
Figure.VI.9. La dalle flottante.....	147

Liste des tableaux

Chapitre II : pré -dimensionnement des éléments

Tableau.II.1. Charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau.II.2 : charges permanents due la dalle de niveau étage courant.....	18
Tableau.II.3.charges permanents pour balcon terrasse inaccessible	18
Tableau.II.4. : charges permanents pour balcon étage courant	19
Tableau.II.5 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.....	20
Tableau.II.6.Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier	20
Tableau.II.7.Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs.....	20
Tableau. II.8.Descente des charges pour poteau central	23

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

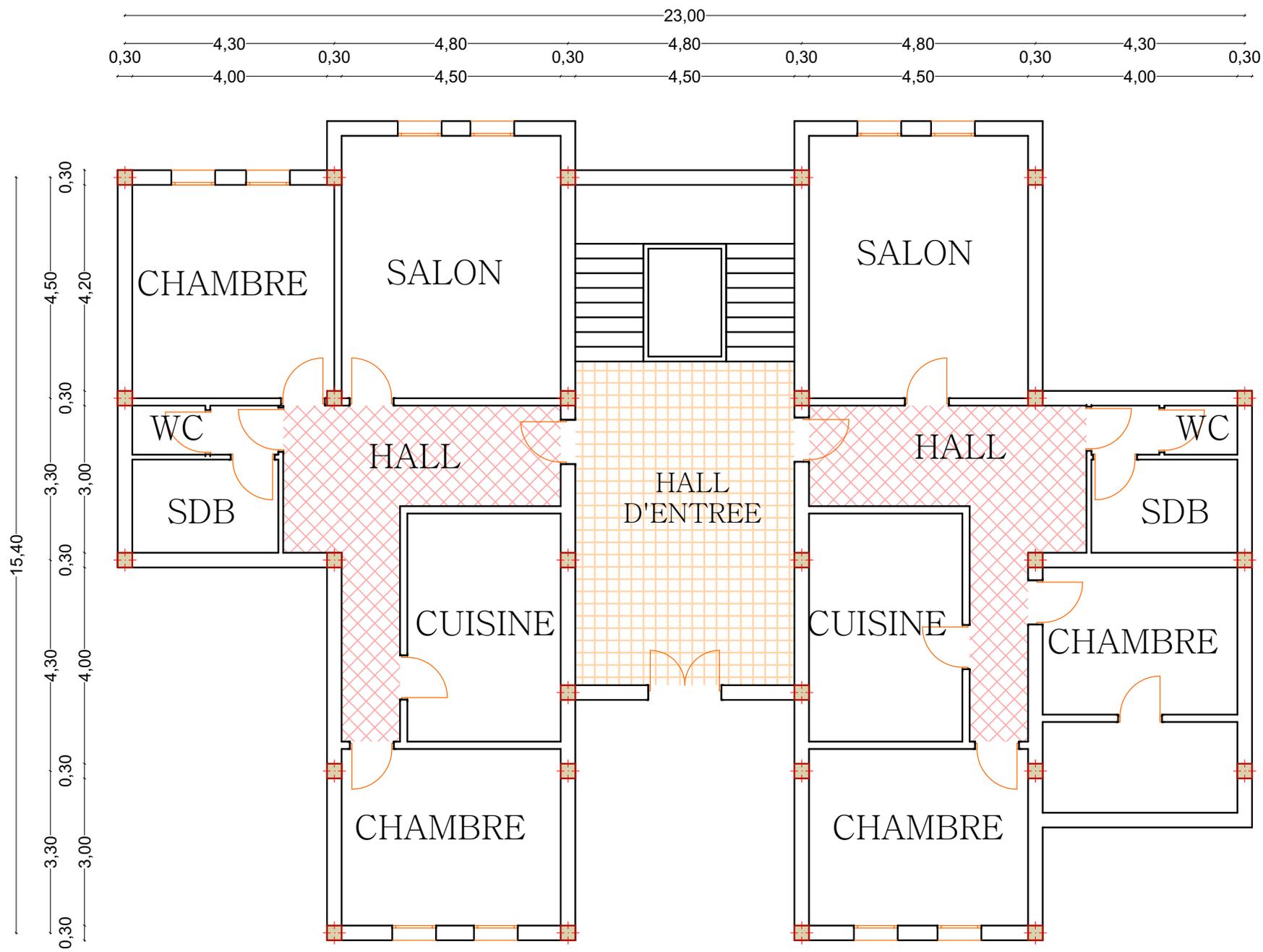
Tableau.III.1: combinaison des charges	37
Tableau.III.2: Moments et Effort Tranchants	38
Tableau.III.3: Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	38

Chapitre IV : Etude dynamique :

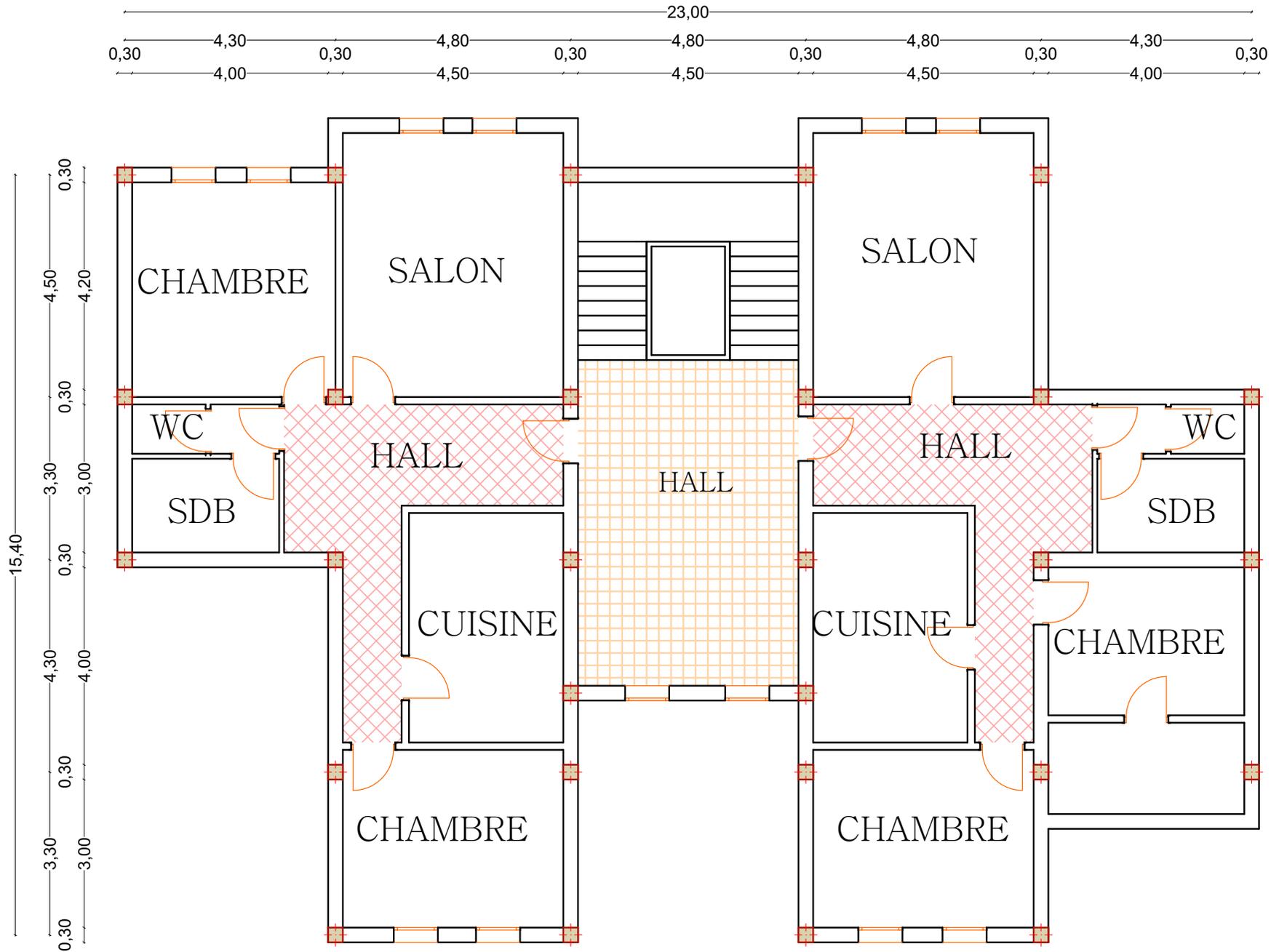
Tableau. IV.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle	82
Tableau. IV.2. Valeurs de (A).....	85
Tableau. IV.3. Valeurs de ξ (%).....	86
Tableau. IV.4.Les forces sismique par niveau selon le sens (XX).....	89
Tableau. IV.5.Les forces sismique par niveau selon le sens (YY).....	89
Tableau. IV.6.l'effort tranchant par niveau selon le sens (XX).....	90
Tableau. IV.7.l'effort tranchant par niveau selon le sens (YY).....	90
Tableau. IV.8.Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).....	92
Tableau. IV.9.Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY)	92
Tableau. IV.10.Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal>.....	93
Tableau. IV.11. Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Transversal >.....	93
Tableau. IV.12. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX	94
Tableau. IV.13.Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY	94
Tableau. IV.14.Les Caractéristiques Massique de la Structure.....	96
Tableau. IV.15: L'excentricité Accidentelle des Etages.....	96

Notations

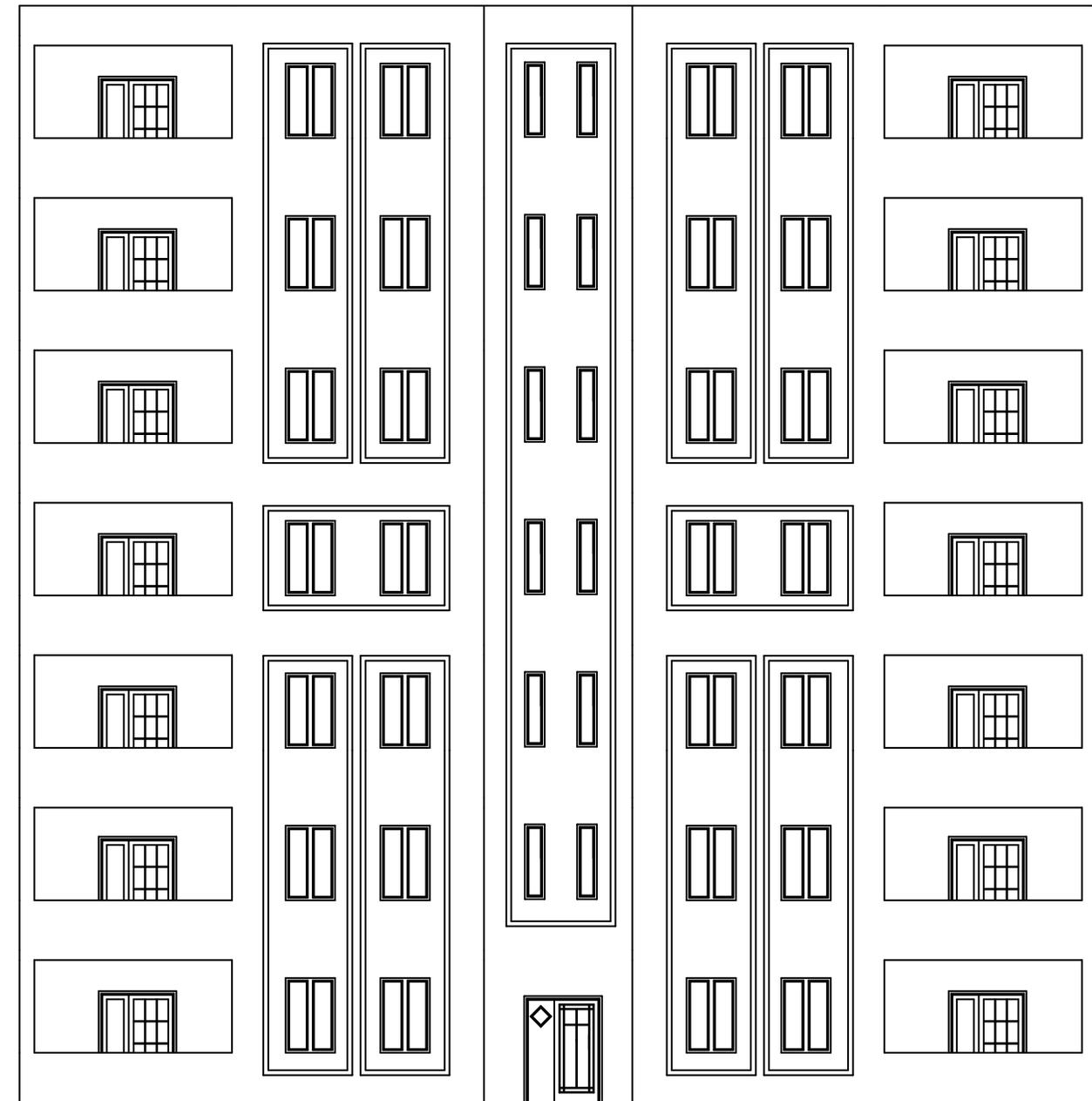
G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
E : Action accidentelle
 σ_{bc} : Contrainte admissible du béton
 σ_{st} : Contrainte admissible d'acier
 σ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 σ_{bc} : Contrainte du béton
 σ_{st} : Contrainte d'acier
 σ_u : Contrainte de cisaillement
 f_{bc} : Contrainte de calcul
 f_{cj} : Résistance à la compression
 f_{tj} : Résistance à la traction
 f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours
 A_{st} : Section d'armature
 A_r : Armature de répartition
 γ_b : Coefficient de sécurité béton
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
 θ : Coefficient d'application
 μ : Facteur de correction d'amortissement
 I_x, I_y : Moment d'inertie
 i_x, i_y : Rayon de giration
 μ : Moment ultime réduit
 α : Position relative de la fibre neutre
 z : Bras de levier
 d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
 d : Distance entre les armatures et la fibre neutre
 C_p : Facteur de force horizontale
 B_r : Section réduite
 M : Moment fléchissant
 T : Effort tranchant
 N : Effort normal
 A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 V : Force sismique totale
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 CT : Coefficient de période



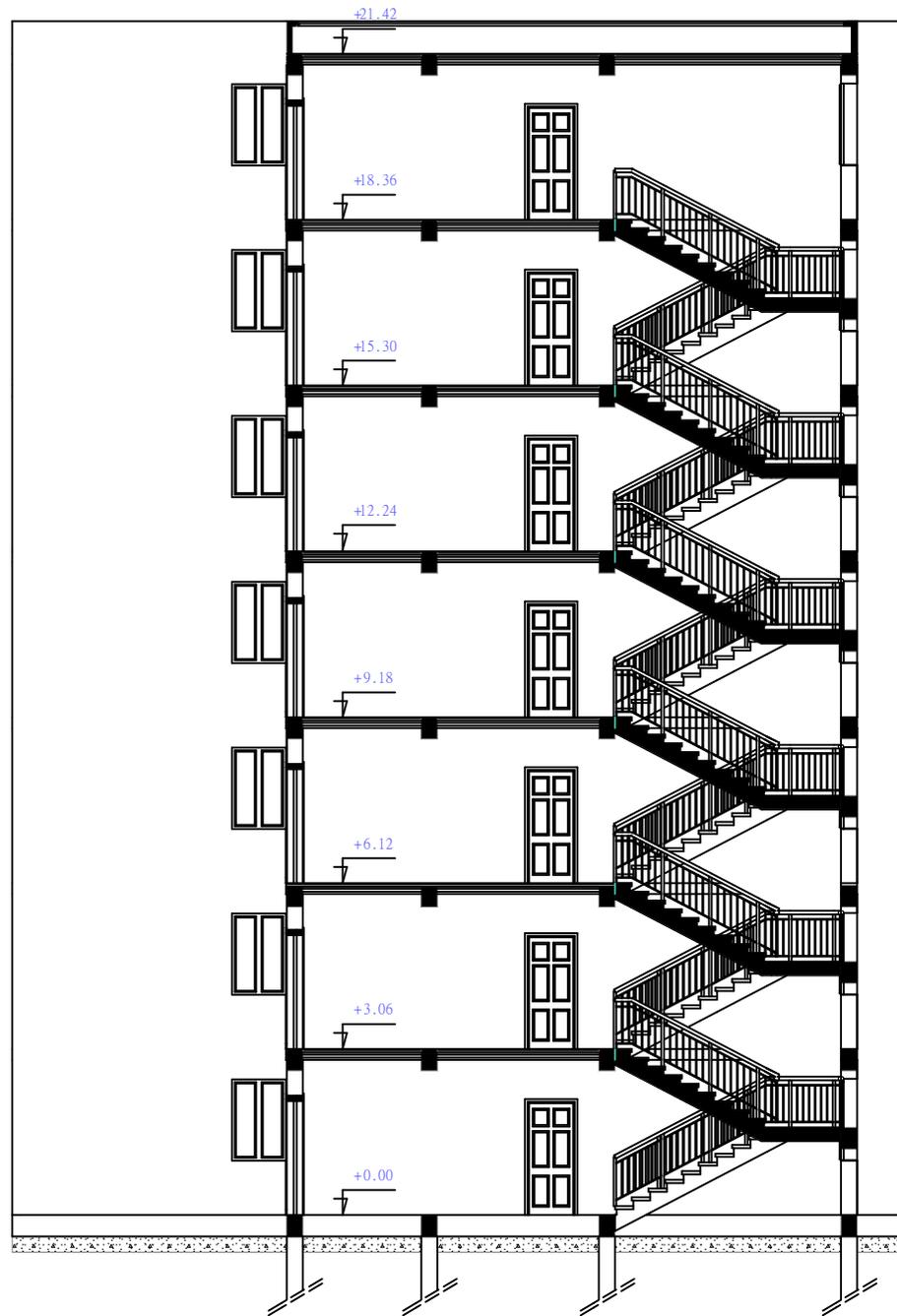
PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



FACADE PRINCIPALE



COUPE -AA-

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (IIa), comportant un Rez de chaussée plus 7 étages (R+7), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

- **Le Premier chapitre** : consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- **Le quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- **Le cinquième chapitre** : calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT2009.
- **Sixième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. elle est composée de : (R+7)

- RDC et 7étages avec une terrasse inaccessible.

Le bâtiment sera implanté à la wilaya de Sétif, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (**zone IIa**).

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.1. Caractéristiques géométrique :

❖ En élévation

Hauteur du RDC----- 3.06 m.
Hauteur d'étage courant----- 3.06 m.
Hauteur acrotère----- 0.60 m.
Hauteur totale (avec acrotère) -----25.08m

❖ En plan

Longueur en plan----- 23.30m.
Largeur en plan----- 16.70 m.

I.4. Conception de la structure du bâtiment :

✓ Les planchers :

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

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

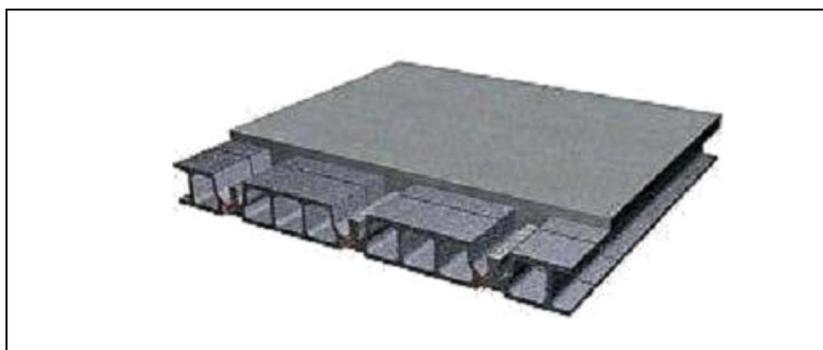


Figure I.1 : Plancher à corps creux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

✓ **Poutres :**

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

✓ **Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

✓ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulés sur place, dans notre cas on a un type d'escaliers (droit).

✓ **La maçonnerie :**

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements seront réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs de séparation intérieurs en une seule paroi en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

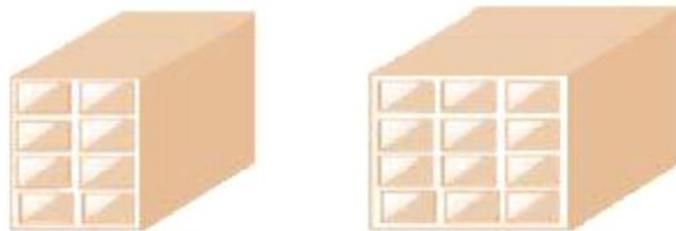


Figure I.2: Brique creuses

✓ **L'acrotère :**

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

✓ **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

✓ **Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.5. Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.6. Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99.V 2003).
- Les règles BAEL 83.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- Les règles CBA93

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les éléments porteurs du bâtiment sont construits en béton armé :

LE BETON ARME =BETON+ACIERS

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

I.7.1. Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

I.7.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :

a- Résistance à la compression :(CBA Art: A.2.1.1.1)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours : notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j < 28$ jours :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$

Pour $f_{c28} > 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

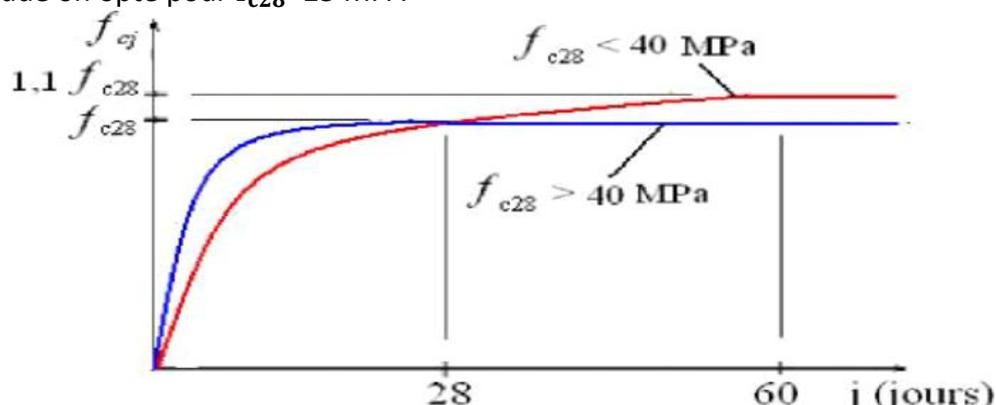


Figure I.3: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

b- Résistance à la traction : (CBA .Art: A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

➤ Pour $f_{cj} \leq 40$ MPa

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

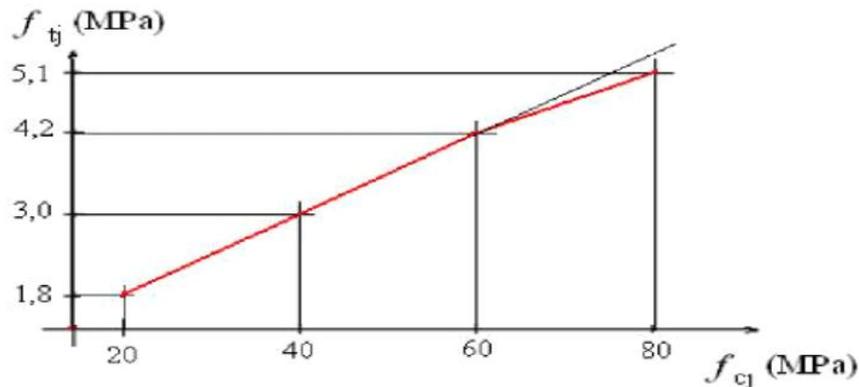


Fig. I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c- Module de déformation longitudinale du béton :

-à court terme E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.2.1})$$

-à long terme E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T > 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.2.2})$$

d- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

Avec:

$$\begin{cases} V=0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU (CBA Art A.2.1.3)} \\ V=0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

e- Le module de déformation transversale du béton G :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (V+1)}$$

f- Contraintes limites :

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux états limites.

➤ **Etat limite ultime E.L.U :(CBA ArtA.4.3.4)**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les Pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} [\text{MPa}] \quad (\text{CBA ArtA.4.3.4})$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

θ = 1 : Lorsque T > 24h

θ = 0.9 : Lorsque 1h ≤ T ≤ 24h.

θ = 0.8 : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

Dans notre cas T > 24 heures d'où **θ = 1**

σ_{bc} = 14.2 MPa situation durable

σ_{bc} = 18.48 MPa situation accidentelle.

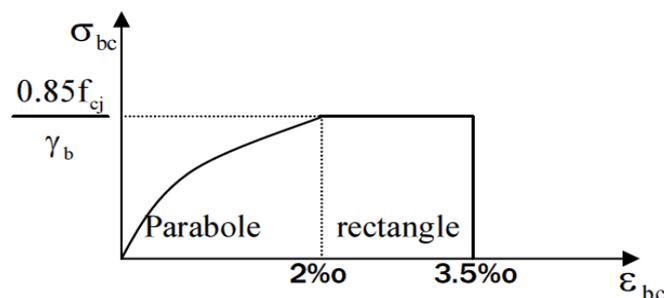


Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

g-La contrainte de cisaillement du béton :

Elle est limitée par: $\tau < \tau_{adm}$

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau u} \leq \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa})$$

D'où: $\overline{\tau u} = 3.25 \text{MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\overline{\tau u} \leq \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa})$$

D'où: $\overline{\tau u} = 2.5 \text{MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

➤ Etat limite de service E.L.S : (CBA 93 art. A.4.5.2)

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau.

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

I.7.2.Acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le Béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés (Fe 500)** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.
- **Les ronds lisses (Fe 235)** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence (Fe 400)** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.7.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers :

- **à E.L.U : (BAEL91 A.4.5, 33):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour } : \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \text{ Pour } : \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}; \quad \gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet:

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

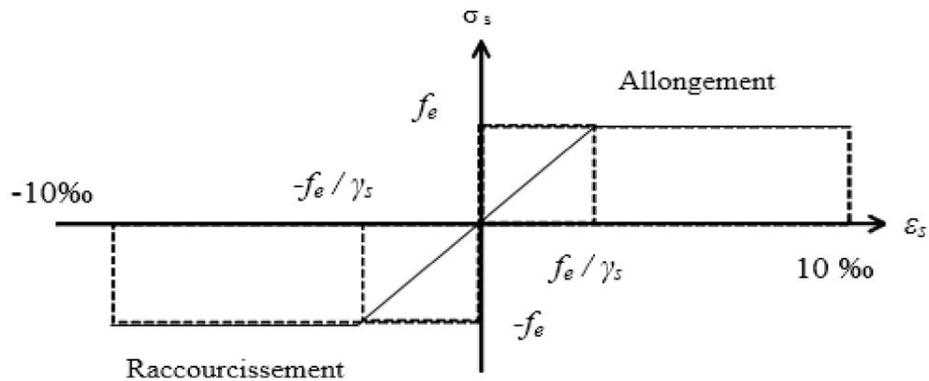


Figure I. 6: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU.

- **à E.L.S: (BAEL91 Art .4.5.32)**
- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier R L} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier H A} \end{cases}$$

I.8. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

A) Béton :

- Ciment CPJ dosé à 350 kg /m³
- F C28 = 25Mpa
- σ_{bc} = 14.2Mpa
- F t28 = 2.1Mpa
- Eij = 32164.195Mpa
- Evj = 10818.78Mpa
- γ_b = 1.5

B) Acier :

- Des barres (HA) : Fe E400
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

I.9. Les actions et sollicitations :

I.9.1 : les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

- **Les actions permanentes (G) :**

Elles sont appliqués pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation.

- **Les actions accidentelles (Fa) :**

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée D'application (séismes-chocs-explosions)

I.9.2 : Sollicitations : BAEL91 (art. A.3.2)

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

- **Combinaisons d'action : BAEL91 (art. A.6.1.2)**

-A l'état limite de service [E.L.S]: G+Q

-A l'état limite ultime [E.L.U]: 1,35G+1,5Q.

I.10. Conclusion :

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux et les méthodes de calcul on passe au 2ème chapitre concernant le pré-dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.1. prédimensionnement des éléments :

II.1.1. Introduction :

Le Pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions de la règle BAEL91 et les règles parasismiques algérienne RPA, version 2003.

II.1.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.1.2.1. les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B 6.8.4.2.4).}$$

Avec:

- L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.
- h_t : Hauteur totale du plancher.

Avec :

$$h_t = h_{cc} - h_{dc}$$

- $L_{\max} = 450 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} \quad h_t \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression.} \end{cases}$$

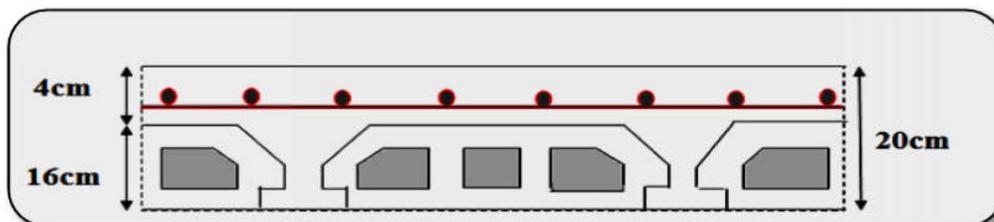


Figure. II.1. Plancher corps creux.

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

• Les caractéristiques géométriques des poutrelles:

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

-L' hourdis choisi sont normalisé de hauteur 16cm et de longueur 55cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par la condition suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

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

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

$$\bullet \quad b_1 \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}; \frac{450}{10}\right)$$

• On adopte $b_1 = 27.5\text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

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

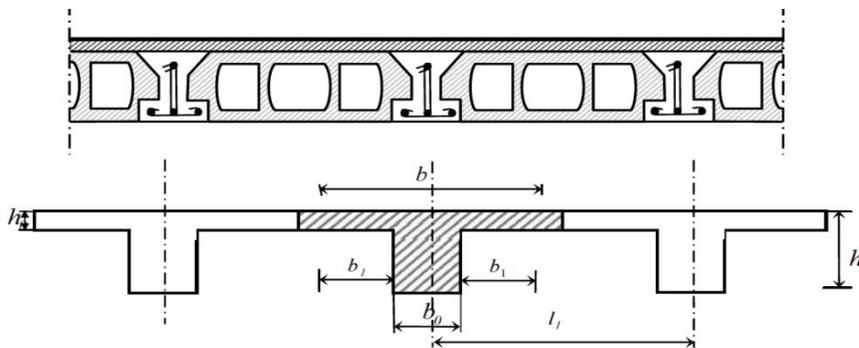


Figure II.2 : schéma des poutrelles.

II.1.2.2. Balcon :

• balcon est constitué d'une dalle pleine :

• Il y a deux types de balcon :

- ✓ une dalle pleine encastrée dans deux côtés et libre dans les autres côtés.
- ✓ une dalle pleine encastrée dans trois côtés et libre dans autre côté.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la Flexion.

$L/15 \leq e \leq L/20 + 7$ on a: $L = 1.00\text{ m}$

$6.67 \leq e \leq 12\text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 14 cm .

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.1.2.3. l'escalier :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un Escalier sont :

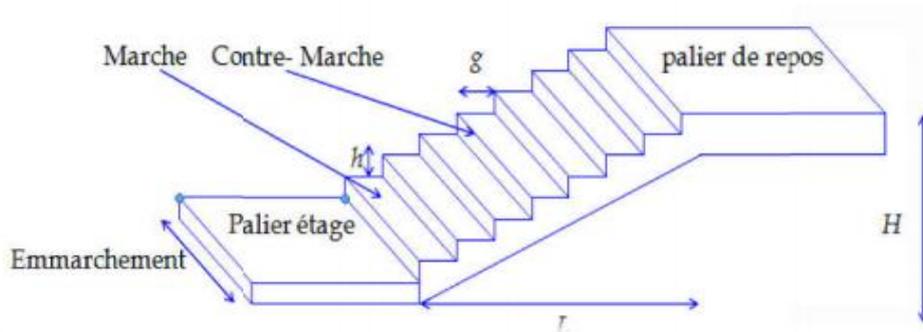


Figure. II.3. schéma d'Escalier

- h : hauteur de la contre marche avec : $14 \leq h \leq 18$ (habitation)
 $h = 17 \text{ cm}$
- g : le giron de la marche avec : $24 \leq g \leq 32$
 $g = 30 \text{ cm}$
- Pour déterminer (g et h) on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :
 $59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots \dots \dots (*)$
 $59 < 30 + 2 \times 17 = 64 < 66 \longrightarrow$ L'escalier est confortable.
- Hauteur : $H = 3,06 \text{ m}$
- Hauteur de la volée : $h' = H/2 = 306/2 = 1.53 \text{ m}$
- Nombre de contre marches n :
 $n = H/h = 3.06/17 = 18$
On aura 9 contre marche

- la longueur de volée :
 $l = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$
- Inclinaison de la paillasse :
 $\text{tg} \alpha = h'/L$ avec : $L = 2.4 \text{ m}$
 $\text{tg} \alpha = 153/240 = 0.6375$; $\alpha = 32.52^\circ$.
 $\sin \alpha = 153/L'$; $L' = 2.84 \text{ m}$

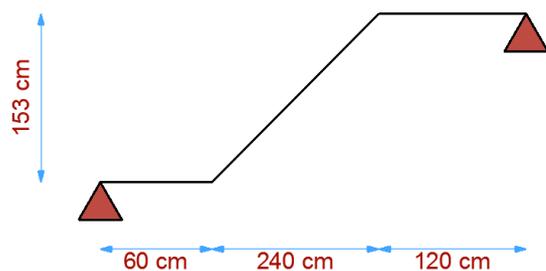


Figure. II.4. schéma isostatique d'Escalier

- Épaisseur de la paillasse :
La paillasse est considérée comme une dalle simplement appuyée, on prend pour les deux Éléments la même épaisseur « e » : $L = 4.20 \text{ m}$
 $420/35 \leq e \leq 420/30$ qui nous donne : **$12 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}$**

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Donc on adopte : $e=14\text{cm}$

II.1.2.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

-la terrasse est inaccessible, $H=60\text{cm}$

- Surface des acrotères sont :

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

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

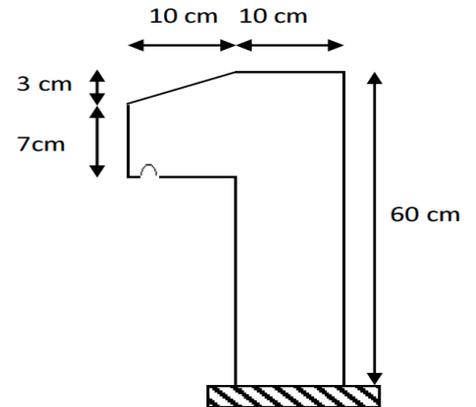


Figure II.5. L'acrotère

II.1.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

II.1.3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et Vérifié selon le RPA99-2003.

➤ Les poutres principales :

- ✓ Selon BAEL91 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Condition de portée (BAEL 91. Art.B.6.5.2)}$$

- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.
- $L_{max} = 450\text{cm}$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

Soit : $h=45\text{cm}$ et $b=40\text{cm}$

- ✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 (art.7.5.1.)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ h/b = 1.14 \leq 4.00\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

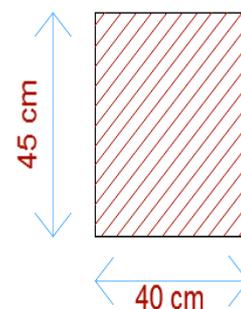


Figure II.6. Poutre principale (40x45)

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Sachant que :

b : largeur de la poutre.

H : hauteur de la poutre.

Soit les poutres principales une section de :

$$b \times h = (40 \times 45) \text{cm}^2$$

➤ **Les Poutres secondaire :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Condition de portée (BAEL 91.art.6.5.2)}$$

- L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.
- $L_{\max} = 420 \text{cm}$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \text{cm} \leq h \leq 45 \text{cm}$$

- Soit : $h = 40 \text{cm}$ et $b = 35 \text{cm}$

✓ **Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{cm} \geq 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ h = 40 \text{cm} \geq 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ h/b = 1.16 \leq 4.00 \text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre.

H : hauteur de la poutre.

Soit les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = (35 \times 40) \text{cm}^2$$

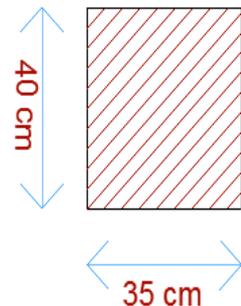


Figure.II.7. Poutre secondaire (35x40)

II.1.3.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

- On dimensionnée la section de poteaux par :

La condition de règle (RPA 99 v 2003).

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on zonella

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$H_e = 3.06 \text{ m}$ pour le RDC et l'étage courant

On propose pour comme un pré dimensionnement une section de : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

✓ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003

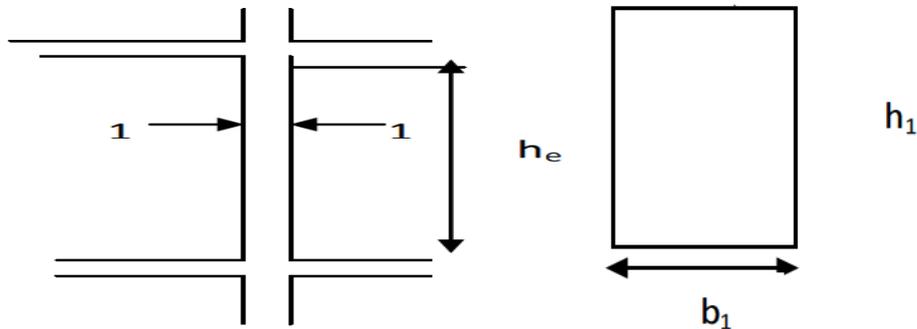


Figure II.8 : Coupe A-A' de section de poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots 45 > 25 \text{ cm} \quad \text{c.v} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots 45 > \frac{306}{20} = 15.3 \quad \text{c.v} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots 0.25 < 1 < 4 \quad \text{c.v} \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

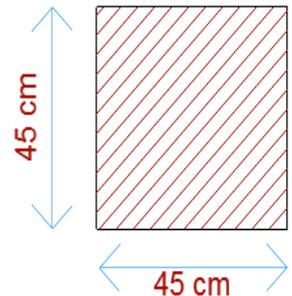


Figure II.9. section de poteau (45x45)

II.1.3.3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article (7.7.1) des RPA99/Version 2003.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \\ e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2) \\ L > 4 e \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les niveaux, donc :

Pour les niveaux (RDC jusqu'au 7^{ème}) :

- $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left[\frac{261}{20}; 15 \text{ cm}\right] \\ e \geq \max[13.05; 15 \text{ cm}] \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

e : Epaisseur du voile.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour les niveaux.

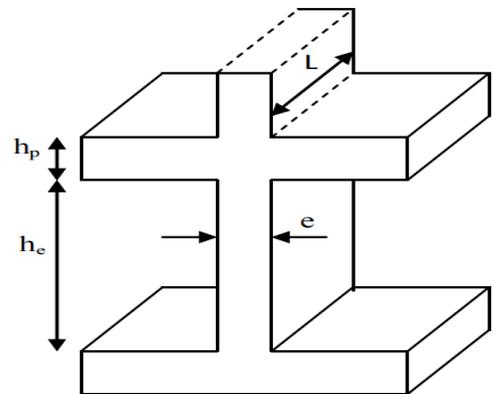


Figure. II.10. Coupe de voile, élévation.

II.1.4. Conclusion :

- Le pré dimensionnement des éléments du bâtiment sont comme suit :

Eléments	Sections
	tous les étages
Poteaux	(45 x 45) cm ²
Poutre principale	(40 x 45) cm ²
Poutre secondaire	(35 x 40) cm ²
Voile	15 cm
Plancher	(16+4) cm

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.2. Descente des charges :

II.2.1.introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades.. etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (**G** et **Q**) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles)

II.2.2.Evaluation des charges appliquées :

II.2.2.1.Plancher terrasse inaccessible :

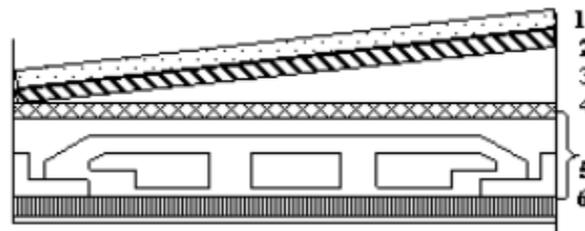


Figure. II.11.schéma d'un plancher de terrasse inaccessible

N°	Description	Epaisseur(m)	Poids volumique En (daN/ m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	2000	80
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.10	2200	220
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Plancher en corps creux	0.20	/	285
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

Tab.II.1 : Charges permanentes revenant au plancher terrasse inaccessible.

Charge permanente : **G = 633(daN/ m²)**

Charges exploitation : **Q = 100(daN/ m²)**

II.2.2.2. Plancher étage courant:

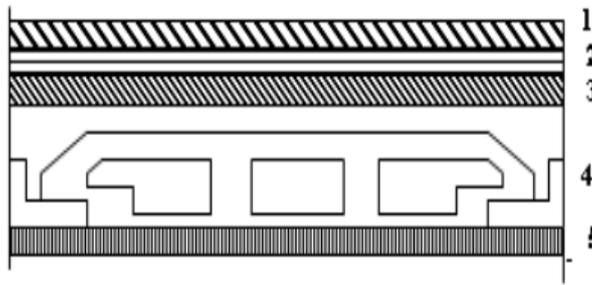


Figure. II.12. schéma d'un plancher d'étage courant

N°	Description	Epaisseur(m)	Poids volumique En (daN/ m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
5	Plancher en corps creux	0.20	/	285
6	Cloisons légères	-	-	100

Tab.II.2 : charges permanents due la dalle de niveau étage courant.

Charge permanente : $G = 525$ (daN/ m²)

Charges exploitation : $Q = 150$ (daN/ m²)

II.2.2.3. Balcon terrasse :

N°	Description	Epaisseur(m)	Poids volumique En (daN/ m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	2000	80
2	Forme de pente	0.08	2200	176
3	Dalle pleine	0.15	2500	375
6	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

Tab.II.3 : charges permanents pour balcon terrasse inaccessible

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Charge permanente : $G = 651 \text{ (daN/ m}^2\text{)}$

Charges exploitation : $Q = 100 \text{ (daN/ m}^2\text{)}$

II.2.2.4. Balcon étage courant:

N°	Description	Epaisseur(m)	Poids volumique En (daN/ m ³)	"G"(daN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.15	2500	375
4	Enduit de plâtre	0.02	1000	20

Tab.II.4 : charges permanents pour balcon étage courant.

Charge permanente : $G = 479 \text{ (daN/ m}^2\text{)}$

Charges exploitation : $Q = 350 \text{ (daN/ m}^2\text{)}$

II.2.2.5. L'acrotère:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

- **Surface:**

$$S_t = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$\rightarrow S_t = 0.0685 \text{ m}^2$$

- **Charge:**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/m}^2$$

- **Surcharge:**

D'après D.T.R.BC.2.2 :

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 100 \text{ daN/m}^2$$

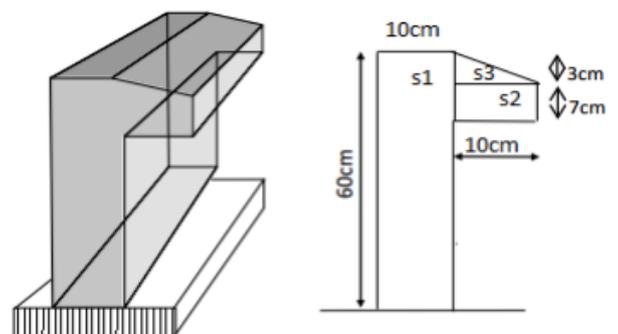


Figure.II.13 : schéma de L'acrotère

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

II.2.2.6.L'escalier :

Paillasse :

	$\gamma(\text{dan/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{dan/m}^2)$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	2200	0,17/2	187
Paillasse	2500	0,14/ $\cos \alpha$	415
Enduit en ciment	2000	0,02	40

Tab.II.5 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.

Charge permanente : $G = 726(\text{daN/m}^2)$

Charges exploitation : $Q = 250(\text{daN/m}^2)$

Palier :

	$\gamma(\text{dan/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{dan/m}^2)$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids propre de palier	2500	0,14	350
Enduit en ciment	1800	0.02	36

Tab.II.6. Evaluation des charges permanentes dans le palier d'escalier.

Charge permanente : $G = 470 (\text{daN/m}^2)$

Charges exploitation : $Q = 250(\text{daN/m}^2)$

II.2.2.7.Murs extérieurs:

	$\gamma(\text{dan/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{dan/m}^2)$
Enduit en ciment	1800	0.02	36
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1000	0.01	10

Tab.II.7. Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Charge permanente : $G = 271 \text{ (daN/m}^2\text{)}$
 30% D'ouverture $\Rightarrow G = 189 \text{ (daN/m}^2\text{)}$

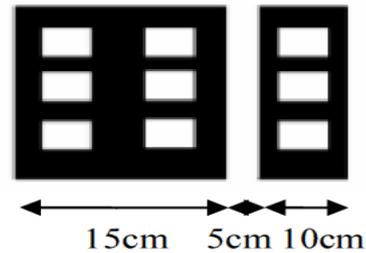


Figure. II.14. schéma des murs extérieurs

II.2.3. descent des charges :

II.2.3.1. Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

II.2.3.2. Calcul de la descente de charge :

-Descente des charges sur le poteau intermédiaires :

Poteau B2:

Surface afférentes :

$$SG = (2.25 + 2) * (2.10 + 1.5) = 15.3 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{terrasse}} = ((2.25 + 2) + 0.4) * ((2.10 + 1.5) + 0.35) = 18.37 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{étage}} = 18.37 - (0.45 * 0.45) = 18.17 \text{ m}^2$$

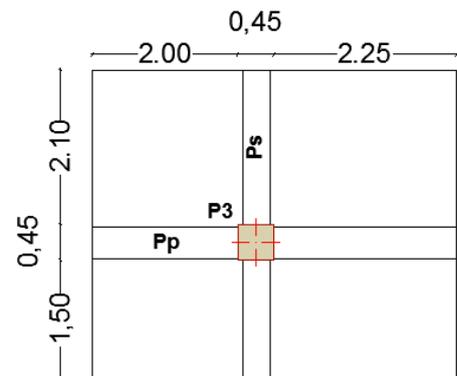


Figure. II.15. poteau le plus sollicité

H poteau : 3.06m pour chaque niveau

Niveau	Élément	G(daN)	Q(daN)
1-1	Plancher terrasse : (6.33×15.3)	96.85	
	Poutre (Pp) : $(0,4 \times 0,45 \times 4.25) \times 25$	19.13	
	Poutre s (Ps) : $(0,35 \times 0,4 \times 3.6) \times 25$	12.6	
	Poteaux : $(0,45 \times 0,45) \times 3.06 \times 25$	15.49	
	Surcharge : (1×18.37)		18.37
totale		144.07	18.37

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

2-2	Venant 1-1 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×18.17)	144.07 80.33 19.13 12.6 15.49	18.37
	totale	271.62	45.63
3-3	Venant 2-2 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×0.9×18.17)	271.62 80.33 19.13 12.6 15.49	45.63 24.53
	totale	399.17	70.16
4-4	Venant 3-3 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×0.8×18.17)	399.17 80.33 19.13 12.6 15.49	70.16 21.80
	totale	526.72	91.96
5-5	Venant 4-4 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×0.7×18.17)	526.72 80.33 19.13 12.6 15.49	91.96 19.08
	totale	654.27	111.04
6-6	Venant 5-5 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×0.6×18.17)	654.27 80.33 19.13 12.6 15.49	111.04 16.35
	totale	781.82	127.39
7-7	Venant 6-6 Plancher étage : (5.25×15.3) Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25 Poutre s (Ps) : (0,35×0,4×3.6)×25 Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25 Surcharge : (1.5×0.5×18.17)	781.82 80.33 19.13 12.6 15.49	127.39 13.63

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

	totale	909.37	141.02
8-8	Venant 7-7	909.37	141.02
	Plancher étage : (5.25×15.3)	80.33	
	Poutre (Pp) : (0,4× 0.45×4.25) ×25	19.13	
	Poutres (Ps) : (0,35×0,4×3.6) ×25	12.6	
	Poteaux : (0,45×0. 45) ×3.06×25	15.49	
	Surcharge : (1.5×0.5×18.17)		13.63
	totale	1036.92	154.65
<p>N_u = 1.35G+1.5Q N_u = 1.35×1036.92+1.5×154.65=1631.817KN N_{ser} = G+Q N_{ser} = 1036.92+154.65= 1191.57KN</p>			

Tab. II.8. Descente de charges pour poteau central.

-Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4, 1) :

L'effort normal agissant ultime N_u Doit vérifier par la formule suivant :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0,9\gamma_b\theta} + \frac{AFe}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- **N_u** : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q
- **α**: est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .
 $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$
- **λ** : Elancement d'EULR. ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
 $\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$: $\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$
- **l_f** : Longueur de flambement
 $L_f = 0.7 \times L_0 \implies L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.45} = 16.49$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.45} = 16.49$$

$$\lambda = 16.49 < 50 \implies \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81, \text{ Pas de risque de flambement.}$$

- **i**: Rayon de giration
 $(i = \sqrt{I/B})$
- **I** : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité est $(I = \frac{bh^3}{12})$ perpendiculaire au plan de flambement
- **B** : Surface de la section du béton (B=a x b).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité pour le béton (**γ_b = 1.5**).....situation durable.

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie
 $Br = (a-0,02)(b-0,02) = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \text{ [m}^2\text{]}$
- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) \\ \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 450 \times 450}{100} = 405 \text{ mm}^2 \\ A_{min}^{BAEL} = 8 \frac{(b+h)}{100} = \frac{8 \times (450+450)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

Alors:

$$A_{min}^{BAEL} = \max(405; 72) = 405 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,8 \%B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0,8bh}{100} = \frac{0,8 \times 450 \times 450}{100} = 1620 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors: } A = \max(405; 1620) = 1620 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{N}u = 0,81 \times \frac{184900 \times 25}{0,9 \times 1,15} + 1620 \times \frac{400}{1,15} \\ \bar{N}u = 3229917,391 \text{ N} = 3229,91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$Nu = 1631,81 \text{ KN} < \bar{N}u = 3229,91 \text{ KN}$$

Nu (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br (mm ²)	$\bar{N}u$ (KN)	condition
1631,81	405	1620	1620	184900	3229,91	vérifiée

-Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour 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 suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{28}}$$

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_{ser} = 1036.92 + 154.65 = 1191.57 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1.19157}{(0.45 \times 0.45) \times 25} = 0.21 < 0.3 \text{ c. } v$$

➤ Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages

On prend : *poteau* (45×45) cm²

**Chapitre III:
Calcul des éléments
secondaires**

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction :

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

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

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

III.2.L'ACROTÈRE

III.2.1.Introduction :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale. Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

III.2.2.Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courant.

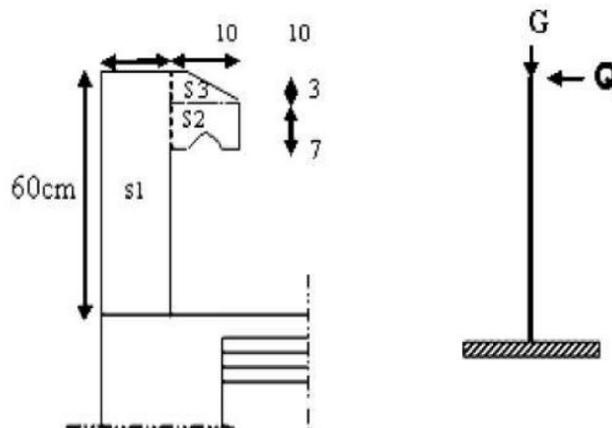


Figure.III.1. *Vue en plan d'un acrotère*

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

III.2.3.Evaluation des charges:

Surface:

- $S = S1 + S2 + S3$
 $= (0.03 \times 0.1)/2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)$
 $S = 0.0685 \text{ m}^2/\text{l}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Charge:

- G_1 : Poids de l'acrotère par mètre linéaire
 $G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml} = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_2 = (0.01 \times 0.6 \times 1) \times 20 = 0.12 \text{ KN}$$

- G : Le poids propre :

$$G = WP = G_1 + G_2 = 1.833 \text{ KN} = 183.3 \text{ daN}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

- Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m
 $Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N}$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

- Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : facteur de force horizontale.
✓ Groupe 2, zone (IIa) donc :

$A = 0.15$ selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.3 = 87.98 \text{ kg/ml}$$

$$F_q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$F = \max(F_p, F_q) \Rightarrow F = 100 \text{ daN/ml}$$

III.2.4. Les Sollicitation :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

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

$$N_u = G = 1.833 \text{ KN.}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN}$$

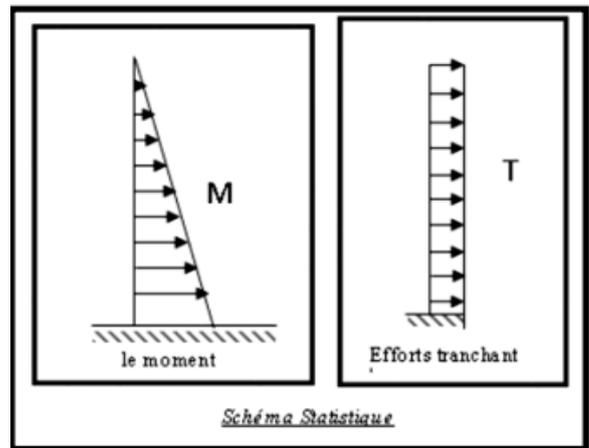


Figure.III.2. Diagramme des efforts

III.2.5. Combinaison d'action :

➤ **E.L.U : 1G+1.5Q**

- Effort normal de compression : $N_u = 1 \times N_g = 1.833 \text{ KN/ml}$
- L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant: $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ E.L.S : G+Q

- Effort normal de compression : $N_{ser} = N_g = 1.833 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$

III.2.6. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$

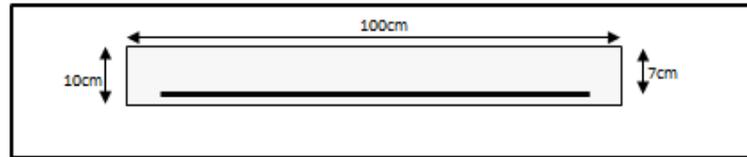


Figure III.3: Section à ferrailer

- Armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.833} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} ; e_G = 0.49 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

-Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183.3 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.66 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.6}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

-donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \alpha = 0.017 ; \beta = 0.993$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A'' = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.6}{348 \times 0.933 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2 = A_1^u$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression :

$$A = A_1^u - \frac{N}{\sigma_s \times 100} \text{ et } A' = A'1 = 0$$

$$A = 0.41 - \frac{1833}{100 \times 348} = 0.357 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

M1(N.m)	μ	α	β	$A_1^u(\text{cm}^2)$	A (cm ²)
936.6	0.013	0.017	0.993	0.41	0.357

➤ **E.L.S :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.833} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-La contrainte de traction d'armature :

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

-Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183.3 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 63.66 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.6}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{636.6}{201.63 \times 0.956 \times 7} = 0.47 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} \cdot \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times 100} \text{ et } A' = A'1 = 0$$

$$A^{ser} = 0.47 \cdot \frac{1833}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

M1(N.m)	μ	β	k	$A_1^{ser}(\text{cm}^2)$	A (cm ²)
636.6	0.0006	0.956	0.0095	0.47	0.38

-Condition de non fragilité :

-Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_u ; A_{ser} ; A_{\min}) \Rightarrow A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$

On adopte : $A\ell = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$.

-Armatures De Répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0,35 \div 0,705).$$

On adopte : $A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

-L'espacement des armatures :

$$A\ell = 5 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset 6 S_t = 33 \text{ cm}$$

-Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7.Présentation du ferrailage :

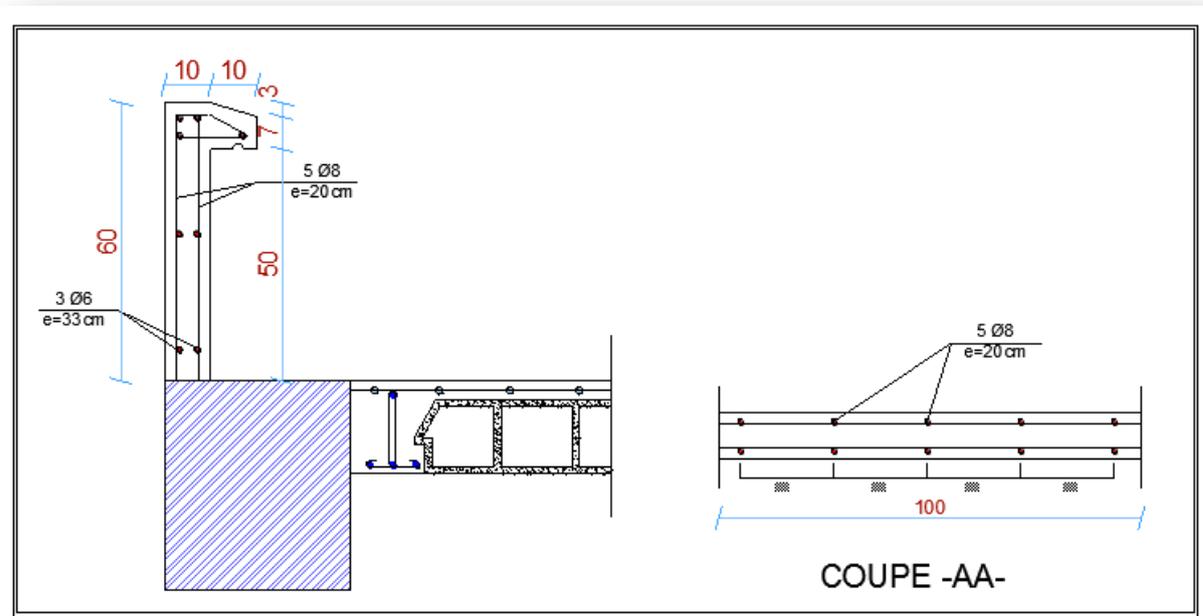


Fig.III.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Étude de balcon

III.3.1. Introduction:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres.

▪ **Schéma statique de calcul :**

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs.

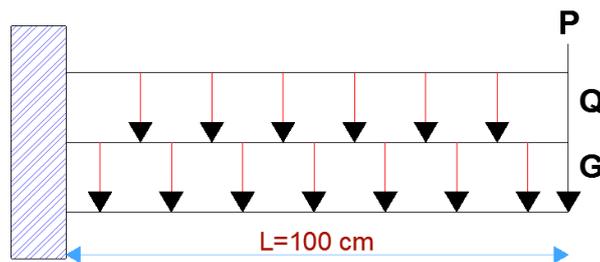


Figure.III.5. schéma du balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par la condition de la résistance à la flexion :

$$L/15 \leq e \leq L/20 + 7 \text{ on a } \Rightarrow L = 1.00\text{m}$$

$$6.67 \leq e \leq 12$$

➤ On prend une épaisseur de : 14cm.

III.3.2. Evaluation des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur.

▪ **terrasse :**

$$g = G \times 1\text{m} = 6.51 \times 1 = 6.51\text{kN/m} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1\text{kN/m} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.71\text{kN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- **G** : Poids propre de la console.
- **Q** : Surcharge d'exploitation.
- **P** : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

▪ **Étage courant :**

$$\text{Poids propre } G = 4.79 \times 1\text{m} = 4.79\text{KN/ml}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Surcharge : $Q = 3,5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$

-La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$.

-Charge du mur extérieurs $G = 1.82 \text{ kN/ml}$

-Donc La charge $P = 1.82 \text{ kN/m} \times 2.66 \text{ m} = 4.84 \text{ kN}$

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- $M_g = \frac{g}{2} l^2$; $M_q = \frac{q}{2} l^2$; $M_p = p l$

- $T_g = g l$; $T_q = q l$; $T_p = p$

	$M_g \text{ (KN.m)}$	$M_q \text{ (KN.m)}$	$M_p \text{ (KN.m)}$	$T_g \text{ (KN)}$	$T_q \text{ (KN)}$	$T_p \text{ (KN)}$
Terrasse	3.225	0.5	1.71	6.51	1	1.71
Etage courant	2.395	1.75	4.84	4.79	3.5	4.84

III.3.4. Les Combinaisons d'action :

☒ **E.L.U.** :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5 M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

☒ **E.L.S.** :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5 M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	$M_u \text{ (KN.m)}$	7.41	12.39
	$T_g \text{ (KN)}$	12.6	18.25
ELS	$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	5.69	9.86

III.3.5. Calcul De Ferrailage :

-Armatures Longitudinales :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons :

-fissuration peu nuisible

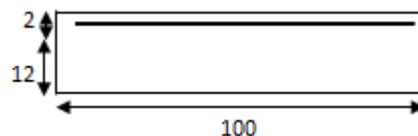


Figure III.6: Section à ferrailer

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

-L'enrobage:

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 14 - 2 = 12 \text{ cm.}$$

▪ **Étage courant :**

☒ **E.L.U :**

$Mu (N.m)$	μ	$\mu\ell$	α	β	$Au(cm^2)$
12390	0.0605	0,392	0.078	0.968	3.05

• **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)**

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

• **Tableau récapitulatif : $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$**

$Au (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A'_{\min} (cm^2)$	$A (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
3.05	1,449	1,40	3.05	3T12 = 3.39

☒ **E.L.S :**

$Mu(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
12390	9860	1.25	0.078	0.375	C.V

-Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{18250}{1000 \times 100} = 0.1825 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = 0,1825 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

-Les Armatures De Répartition : (A.8.2.41 BAEL99)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3 \text{ } \varnothing 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

-Espacement Entre Les Armatures :

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$S_l = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$S_r = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \implies \frac{14}{100} = 0.14 > 0.1 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.00376 < \frac{4.2}{400} = 0.042 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{14}{100} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

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

III.3.6. Présentation de ferrailage:

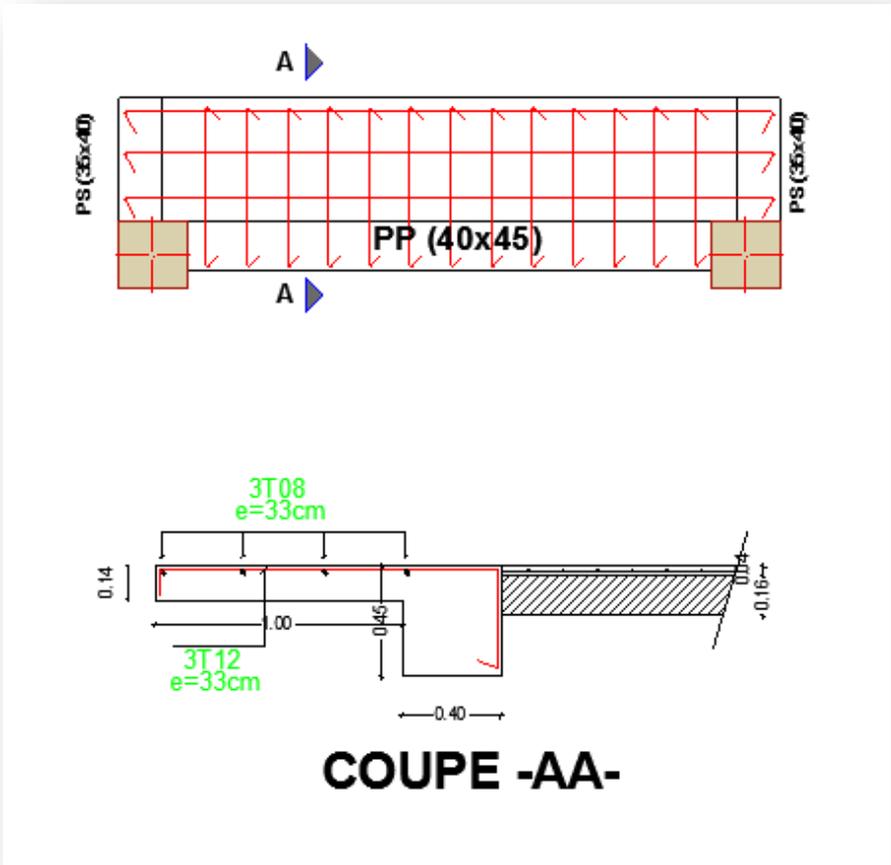


Fig.III.7. Schéma de ferrailage du balcon

III.4. Etude d'ESCALIER

III.4.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.4.2. Etude d'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Escalier :

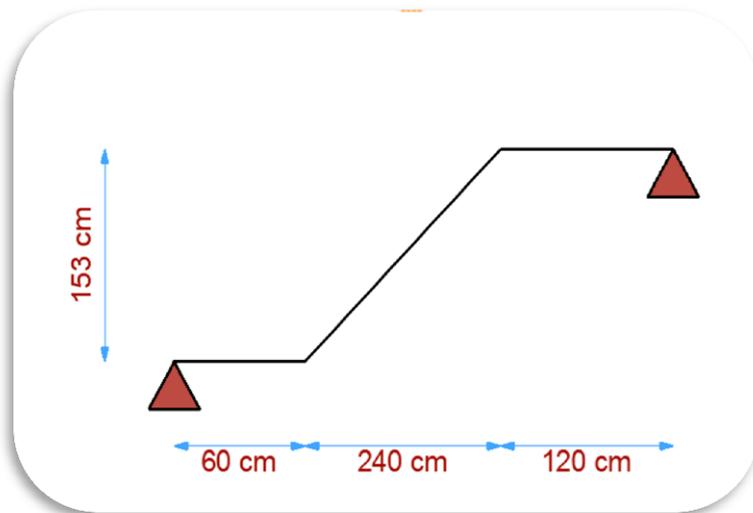


Figure .III.8. Schéma statique de volée

III.4.3. Les charges appliquées :

☒ Le palliasso :

$$G = 7.26 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$g = 7.26 \times 1 \text{ ml} = 7.26 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.50 \times 1 \text{ ml} = 2.50 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

☒ Le palier :

$$G = 4.70 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$g = 4.70 \times 1 \text{ ml} = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.50 \times 1 \text{ ml} = 2.50 \text{ KN/ml}$$

La hauteur du mur : $h = 3.06/2 = 1.53 \text{ m}$

Le ferrillage se fait pour une bande de 1m.

III.4.4. Combinaison des charges :

$$\text{☒ ELU : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{☒ ELS : } P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_u	13.55	10.09
P_{ser}	9.76	7.2

Tab.III.1: combinaison des charges

III.4.5. Détermination des sollicitations :

- Pour la méthode des charges équivalentes :

- La charge équivalente : $q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

- Moment isostatique : $M_0 = q_{\text{éq}} \times \frac{l^2}{8}$

- L'effort tranchant : $T_U = q_{\text{éq}} \times \frac{l}{2}$

- Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

☒ ELU:

$$Q_{\text{éq}} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{10.09 \times (0.6) + 13.55 \times (2.4) + 10.09 \times (1.2)}{0.6 + 2.4 + 1.2} = 12.06 \text{ kN/ml}$$

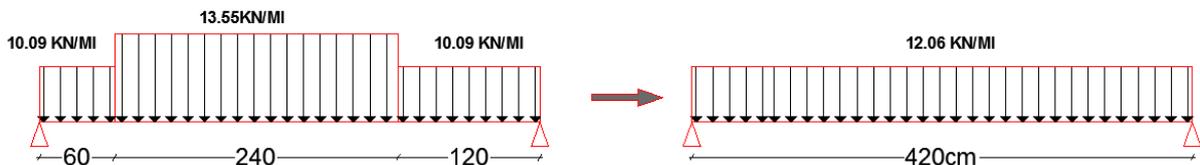


Figure.III.9. schéma statique de volée a ELU

☒ ELS:

$$Q_{\text{éq}} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{7.2 \times (0.6) + 9.76 \times (2.4) + 7.2 \times (1.2)}{0.6 + 2.4 + 1.2} = 8.66 \text{ kN/ml}$$

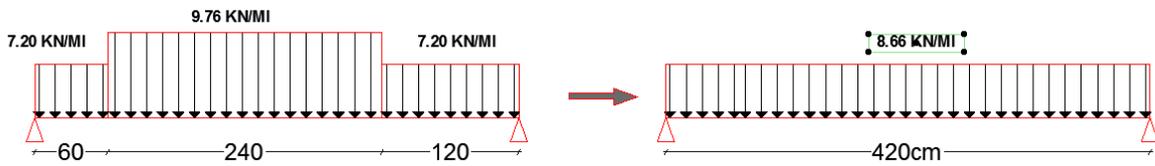


Figure.III.10.schéma statique de volée à ELS

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.06	26.59	7.97	22.6	25.32
ELS	8.66	19.09	5.72	16.22	18.18

Tab.III.2: Moments et Effort Tranchants

III.4.6.Calcul de Ferrailage :

☒ **E.L.U:**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

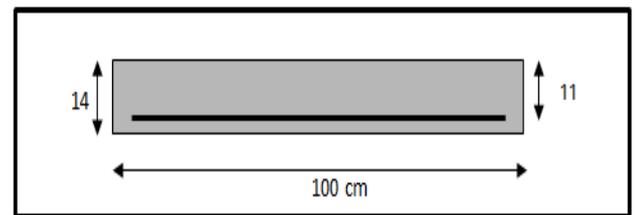


Figure. III.11.Section à ferriller

Avec :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$\phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10\text{mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \text{ onchoisit } C = 3\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 11 \text{ cm}$$

-Les Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0,4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

F_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (Mpa)	σ_s (Mpa)	f_e (Mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.11	14.20	348	400

Tab.III.3: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (Cm ²)
Travée	22600	0,131	0,392	0,176	0,930	6,22
Appuis	7970	0,046	0,392	0,058	0,976	2,09

☒ E.L.S.:

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
Entravée	0,172	22600	16220	1.39	25	0,445	Vérifiée
Sur appuis	0,0582	7970	5720	1.39	25	0,445	Vérifiée

- Vérification :

➤ Conditions de non fragilité :

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

	A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.22	1.33	1.40	6.22	6T12 = 6.79
Appuis	2.09	1.33	1.40	2.09	3T10 = 2.36

- Armatures de répartitions : $A_t = A_L / 4$

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.79	1.675	3T10 = 2.36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Appuis	2.36	0.59	3T10=2.36
--------	------	------	-----------

-L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)

➤ **Armatures longitudinales :**

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

- Travée: $S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

- Appuis: $S_l = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

➤ **Armatures de ripartition:**

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

- Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

-Vérification de l'effort tranchant:

• **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).**

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ (BAEL (A.5.1, 211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{24820}{1000 \times 100} = 0.2482 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.233 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{420} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.0333 \leq 0.085 \dots \dots \text{ C. N. V}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.70}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0044 \leq 0.00478 \dots \dots \text{ C. v}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{420} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0336 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{ C.N. V}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

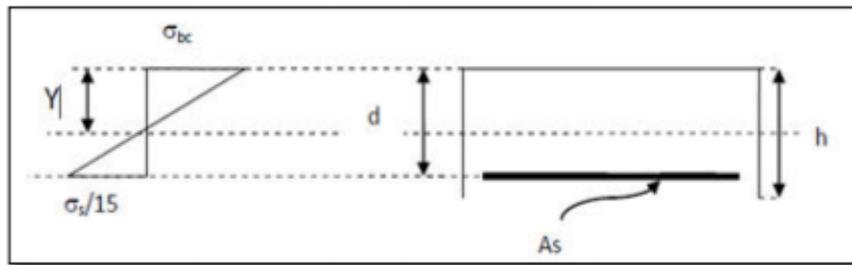
$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.2) (p : 107).**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

-Position du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 14 \times \frac{14}{2} + 15 \times 6.79 \times 11}{100 \times 14 + 15 \times 6.79} = 7.27 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 14 - 7.27 = 6.73 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 11 - 7.27 = 3.73 \text{ cm}$

-Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 14^3}{12} + 100 \times 14 \times \left[\left(\frac{14}{2} \right) - 7.27 \right]^2 + 15 \times 6.79 \times (11 - 7.27)^2 = 24385.75 \text{ cm}^4$$

-Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79}{11 \times 100} = 0.00617$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00617} = 3.40$$

-Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00617} = 1.36$$

-Calcul du moment fléchissant d'ELS :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) + (G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4700 \times 0.6) + (7260 \times 2.4) + (4700 \times 1.2)}{(0.6 + 2.4 + 1.2)} = 6162.85 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(3860 \times 0.6) + ((4550 + 1870) \times 2.4) + (3860 \times 1.2)}{(0.6 + 2.4 + 1.2)} = 5322.85 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6162.85 + 2500 = 8762.85 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6162.85 \times 4.2^2}{8} = 11550.72 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5322.85 \times 4.2^2}{8} = 9976.35 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8762.85 \times 4.2^2}{8} = 16423.77 \text{ N.m}$$

-Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00617 = 0.617$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\text{-On tire la valeur } \beta_1 : \rho_1 = 0.617 \beta_1 = 0.884$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{11550.72}{6.79 \times 0.884 \times 14} = 137.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{9976.35}{6.79 \times 0.884 \times 14} = 118.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{16423.77}{6.79 \times 0.884 \times 14} = 195.44 \text{ Mpa}$$

-Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 137.45 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 118.71 + 2.1} = 0.26$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 195.44 + 2.1} = 0.63$$

-Calcul des inerties :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 24385,75) / (1 + 1,36 \times 0,33) = 18514,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 24385,75) / (1 + 3,40 \times 0,33) = 12641,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 24385,75) / (1 + 3,4 \times 0,26) = 14237,96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 24385,75) / (1 + 3,4 \times 0,63) = 8537,34 \text{ cm}^4$$

-Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[11550,72 \times (420^2)]}{[10 \times 10818,87 \times 18514,85]} = 1,017 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[11550,72 \times (420^2)]}{[10 \times 32164,2 \times 12641,05]} = 0,501 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[9976,35 \times (420^2)]}{[10 \times 10818,87 \times 14237,96]} = 1,14 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[16423,77 \times (420^2)]}{[10 \times 32164,2 \times 8537,34]} = 1,05 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,42 = 4,2 \text{ mm} < f_{adm} = 4200 / 500 = 8,4 \text{ mm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.7. Présentation ferrailage d'escalier :

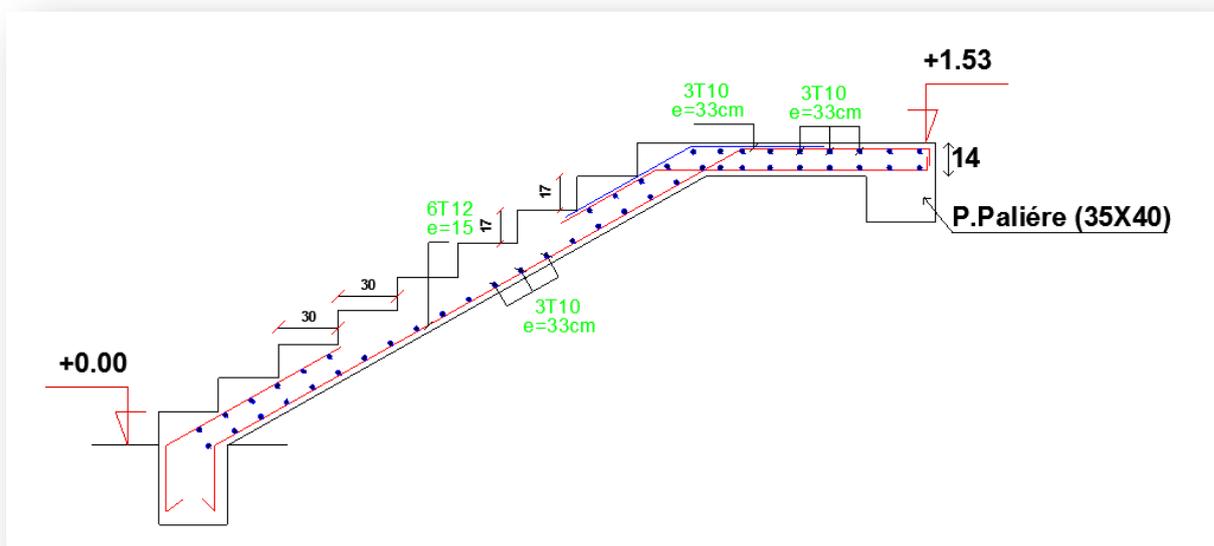


Figure. III.12. schéma du ferrailage

III.5. La Poutre Palière :

III.5.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre simplement appuyée Section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre " p_p ".
- poids du mur extérieur p_m
- La réaction de la volée.

III.5.2. Pré dimensionnement :

$$h \geq \left(\frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \quad l = 450 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{450}{15} \div \frac{450}{10} \right) \Rightarrow h \geq (30 \div 45)$$

Alors on prend: $h = 40 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$

- Selon RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ h/b = 1.14 \leq 4.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array} \right.$$

III.5.3. Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre:

$$g = h \times b \times \gamma = 0.4 \times 0.35 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

- Poids de palier : $p_1 = 4.54 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse: $p_2 = 7.06 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'escalier :

$$P = p_{\text{éq}} \times \frac{1}{2} = 11.82 \times \frac{4.5}{2} = 26.596 \text{ KN/ml}$$

$$q = q \times \frac{1}{2} = 25 \times \frac{4.5}{2} = 5.625 \text{ KN/ml}$$

- Poids du mur: $g_m = G \cdot L = 1.82 \times 1.33 = 2.42 \text{ KN/ml}$

III.5.4. Calcul de la poutre à la flexion :

-Combinaisons d'actions :

Les charges permanentes : $G = g + p + g_m = 32.51 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $q = 5.625 \text{ KN/ml}$

✓ **ELU** : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

✓ **ELS** : $P_s = G + Q$

CHAPITRE III :CALCULDES ELEMENTS SECONDAIRES

-Les sollicitations :

$$M_0 = p \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_a = -0.3M_0$$

$$T = \frac{p \times l}{2}$$

	<i>P (KN/ml)</i>	<i>Ma(KN.m)</i>	<i>Mt(KN.m)</i>	<i>Tu (KN)</i>
ELU	52.32	39.72	112.56	117.72
ELS	38.13	28.95	82.03	85.72

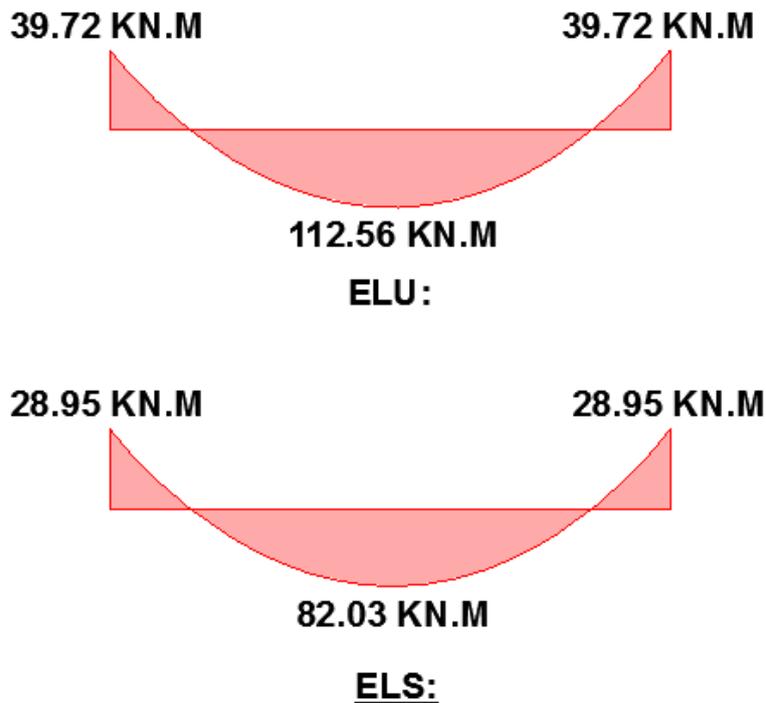


Figure. III.13. Les moments a l' état limite ultime et service

III.5.5. Calcul du ferrailage:

-les armatures longitudinales :

- **E.L.U :**

-L'enrobage :

$$c = 4cm$$

$$d = 0.9 \times h = 36cm$$

$$b = 35 cm$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	Mu (KN.m)	μ	α	B	Acal
Travée	112.56	0.174	0.240	0.904	9.93
Appui	39.72	0.061	0.078	0.968	3.27

-Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 1.4 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 7 \text{ cm}^2$$

Elément	Acal	Amin	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	9.93	1.69	1.4	7.00	9.93
Appui	3.27	1.69	1.4	7.00	7.00

• E.L.S.:

-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

-Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de ob set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Elément	M _U	M _S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	112.56	82.03	1.37	0.240	0.43	CV
Appui	39.72	28.95	1.37	0.078	0.43	CV

-Section rectangulaire - Fissuration peut préjudiciable Donc aucune vérification à l'ELS.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{117720}{350 \times 360} = 0.93 \text{ MPa.}$$

-La fissuration est peu nuisible :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad C.V$$

-Vérification De La Flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.04}{35 \times 37} = 0.0062 < 0.01 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

-Espacement des armatures transversales :

Détermination de l'espacement entre les armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit satisfaire les conditions suivantes :

• **RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t / S_t \geq 0,003.b = 0,105 \text{ cm.} \\ S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\phi_t) = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ \quad S_t = 10\text{cm} \\ S_t' \leq h/2 = 17.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \\ \quad S_t' = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

-La quantité des armatures transversales :

• **BAEL91: (art A.5.1.2) :**

$$A_t = 0,4.b_0 \frac{S}{f_e} \iff A_t = 0,4.35 \frac{15}{235} \iff A_t = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = b_0 \times S \times (t_u - 0.3f_t) / 0.8 \times f_e \iff 35 \times 15 \times (0.93 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 235$$

$$A_t \geq 0.83 \text{ cm}^2$$

• **RPA 99:**

$$A_t \geq 0,003.S.b \iff A_t \geq 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t \text{ BAEL}, A_t \text{ RPA}) = \max (0.89 \text{ cm}^2 ; 1.8)$$

$$A_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

• Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des Cadres de diamètres minimaux :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ h/35, \phi, b/10 \right\} = \left\{ 1.14 ; 1.4 ; 3.5 \right\} = 1.14 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

III.5.6. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{tor} = M_a (\text{Escalier}) = 7818 \text{ N.m}$$

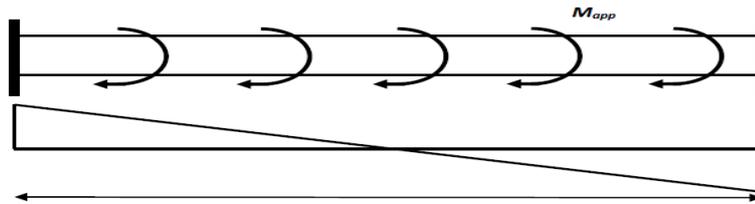


Figure.III.14.schéma de poutre à la torsion

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

-Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 7818 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) (b - b_t) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{7818}{2 \times 996.74 \times 5.83} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

• **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{section pleine})$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (0.67)^2 \times (0.93)^2 = 0.372 \text{ MPa}$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.33)^2 = 11.08 \text{ MPa}$$

$$0.388 \leq 11.08 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad U = 2[(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2[(35 - 5.83) + (40 - 5.83)] = 126.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{126.83 \times 7818}{2 \times 996.74 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s}$$

At : Section d'armature transversale.

St : L'espacement d'armature

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{7818}{2 \times 996.74 \times 348} = 0.011 \text{ cm}^2$$

III.5.7. Les armatures totales :

✓ Armatures longitudinales : $A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$

- **En travée:**

Nappe inférieure : $A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{fl}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 9.93 + \frac{1.43}{2} = 10.64 \text{ cm}^2$

Soit : $A_1^{\text{tot}} = 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

Nappe supérieure : $A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{fl}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 7 + \frac{1.43}{2} = 7.71 \text{ cm}^2$

Soit : $A_1^{\text{tot}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2$

✓ Armatures transversales :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1.8 + 0.011 = 1.81 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t^{\text{tot}} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.8. Présentation de ferrailage :

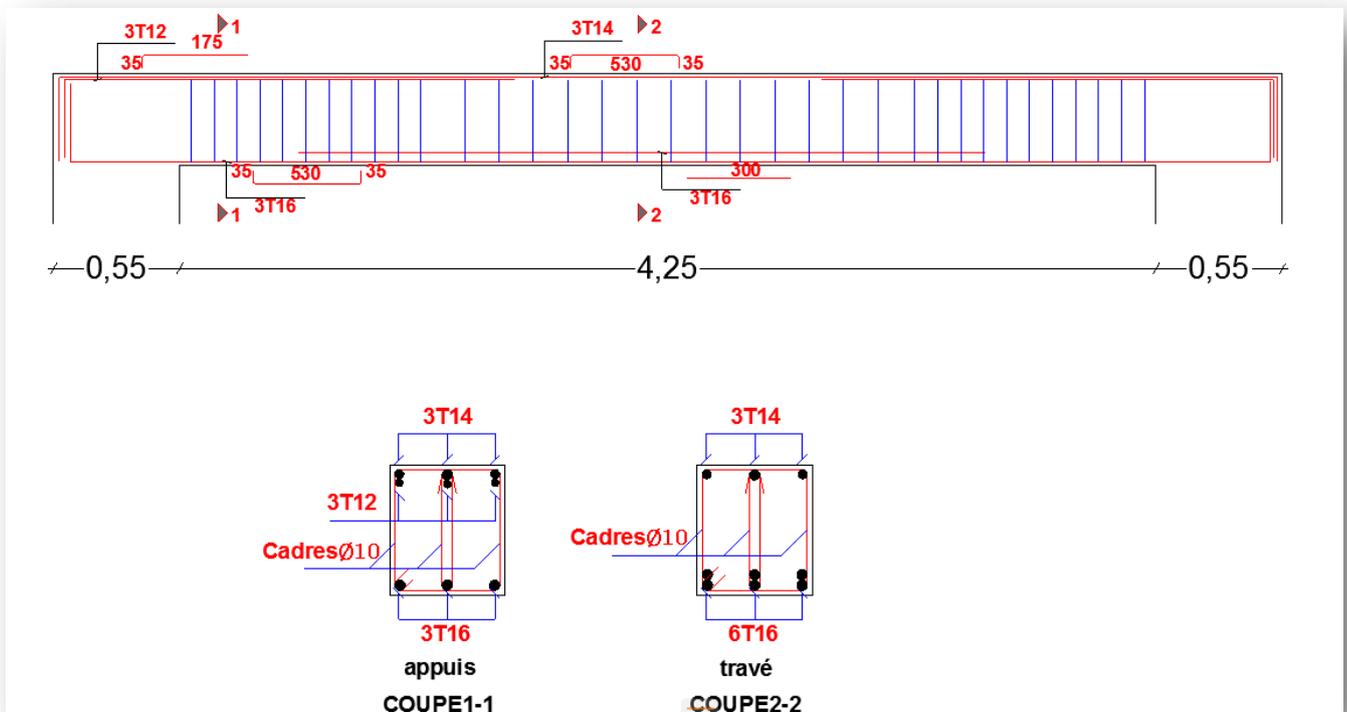


Fig.III.15. ferrailage de la poutre palière.

III.6.ETUDES DES PLANCHERS :

III.6.1. Introduction :

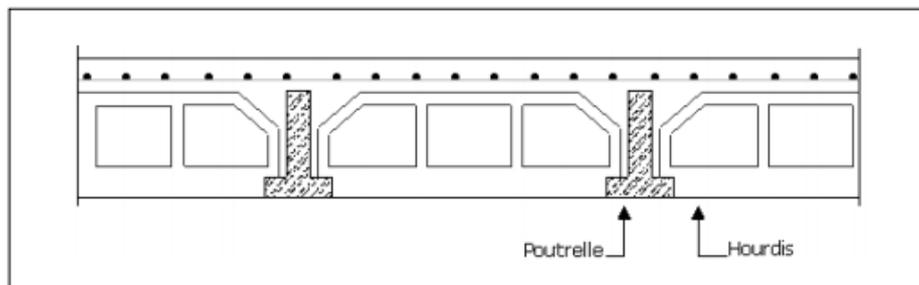
Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur.

❖ Fonction nécessaires de plancher :

- Isolation thermique
- Isolation acoustique
- Rigidité aux déformations
- Résistance mécanique
- Etanchéité

❖ Planchers à corps creux (16+4=20cm)

Plancher = Poutrelle + Corps-creux + Dalle de compression



III.6.2. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

a-méthode forfaitaire :

➤ *Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210) (p : 102)*

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ($I_1, I_2, I_3, \dots = \text{Constante}$).
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

➤ **Calcul des moments :**

✚ **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

✚ Les moments en travées :

Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$	$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

b- Méthode de Caquot :

➤ Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires

➤ Calcul des moments :

✚ Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \dot{L}_g \text{ et } \dot{L}_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

✚ Les moments en travées :

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

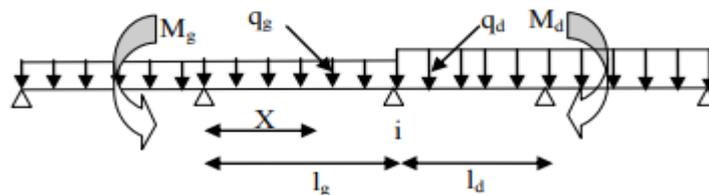


Figure.III.16. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{dM(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

✚ Effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

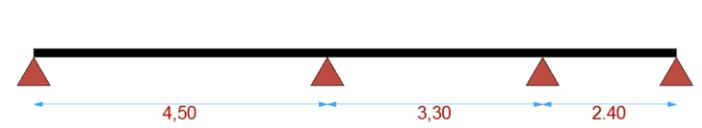
Avec :

M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

L : portée de la travée.

III.6.3. Les différents types de poutrelles :

types	Schéma statique
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

III.6.4. Calcul des planchers:

☒ Plancher terrasse (inaccessible)

Charge permanente et surcharge :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

☒ Plancher étage courant

Charge permanente et surcharge :

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

➤ Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courante	5.25	1.5	6.07	4.39
Etages terrasse	6.33	1	6.52	4.77

-plancher terrasse :

☒ TYPE 01 :



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C.V}$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow \text{C.N.V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C.V}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C.V}$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5\text{m}$
- $L'_{2-3} = L_{2-3} = 3.3\text{m}$
- $P_u = 6.53 \text{ (KN/ml)}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-12510	10865.82	11912.5	-17472.5
2-3	-12510	0	3734.34	14565.40	-6983.59

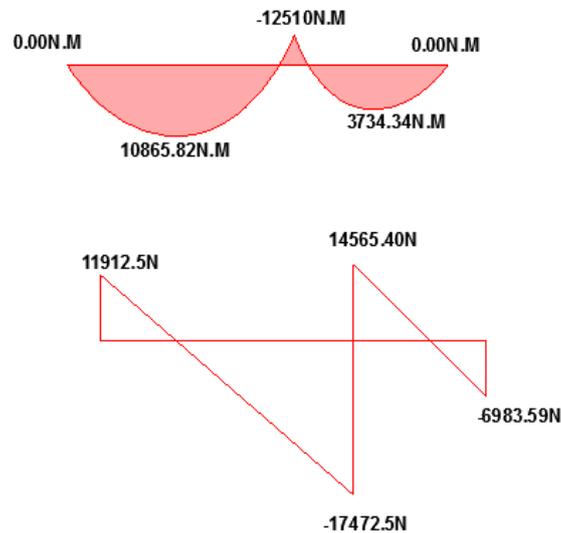


Figure.III.17. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS :

- $P_s=4.77$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-9141.56	7827.42	8701.38	-12763.61
2-3	-9141.56	0	2727.27	10640.19	-5100.8

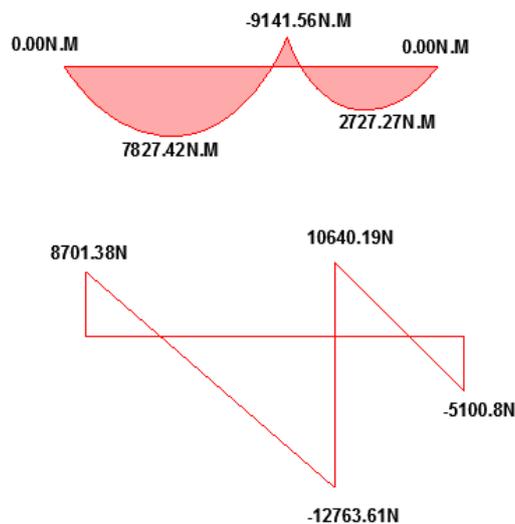
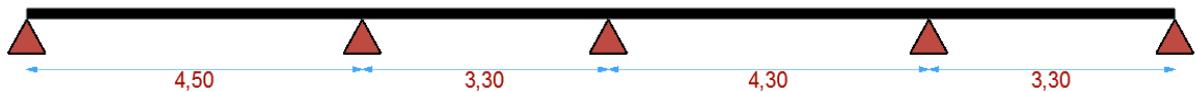


Figure.III.18. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

TYPE 02 :



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C.V}$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow \text{C.N.V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C.V}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C.V}$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5 \text{ m}$
- $L'_{2-3} = 2.64 \text{ m}$
- $L'_{3-4} = 3.44 \text{ m}$
- $L'_{4-5} = L_{4-5} = 3.3 \text{ m}$
- $P_u = 6.53 \text{ (KN/ml)}$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-11784.42	11163.37	12074.72	-17310.3
2-3	-11784.42	-7468.47	609.53	12083.59	-9465.41
3-4	-7468.47	-8736.06	6997.12	13737.17	-14334.8
4-5	-8736.06	0	5072.51	13419.95	-8129.05

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

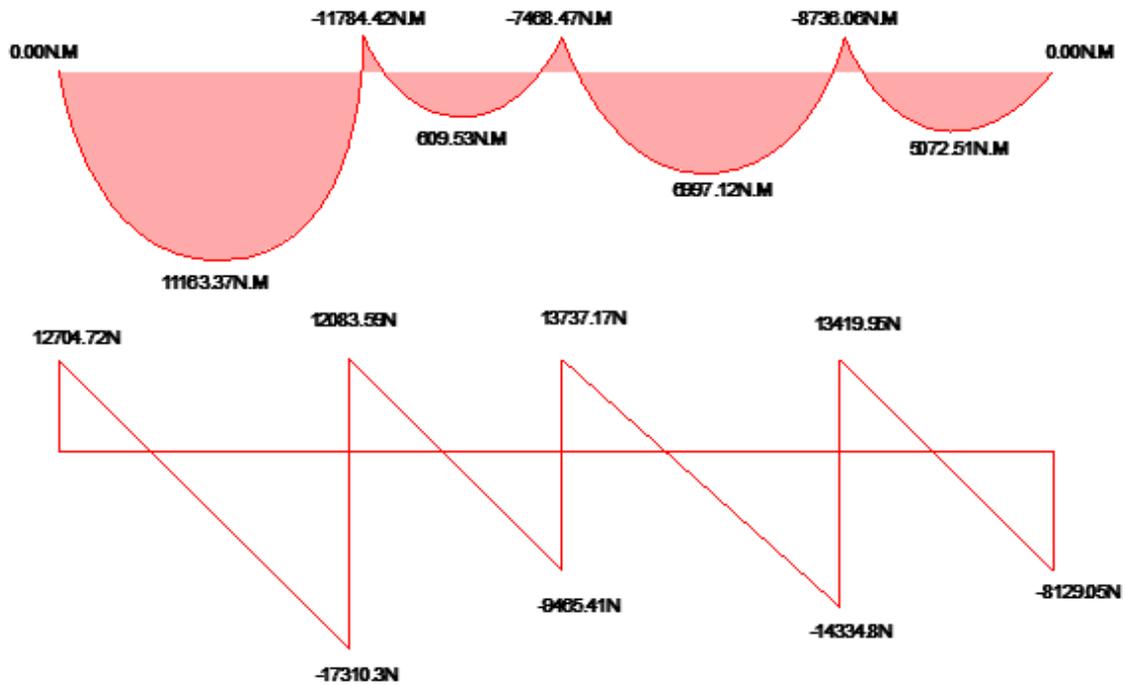


Figure.III.19. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS:

- $P_s=4.77$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	M_w	M_e		T_w	T_e
1-2	0	-8607	8061	8821.3	-12643.6
2-3	-8607	-5454	5018	8825.04	-6915.95
3-4	-5454	-6381	5068	9739.22	-10471.8
4-5	-6381	0	3923	5937.16	-9803.83

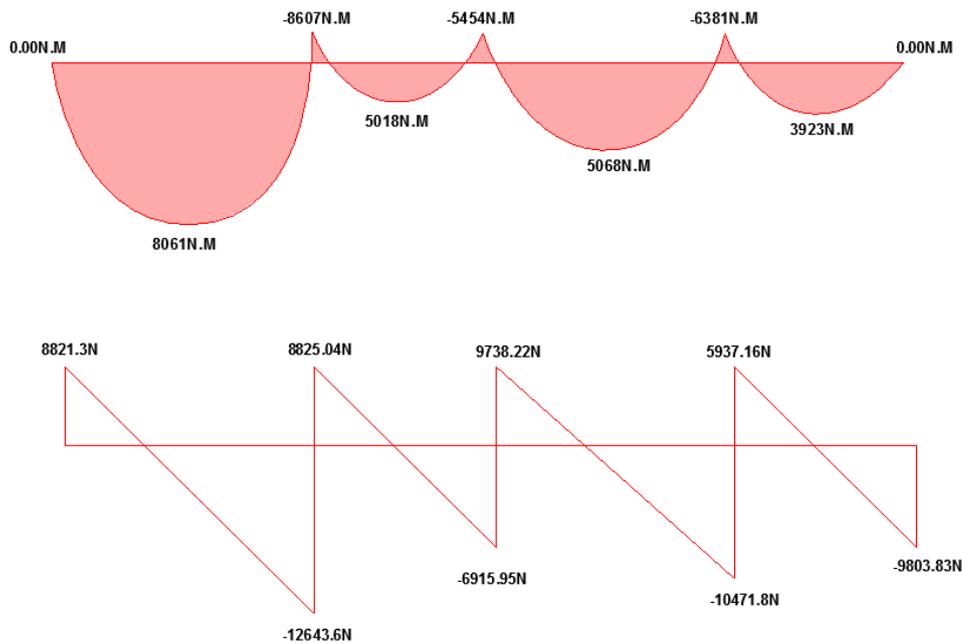


Figure.III.20. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ **TYPE 03:**



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C.V}$$

- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow \text{C.N.V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C.V}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C.V}$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5 \text{ m}$
- $L'_{2-3} = 2.64 \text{ m}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $L'_{3-4}=L_{3-4}=2.4m$
- $Pu=6.53$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-11784.42	11163.37	12074.72	-17310.3
2-3	-11784.42	-4911.78	875.81	12856.31	-8692.81
3-4	-4911.78	0	2567.07	9881.83	-5790.16

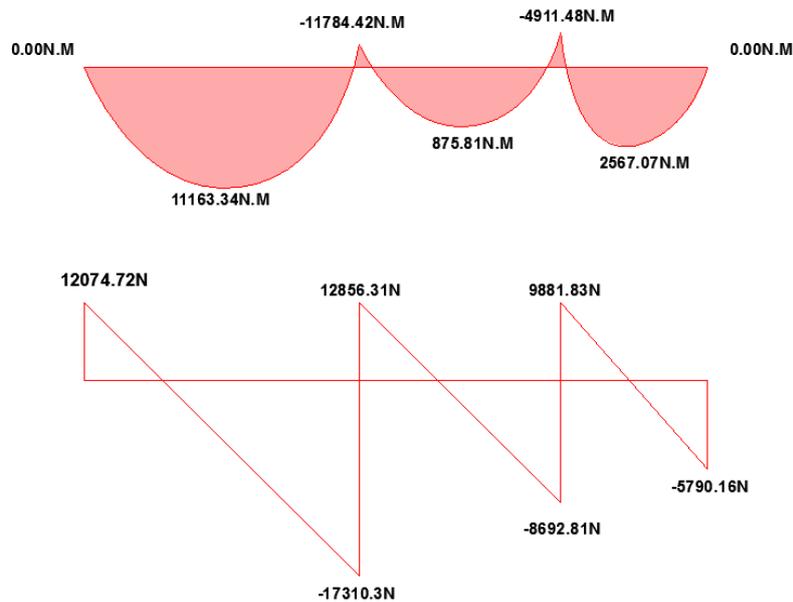


Figure.III.21. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS

- $Ps=4.77$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-8607	8061	8821.38	-12643.6
2-3	-8607	-3587.93	641.55	9391.71	-6349.28
3-4	-3587.93	0	1512.71	7215.66	-4232.33

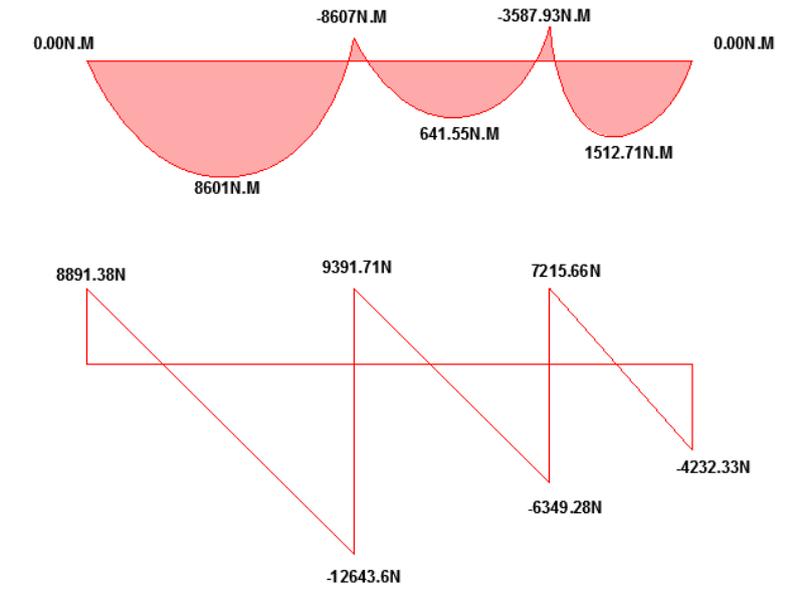


Figure.III.22. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ **TYPE 04:**



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C. V}$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.3}{4.3} = 0.76 \rightarrow \text{C. N. V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C. V}$
 - La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C. V}$
- Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 3.3 \text{ m}$
- $L'_{2-3} = L_{2-3} = 4.3 \text{ m}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $P_u=6.53$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-11669.4	4011.86	7241.16	-14307
2-3	-11669.4	0	9834.37	16751.12	-11327.87

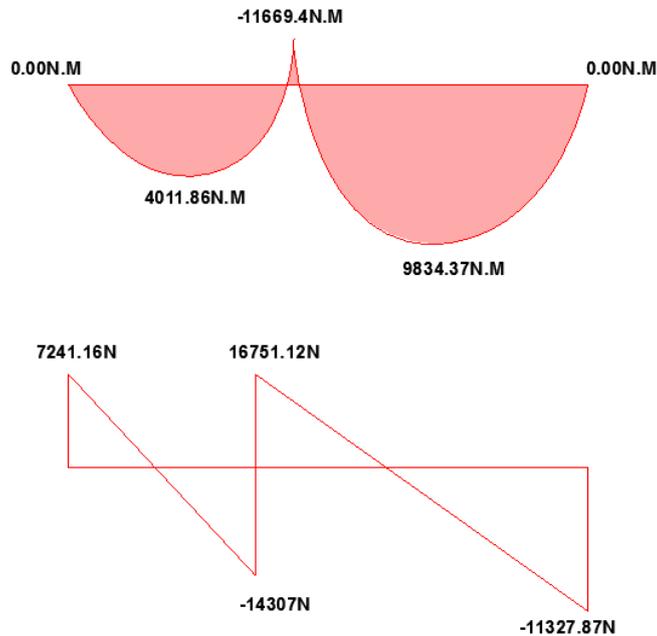


Figure.III.23. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS :

- $P_s=4.77$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-8438.11	3993.6	5315.95	-10425.04
2-3	-8438.11	0	7209.30	12761.11	-8699

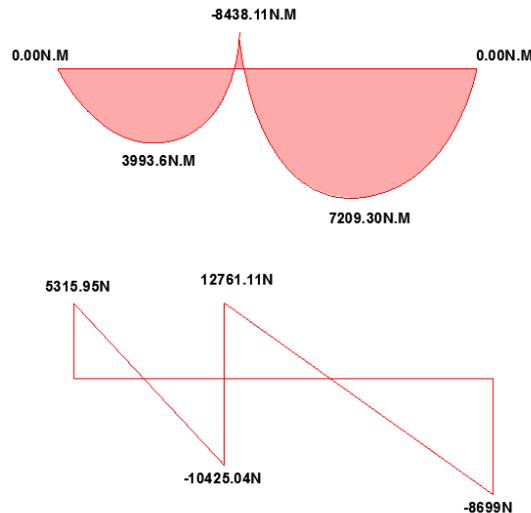


Figure.III.24. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ **PLANCHERS ETAGE COURANT :**

☒ **TYPE 01 :**



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots C.V$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow C.N.V$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow C.V$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow C.V$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5\text{m}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $L'_{2-3}=L_{2-3}=3.3\text{m}$
- $P_u=6.07(\text{KN/ml})$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-11939.10	9975	11006.3	-16305.61
2-3	-11939.10	0	3371.46	13630.65	-6400.30

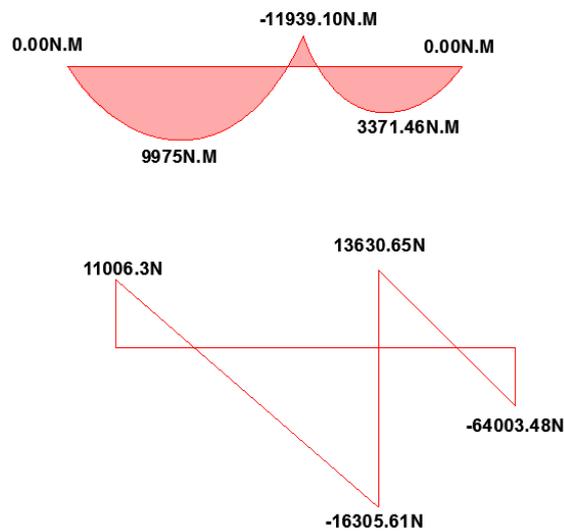


Figure.III.25. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS

- $P_s=4.39 (\text{KN/ml})$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-8413	7265	11746.39	-8008.61
2-3	-8413	0	3092	4695.015	-9791.98

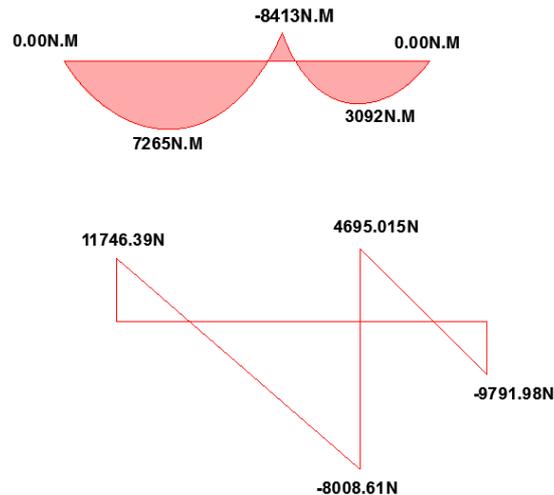
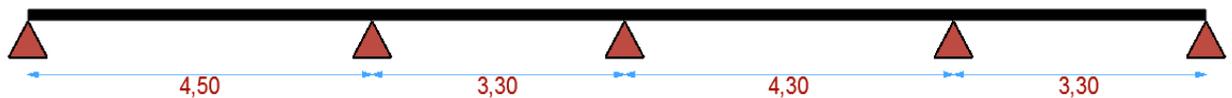


Figure.III.26. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ **TYPE 02 :**



-Vérification :

$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots C.V$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow C.N.V$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow C.V$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow C.V$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5\text{m}$
- $L'_{2-3} = 2.64\text{m}$
- $L'_{3-4} = 3.44\text{m}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $L'_{4-5} = L_{4-5} = 3.3\text{m}$
- $P_u = 6.07 \text{ (KN/ml)}$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-10026	10377.42	11429.5	-15885.5
2-3	-10026	-6988.34	341	10936.10	-9094.89
3-4	-6988.34	-8019.54	6530.52	12810.73	-13290.26
4-5	-8019.54	0	4739.68	12445.5	-7585.5

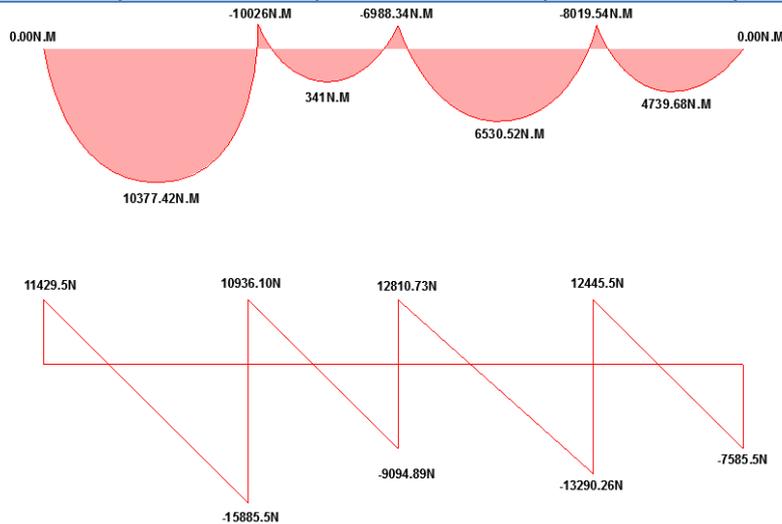


Figure.III.27. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS :

- $P_s = 4.39 \text{ (KN/ml)}$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-7922	7504.16	8117.5	-11637.5
2-3	-7922	-5020.92	407.03	8122.59	-6364.41
3-4	-5020.92	-5872	4661	9240.12	-9636.87
4-5	-5872	0	3349	8995.62	-5491.38

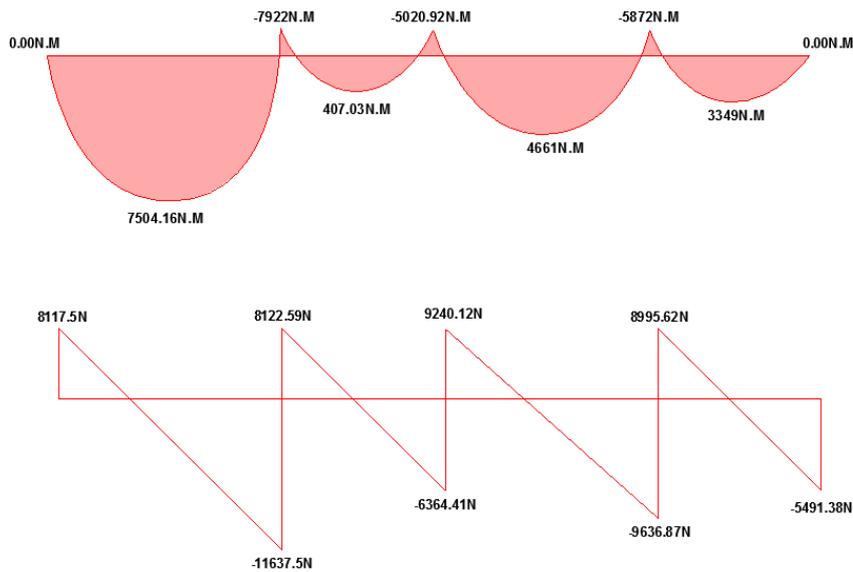


Figure.III.28. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ **TYPE 03:**



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \text{C. V}$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.50}{3.30} = 1.34 \rightarrow \text{C. N. V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C. V}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C. V}$

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 4.5 \text{ m}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

- $L'_{2-3}=2.64\text{m}$
- $L'_{3-4}=L_{3-4}=2.35\text{m}$
- $P_u=6.07 \text{ (KN/ml)}$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-10026	10377.42	11429.5	-15885.5
2-3	-10026	-4565.78	1192.86	11671.86	-8359.13
3-4	-4565.78	0	2387.76	9184	-5384

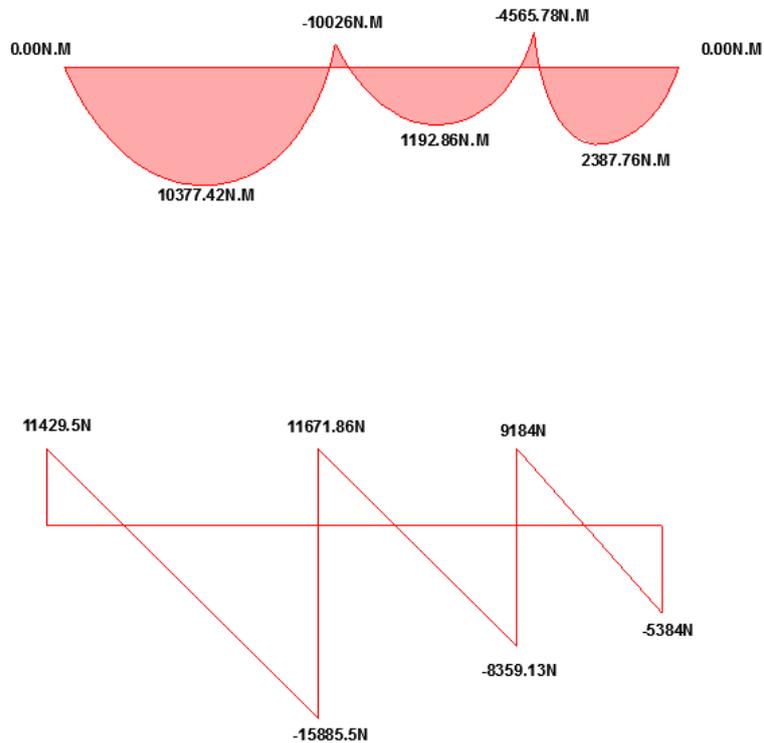


Figure.III.29. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS :

- $P_s=4.39 \text{ (KN/ml)}$

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-7922	7504.16	8117.5	-11637.5

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

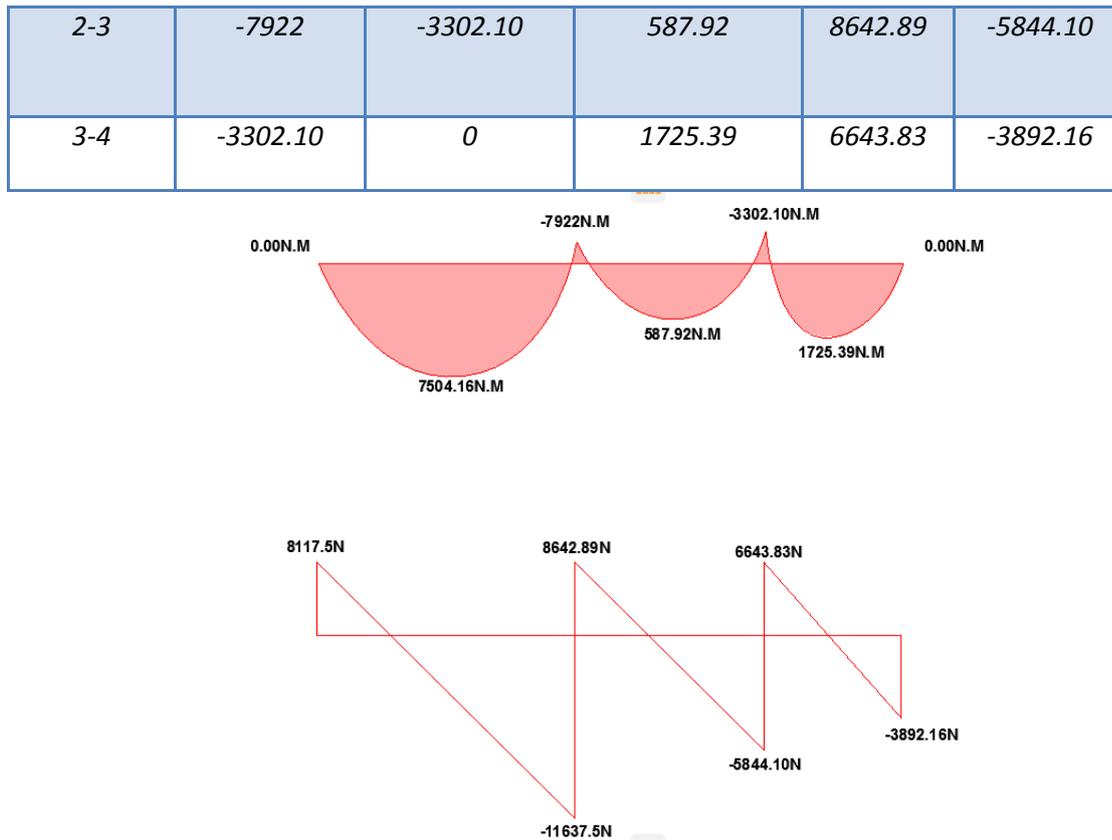
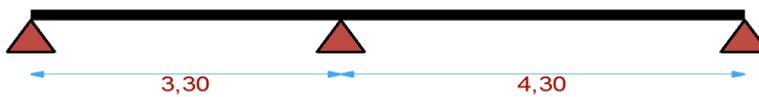


Figure.III.30. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

☒ TYPE 04:



-Vérification :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$:
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \text{C.V}$
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.3}{4.3} = 0. \rightarrow \text{C.N.V}$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée $\rightarrow \text{C.V}$
- La fissuration n'est pas préjudiciable $\rightarrow \text{C.V}$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

Nous choisissons la méthode Caquot parce que les conditions ne pas vérifier.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELU :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive
- $L'_{1-2} = L_{1-2} = 3.3m$
- $L'_{2-3} = L_{2-3} = 4.3m$
- $P_u = 6.07$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-10847	3729.25	6959.74	-13071.25
2-3	-10847	0	9129.94	15395.61	-10529.6

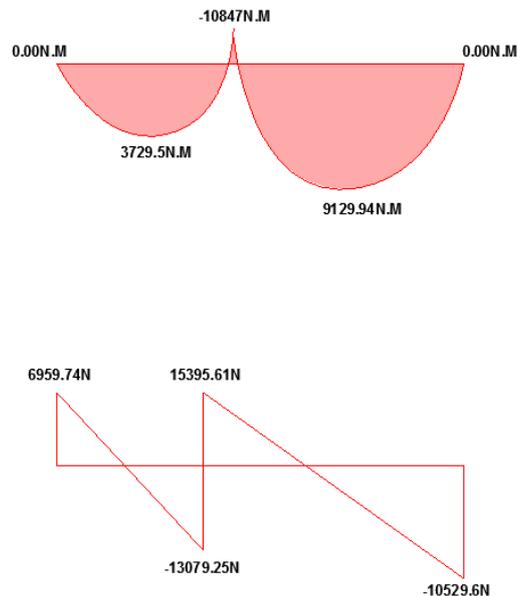


Figure.III.31. Les moments et l'effort tranchant à l'ELU.

-Résultats des moments et les efforts tranchants à l'ELS :

- $P_s = 4.39$ (KN/ml)

Travée	Moment en appuis (N.m)		Moment en travée (N.m)	Effort tranchant (N)	
	Mw	Me		Tw	Te
1-2	0	-7845	2697.05	4976.83	-9619.26
2-3	-7845	0	6540.15	11261.76	-7615.24

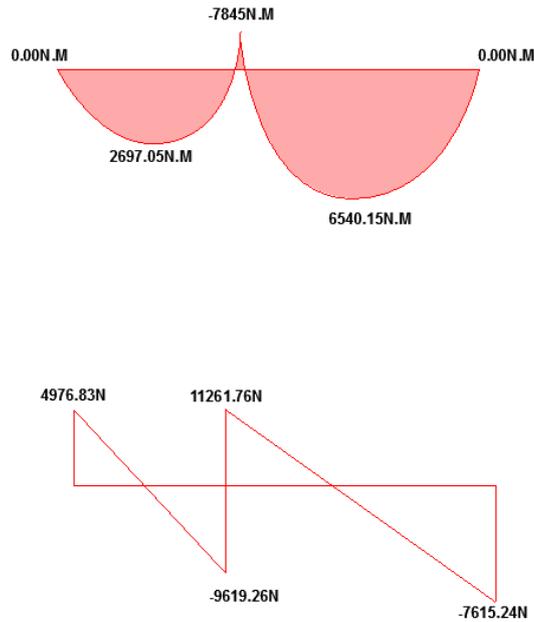


Figure.III.32. Les moments et l'effort tranchant à l'ELS.

III.6.5.Calcul du Ferrailage :

$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$

- Les moments max dans les types :

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 11163.37\text{N.m} \\ M_a = 12510\text{N.m} \\ T = 17472.5\text{N} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 8413\text{N.m} \\ M_a = 9141.56\text{N.m} \\ T = 12763.51\text{N} \end{cases}$$

- Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

• L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1\text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

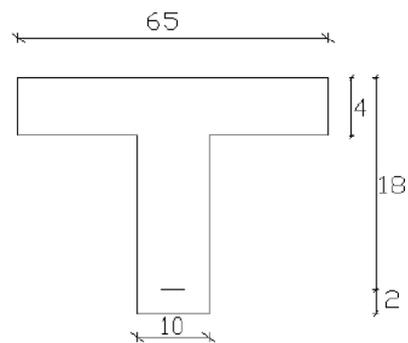
$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1\text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

✓ Donc on adopte : $C=3\text{cm}$.

$d=h-c = 20 -3= 17\text{cm}$

$d = 17\text{cm}; c = 3\text{cm}$



CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

☒ E.L.U :

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 11.16337 \text{ KN.m} = 11163.37 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{\text{Tab}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 11163.37 \text{ N.m} < 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad ; A_{\text{calc}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

➤ En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -12.51 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad ; A_{\text{calc}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (Cm ²)
Travée	11163.37	0.041	0.392	0.0523	0.979	1.92
Appuis	12510	0.304	0.392	0.467	0.813	2.6

☒ E. L. S :

D'après le BAEL83 :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,0523	11163.37	8413	1.32	25	0.41	Vérifiée
Sur appuis	0.403	12510	9141.56	1.36	25	0.43	Vérifiée

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

☒ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée, $A^1_{\min} \geq 0,23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$

Sur appuis, $A^1_{\min} \geq 0,23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A^2_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A^2_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.92	1.33	1.3	1.92	2T12 = 2.26
Appuis	2.6	0.20	0.20	2.6	2T14 = 3.08

☒ Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b₀ : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$= \min(3.33; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17472.5}{100 \times 170} = 1.027 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.027 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

☒ **Diamètre minimale :BAEL91 (A.7.2, 2)**

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_l \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_l = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

☒ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.9 \text{ cm}.$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 \times 10 \times (1.027 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 25.94 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$.

☒ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 31)**

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 17472.5 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que

$$\text{l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 2.6 \text{ cm}^2. A = 260 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{17472.5}{400} = 50.23 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 50.23 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ C.V}$$

☒ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

***Espacement :**

n : nombres des barres.

$$St = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : St=20cm

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte 3Ø5 = 0.59 cm²

***Espacement:**

$$St = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

St=30 cm

Donc on choisit un treillis soudé de (20×30)cm²

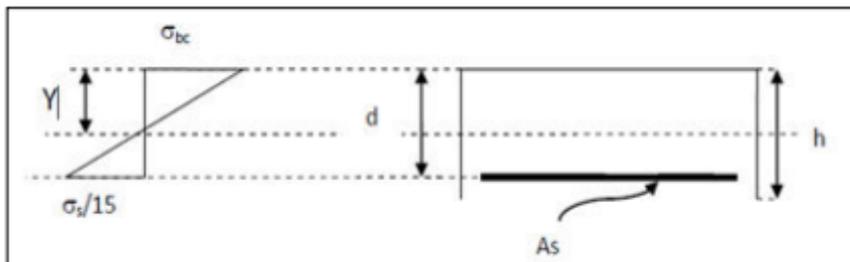
☒ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < 0.045 \dots\dots\dots C.N.V \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.6}{65 \times 17} = 0.00235 < 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche Conformément au CBA93 et au BAEL91.

- **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.2) (p : 107).**

-Position du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{65 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 2.26 \times 17}{65 \times 20 + 15 \times 2.26} = 10.17$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.17 = 9.83 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 17 - 10.11 = 6.89 \text{ cm}$

-Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.26 \times (17 - 10.17)^2 = 44914.73 \text{ cm}^4$$

-Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2.26}{17 \times 10} = 0.0132$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{650}{650}\right) \times 0.0132} = 1.59$$

-Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{650}{650}\right) \times 0.0132} = 0.63$$

• Calcul du moment fléchissant d'ELS :

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

- $g = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.33 = 4.11 \text{ KN/ml}$

- $J = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/ml}$

- $P = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.33 + 1) = 4.76 \text{ KN/ml}$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.11 \times 4.5^2}{8} = 8842.92 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1.85 \times 4.5^2}{8} = 3980.39 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.76 \times 4.5^2}{8} = 10241.43 \text{ N.m}$$

-Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTS SECONDAIRES

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0132 = 1.32$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.181\beta_1 = 0.846$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{8842.92}{2.26 \times 0.846 \times 17} = 272.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{3980.39}{2.26 \times 0.846 \times 17} = 122.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{10241.43}{2.26 \times 0.846 \times 17} = 315.08 \text{ Mpa}$$

-Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0132 \times 272.06 + 2.1} = 0.78$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0132 \times 122.46 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0132 \times 315.08 + 2.1} = 0.80$$

-Calcul des inerties :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 44914.73) / (1 + 0.63 \times 0.78) = 33127.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 44914.73) / (1 + 1.59 \times 0.78) = 22054.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 44914.73) / (1 + 1.59 \times 0.57) = 25917.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 44914.73) / (1 + 1.59 \times 0,8) = 21745.68 \text{ cm}^4$$

-Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[8842.92 \times (450^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 33127.39]} = 0.49 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[8842.92 \times (450^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 22054.37]} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[3980.39 \times (450^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 25917.32]} = 0.28 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[10241.43 \times (450^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 21745.68]} = 0.29 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.25 \text{ cm} = 2.5 \text{ mm} < f_{adm} = 4500 / 500 = 9 \text{ mm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.6.6.présentation du ferrailage :

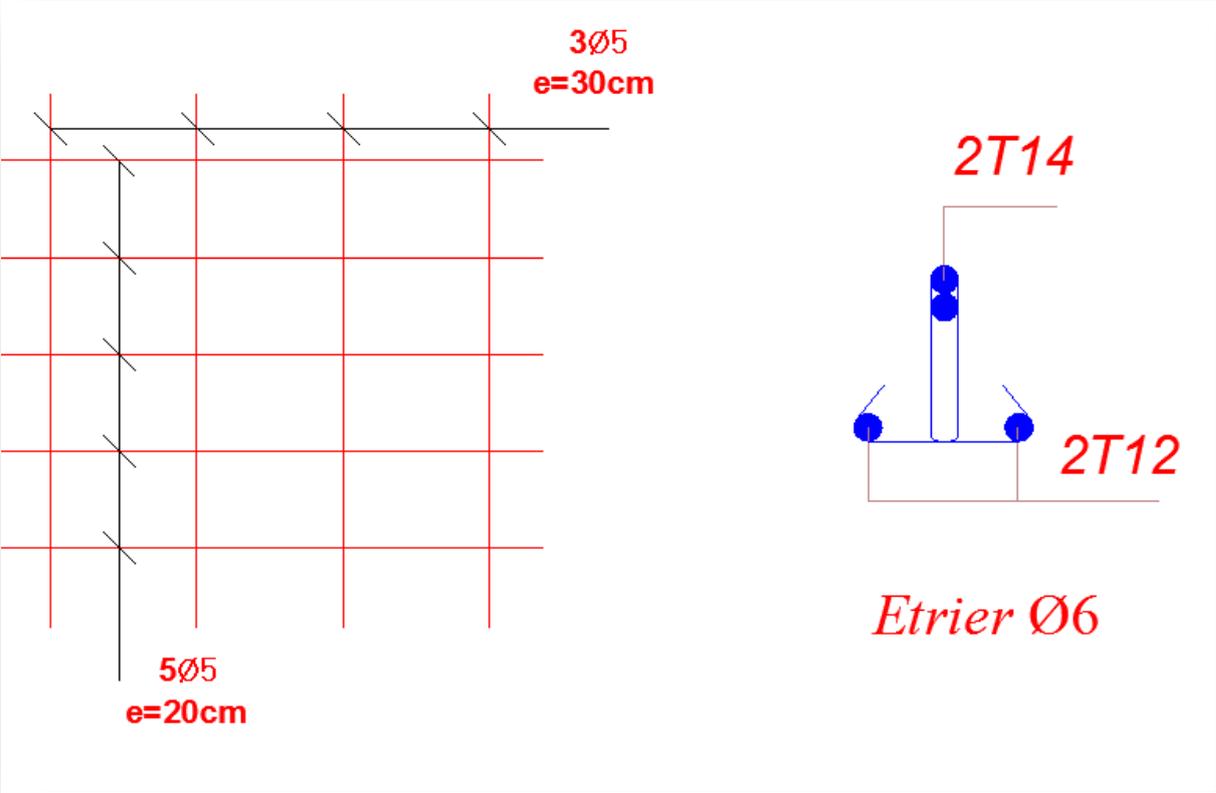


Figure.III.33. ferrailage des planchers

Chapitre IV: Etude dynamique

IV. Etude dynamique :

IV.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

➤ **But de l'étude parasismique:**

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme différent niveau de la structure.

➤ **Modélisation :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT2009. Le modèle adopté comporte 8 niveaux avec un encastrement à la base.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1.La Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation

Avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2. La méthode dynamique:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV.2.2.1. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en **Zone IIa**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le **Groupe 2**.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble catégorie **S3**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur du structure : $h = 24.48 > 23$ m (zone IIa)

IV.2.2.2. Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

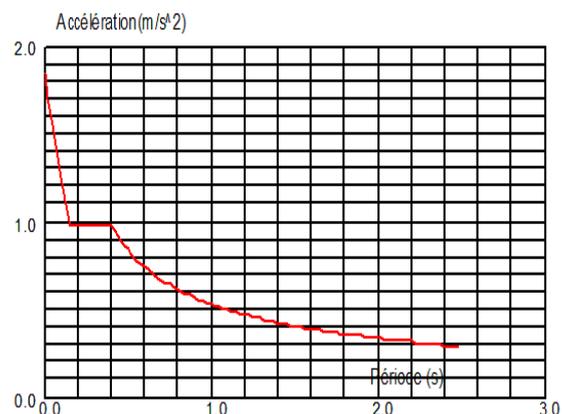


Figure.IV.1. Courbe de spectre de réponse.

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

G : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

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

$$\xi = 7 \% \text{ Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \eta = \mathbf{0.882}$$

R : coefficient de comportement global de la structure (4.3) RPA2003, en fonction de système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.3.Représentations des résultats de la méthode modale spectral et Commentaires.

IV.3.1.Description du logiciel (ROBOT):

Le système « Robot Structural Analyses 2009 » est un logiciel destiné à modéliser, Analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyses permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur

Conçu à cet effet,

Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à

L'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail

Simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),

- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,

- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures

D'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels

IV.3.2. Modélisation des éléments structuraux : La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

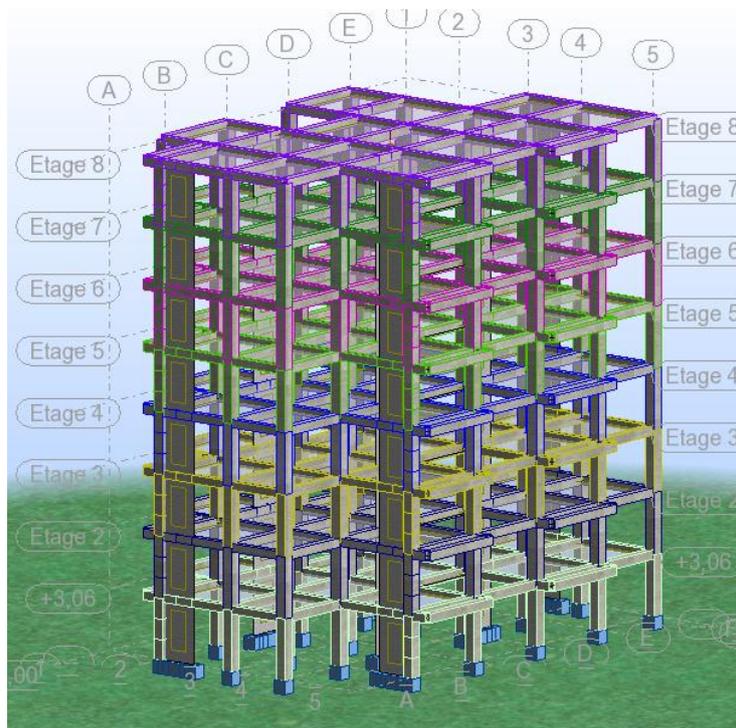


Figure.IV.2. Modèle en 3D.

IV.3.3. Disposition des voiles :

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire des recommandations qui sont proposées par les experts à savoir :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le côté économique et architecturale des bâtiments doit être sauve

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

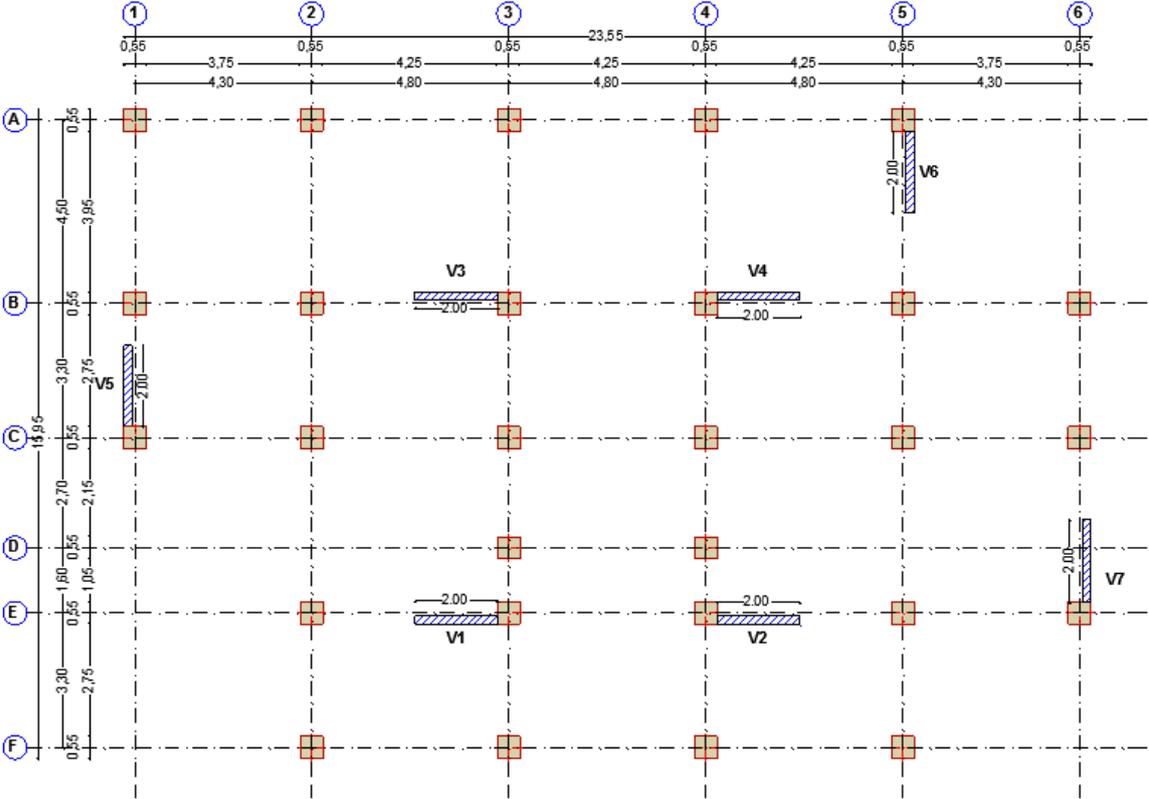


Figure.IV.3.Disposition des voiles.

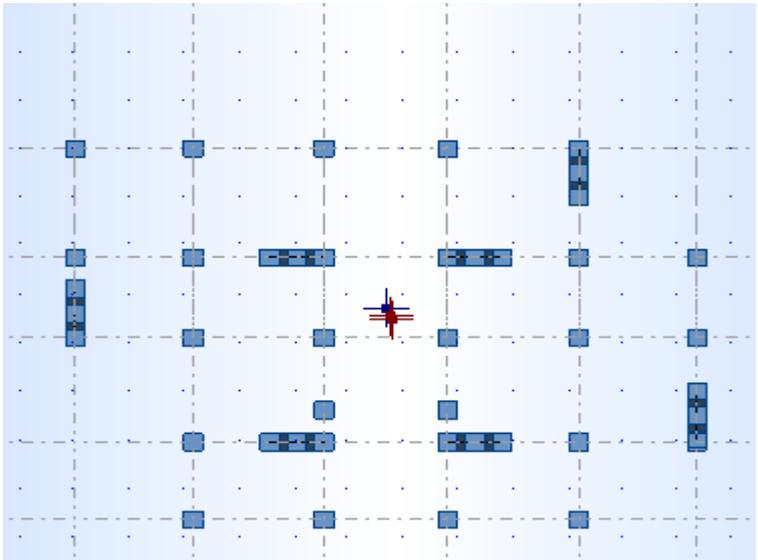


Figure.IV.4.vue en plan de la structure

CHAPITRE IV : Etude dynamique

➤ IV.4.Calcul de force sismique total par la méthode MODALE SPECTRALE:

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,41	0,71	0	73,51	0	0	73,51
2	1,56	0,64	72,3	73,57	0	72,3	0,06
3	1,71	0,58	75,57	74,85	0	3,27	1,29
4	4,9	0,2	75,59	87,99	0,01	0,01	13,14
5	5,35	0,19	87,44	88,06	0,01	11,85	0,07
6	6,07	0,16	88,33	88,22	0,01	0,89	0,16
7	10,04	0,1	88,39	93,3	0,02	0,06	5,08
8	10,82	0,09	93,29	93,42	0,02	4,9	0,12
9	12,71	0,08	93,68	93,53	0,03	0,39	0,11
10	14,33	0,07	93,68	93,55	15,92	0	0,03

Table. IV.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

✓ Analyse des résultats:

le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- ✓ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe Y avec 73,51% de participation de masse modale.
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X avec 72,3% de participation de masse modale.

- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion

✓ Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale Ty (dyn)= 0,71s.
- La période fondamentale Tx (dyn)= 0.64s.

Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') Successivement.

- ✓ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ✓ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version 2003).

✓ Les schémas des trois premiers modes de vibration :

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

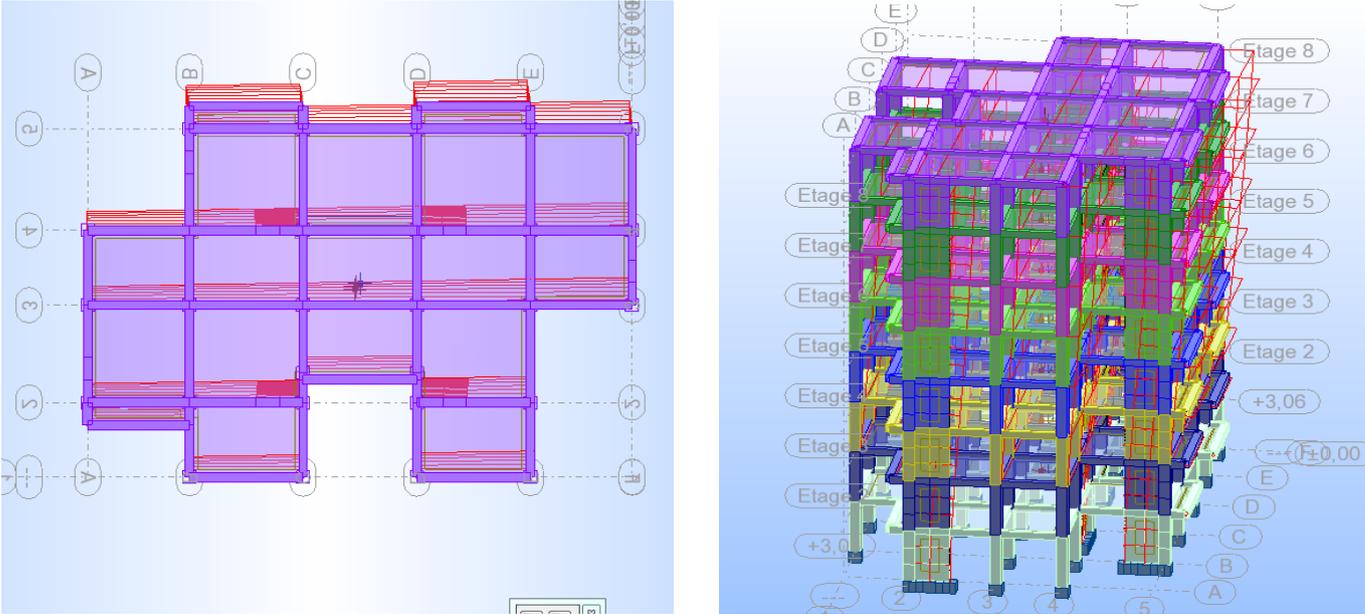


Figure.IV.5. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=71s)

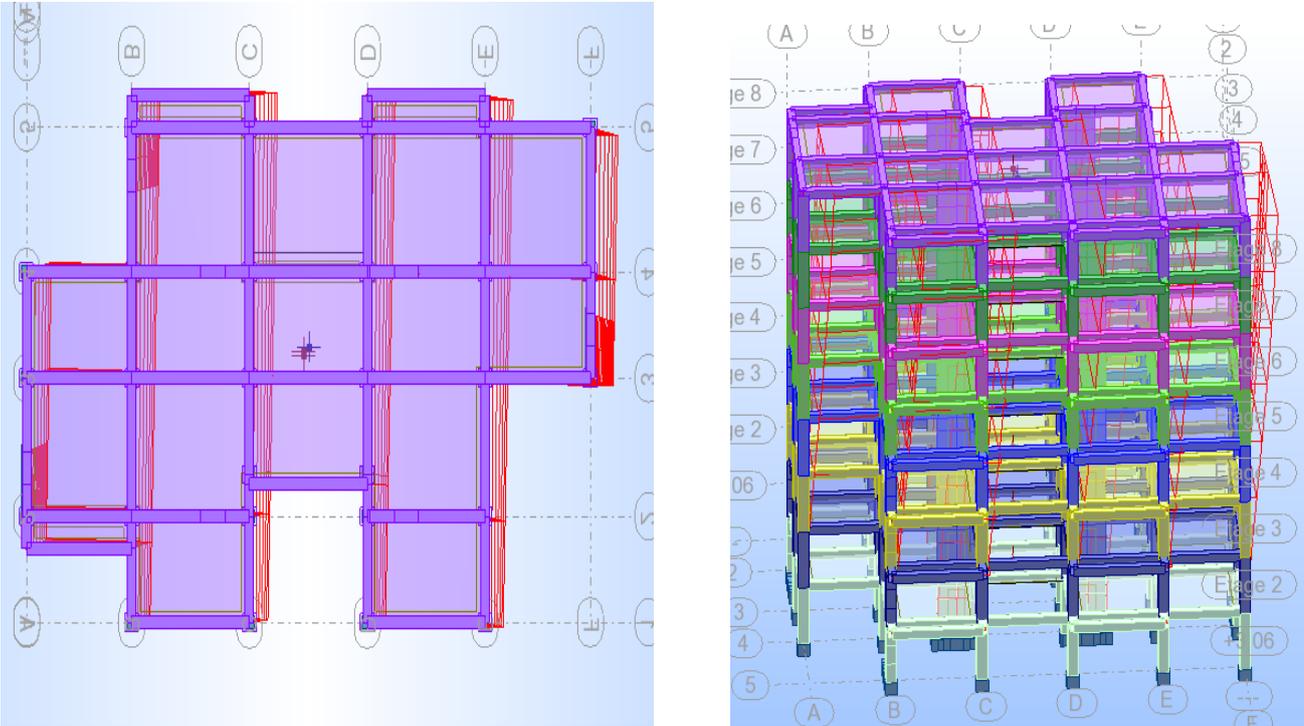


Figure.IV.6. Deuxième mode de vibration. Vu 3D et vue en plan. (T2=0,64s)

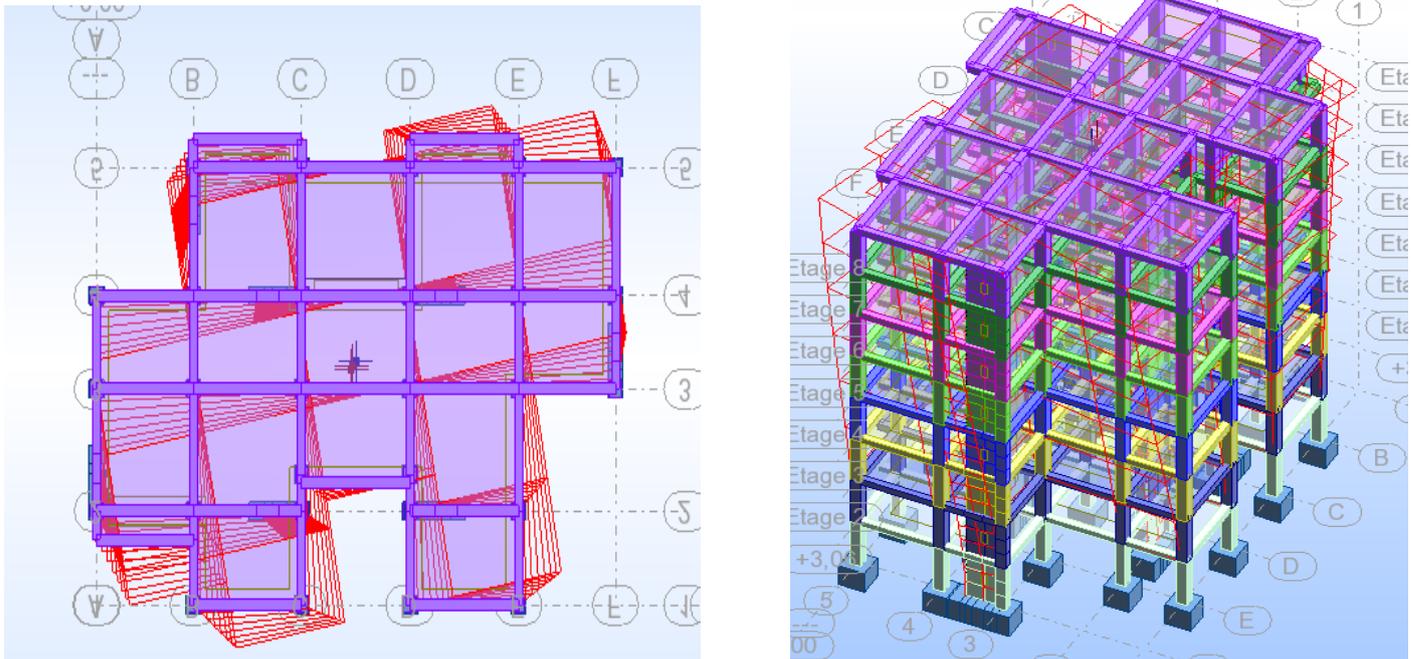


Figure.IV.7. Troisième mode de vibration. Vue 3D vue en plan. ($T=0,58s$)

✓ **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n nF$$

✓ **les efforts réduits sur les poteaux et les voiles :**

$F_x [T]$	F_x sur les poteaux [T]	$F_y [T]$	F_y sur les poteaux [T]	$F_z [T]$	F_z sur les voiles [T]
267.424	148.201	245.467	118.479	457.478	2966.036

✓ **Vérification d'interaction pour la variante choisie :**

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{457.478}{2966.036} = 15.42\% < 20\%$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{148.201}{267.424} = 55.41\% > 25\%$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{118.479}{245.467} = 48.26\% > 25\%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc :

Notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) → R=5

➤ IV.5. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après le R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée

Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **V** : Effort tranchant a la base.
 - **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
 - **D** : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).
 - **R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.
 - **Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.
- ✓ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Table. IV.2. Valeurs de (A)

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Zone II a, Groupe 2 $\implies A = 0.15$

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(T_2/T\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(T_2/T\right)^{2/3} \left(3.0/T\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S 3) : **T 2 (S3) = 0.5ec**

• **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(7/2\right) + \xi\right]} \geq 0.7$$

(Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

• **ξ**: Est donner par le **tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p = 46)**

	Portique		Voile-murs
<i>Remplissage</i>	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
<i>Léger</i>	6	4	10
<i>Dense</i>	7	5	

Table. IV.3. Valeurs de ξ (%)

ξ = 7 % Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$ $\eta = 0.88$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T):**

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Dans notre cas la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6 et 4-7 du RPA99, version 2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

• **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

CHAPITRE IV : Etude dynamique

- **CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

=>CT = 0.05

$$T = 0.05 \times (25.48)^{3/4} = 0.57 \text{sec}$$

- **D** : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\checkmark T_x = \frac{0.09 \times 25.48}{\sqrt{23}} = 0.50 \text{sec}$$

$$T_x = \min(0.5 ; 0.57) = 0.5 \text{sec}$$

$$\checkmark T_y = \frac{0.09 \times 25.48}{\sqrt{16.4}} = 0.58 \text{sec}$$

$$T_y = \min(0.58 ; 0.57) = 0.57 \text{sec}$$

✚ Sens longitudinal : $T_x = 0.50 \text{ s} \quad (0 \leq T_x \leq T_2)$

✚ Sens transversal : $T_y = 0.57 \text{ s} \quad (T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s})$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

- site meuble s3 **T2=0.5sec** selon : **RPA99/version2003 tableau 4.7**

$$D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.57)^{2/3} = 2.01$$

✓ **coefficient de comportement de la structure (R) :**

Le coefficient de comportement de la structure R est donné par le **tableau (4.3)des RPA99/Version 2003** en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques contreventés par des voiles : **R = 5**

✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité et est fonction de Sa valeur est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

A partir du **tableau 4.4 de RPA 99 version 2003** on trouve : **Q= 1.15**

✓ **Poids total de la structure (W) :**

West égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \Sigma W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le **tableau 4.5 (RPA99-v2003)**

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Pour un bâtiment à usage d'habitation ($\beta = 0.20$).

✚ Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel **ROBOT** :

<i>Nom</i>	<i>Masse [t]</i>
RCD	343,95
Etage 1	343,95
Etage2	343,95
Etage 3	343,95
Etage 4	343,95
Etage 5	343,95
Etage 6	343,95
Etage 7	369,77
TOTAL	2777.42

Donc : $W = 2777.42 \text{ t}$

<i>Sens</i>	<i>A</i>	<i>R</i>	<i>D</i>	<i>Q</i>	<i>W (t)</i>	<i>V Statique(t)</i>
Longitudinal (XX)	0,15	5	2.2	1.15	2777.42	210.81
Transversal (YY)	0,15	5	2.01	1.15	2777.42	192.60

IV.6. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

➤ Force sismique par niveau [T] :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t :Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i :Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec:

F_i :Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

CHAPITRE IV : Etude dynamique

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{TX} = 0.64 \text{ s} < 0.7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0 \\ \text{Ty} = 0.71 \text{ s} > 0.7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0.07 \times 0.71 \times 245.467 = 12.19 \text{ t} \end{array} \right.$$

❖ **Sens X:**

$$V_{\text{dynx}} = 267.424 \text{ t}$$

$$F_t = 0$$

Niveau	Wi [t]	hi [m]	$V_x - Ft$ [t]	Wi × hi [t.m]	Fi [t]
RDC	343,95	3.06	267.42	1052.48	7.31
1	343,95	6.12	267.42	2104.97	14.61
2	343,95	9.18	267.42	3157.46	21.91
3	343,95	12.24	267.42	4209.94	29.22
4	343,95	15.3	267.42	5262.43	36.43
5	343,95	18.36	267.42	6314.92	43.83
6	343,95	21.42	267.42	7367.40	51.14
7	369,77	24.48	267.42	9051.96	62.83
Σ Wi×hi				38521.56	

Tab. IV.4. Les forces sismique par niveau selon le sens (XX)

❖ **Sens Y:**

$$V_{\text{dyny}} = 245.467 \text{ t}$$

$$F_t = 12.19 \text{ t}$$

Niveau	Wi [t]	hi [m]	$V_x - Ft$ [t]	Wi × hi [t.m]	Fi [t]
RDC	343,95	3.06	233.27	1052.48	6.37
1	343,95	6.12	233.27	2104.97	12.75
2	343,95	9.18	233.27	3157.46	19.12
3	343,95	12.24	233.27	4209.94	25.50
4	343,95	15.3	233.27	5262.43	31.88
5	343,95	18.36	233.27	6314.92	38.25
6	343,95	21.42	233.27	7367.40	44.63
7	369,77	24.48	233.27	9051.96	54.83
Σ Wi×hi				38521.56	

Tab. IV.5. Les forces sismique par niveau selon le sens (YY)

CHAPITRE IV : Etude dynamique

❖ L'Effort tranchant par niveau [T] :

❖ Sens X:

Niveau	Wi	hi	fi	Vi
RDC	343,95	3.06	7.31	267.28
1	343,95	6.12	14.61	259.97
2	343,95	9.18	21.91	245.36
3	343,95	12.24	29.22	223.45
4	343,95	15.3	36.43	194.23
5	343,95	18.36	43.83	157.8
6	343,95	21.42	51.14	113.97
7	369,77	24.48	62.83	62.83

Tab. IV.6. l'effort tranchant par niveau selon le sens (XX)

❖ Sens Y:

Niveau	Wi	hi	fi	Vi
RDC	343,95	3.06	6.37	233.33
1	343,95	6.12	12.75	226.96
2	343,95	9.18	19.12	214.21
3	343,95	12.24	25.50	195.09
4	343,95	15.3	31.88	169.59
5	343,95	18.36	38.25	137.71
6	343,95	21.42	44.63	99.46
7	369,77	24.48	54.83	54.83

Tab. IV.7. l'effort tranchant par niveau selon le sens (YY)

➤ IV.7.Vérifications réglementaires :

➤ IV.7.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

Les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$1,3 T \text{ statique} \geq T \text{ dynamique}$$

Donc:

$$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,56 = 0,78 > T_y \text{ (dyn)} = 0,71 \text{ sec (condition vérifiée).}$$

$$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,5 = 0,65 > T_x \text{ (dyn)} = 0,64 \text{ sec (condition vérifiée).}$$

IV.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 version 2003 (Article 4.3.6) :

CHAPITRE IV : Etude dynamique

La résultante des forces sismiques V_t à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } Vx_{dyn} = 267.42t \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } Vy_{dyn} = 245.46t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{267.42}{210.81} = 1.26 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{245.46}{192.60} = 1.27 > 0.8 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$$

IV.7.3.Vérification de déplacement :

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

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{Ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (**R= 5**).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec :

he: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC:} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

CHAPITRE IV : Etude dynamique

❖ Sens Longitudinal:

Etage	δe_{kx} [cm]	Δ_{kx} (cm) = $\delta k - \delta k-1$	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\Delta_{kx} < \Delta_{adm}$
RDC	0	0	3.06	CV
1	0,1	0,1	3.06	CV
2	0,2	0,1	3.06	CV
3	0,3	0.1	3.06	CV
4	0,3	0	3.06	CV
5	0,4	0.1	3.06	CV
6	0,5	0.1	3.06	CV
7	0,5	0	3.06	CV

Tab. IV.8. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

❖ Sens Transversal:

Etage	δe_{ky} [cm]	Δ_{ky} (cm) = $\delta k - \delta k-1$	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\Delta_{ky} < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	CV
1	0,5	0,3	3.06	CV
2	0,9	0,4	3.06	CV
3	1,2	0.3	3.06	CV
4	1,6	0.4	3.06	CV
5	2	0.4	3.06	CV
6	2,3	0.3	3.06	CV
7	2,5	0.2	3.06	CV

Tab. IV.9. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

✓ Donc la condition est vérifiée.

IV.7.4. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage k

CHAPITRE IV : Etude dynamique

❖ Sens Longitudinal :

Etage	W [t]	Pk[t]	$\Delta_{kx}[m]$	$V_x [t]$	$h_k [m]$	θ	≤ 0.1
7	369,77	369.77	0.000	62.83	3,06	0.000	C.V
6	343,95	713.72	0.001	113.97	3,06	0.0020	C.V
5	343,95	1057.67	0,001	157.8	3,06	0.0021	C.V
4	343,95	1401.63	0.000	194.23	3,06	0.000	C.V
3	343,95	1745.58	0.001	223.45	3,06	0.0025	C.V
2	343,95	2089.54	0.001	245.36	3,06	0.0027	C.V
1	343,95	2433.49	0.001	259.97	3,06	0.0031	C.V
RDC	343.95	2777.44	0.000	267.28	3,06	0.000	C.V

Tab. IV.10. Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >

❖ Sens Transversal :

Etage	W [t]	Pk[t]	$\Delta_{ky}[m]$	$V_y [t]$	$h_k [m]$	θ	≤ 0.1
7	369,77	369.77	0.002	54.83	3,06	0.0044	C.V
6	343,95	713.72	0,003	99.46	3,06	0.0070	C.V
5	343,95	1057.67	0,004	137.71	3,06	0.0100	C.V
4	343,95	1401.63	0,004	169.59	3,06	0.0108	C.V
3	343,95	1745.58	0,003	195.09	3,06	0.0087	C.V
2	343,95	2089.54	0,004	214.21	3,06	0.0127	C.V
1	343,95	2433.49	0,003	226.26	3,06	0.0105	C.V
RDC	343.95	2777.44	0,002	233.33	3,06	0.0077	C.V

Tab. IV.11. Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Transversal >

Alors : $\theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.7.5.Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

CHAPITRE IV : Etude dynamique

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

❖ Sens Longitudinal :

$$M_s = W \times L/2 = 2777.44 \times 23.30/2 = 32357.17 \text{ t.m.}$$

Etage	$F_i[t]$	$h_i[m]$	$F_i \times h_i$
RDC	7.31	3,06	22.36
1	14.61	6,12	89.35
2	21.91	9,18	201.13
3	29.22	12,24	357.65
4	36.43	15,3	557.37
5	43.83	18,36	804.71
6	51.14	21,42	1095.41
7	62.83	24,48	1538.07
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			4666.05

Tab. IV.12. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

✓ Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{32357.17}{4666.05} = 6.93 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

❖ Sens Transversal :

$$M_s = W \times L/2 = 2777.44 \times 15.70/2 = 21802.90 \text{ t.m.}$$

Etage	$F_i[t]$	$h_i[m]$	$F_i \times h_i$
RDC	6.37	3,06	19.49
1	12.75	6,12	78.03
2	19.12	9,18	175.52
3	25.50	12,24	312.12
4	31.88	15,3	585.31
5	38.25	18,36	702.27
6	44.63	21,42	955.97
7	54.83	24,48	1342.23
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			4170.94

Tab. IV.13. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

✓ Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{21802.90}{4170.94} = 5.22 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$$

CHAPITRE IV : Etude dynamique

DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

➤ IV.8. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

IV.8.1. Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

IV.8.2. Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}} \quad \text{Et} \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

Avec :

I_y: Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_y.

I_x: Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_x.

IV.8.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.8.3.1.L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

IV.8.3.2.L'excentricité Accidentelle:

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003 (art4.2.7)** est de 5% de la plus grande Dimension en plan du bâtiment:

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 23.3$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.165$ m

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59)**.

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.					
		Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
		Etage 1	343,95	11.308.28 2,68	11,52 8.58 2,25	0.22	0.3
		Etage 2	343,95	11.308.28 5,74	11,52 8.58 5,31	0.22	0.3
		Etage 3	343,95	11.308.28 8,80	11,52 8.58 8,37	0.22	0.3
		Etage 4	343,95	11.308.28 11,86	11,52 8.58 11,43	0.22	0.3
		Etage 5	343,95	11.308.28 14,92	11,52 8.58 14,49	0.22	0.3
		Etage 6	343,95	11.308.28 17,98	11,52 8.58 17,55	0.22	0.3
		Etage 7	343,95	11.308.28 21,04	11,52 8.58 20,61	0.22	0.3
		Etage 8	369,77	11.318.42 24,12	11,52 8.58 23,67	0.21	0.15

Tab. IV.14. Les Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [tm2]	Iy [tm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
Etage 1	343,95	11.30 8.28 2,68	11,52 8.58 2,25	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 2	343,95	11.30 8.28 5,74	11,52 8.58 5,31	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 3	343,95	11.30 8.28 8,80	11,52 8.58 8,37	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 4	343,95	11.30 8.28 11,86	11,52 8.58 11,43	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 5	343,95	11.30 8.28 14,92	11,52 8.58 14,49	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 6	343,95	11.30 8.28 17,98	11,52 8.58 17,55	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Etage 7	343,95	11.30 8.28 21,04	11,52 8.58 20,61	8187,55	15826,09	0.22	0.3	0	0
Etage 8	369,77	11.31 8.42 24,12	11,52 8.58 23,67	8816,73	16490,37	0.21	0.15	0	0

Tab. IV.15:L'excentricité Accidentelle des Etages

➤ **IV.9.Conclusions :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

**Chapitre V:
Ferrailages des éléments
porteurs**

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V. Ferrailage des éléments porteurs :

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques

➤ **Combinaisons prises en compte :**

- **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

1.35G + 1.5Q à E.L.U.

G+Q à E.L.S.

- **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles;

$0.8 \times G \pm E$
 $G + Q + E$ } \Rightarrow Poteaux

$0.8 \times G \pm E$
 $G + Q + E$ } \Rightarrow Poutres

$0.8 \times G \pm E$
 $G + Q + E$ } \Rightarrow Voiles

V.3. FERRAILAGE DES ELEMENTS PORTEURS :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence **le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.**

V.3.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

➤ calcul du ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

❖ **N** est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

❖ **N** est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la Section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

- **Le Moment fictif :**

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

-**V.3.1.1. Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL 91 :**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

-ELS : G + Q

- **Selon le RPA 99 :**

- G + Q + E (M max → N corr.)

- 0,8 G ± E (N min → M corr.)

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l'**E.L.U.**

- **V.3.1.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :**

☒ Armature longitudinale :

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (**zone IIa**).

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

☒ Armatures transversales :

- **RPA99 /version2003 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur totale de la section brute

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t: est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Ø_l: Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :Si

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

-**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau (**l_f = 0.7 L**)

V.3.1.3.Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC+7étages (dimension 55×55) :

c= c' = 4 cm ; S= 55×55(cm); acier Fe E400 ; f_{c28}= 25 MPa.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

L = 3.06m : hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
NMAX (KN)	MCOR (KN.m)	MMAX (KN.m)	NCOR (KN)	NMIN (KN)	MCOR (KN.m)	NMAX (KN)	MCOR (KN.m)
1766,42	2,4	175,59	1132,97	34,98	69,48	1289,3	1,77

-Ferrailage longitudinal :

✓ **ELU :**

$$N_{max}=1766.42\text{KN} ; \quad M_{cor}=2.4\text{KN.m}$$

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article **.A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{u1}}{N_{u1}} = \frac{2.4}{1766.42} = 0.00135 \text{ m} = 0.135 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.135 = 2.135 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$L_f / h < \max(15 ; 20.e_1 / h)$$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 3.89 < \max(15; 0.77)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

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

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée Sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

α : Le rapport du moment du premier ordre.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13,45$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,655 \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,55} \times (2 + 0,655 \times 2) = 0,00825 \text{ m} = 0,825 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,135 + 0,825 = 2,96 \text{ cm.}$$

$$e = 2,96 \text{ cm} = 0,0296 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1766,42 \times 0,0296 = 52,28 \text{ KN.m}$$

☒ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1766420 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 52280 \text{ N.m.}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b \gamma$$

$$A = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 4) \cdot 55 \times 55 \times 14,2 = 656996,72 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 52280 + 1766420 \times (0,51 - 0,55/2) = 467388,7 \text{ N.m}$$

$$B = 1766420 (0,51 - 0,04) - 467388,7 = 362828,7 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad ; \quad A_{\text{calc}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$Ma \text{ (N.m)}$	μ	μ_t	α	β	$A^f \text{ (cm}^2\text{)}$
467388,7	0,230	0,392	0,331	0,867	30,37

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 30,37 - \frac{1766420}{100 \times 348} = -20,38 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q+E :**

$$M_{\text{max}} = 175,59 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1132,97 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{175.59}{1132.97} = 0.155 \text{ m} = 15.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = ea + e_0 = 2 + 15.5 = 17.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.665 \times 2) = 0.00825 \text{ m} = 0.825 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 17.5 + 0.825 = 18.32 \text{ cm.}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{utm}} \times e = 1132.97 \times 0.1832 = 207.56 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 1132970 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 207560 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \times 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.49 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 207560 + 1132970 \times (0.51 - 0.55/2) = 473807.95 \text{ N.m}$$

$$B = 1132970(0.51 - 0.04) - 473807.95 \text{ N} = 58687.95 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$Ma \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	$A^f \text{ (cm}^2\text{)}$
473807.95	0.179	0,392	0.248	0.900	25.8

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 25.8 - \frac{1132970}{100 \times 400} = -2.52 \text{ cm}^2$$

✓ **0,8G ± E:**

$$N_{\text{min}} = 34,98 \text{ K N}; M_{\text{cor}} = 69.48 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{69.48}{34.98} = 1.98 \text{ m}$$

$$e_1 = ea + e_0 = 2 + 198 = 200 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.62 \times 2) = 0.00825 \text{ m} = 0.825 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 21.8 + 0.825 = 200.82 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 34.980 \times e = 34980 \times 2 = 69960 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 34980 \text{ N} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 69960 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \times 55 \times 55 \times 18.5 = 855946.49 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 69960 + 34980 \times (0.51 - 0.55/2) = 78180.3 \text{ N.m}$$

$$B = 34980(0.51 - 0.04) - 78180.3 \text{ N} = -61782 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$Ma \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	$A^f \text{ (cm}^2\text{)}$
78180.3	0.029	0,392	0,036	0,985	3.89

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 3.89 - \frac{34980}{100 \times 400} = 3.88 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h) = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 55 \times 51 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

	$A \text{ cal (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min BAEL (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{RPA (cm}^2\text{)}$	$A \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
ELU	0	3.38	24.2	6HA20+2HA20= 25.13 cm²
0,8G±E	3.88			
G+Q±E	0			

✓ Vérification à L'ELS :

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser, M ser)

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

-la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

-La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

-La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

-Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 1289,3 \text{ KN}$; $M_{ser} = 1,77 \text{ KN.m}$.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,77}{1289,3} = 0,00137 \text{ m} = 0,137 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,137 < \frac{h}{6} = 9,16 \text{ cm}$$

-La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 55 \times 55 + 15 (25,13) = 3401,95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 24,89 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 26,89 = 28,11 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c)^2 + A_2 (v_2 - c)^2)$$

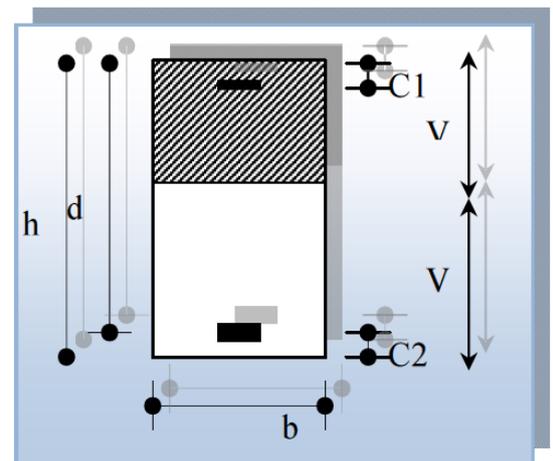


Figure. V.1. section de poteau

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (24,89^3 + 28,11^3) + 15 [18,85(24,89 - 4)^2 + 6,28(28,11 - 4)^2] = 868056,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 1770 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1289300}{100 \times 3401,95} = 3,78 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1770}{868056,47} = 0,000203$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.78 + 0.000203 \times 24.89 = 3.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.78 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour **L'E.L.U** de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à **L'E.L.S** est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.78 + 0.000203(24.89 - 4)] = 56.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.78 - 0.000203(51 - 24.89)] = 56.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 56.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 56.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e / 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Armatures transversales :

✓ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (**G + Q ± E**) donne l'effort tranchant max.

$$V \text{ max} = 119.76 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{119.76 \times 10^3}{555 \times 510} = 0.423 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

✓ Calcul d'armature transversale :

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont

$$\text{calculées à l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

-**Vu** : est l'effort tranchant de calcul.

-**h** : Hauteur totale de la section brute.

-**Fe** : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (Fe 235MPa).

-**Pa** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

lf : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \right) = (3,895) < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3,75$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- RPA99/ver2003 [Art.7.4.2.2]

-La zone nodale : $S_t = 10$ cm

-La zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 119760 \times 150}{550 \times 235} = 5.21 \text{cm}^2$$

At=5.21cm² Soit **6T12=6.79 cm²**

✓ Vérification des cadres des armatures minimales :

- RPA99 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- ✓ Dans la zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

- ✓ Dans la zone courant : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

- BAEL91 : (art A.8.1,3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

S poteau (cm2)	A cal (cm2)	Nombre des barres	A adapté (cm2)
55x55	24,2	6HA20+2HA20= 25.13 cm2	25,13

V.3.1.4. Présentation du ferrailage des poteaux:

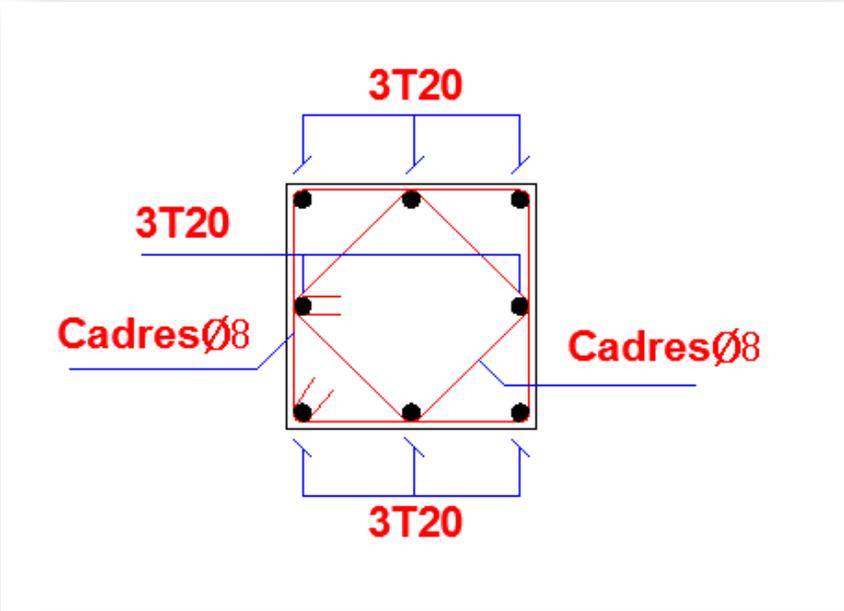


Figure. V.2.ferrailage du poteau

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.3.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

-La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **BAEL91 :**

-Condition de non fragilité :(art A.4.2)

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Le pourcentage minimal d'armature :(art B.6.4)

$$A_{min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

-Vérification de l'effort tranchant :

-La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d}$$

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

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$

V.3.2.1. Combinaison des charges :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

➤ **Selon BAEL91 :**

- ELU : 1,35G+ 1.5Q
- ELS : G+Q

➤ **Selon RPA99/2003 :**

- G+Q+E
- 0.8G± E

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.3.2.2. Etapes à suivre :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

- **Les armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante

- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

La présence de ces cadres permet un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud).

- **Les armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

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

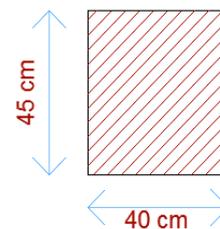
Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

V.3.2.3. Exemple de calcul :

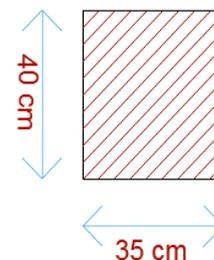
- ❖ **Poutre principale :**

$$b = 40\text{cm}, h = 45\text{ cm} , d = 41\text{ cm}$$



- ❖ **Poutre secondaire :**

$$b = 35\text{ cm}, h = 40\text{cm} , d = 36\text{ cm}$$



Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

❖ En Travée

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0,$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Vérification nécessaire pour les poutres :

- **La condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$-A > \frac{0,23 \times 40 \times 41 \times 2,1}{400} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$-A > \frac{0,23 \times 35 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{bael} = 0,001 b \times h$$

$$-A_{\min}^{bael} = 0,001 \times 40 \times 45 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$-A_{\min}^{bael} = 0,001 \times 35 \times 40 = 1,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b$$

$$-A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

- $A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$ **Poutre secondaire**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \% \text{ en zone courante.} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

-Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ 6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

-Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ 6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

❖ **En Travée :**

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (kN,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principale	47,28	0,049	0,392	0.062	0,975	3.39
Poutre secondaire	29.67	0,046	0,392	0.058	0.976	2.42

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	47,28	34,57	0.062	1.36	0.43	vérifiée
Poutre secondaire	29.67	21.52	0.058	1.37	0.43	vérifiée

Tableau Récapitulatif :

	Acal (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPa} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	Amax	Adopte (cm ²)
Poutre principale	3.39	1.98	9.00	1.8	9.00	6T14=9.24
Poutre secondaire	2.42	1.52	7.00	1.4	7.00	3T12+3T14=8.01

❖ **Sur Appuis**

Combinaison (G + Q + E)

-Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure :

	M (kN,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Poutre principale	207,11	0,216	0,392	0.307	0.877	16.55
Poutre secondaire	124,94	0,193	0,392	0.270	0.892	11.18

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPa/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	16.55	1.98	4.5	1.8	16.55	6T20=18.85
Poutre secondaire	11.18	1.52	3.5	1.4	11.18	6T16=12.06

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

-Les Poutres Principales :

$$M_{max}^t = 47,28 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.50} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.5} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.1 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_c} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{3.39}{40 \times 41} = 0.00206 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

-Les Poutres Secondaires :

$$M_{max}^t = 29.67 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.30} = 0.0930 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.4}{4.3} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0930 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_c} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{2.42}{35 \times 36} = 0.00192 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

-Les poutres Principales :

$$V_u^{max} = 148.78 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{148780}{400 \times 410} = 0.9 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots\dots cv$$

Fissuration peu préjudiciable. :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2.f_c/28/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3.33 ; 5)$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots (c.v)$$

-Les Poutres Secondaires :

$$V_u^{max} = 94.18 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{94180}{350 \times 360} = 0.74 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable. :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2.f_c/28/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3.33 ; 5)$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{.(c.v)}$$

➤ **Les Armatures Transversales :**

✚ **poutre principale :**

-Le diamètre : BAEL91 (art A7.2.2) :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}, 14, \frac{400}{10} \right) = 12.85 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_T = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

-Espacement :

- En zone nodale D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq \min (h / 4, 12\phi_L, 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

-En zone courante D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$St \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) = 36.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

-La section minimale de ferrailage transversal BAEL91 (A.5.1.23) :

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 40}{235} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

3T12 avec $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

✚ **poutre secondaire :**

-Le diamètre : BAEL91 (art A7.2.2) :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}, 14, \frac{350}{10} \right) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_T = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

-Espacement :

- En zone nodale D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq \min (h / 4, 12\phi_L, 30 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

-En zone courante D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$St \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

-La section minimale de ferrailage transversal BAEL91 (A.5.1.23) :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 35}{235} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

3T10 avec $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale

➤ **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Poutre	Position	Nombre des barres	Aadopt (cm2)
P.P (40×45)	Travée	6T14	9.24
	Appui	6T20	18.85
P.S (35×40)	Travée	3T12+3T14	8.01
	Appui	6T16	12.06

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.3.2.4. Présentation du ferrailage :

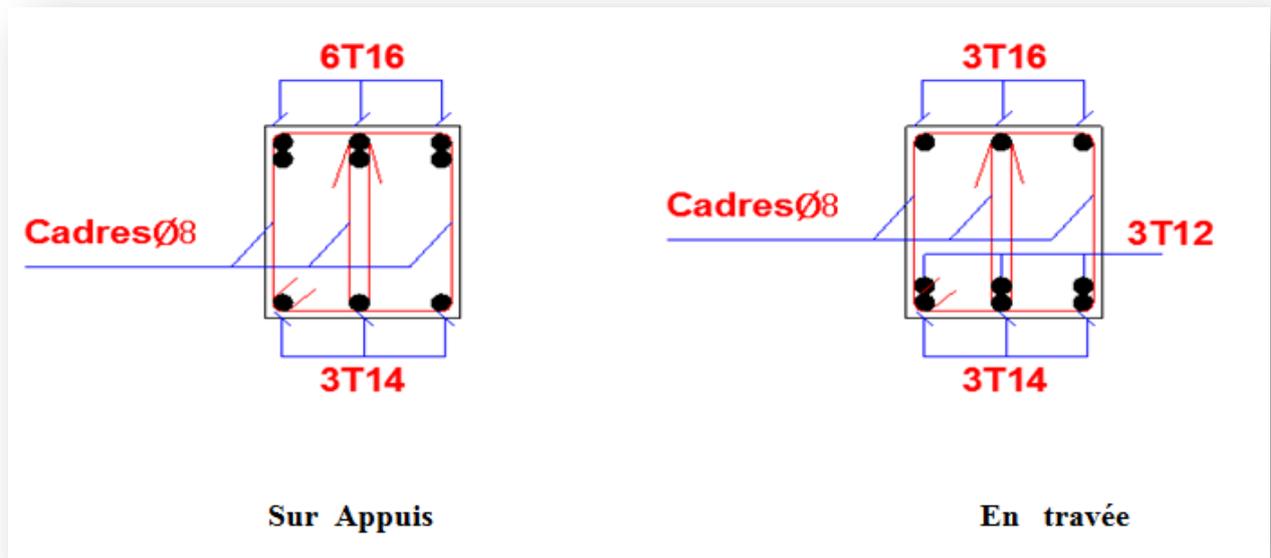


Figure. V.3. ferrailage de la poutre secondaire

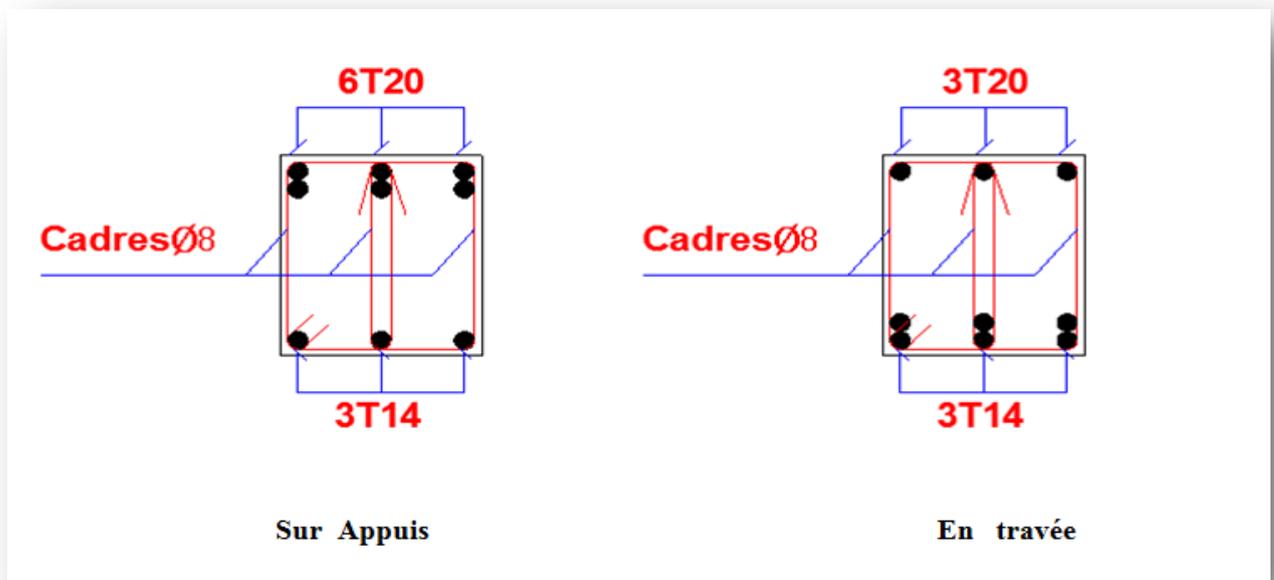


Figure. V.4. ferrailage de la poutre principale

V.3.3. Ferrailage des voiles :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.3.1. Voiles pleins :

V.3.3.1.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de La flexion composée, en tenant compte des prescriptions du **RPA 99/version 2003**, Citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.



Figure.V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.3.1.2. Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
 ϕ : Diamètre de barres horizontales.

-Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5a & (a : \text{Epaisseur du voile}). \\ S \leq 30\text{cm}. \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des Charges.

-Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.3.3.1.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

➤ Etapes de calcul :

-Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $h/6$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = M/N$)

-Calcul des sections suivant leurs natures :

-Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

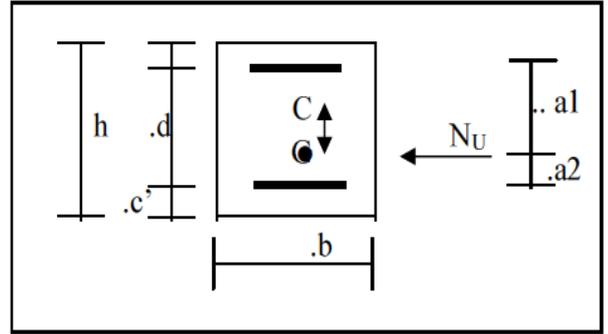
- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

- **C** : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures.

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$



Les équations d'équilibre écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

✚ **Remarque** : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

-**Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- **N** : L'effort normal est un effort de compression.

- **C** : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante

soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

-**M_A** : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

• Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

• Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A = 0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

-section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- **N** : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- **N** : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- **N** : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

-MA : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour les voiles pleins.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$

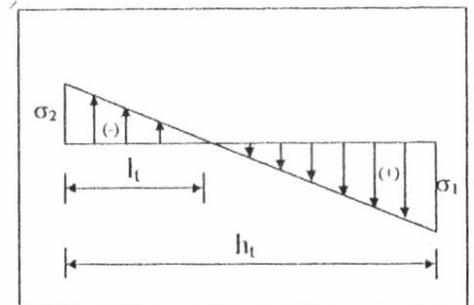


Fig.1

☒ 1ere cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2eme cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3eme cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

▪ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

▪ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

▪ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

V.3.3.1.4. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- **N = 0,8 NG + NE**
- **M = 0,8 MG + ME**

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

V.3.3.1.5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

-Exemple de calcul :

V.3.3.1.6. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

- Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L = 2.00 m)

G+Q+ E:M max → N corr.

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	452,71	318,27	1230,37

$$H = 2.00 \text{ m} \quad ; c = h/20 = 10\text{cm}$$

$$d = h - c = 1.9\text{m}; \quad a = 0,20 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1230.37}{318.27} = 3.86\text{m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 200 - 0.81 \times 10) 20 \times 200 \times 14.2 = 3368.24\text{KN.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1230,37 + 318,27 (1.9 - 1) = 1516.81 \text{ KN.m}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

$$B = 318.27 (1.9-1) - 1516.81 = -1230.36\text{KN}.$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 3.86}{2.00} = 38.6$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.00} = 0,765$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.765 < 38.6 \dots \dots \dots (c.v)$$

V.3.3.1.7.Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 658.173\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5\text{MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$Ma \text{ (KN.m)}$	μ	μe	α	β	$A_f \text{ (cm}^2\text{)}$
1516.81	0,113	0,392	0,150	0,940	21.23

-Calcul des armatures à la flexion composée :(N effort de compression)

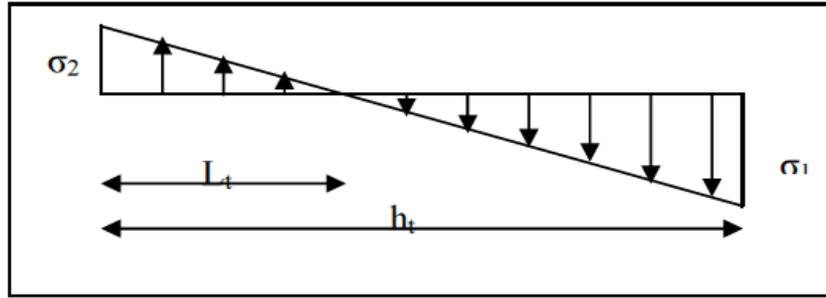
$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$N \text{ (N)}$	$A_f \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
318270	21.33	13.37

-L'armature verticale minimal :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{318.27 \times 10^3}{200 \times 2000} + \frac{6 \times 1230.37 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = 10.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{318.27 \times 10^3}{200 \times 2000} - \frac{6 \times 1230.37 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = -8.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.08 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 1.08 \times 0.20 = 4.32 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA}) = \max(13.37; 4.32)$

Alors on prend $A = 13.37 \text{ cm}^2$

- En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 2 - 2 \times 1.08 = -0.16 < 0$$

$$A_c = 0$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 13.37 + 0 = 26.74 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{15; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

➤ Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**.

-Choix d'armature :

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{2} = 13.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 6\text{HA12} + 6\text{HA12} = 13.58 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 452.71 \times 10^3}{200 \times 1900} = 1.66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

-T : Effort tranchant à la base du voile.

-a : épaisseur du voile ($a=20\text{cm}$)

-d : Hauteur utile (190cm)

-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

*** Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\text{min}}^g = 3 \text{ cm}^2$$

*** En zone courante :**

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$

-Les Armatures Transversal : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPA}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{318.27 \times 10^3}{200 \times 2000} + \frac{6 \times 1230.37 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = 10.023 \text{ MPA} < 18.5 \text{ MPA}$$

V.3.3.1.8. Présentation du ferrailage du voile :

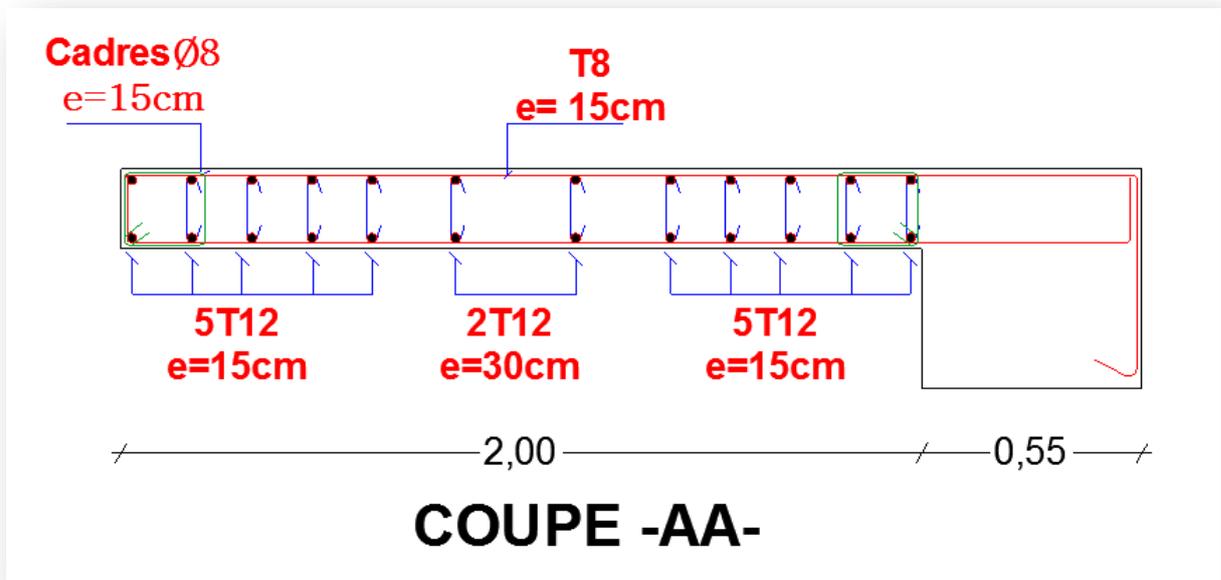


Figure.V.6. schéma du ferrailage du voile

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de

L'ensemble

VI.2. Différents types de fondations :

- ❖ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ❖ Semi profondes (les puits)
- ❖ Profondes (les pieux)
- ❖ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.3. Choix de type de fondation : Le type de fondation est choisi essentiellement selon

Les critères suivants :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- Le poids de la structure.
 - La capacité portante du sol.
 - L'économie dans la réalisation.
 - La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

Pour notre projet, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7bars**, on adopté un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et ferrillage est facile à réaliser. Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment).

-Justification du choix du radier :

$S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S \text{ bâtiment}$ de l'emprise du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- $P_{ser} (max) = G + Q = 29660.36KN$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

- $\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$.

$$S_{semelle} \geq \frac{29660.36}{170} = 174.47 \text{ m}^2$$

La Surface du bâtiment total :

- $S_{totale} = L_x \times L_y = 23.3 \times 16.7 - ((4.3 \times 4.5) + (5.3 \times 4.3)) = 346.97 \text{ m}^2$

$174.47 > 50\% \times 346.97 = 173.48$ Donc le choix du radier peut être adapté.

VI.4. Calcul le Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un Plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux et les voiles de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

-Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement : ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage : ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle : (0.8G ± E) pour la vérification.

-Pré-dimensionnement :

- **Épaisseur du radier** : L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a)Condition forfaitaire :

$$\text{➤ } \underline{\text{Sous voiles}} : \frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{max} : La longueur max du voile

$$L_{max} = 200\text{cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_r \leq 40\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 40 \text{ cm}$

➤ Sous poteaux :

D'après : LIVRE Calcul des ouvrages en béton armé, M. BELAZOUGUI, Page 117

-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande distance entre deux poteaux.

h_r: Épaisseur du radier.

On peut admettre une épaisseur de dalle $h_r = 40\text{cm}$.

-La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur b égal

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow b \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

b) condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Le : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{max} = 4,50 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3.$$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4,50^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0,62 \text{ m} \quad h \geq 0,62 \text{ m}$$

➤ **Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h = 70 \text{ cm} \quad \text{pour les nervure.}$$

$$hr = 40 \text{ cm} \quad \text{pour le radier.}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la surface minimale du radier:

-Détermination des efforts :

$$\text{ELU: } N_u = 40495,85 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 29660,36 \text{ KN}$$

$$\text{▪ ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{40495,85}{1,33 \times 170} = 179,11 \text{ m}^2$$

$$\text{▪ ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{29660,36}{1,33 \times 170} = 131,18 \text{ m}^2$$

$$S \text{ bâtiment} = 346,97 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 179,11 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

Lx: longueur en plan (23.3 m).

Ly: largeur en plan (16.7 m).

-Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$D \geq \text{Max} (20 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 346,97 + 0,4 \times 2 \times (23,3 + 16,7) = 386,17 \text{ m}^2$$

-Poids du radier :

$$G = (386,17 \times 0,40 \times 25) = 3861,7 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 40495,85 + 1,35 (3861,57) = 45708,96 \text{ KN}$$

$$N_s = 29660,36 + 3861,57 = 33521,93 \text{ KN}$$

➤ Vérifications de radier :

-Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{45708,96 \times 1}{179,11} \cdot \frac{4,50}{2} = 574,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{574,20}{1 \times 0,36} = 1,59 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

- **Vérification pour les voiles** : Le voile et le plus sollicitée et avec $e = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2(0,20 + 2 + 2 \times 0,70) = 7,2 \text{ m}$$

$$N_u = 830,97 \text{ KN} \leq \frac{0,07 \times 7,2 \times 0,40 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

- **Vérification pour les Poteau** : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0,55 + 0,55 + 2 \times 0,7) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1766,42 \text{ KN} \leq \frac{0,07 \times 5 \times 0,4 \times 25000}{1,5} = 2333,33 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

-Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. $G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 179,11 \times 10 \times 1,8 = 4835,97 \text{ KN}$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =1.8 m)

$$GT = 33521.93\text{KN}$$

$$GT = 33521.93 \text{ KN} > 4835.97 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

-Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (**x, y**)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

$$N \text{ total} = 40838,86\text{KN}$$

$$M_x = 159,93\text{KN}$$

$$M_y = 130,00\text{KN}$$

	<i>Sens(X-X)</i>	<i>Sens (Y-Y)</i>
N total(KN)	40838,86	40838,86
M(KN.m)	159.93	130.00
e(m)	0.0039	0.031
L/4(m)	5.82	4.17
condition	vérifier	vérifier

-Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 20413.05m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 10763.41m^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

	<i>Centre de gravité du radier</i>	<i>Centre de gravité du bâtiment</i>	<i>ex</i>	<i>ey</i>
X_G	12.05	11.30	0.75	/
Y_G	8.75	8.28	/	0.47

-Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 12.05 \text{ m}, Y_g = 8.75 \text{ m}$$

	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$	$S_{rad} \text{ (m}^2\text{)}$
X-X	20413.05	40838,86	159.93	386.17
Y-Y	10763.41	838,86	130	386.17

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\bar{\sigma}_{sol} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	105.84	105.65	105.79	226.1	C.V
Y-Y	105.85	105.64	105.79	226.1	C.V

VI.5.Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le CBA93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés

Comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON(ν).

-Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>En travée</i>	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<i>Sur appui</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

-Calcul des moments fléchissant $G=26631.29$ $Q=3029.07$:

<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 40495,85 / 179.11$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 29660,36 / 179.11$
$q_u = 226.09 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 165.59 \text{ KN/m}^2$

VI.6.Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du $(4.8 \times 4.5) \text{ m}^2$.

⇒ Le panneau intermédiaire

- **L'ELU** : $v = 0$; $q_u = 226.09 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.5/4.8 = 0.93 > 0.4$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau (**livre exercés de béton armé selon le BAEL83**):

$$\mu_x = 0.0428 ; \mu_y = 0.845$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0428 \times 226.09 \times (4.50)^2 = 195.95 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.845 \times 195.95 = 165.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 195.95 = 146.96 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 165.57 = 124.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 195.95 = 97.97 \text{ KN.m/ml.}$$

-Calcul des armatures : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $\beta = (1 - 0.4\alpha)$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 29 \text{ cm}$$

-Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Sens- X :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 33 \times 2,1 / 400 = 3,98 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens- y :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 29 \times 2,1 / 400 = 3,5 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 100 = 4,00 \text{ cm}^2$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN × m)	97.97	146.96	97.97	124.17
μ	0.0633	0,0950	0,0820	0,103
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0	0	0
α	0,081	0,125	0,107	0,136
β	0.967	0.950	0.957	0.945
σ_s	348	348	348	348
As (cm²/ml)	8.82	13.47	10.14	13.01
As_{min} (cm²/ml)	3.98	3.98	3.5	3.5
Choix des barres/ml	6HA14	5HA20	6HA16	5HA20
As_{corres} (cm²/ml)	9.24	15.71	12.06	15.71
Espacement (cm)	15	20	15	20

- **L'ELS:** v = 0.2 ; q_s = 165.59 KN/m

$$\alpha = 4.5 / 4.80 = 0.93 > 0.4$$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art .4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0500 ; \mu_y = 0.8939$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0500 \times 165.59 \times (4.5)^2 = 167.65 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.8939 \times 167.65 = 149.86 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 167.65 = 125.73 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 149.86 = 112.39 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \Rightarrow 0.5 \times 167.65 = 83.82 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<i>Mser (KN.m)</i>	83.32	125.73	83.32	112.39
μ	0,0510	0,076	0,066	0,089
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	15	15	15	15
α	0,065	0,098	0,085	0,116
β	0,974	0,961	0,966	0,954
$\sigma_{st}(\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
<i>As (cm²/ml)</i>	12.85	19.66	14.75	20.14
<i>As_{min}(cm²/ml)</i>	3.98	3.98	3.5	3.5
<i>choix des barres/ml</i>	5HA20	5HA25	5HA20	5HA25
<i>As_{corr} (cm²/ml)</i>	15.71	24.54	15.71	24.54
<i>Espacement cm</i>	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (\text{A.5.1,1})p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{226.09 \times 4.80 \times 4.50}{2(4.8) + 4.50} = 346.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{346.35 \times 10^3}{1000 \times 330} = 1.04 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 1.04 \prec [\tau_u] = 2.5MPa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

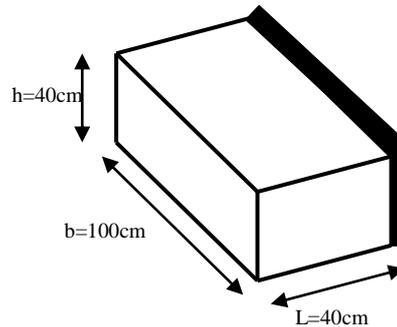
VI.7. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0.40m$$

$$b = 1m$$

$$d = 0.9 h = 0.36m$$



✓ **Présentation schématique :**

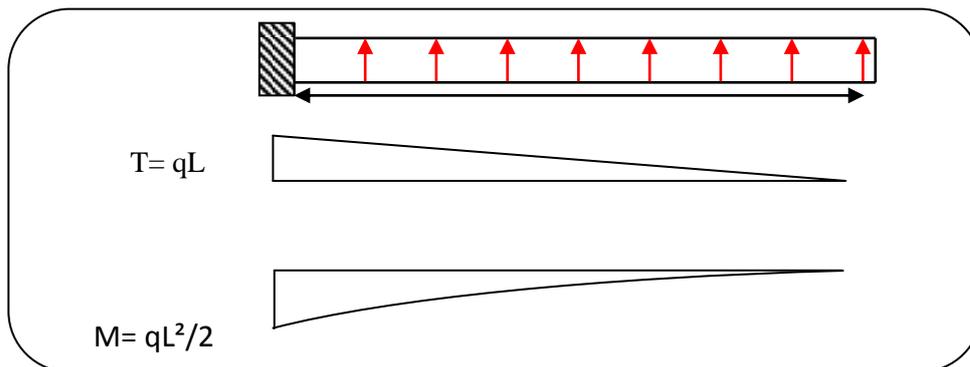


Figure.VI.1. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

• **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 229.06 \times (0.4)^2 / 2 = 18.32 \text{ KN.m}$$

• **L'ELS :**(fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 165.59 \times (0.4)^2 / 2 = 13.24 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	$A_s(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$	$A_{\text{Adop}}(cm^2)$
ELU	18.32	0.009	0.011	0.995	1.46	4.34	5.65 = 5HA12
ELS	13.24	0.006	0.007	0.997	1.82	4.34	5.65 = 5HA12

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0.36 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 226.09 \times 0.4 = 90.43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{90.43 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.251 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.8. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

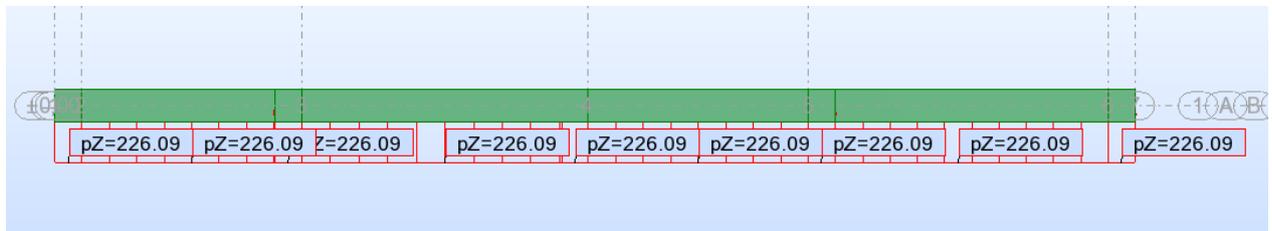
-Calcul les charges revenant à la nervure

$$a) \quad q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{40495.85}{179.11} = 226.09 \text{ KN/m}^2$$

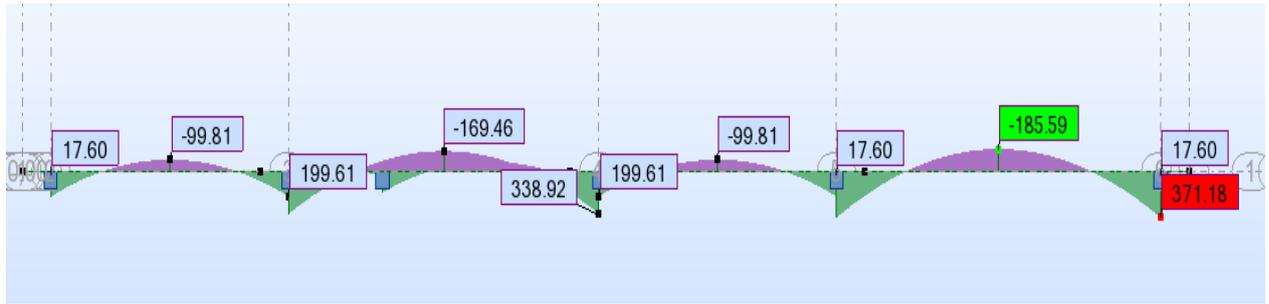
$$b) \quad q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{29660.36}{179.11} = 165.59 \text{ KN/m}^2$$

☒ **Sens Y-Y :**

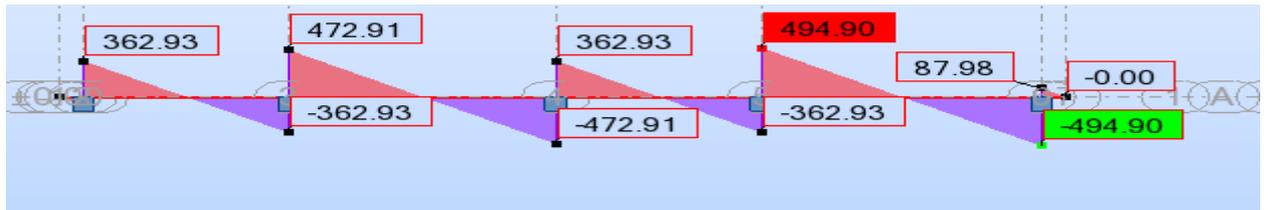
• **ELU :**



CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure



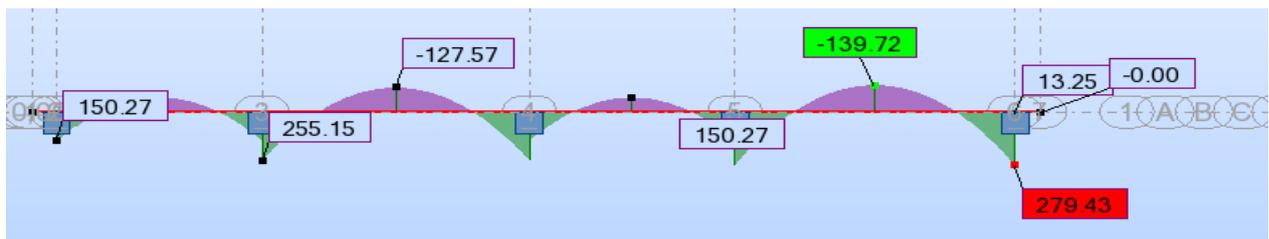
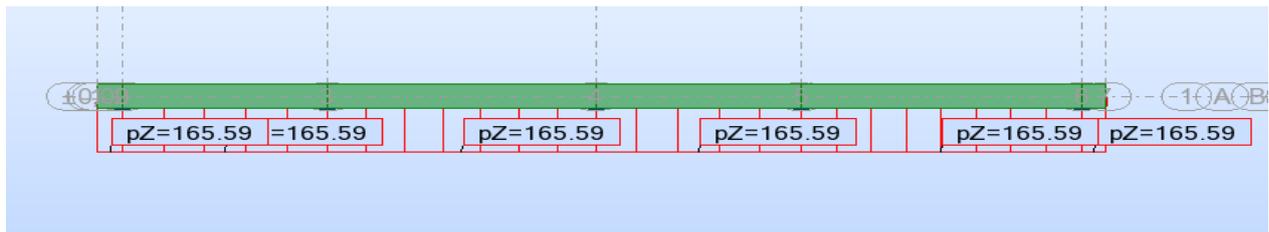
M (KN. m)



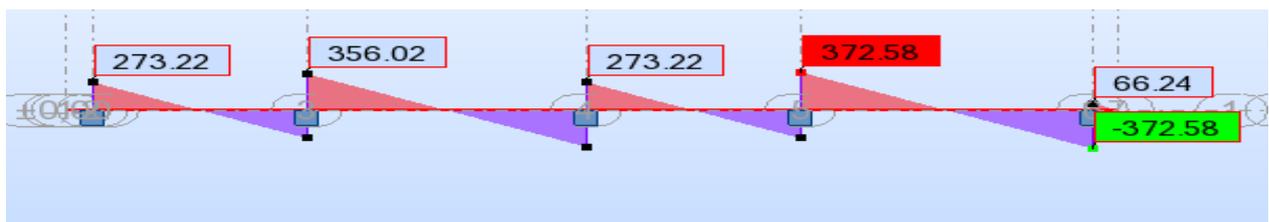
T(KN)

Figure.VI.2.sollicitation des nervures sens Y-Y(ELU)

•ELS :



M (KN. m)



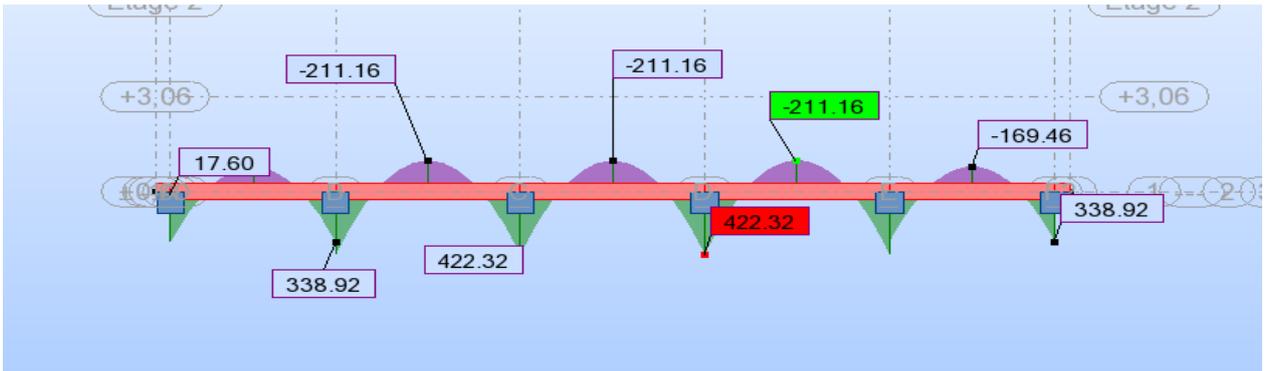
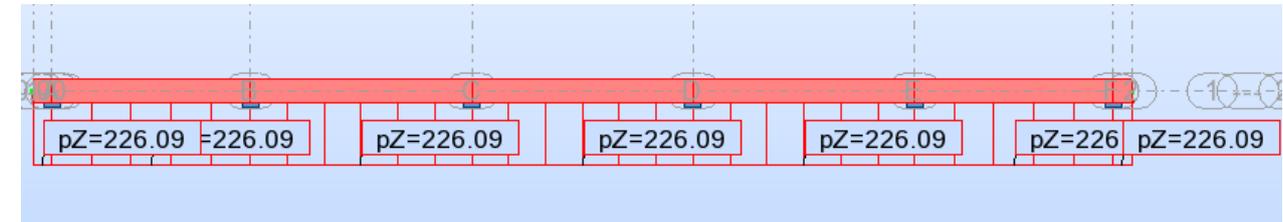
T(KN)

Figure.VI.3.sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS).

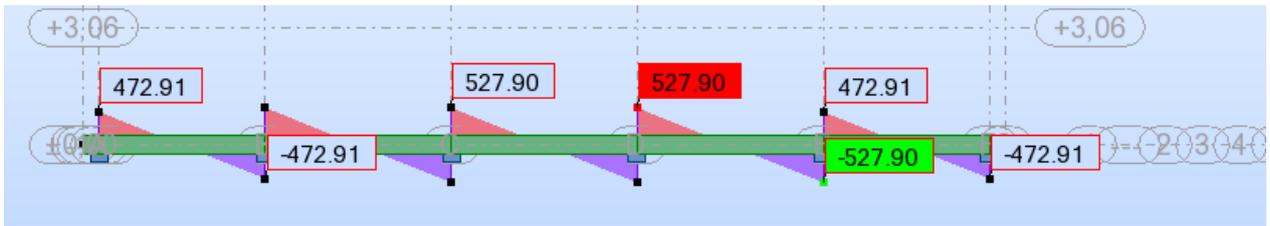
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

☒ **Sens X-X :**

• **ELU :**



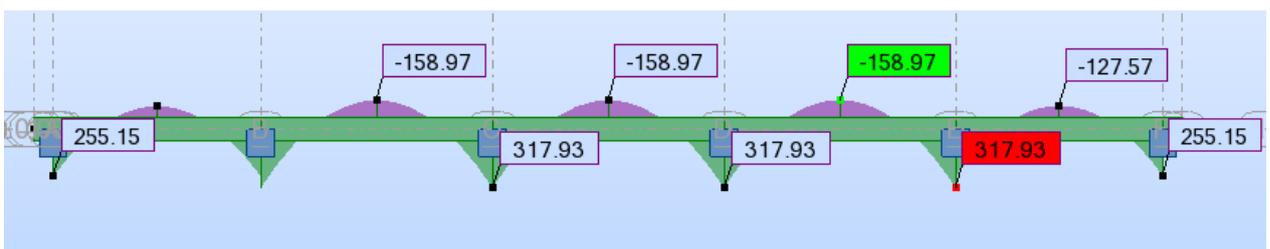
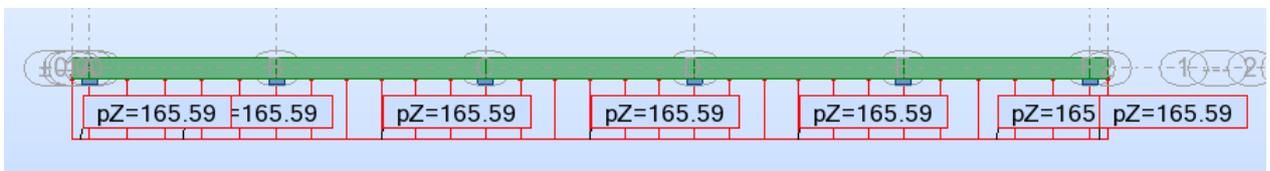
M (KN. m)



T (KN)

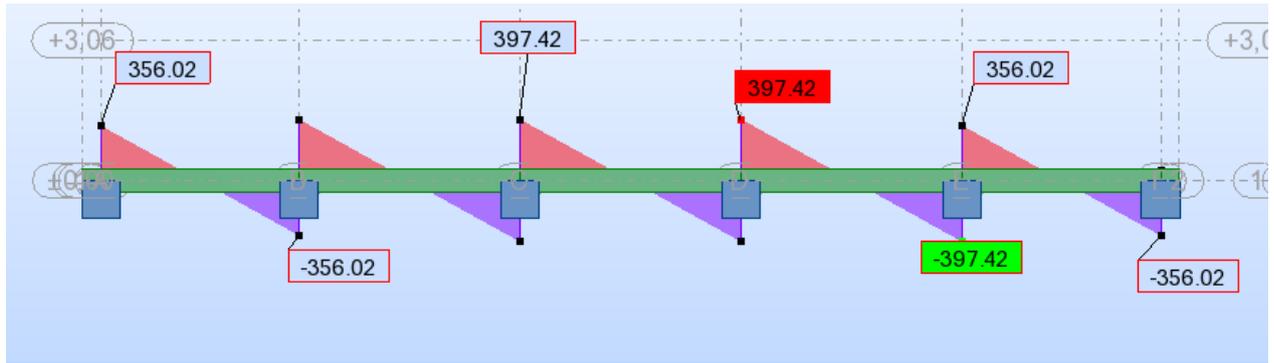
Figure.VI.4. sollicitation des nervures sens X-X(ELU).

• **ELS :**



M (KN. m)

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure



T(KN)

Figure.VI.5.sollicitation des nervures sens X-X(ELS).

$$ELU \begin{cases} (Y - Y) : M_t = -185.59 \text{ KN.m} , M_a = 371.18 \text{ KN.m} \\ (X - X) : M_t = -211.16 \text{ KN.m} , M_a = 422.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (Y - Y) : M_t = -139.72 \text{ KN.m} , M_a = 279.43 \text{ KN.m} \\ (X - X) : M_t = -158.97 \text{ KN.m} , M_a = 317.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **ferraillage de nervure a l'ELU:**

Sens		Mu [KN.m]	μb	α	β	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	422.32	0.149	0.202	0.919	20.96	17.5	25.13	8HA20
	Travée	211.16	0.074	0.066	0.973	9.89	17.5	25.13	8HA20
Y-Y	Appuis	371.38	0.131	0.096	0.961	17.62	17.5	25.13	8HA20
	travée	185.59	0.065	0.084	0.966	8.76	17.5	25.13	8HA20

➤ **ferraillage de nervure a l'ELS:**

Sens		Mu [KN.m]	μb	α	β	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	317.93	0.112	0.148	0.940	15.42	17.5	25.13	8HA20
	Travée	158.79	0.056	0.072	0.971	7.45	17.5	25.13	8HA20
Y-Y	Appuis	279.43	0.099	0.130	0.948	13.44	17.5	25.13	8HA20
	travée	139.72	0.049	0.062	0.975	6.53	17.5	25.13	8HA20

➤ **Vérfications à l'ELU :**

-Vérfications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

<i>Sens</i>	<i>Vu (KN)</i>	τ_u (MPa)	<i>Observation</i>
X-X	527.90	1.67	C.V
Y-Y	494.90	1.57	C.V

-Vérfications nécessaires pour les nervures :

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 50 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = 3.8\text{cm}^2$$

-Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 70 \times 50 = 3.5\text{cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 50 \times 70 = 17.5\text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3\text{cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15$ cm En zone nodale

$S_t = 20$ cm En zone courante

VI.9. Présentation du ferrailage :

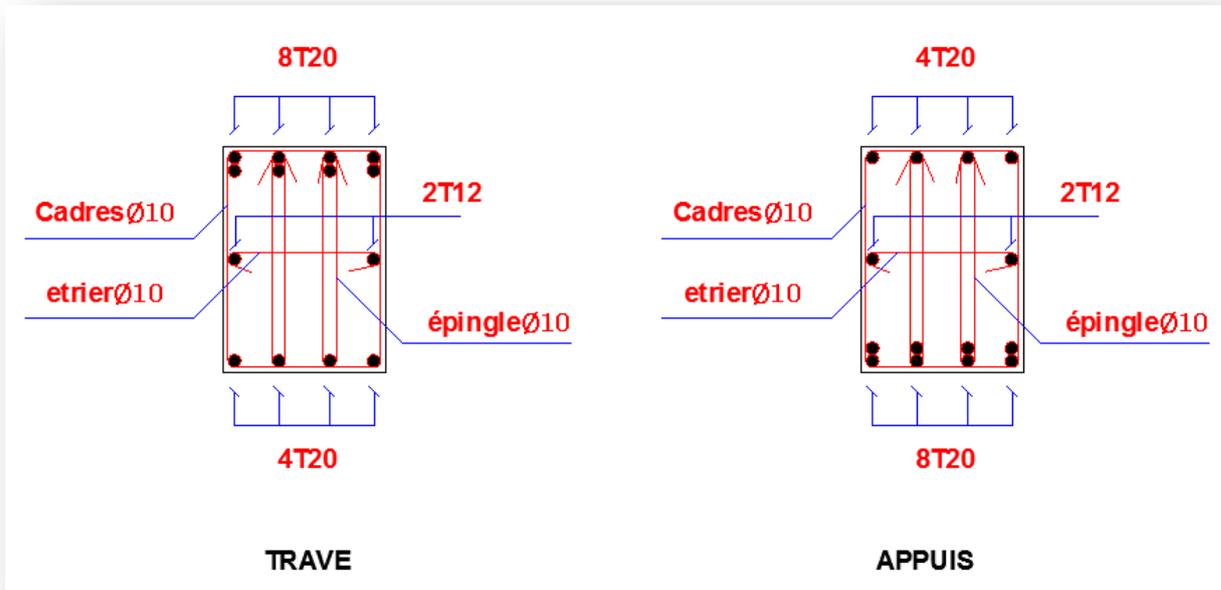


Figure.VI.6. Schéma ferrailage de nervure :

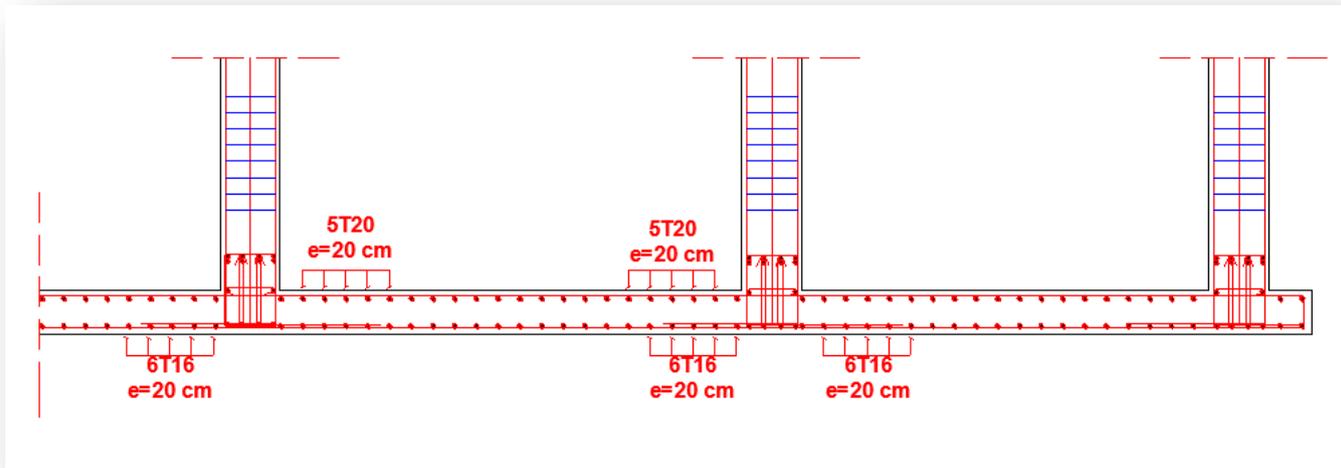


Figure.VI.7. Schéma du ferrailage de radier :

VI.10.Longrine :

➤ Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

➤ Pré dimensionnement :

Selon **RPA 99/V2003(Art10.1.1) page 64** la dimension minimale de la section transversal des longrines sont :

(25x30) cm².....sites de catégorie S₂etS₃

(30x30) cm².....sites de catégorie S₄

Soit : B =30×30 cm²

➤ Les sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1) page 63

Dans notre cas : α=12 (Zone IIa ; Site S3).

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1631.817}{12} = 135.985 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots (c. v)$$

➤ Calcul du ferrailage :

• ELU

Les armatures longitudinales sont données par : BAEL83 page 167

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s} \rightarrow A_u \geq \frac{135985}{348} = 390.76 \text{ mm}^2 = 3.90 \text{ cm}^2$$

• Le ferrailage minimal de RPA (Art.10.1.1) P64

$$A_{RPA} = 0.6\% b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

On adopte : $6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

- **Espacement : d'après RPA(Art.10.1.1) P64**

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\varnothing_l\}$$

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} \} = 15 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Présentation du ferrailage :**

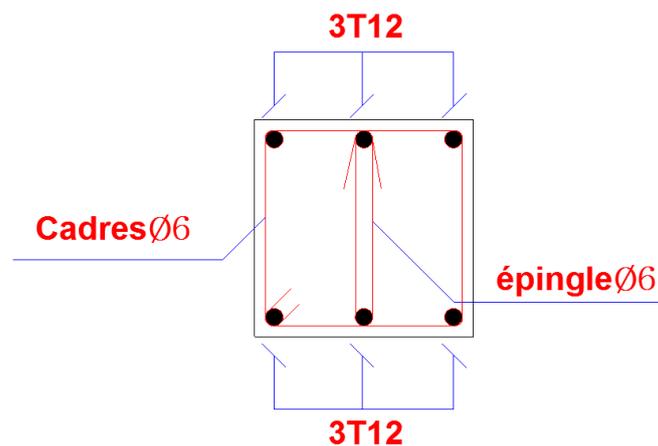


Figure.VI.8. disposition d'armature de longrine

VI.11. La dalle flottante :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

a. mise en œuvre

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

1. La préparation du sol.
2. La mise en place de terre pleine.
3. L'exécution du dallage.

a.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

1. Décapage.
2. Nivellement.
3. Compactage.
4. Drainage.

a.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

a.3. Exécution de dallage

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de F6, maille de (20 x 20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

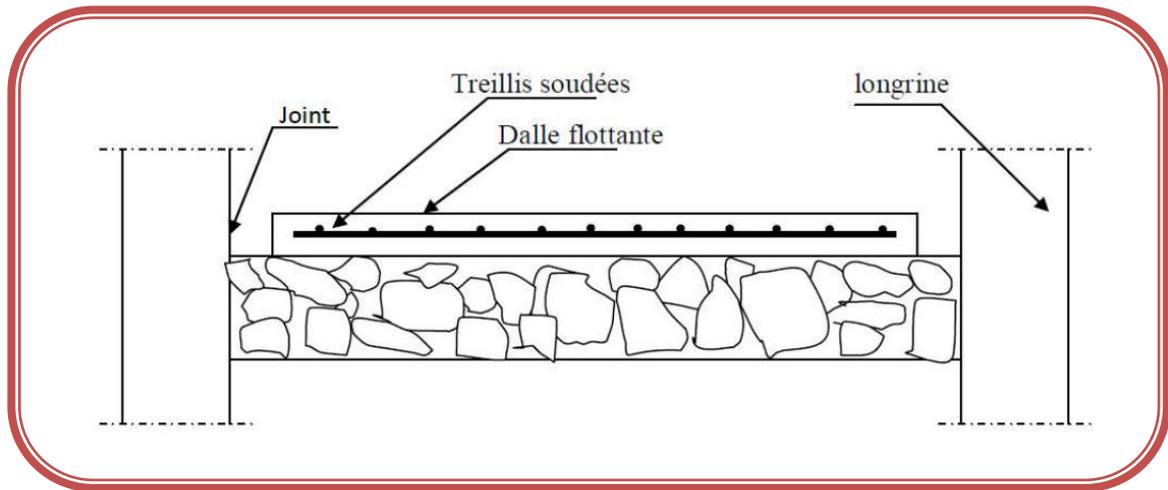


Figure.VI.9. La dalle flottante

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT 2009 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différentes éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets .

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

REGLEMENTS :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahiers de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

LOGICIELS :

- AUTOCAD 2009.....**Dessin.**
- ROBOT 2009..... **Modélisation.**
- WORD Office 2007**Traitement du texte.**

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = Lx/L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$

au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

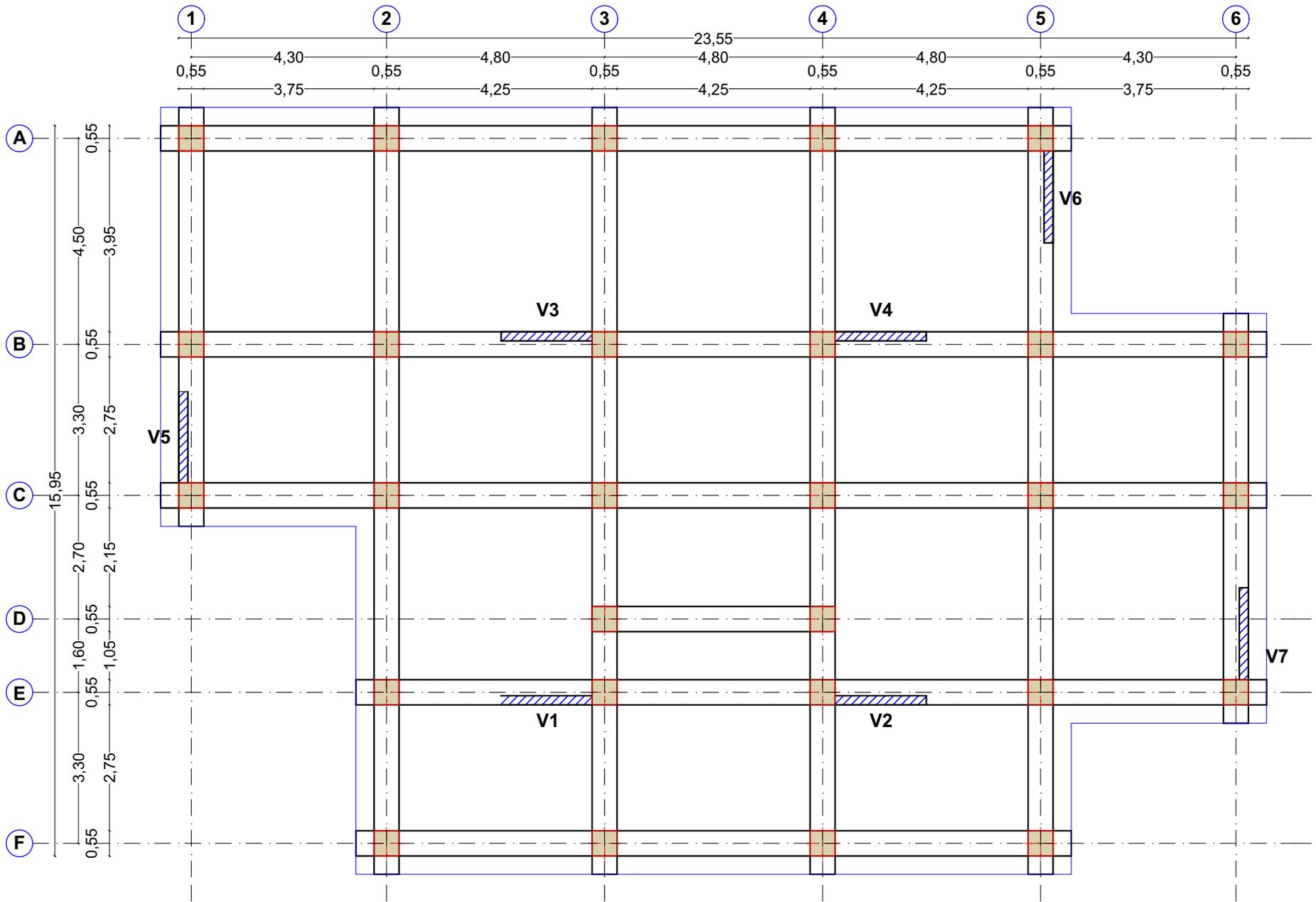
$$\rho = 0.9$$

		u/x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

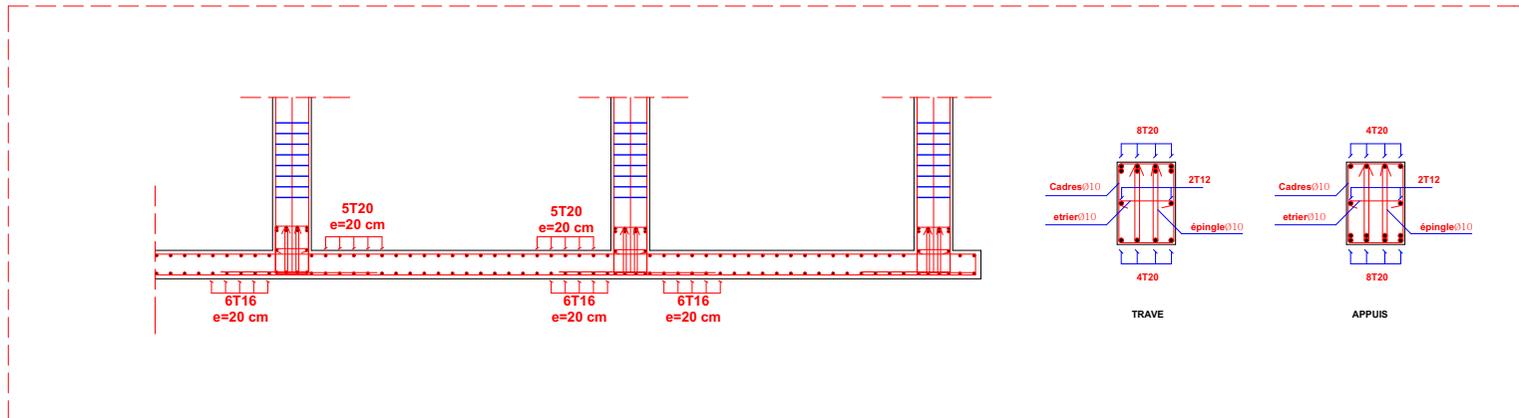
Annexe 3

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

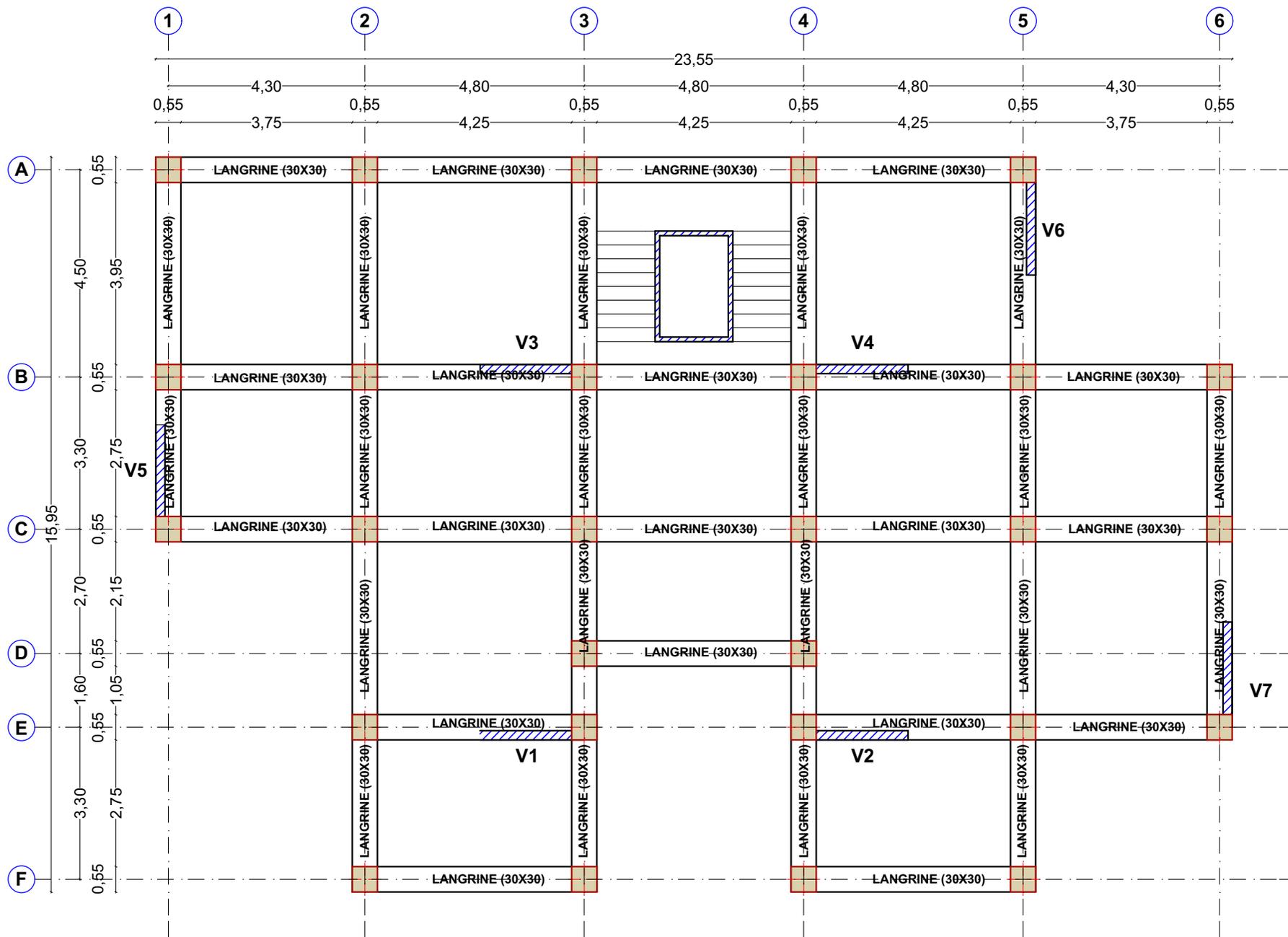
\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



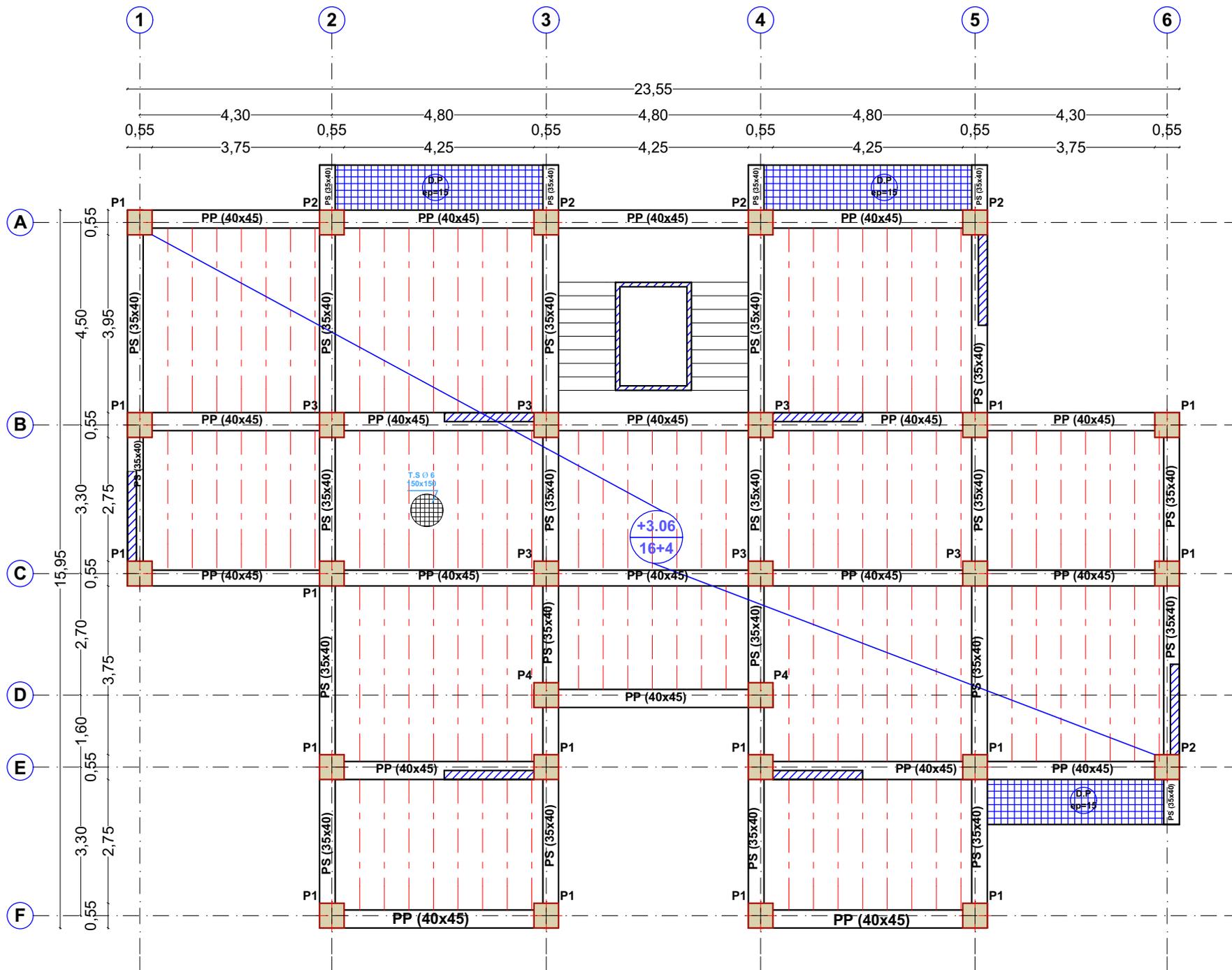
PLAN DE COUFRAGE RADIER



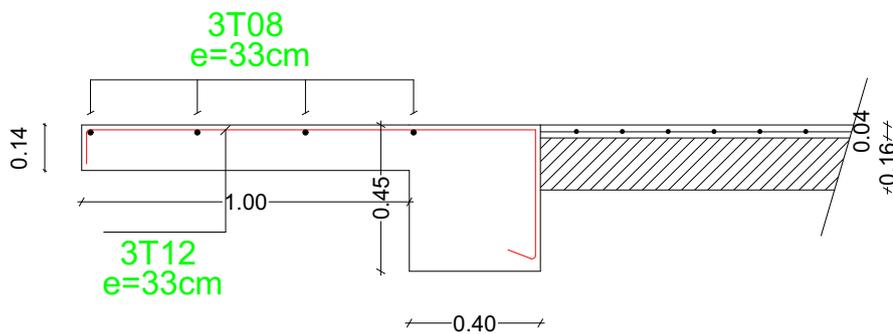
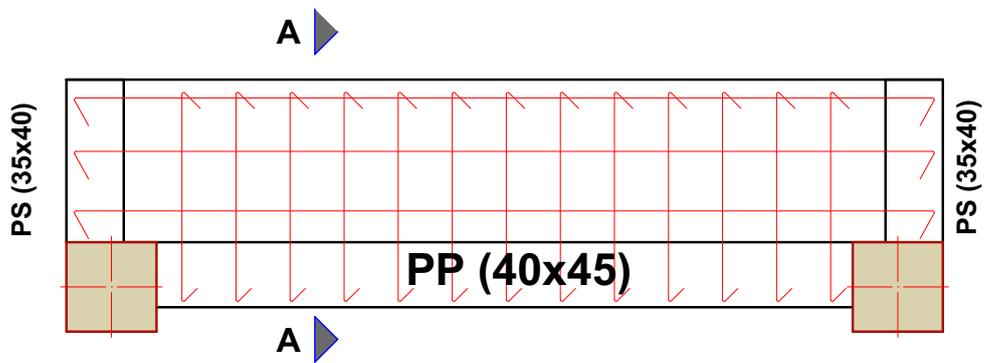
FERAILLAGE DE RADIER



PLAN DE COUFFRAGE LANGRINE



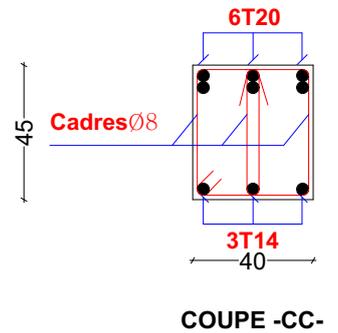
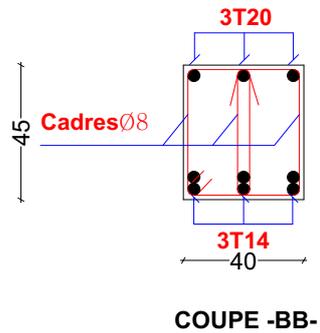
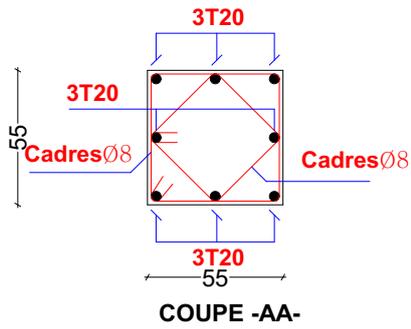
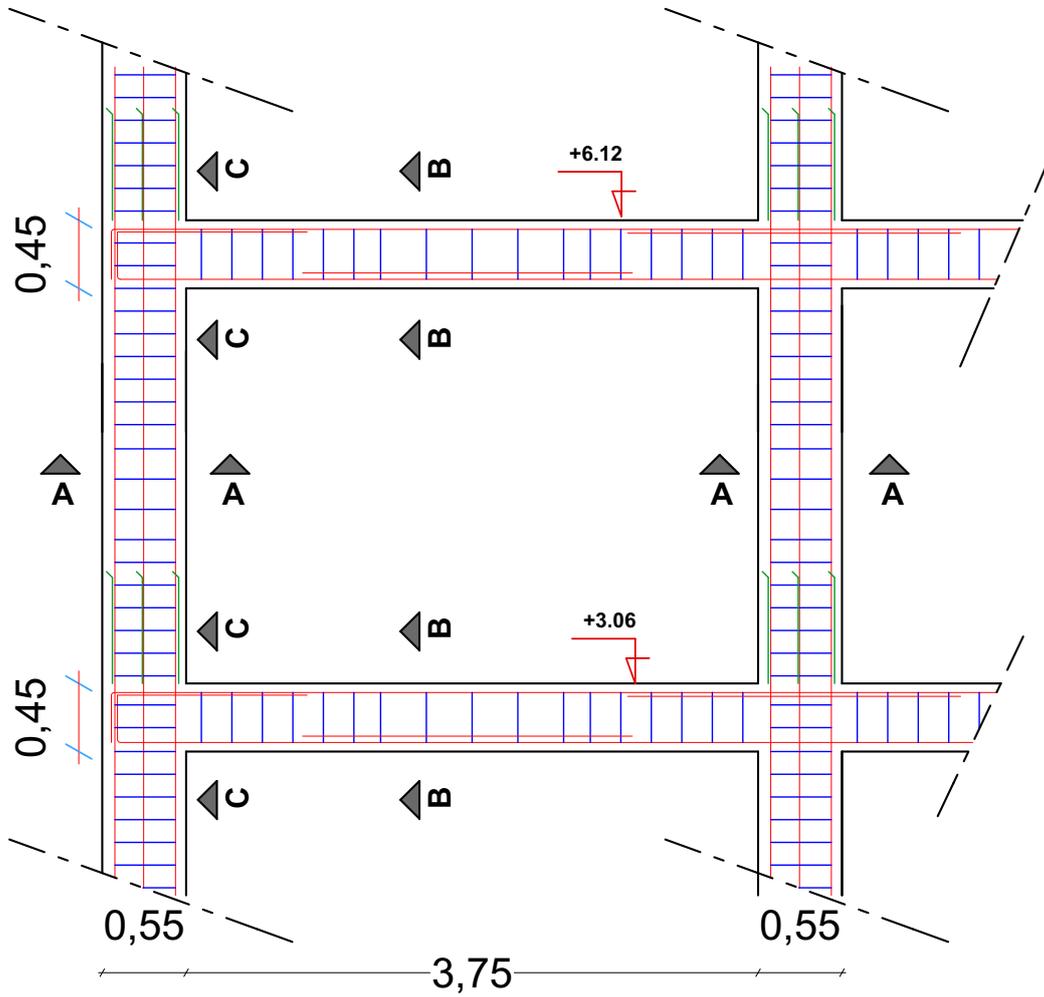
PLAN DE COUFRAGE PLANCHERS



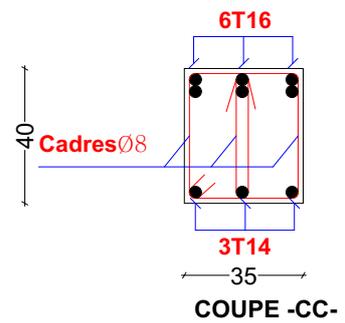
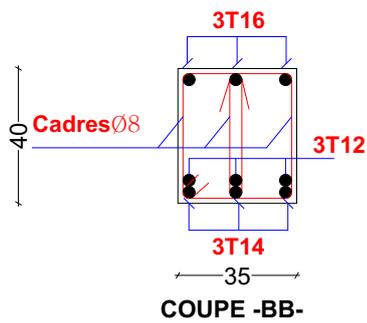
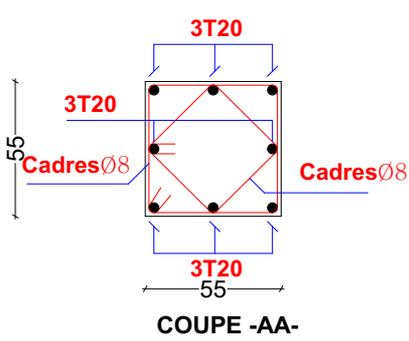
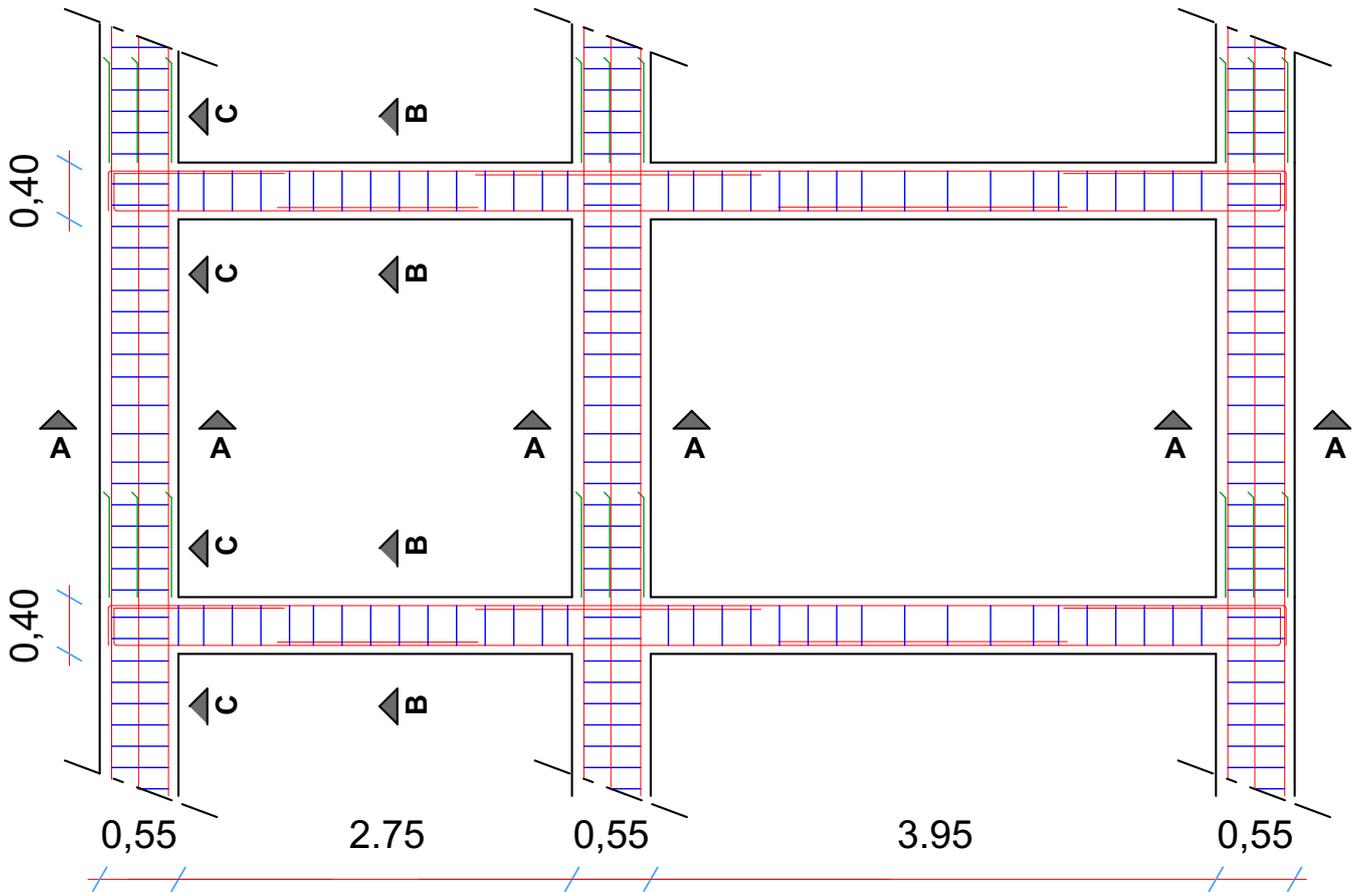
COUPE -AA-

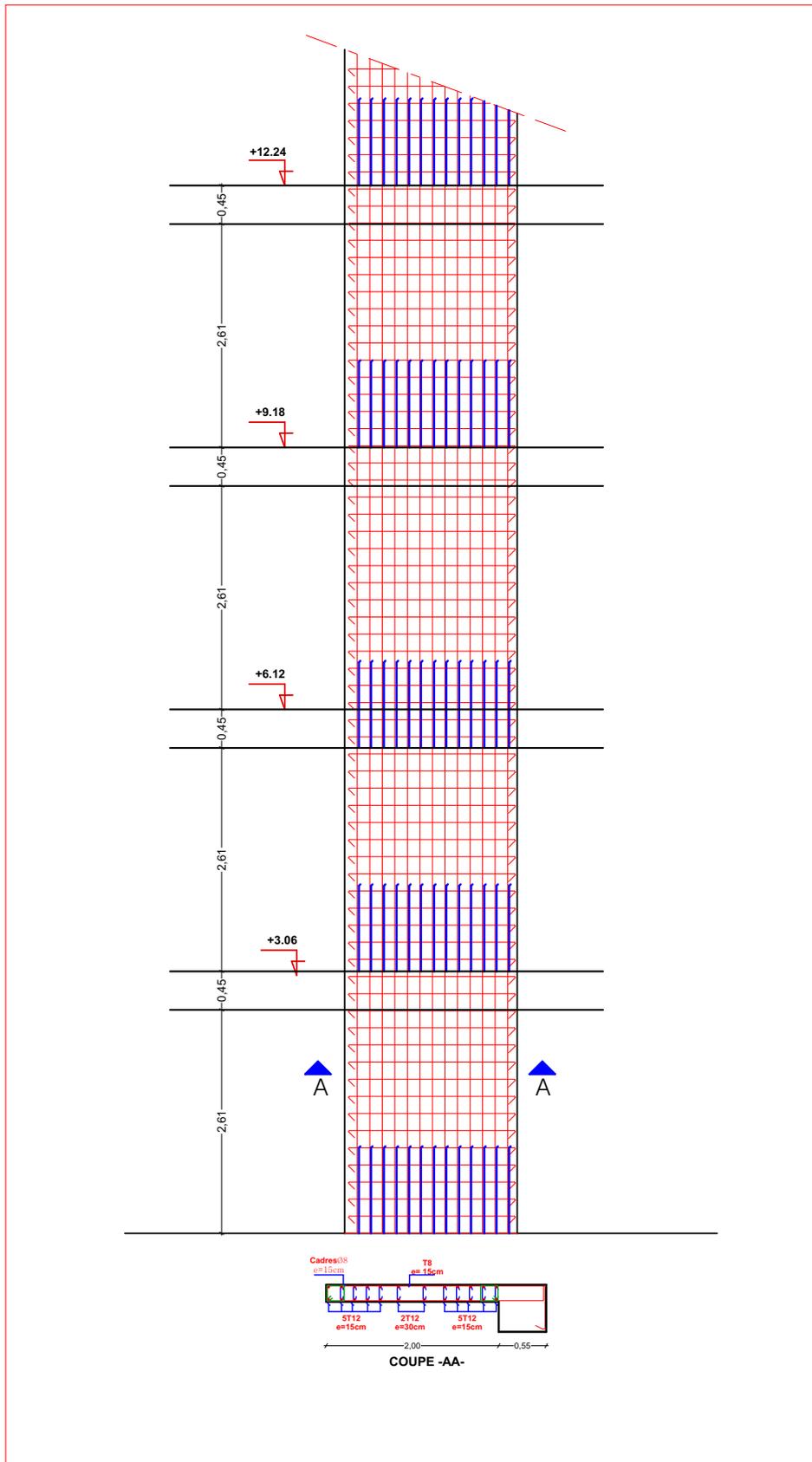
PLAN ET COUPE
DALLE PLAINES
EP=14cm

Poutre Principale AXE A (40X45):



Poutre secondaire File 1 (35X40):





PLAN DE COUFRAGE ET FERRAILLAGES DES VOILES