

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET

POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET

DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA 1



Faculté De Technologie

Département : Génie Civil

Spécialité : Matériaux de construction

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention de diplôme :

Master

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+7 +sous-sol) à usage multiple
(commercial, habitation, et bureau) en béton armé
contreventé par des voiles**

Présenté par : **M^{elle} DJELTI HAYET**

Mr. BAL Ilyes

Docteur

USDB de Blida

Encadreur

Mr. DERBAL Ismail

Docteur

USDB de Blida

Co-encadreur

Blida, 2021

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة عمارة ذات طابع متعدد الوظائف يتألف من طابق أرضي 7 طوابق + طابق تحت ارضي تم إنجازه بولاية سكيكدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99v2003) ان مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة الروافد الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .استعملنا برنامج ألي (ETABS 2013) للدراسة الحركية للبناية اما بالنسبة لتحديد الابعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صممناها طبق المعايير والقوانين المعمول بها (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003) وبواسطة برنامج (SOCOTEC) سلحنا عناصر المقاومة وفيي الأخير دراسة الطوابق التحت أرضية تمت في نهاية هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un bâtiment R+7, à usage multiple, commerciale ,bureaux, sous sol qui sera implanté dans la wilaya de SKIKDA, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles . Nous avons utilisé le logiciel (ETABS2013) pour l'étude dynamique et l'analyse de ce projet, et par rapport le prédimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants et non résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003), et avec le logiciel SOCOTEC le ferrailage des éléments porteurs été mené. En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure ont été traité à la fin de ce projet.

Abstract

The purpose of this study is to design a for building multifunctional use, of R+7 , commercial ,offices, one underground which will be implanted in SKIKDA, classified in zone IIa according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is provided by the beams, columns and walls. We used the software (ETABS2013) to study and analysis of this project. And bycontribution the calculation of per dimensions and reinforcement of all the resistance elements and no resistance are consistent with the rules applicable in strengths namely (BAEL91 modified 99, RPA99 2003 version), and with SOCOTEC software the reinforcement of structural elements was done by. In the end, the study of the infrastructure elements were treated at the end of this project.

LISTE DES FIGURES.

Figure I.1	Plancher à corps creux
Figure I.2	Acrotère
Figure I.3	Escalier a deux volées
Figure I.4	Ascenseur.
Figure I.5	Eprouvette 16x32
Figure I.6	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....
Figure I.7	Evolution de la résistance à la traction f_{ctj}
Figure I.8	Diagramme des deformations limites de la section.....
Figure I.9	Daigramme contrainet- déformation du béton.....
Figure I.10	Diagramme contrainte-déformation du béton ELS.....
Figure I.11	Diagramme contrainte-deformation de l'acier
Figure I.12	Diagramme contrainte-déformation du calcul.....
Figure II.1	Plancher à corps creux.....
Figure II.2	Dimension de l'acrotère.....
Figure II.3	Schéma de ferrailage de poutre pncipales
Figure II.4	Schéma de ferrailage de poutre secondaires.....
Figure II.5	Schéma le poteaux le plus sollicité.....
Figure II.6	coupe de voile en élévation
Figure III.1	coupe transversale de l'acrotère
Figure III.2	section à ferrailer.....
Figure III.3	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....
Figure III.4	coupe du plancher en corps creux
Figure III.5	Schéma statique de la poutrelle à l'ELU.....
Figure III.6	diagramme des moments.....

Figure III.7	diagramme des moments fléchissent à l'ELU.....
Figure III.8	diagramme des moments tranchants à IELU
Figure III.9	diagramme des moments fléchissent à l'ELS.....
Figure III.10	diagramme des momoents fléchissent à l'ELS
Figure III.11	Schéma de ferailage de poutrelle en appuis
Figure III.12	Schéma de ferailage de poutrelle en travées
Figure III.13	dimensionnement d'escalier
Figure III.14	.Schéma statique d'escalier
Figure III.15	.Diagramme des effort interne à l'ELU.....
Figure III.16	.Diagramme des effort interne à l'ELS
Figure III.17	.Schéma de ferrailage d'escalier
Figure III.18	Diagramme des Moments.
Figure III.19	diagramme des efforts intern.....
Figure III.20	Schéma de ferrailage pour palière
Figure IV.1	Specte de réponse suivent Y.....
Figure IV.2	Specte de réponse suivent X.....
Figure IV.3	vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS
Figure IV.4	vue en plan RDC+1 ^{er} étage
Figure IV.5	vue en plan les étages
Figure IV.6	modèle initial.....
Figure IV.7	modèle finale
Figure IV.8	1 ^{er} mode translation suivent Y.....
Figure IV.9	2 ^{ème} mode translation suivent X
Figure IV.10	3 ^{ème} mode rotation
Figure IV.11	présentation de P-Δ l'effet sur la structure

Figure V.1. zone nodale
Figure V.2 Schéma de section tendue et comprimée
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.7 . Schéma de ferrailage des poteaux
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutre porteur avec et sont voile
Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutre non porteur avec et sont voile
Figure V.10 . Section rectangulaire
Figure V.11. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage
Figure V.12. Définition de l'élément mur
Figure V.13. dimension d'un voile
Figure V.14 . les niveaux de vérification d'un voile
Figure V.15. Diagramme d'une section partiellement comprimée
Figure V.16. Diagramme d'une section entièrement comprimée
Figure V.17. Diagramme d'une section entiérment tendue
Figure V.18. Disposition des armatures verticales dans les voiles
Figure V.19. Schéma ferrailage des voiles V_{y5}/V_{y6}
Figure V.20. Schéma ferrailage des voiles V_{x1}
Figure V.21. Schéma ferrailage des voiles $V_{y1} ; V_{y2}.V_{y3} ; V_{y4}$
Figure VI.1 Semelles isolée sous poteaux
Figure VI.2 semelles filantes
Figure VI.3 disposition des nervure par raport au radier et aux poteaux
Figure VI.4 Schéma statique du batiment

Figure VI.5 contraintes sous le radier	
Figure VI.6 vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	
Figure VI.7 ferraillement de radier	
Figure VI.8. Schéma ferraillement de nervure.....	
Figure VI.9. Schéma de ferraillement de nervure.....	
Figure VI.10. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	
Figure VI.11. Schéma de ferraillement de voile périphérique	

TABLE DES MATIERE.

Résumé
Remercîments.
Dédicaces.
Liste des Tableaux.
Liste des Figures.
Liste des Symboles.
Table des matières.
Plans du bâtiment.

INTRODUCTION GENERAL.....

CHAPITRE1: PRESENTATION L’OUVRAGE

I.1 Introduction

I.2 Présentation de l’ouvrage

I.3 Caractéristiques géométriques.....

I.4 Conception de l’ouvrage

 I.4.1 CONCEPTION STRUCTUREL

 I.4.2 Planchers

 I.4.3 Poteaux.....

 I.4.4 Poutres.....

 I.4.5 Acrotère.....

 I.4.6 terrasse.....

 I.4.7 balcon.....

 I.4.8 escalier

 I.4.9 ascenseur.....

 I.4.10 Maçonnerie

 I.4.11 revêtemnts

I.5 caractéristique des materieaux

 I.5.1 Béton

 I.5.2 deformation du beton.....

I.6 presentation de la methode de calcul aux etats limites

 I.6.1 definition de l'etat limite.....

I.6.2 les contraintes limites
.....
.....
.....
.....
I.7 Acier
I.8 les actions
I.8.1 les actions permanente (G)
I.8.2 les actions variables (Q)
I.8.3 les actions accidentelles (FA)
I.8.4 combinaisons d'actions
I.9 conclusion
CHAPITRE2: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT STRUCTURAUX.	
II.1 Introduction
II.2 Pré-dimensionnement des planchers
II.2.1 Plancher à Corps Creux
II.2.2 Plancher à dalle pleine
II.2.3 l'acrotère
II.3 Evaluation des charges et surcharges
II.3.1 Charges permanentes
II.3.2 Surcharge d'exploitation
II.4 Pré-dimensionnement les éléments résistants
II.4.1 Pré-dimensionnement des poutres
II.4.2 Pré-dimensionnement des poutres principales
II.4.3 Pré-dimensionnement des poutres secondaires
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux
II.5.1 procédure de Pré-dimensionnement des poteaux
II.5.2 les charges d'exploitation et loi de dégression
II.6 poteau central
II.6.1 loi de dégression
II.6.2 calcul des différents poids
II.6.3 la descente des charges des poteaux centraux
II.6.4 choix des dimensions des poteaux centraux
II.6.5 vérification des poteaux au flambement

II.7. pre dimensionnement des voiles	
CHAPITRE III: PRES-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	
III.1. Introduction.....	
III.2. etude de l'acrotère.....	
III.2.1 hypothèses de calcul	
III.2.2 evaluation des charges et surcharges	
III.3 calcul des sollicitation	
III.4. Étude numérique	
III.4.1. calcul à l'ELU	
III.4.2. calcul à l'ELS.....	
III.4.3. vérification de l'adhérence.....	
III.4.4. vérification à l'ELS.....	
III.4.5. vérification des contraintes	
III.5. position de l'axe neutre	
III.6. schéma de ferrailage de l'acrotère	
III.7. Etude des planchers	
III.7.2. plancher en corps creux... ..	
III.7.3. choix de la méthode de calcul	
III.7.4. méthode forfaitaire.....	
III.7.5. ferrailage	
III.7.6. vérification à l'ELU	
III.7.7. calcul à l'ELS	
III.7.8. vérification à l'ELS	
III.8. calcul de l'escalier	
III.8.1. introduction.....	
III.8.2. composition d'un escalier.....	
III.8.3. pré-dimensionnement	
III.8.4. pré-dimensionnement de la pailasse et du palier.....	
III.8.5. détermination des sollicitations de calcul	
III.8.6. ferrailage	
III.8.7. Vérification à l'ELU	
III.8.8. Vérification à l'ELU	
III.8.9. schéma de ferrailage d'escalier	
III.9. Calcul de la poutre palière	

III.9.1. Pré dimensionnement.....	
III.9.2. Détermination des charges et surcharges.....	
III.9.3. Calcul à l'état limite ultime	
III.9.4. Vérification à l'ELU	
III.9.5. Vérification à l'ELS	
III.9.6. Schéma de ferrailage poutre palière	
CHAPITREIV : ETUDE SISMIQUE.....	
VI.1. generalite.....	
VI.2. Introduction.....	
VI.3. Choix de la méthode de calcul.....	
VI.3.1. Méthodes utilisables	
VI.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	
VI.3.3. Méthodes d'analyse modale spectral	
VI.3.4. Méthode dynamiquepar accélérogrammes	
VI.3.5. Présentation du logiciel du calcul	
VI.4. application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	
VI.4.1. Principe.....	
VI.4.2. Hypothèses de calcul	
VI.4.3. Définition du spectre de réponse de calcul	
VI.4.4. Nombre de modes à considérer.....	
VI.4.5. Présentation de la vue en 3D	
VI.4.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	
VI.5. resultat de l'analyse dynamique des modeles initiaux	
VI.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales (initial).....	
VI.5.2. Constatation	
VI.5.3. Interprétation	
VI.6. détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	
VI.6.1. Facteur d'amplification dynamique moyen	
VI.6.2. Résultante des forces sismiques de calcul	
VI.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	
VI.6.4. vérification de l'effort normal réduit.....	
VI.6.5. Calcul et vérification des déplacements Latéraux inters étage.....	
VI.7. résultat de l'analyse dynamique des modèle finale	
VI.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales finel.....	

VI.7.2. vérification de l'effort normal réduit	
VI.7.3. Calcul et vérification des déplacements Latéraux inters étage	
VI.7.4. justification vis-à-vis de l'effet p- Δ	
VI.7.5. justification du système de contreventement	
VI.8. conclusion	
CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
V.1 Introduction.....	
V.2 Etude des poteaux.....	
V.2.1. Recommandations du RPA99.....	
V.2.2 Calcule du Ferrailage des poteaux	
V.3. choix des armatures	
V.3.1. Verification vis -a- vis de l'état limite de service	
V.4. Vérification de l'effort tranchant	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement ...	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2. Ferrailage transversal des poteaux.....	
V.5. Longueur de recouvrement	
V.6. Ferrailage des poteaux du sous-sol	
V.7. schéma de ferrailage de poteaux	
V.8. Ferrailage des poutres	
V.8.1. Introduction.....	
V.8.2. Recommandation du RPA99 version 2003	
V.8.3. Calcul du ferrailage.....	
V.8.4. Choix des armatures.....	
V.8.5. condition non fragilité.....	
V.8.6. Vérification vis -a- vis l'ELS	
V.8.7. Vérification de l'effort tranchant	
V.8.8 Recouvrement des armatures longitudinales	
V.8.9. Vérification de la flèche.....	
V.8.10. Arrêt des barres.....	
V.8.11. schéma de Ferrailage des poutres	
V.9. ferrailage du voile	
V.9.1. Généralités	
V.9.2. Justifications sous sollicitation normales.....	

V.10. Procédure de ferrailage des trumeaux.....
V.10.1.Introduction.....
V.10.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires
V.10.3. aciers horizontaux
V.10.4.Aciers supplémentaires et disposition constructives.....
V.10.5. Préconisation du règlement parasismique algérien
V.10.6. Ferrailage des voiles du sous -sol.....

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction
VI.2 Fonctions assurées par les fondations.....
VI.3 . Choix de type de fondations
VI.4 Calcul des fondations.....
VI.4.1 Semelle isolée
VI.4.2 Semelles filantes.....
VI.4.3 Radier générale
VI.5 Ferrailage du radier.....
VI.5.1 Ferrailage de la table du Radier
VI.5.2 Ferrailage des nervures
VI.5.3 Ferrailage du débord.....
VI.6 Conclusion.....
VI.7 étude du voile périphérique
VI.7.1. Introduction
VI.7.2. Pré dimensionnement
VI.7.3. Évaluation des charges

VI.8.Conclusion

CONCLUSION GENERAL

Références.

Annexes.

Introduction générale

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures toute en utilisant l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, afin d'assurer la sécurité publique.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commercial, bureaux, sous-sol, en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limite (BAEL) et du règlement parasismiques algérien (RPA) afin que chaque éléments puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il a été conçu, il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche plus longue et fais aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui il existe des logiciel tels que ETABS REBOT, SAP2000,... permettant non seulement de réduire considérablement le temps du travail, mais aussi d'aboutir à des résultats plus satisfaisants.

Notre travail se subdivisera en quatre parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage et ses caractéristiques, puis nous précéderons au calcul des descentes de charges, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments. Enfin nous calculerons les ferraillages des éléments secondaire tel que l'acrotère, escaliers, , plancher... etc

la deuxième partie portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibration. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel ETABS

Dans la troisième partie nous aurons pour objectif, le calcul des ferraillages des éléments principaux (poutres, poteaux, voiles) fondé sur les résultats du logiciel ETABS

Enfin dans la dernière partie, nous étudierons l'infrastructure dont nous exposerons la méthode de calcul des fondations.

Chapitre I

Présentation du projet

- ❖ Présentation du projet de fin d'étude**
- ❖ Caractéristique des matériaux**
- ❖ Hypothèses de calcul**

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. PRESENTATION DE L'ouvrage

Notre projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation collective et de bureaux (**Sous-sol + RDC + 7 étages + comble habitable**) en béton armé, et implanté a Bouzaaroura commune de Filfila wilaya de Skikda, qui fait une partie de la zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon les règles (**Art 3.1 RPA 99/ V 2003**).

D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m (**Art. 3.2 RPA 99/V2003**)

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Dimensions en élévation	m
Hauteur du sous-sol :	3.23
Hauteur du RDC :	4.08
Hauteur des étages courants :	3.06
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère :	28.73

Tableau I.1caracteristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

Dimensions en plan	
Longueur totale du bâtiment :	28,05m
Largeur totale du bâtiment :	11,20m

Tableau I.2 caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan)

I.4. CONCEPTION DE L'OUVRAGE**I.4.1. Conception structurelle :**

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critère de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable
- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.4.2. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

a) Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60 cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) en béton armé.

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

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

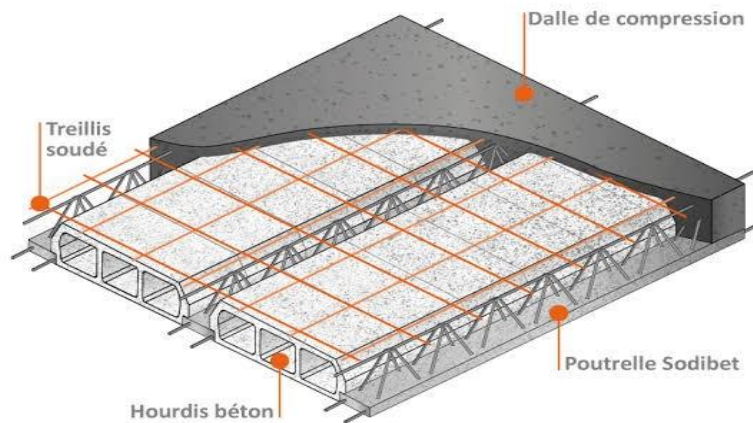


Figure I.1. Plancher à corps creux

b) Planchers en dalle pleine

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

I.4.3. Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression avec un moment fléchissant négligeable.

I.4.4. Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux de la conception structurale de l'ouvrage, conçues pour résister à la flexion. Pour les deux structures on a deux types de poutres : porteuses et non porteuses.

I.4.5. Acrotère

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé d'une hauteur égale à 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

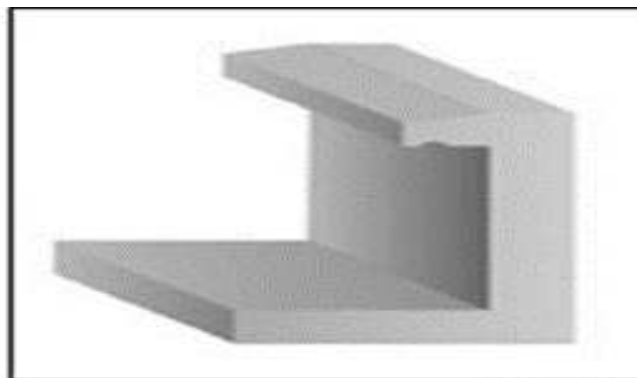


Figure I.2 Acrotère

I.4.6. Terrasse

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de terrasse :

- Une terrasse du bâtiment inaccessible.
- Une autre accessible (comble et toiture).

I.4.7. Balcons

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par une dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones par une dalle en corps creux.

I.4.8. Escalier

Un escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder d'un étage à l'autre

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

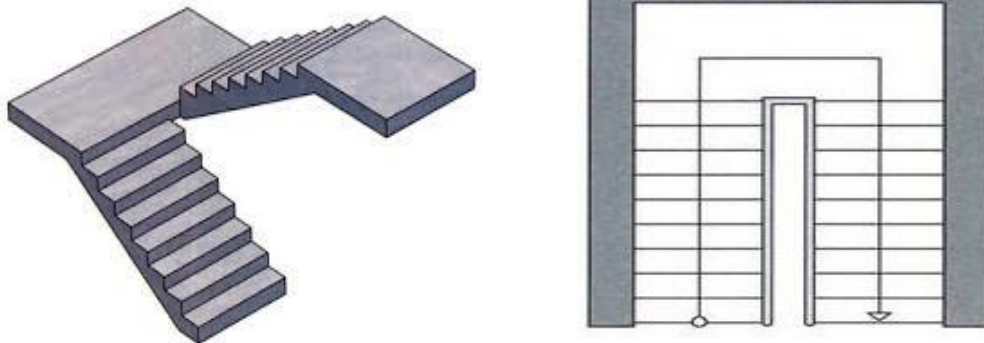


Figure I.3 : escalier a deux volées

I.4.9. Ascenseur

Le bâtiment est de hauteur importante, c'est pour cela la conception d'un ascenseur est indispensable afin que les usagés puissent circuler facilement entre les différents étages. Les deux structures possèdent une seule cage d'ascenseur.

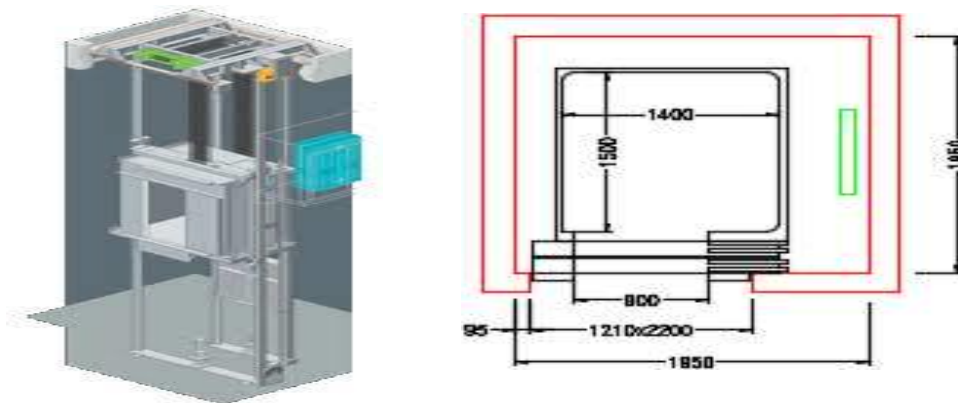


Figure I.4 : Ascenseur

I.4.10. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15** et **10 cm** d'épaisseur séparées d'une lame d'air de **5 cm**
- **Murs intérieurs** : seront réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.4.11. Revêtement

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (e = 2 cm).
- Mortier de ciment (e=3cm). Pour crépissages des façades extérieurs.
- Mortier de pose de carrelage (e = 2 cm).
- Lit de sable sous le carrelage de (e = 1 cm)

I.4.12. Caractéristiques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).selon le règle (Art 3.1 RPA 99/V 2003).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$
- Le site est considéré comme **meuble** (S3) (Art 3.3.1 RPA 99/V2003).

I.5. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**I.5.1.Le Béton :**

Le béton est utilisé comme matériau de construction (béton armé ou précontraint) ou de remplissage (génie civil) et même comme élément décoratif (parements, mobilier). C'est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de granulats naturels normaux (graviers, sable) avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m³ de béton mis en œuvre.

Ce matériau peut varier en fonction de la nature des granulats, adjuvants, colorants, traitements de surface et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation par ses performances et son aspect. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Composition du béton (BAEL 91 modifié 99 et DTU associés)

Le ciment : se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. C'est le composant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. Le ciment utilisé dans la composition est du type : CPJ - CEM II/B42.5

Les granulats : elles sont constituées par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton. Par convention, on appelle sables les grains de dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm, gravillons ceux dont les dimensions sont comprises entre 5 et 25 mm et cailloux ceux dont les dimensions sont supérieures à 25mm.

L'eau : dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

Les adjuvants : ce sont des produits ajoutés en faible dose lors du malaxage ou avant la mise en œuvre dans les coffrages du béton afin d'améliorer certaines propriétés.

Ils représentent entre 1 à 3 % du poids du ciment.

b) Résistance du béton (BAEL 91 modifié 99)**❖ Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement

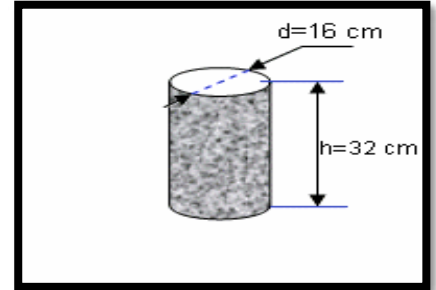


figure I.5 Eprouvette 16x32

Pour notre présent projet on prend : $f_{c28} = 25$ MPa

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de f_{cj} à (j) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.10 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jour} \end{cases}$$

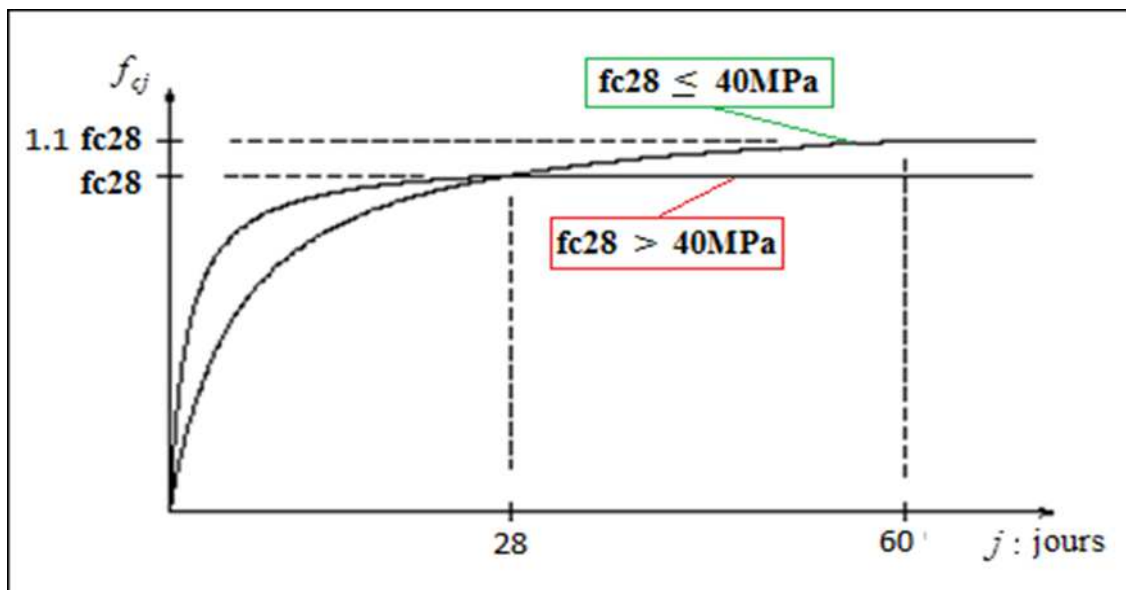


Figure I.6 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon BAEL 91/(Art 2.1.11) comme suite :

$$j \leq 28: \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Résistance caractéristique à la traction (BAEL91/Art A2. 1. 12)**

La résistance caractéristique du béton a la traction, à l'âge de j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

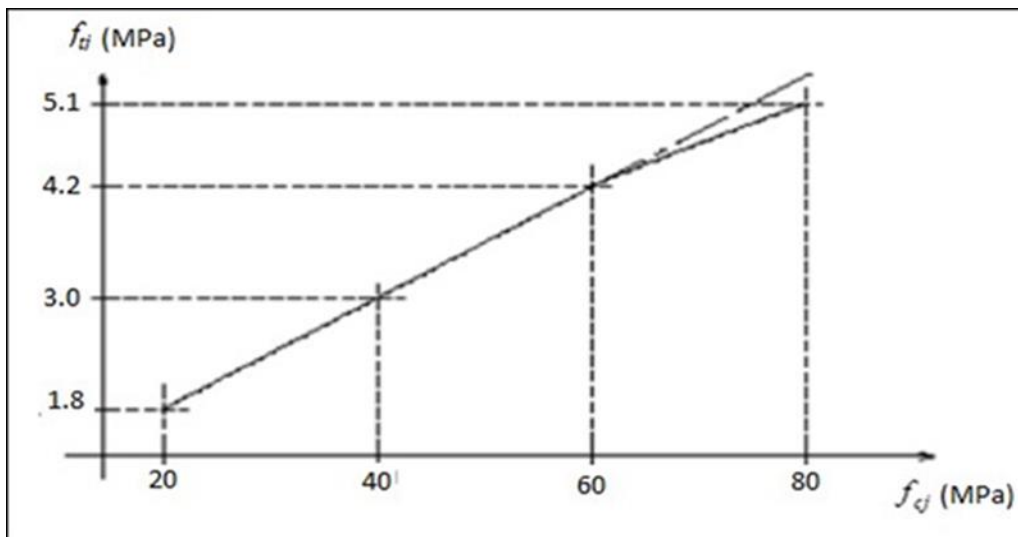


Figure I.7 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

I.5.2. Déformation du béton

a) **Module de déformation longitudinale** : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91

➤ **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (J) jours note E_{ij} est égale à

(Art.A.2 .1. 21 BAEL91): dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \dots \text{pour BAEL 91 Art 2.1.21} \\ E_{ij} = 32\,164.2 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (art A – 2.1.22 BAEL91) : dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} & \dots \dots \dots \text{pour (BAEL 91 Art 2.1.22)} \\ E_{ij} = 10\,818.87 & \dots \dots \dots \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: ($E_{ij} = 3E_{vj}$).

a) Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (MPa)$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

b) Coefficient de Poisson : (BAEL91, Art. A 2.1.3) :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il est pris égal :

$\nu = 0$ (E.L.U) pour le calcul des sollicitations (Section fissurée à ELU).

$\nu = 0.2$ (E.L.S) pour le calcul des déformations ... (Section non fissurée à ELS).

I.6.PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

I.6.1. Définition de l'état limite :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est

calculée. Suivant les règles BAEL 91, on distingue des deux états de calcul :

a) Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3. 41)

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

Hypothèse de calcul à l'ELU:

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

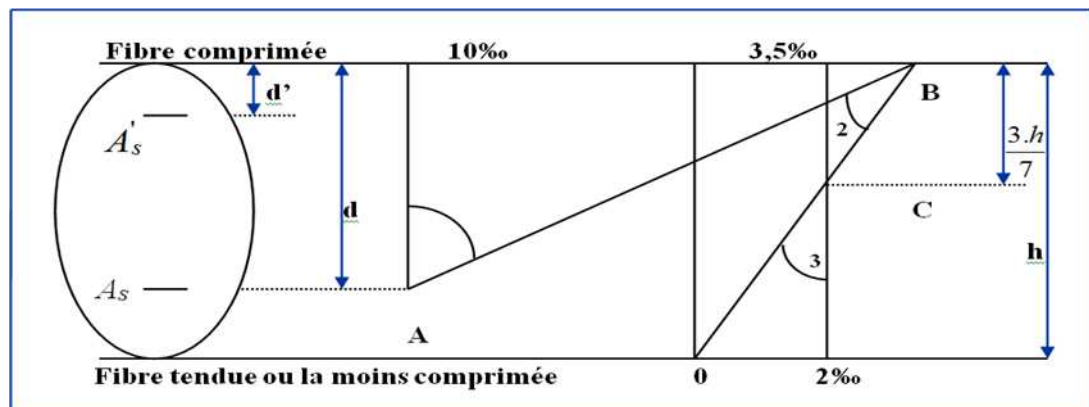


Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section

b) Etat limite de service (ELS): (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité

Hypothèse de calcul à L'ELS:

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence.

I.6.2. Les contraintes limites :**À l'état limite ultime (ELU) :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

tel que : γ_b = Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable (S.D)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1,00: \Rightarrow > 24 \text{heures} \\ 0,90: \Rightarrow 1 \text{heure} \leq t \leq 24 \text{heures} \\ 0,85: \Rightarrow < 1 \text{heures} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{en (S.D)} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en (S.A)} \end{cases}$$

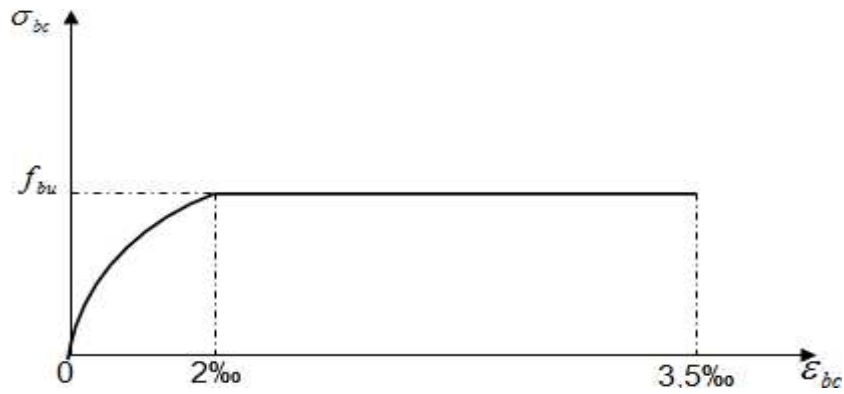


Figure I.9 : Diagramme contrainte- déformation du béton.

• **À l'état limite de service (ELS):**

La valeur de la contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{art 4 -5 .2 BAEL91})$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\sigma_{bc} = 0,6 * 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

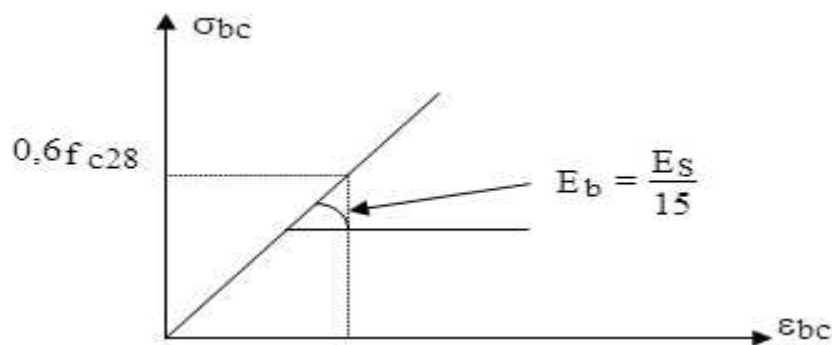


Figure I.10: Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.

I.7. ACIER

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le RPA99/V2003, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

I.7.1. Caractéristiques des aciers :**a) Caractéristiques géométriques :**

Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

Tableau I.3. Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre**b) Caractéristiques mécaniques :**

f_e (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite d'élasticité garantie) en MPa.

TYPES	NUANCE	f_e MPa	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
	F_eE24	235	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
	F_eE50	500	Emploi courant (armatures longitudinales)
Fils tréfilés HA TYP 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfilés Lisses TYP4	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant (dalles de compression).
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	

Tableau I.4. Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

- Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\,000$ MPa selon (BAEL 91, Art. A.2.2, 1).

- Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de Poisson (ν) des aciers est pris égal à 0,3.

c) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

- Contrainte limite ultime à l'ELU:**

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier : } f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$$

Tel que $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{pour la situation durables} \\ \gamma_s = 1,00 \dots \dots \dots \text{pour la situations accidentelles} \end{cases}$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \dots \dots \dots \text{situation durable} \\ 400 \dots \dots \dots \text{situation accidentelles} \end{cases}$$

• **Diagramme contraintes- déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante

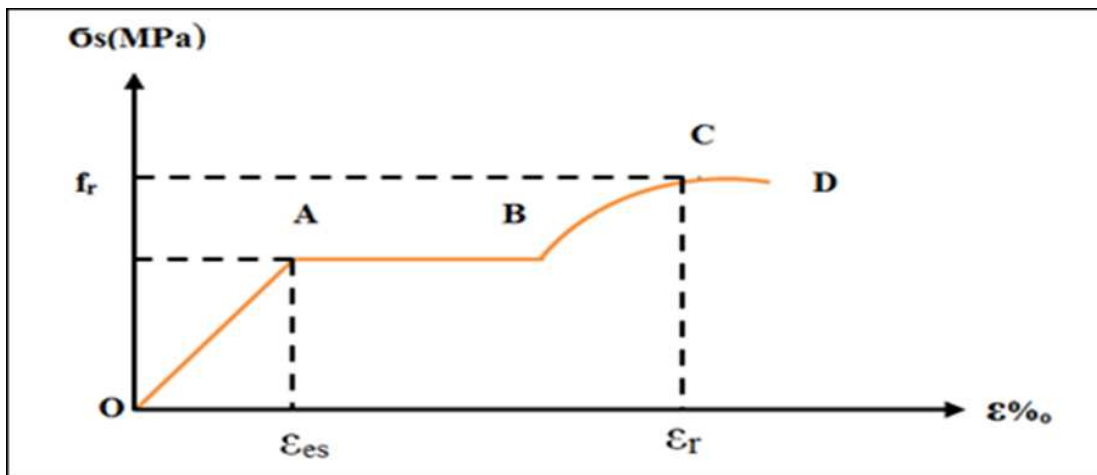


Figure I.11 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissment.
- Zone CD : Domaine de striction

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon

(BAEL91/Art 2.2.2) :

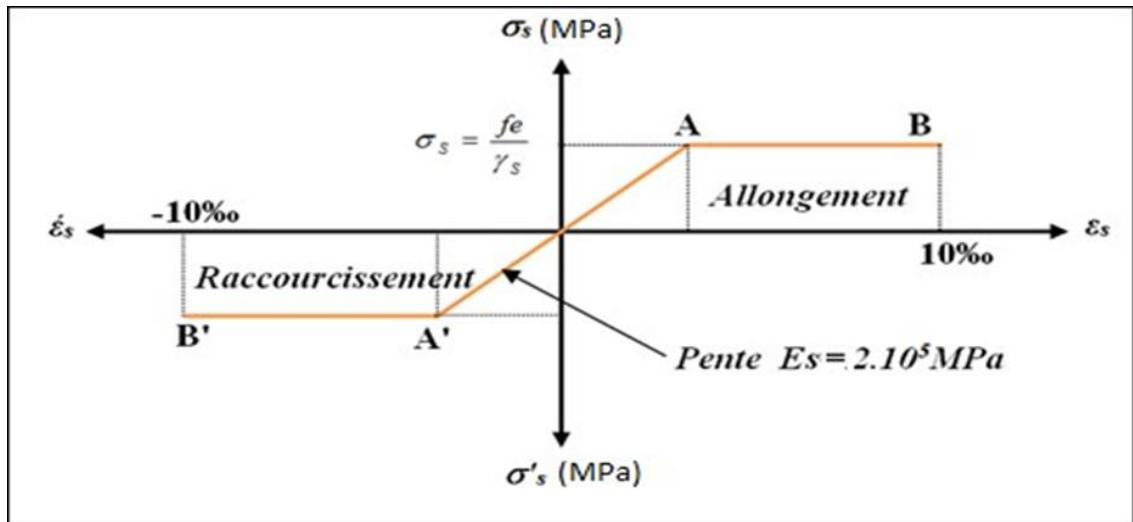


Figure I.12. Diagramme contraintes- déformations de calcul

$$\zeta_l = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\zeta_s < \zeta_l \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de service à l'ELS :**

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles BAEL91 (A.4.5.3), on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible :** (BAEL91/Art 4.5.3.2) aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art 4.5.3.3) cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

n : coefficient de fissuration.

n = 1,6 pour les aciers à haute adhérence (HA) si $\phi \geq 6mm$

n = 1,3 pour les aciers à haute adhérence avec $\phi < 6mm$

- **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91/Art 4.5.3.4) cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$n=1$ pour les rondes lisse (R.L)

$n=1,6$ pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

d) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux. Canal d'eau .)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Donc dans notre bâtiment on prend :

I.8. Les ACTION :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions .On distingue :

I.8.1.les actions permanentes (G):

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres,...etc.

I.8.2. les actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.

I.8.3. les actions accidentelles (F_a) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion,...etc.).

I.8.4. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

1. Combinaison du BAEL 91:

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

2 Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.9. CONCLUSION

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de BAEL91 modifié 99, et le règlement parasismique algérien (RPA).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

- ❖ Pré- dimensionnement du plancher
- ❖ Dalle pleine
- ❖ Descente des charges
- ❖ Pré- dimensionnement des poutres principales
- ❖ Pré- dimensionnement des poutres secondaires
- ❖ Pré- dimensionnement des poteaux
- ❖ Pré- dimensionnement des voiles

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments principaux est une étape essentielle dans l'étude de n'importe quelle construction en génie civil et qui a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir RPA99V2003 et BAEL91/modifiée99.

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tous en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilisera deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'une planche a corps creux revient à déterminer sa hauteur h tel que :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

On a : $L = 3,60$ m

donc : $\frac{360}{25} \leq h_t \leq \frac{360}{20} \Rightarrow 14,4 \leq h_t \leq 18$

Nous adopterons un plancher de 21cm d'épaisseur composé d'un corps creux d 16 cm et d'une dalle de compression de 5cm.



Figure II.1. Plancher à corps creux

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.2.2. Plancher à dalle pleine

L'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur le quels repose la dalle.

a) Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu

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

b) Isolation phonique : selon le RPA99/V2003

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

On limite donc notre épaisseur a :

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

c) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle reposante sur deux appuis}$$

$$\frac{L_x}{20} \leq e \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

$$L_x = 3.60 \text{ m}$$

Dans notre cas la dalle pleine repose sur trois appuis donc :

$$\text{On aura : } 7,2 \leq e \leq 9$$

On prend : $e = 8 \text{ cm}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines : $e = \max(8 ; 15)$

Nous adopterons un plancher en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.2.3.l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse. Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

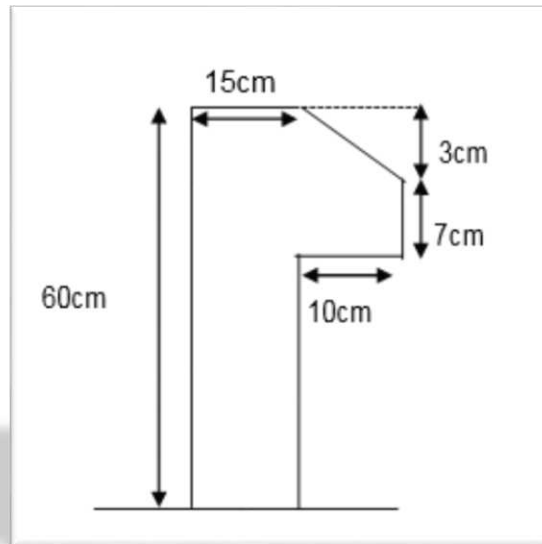


Figure II.2. Dimension de l'acrotère.

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

- **Charge horizontale (Charge sismique)**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99/V2003 (article 6.2.3).}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le .
- **C_p** : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.
- **W_p** : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (SKIKDA).

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2,6225$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

La section de calcul en flexion composée sera de $(b * h) = (100 * 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES

a) Terrasse inaccessible Plancher

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Protection en gravillons	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouche	-	-	0.12
forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Dalle à corps creux (3/8)	0.21	-	3.05
Enduit au ciment	0.02	10	0.2
Σ Charges (Dalle à corps creux (3/8))			6.63
Surcharge Q (kN/m^2)			1.00

Tableau II.1 : Charge G et Q sur plancher terrasse inaccessible

b) Plancher étage courant

Désignation de l'élément	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m^2)
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle à corps creux (3/8)	0.21	-	3.05
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons des éparation (maçonnerie)	-	-	1
ΣCharges(Dalle à corps creux (3/8)et maçonnerie)			5.59
Surcharge Q(kN/m^2)			1.50

Tableau II.2: Charges G et Q sur plancher étage courant

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

c) Sous-sol (dalle plein)

Désignation de l'élément	Épaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	ρ (kN/m^2)
Couche Chappe flottante en asphalte	0,02	/	0,50
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Σ Charges dalle pleine = G			5.39
Surcharge Q(kN/m^2)			1

Tableau II.3 : Composition du plancher dalle pleine du sous-sol

d) Balcon

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Revêtement de sol	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Σ Charges			5.11
Surcharge Q (kN/m^2)			3.50

Tableau II .4 : Charges G et Q balcon

e) Murs extérieur

Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Lame d'air	0.05	0	0
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
Σ Charges			2.81

Tableau II. 5 : Charges des murs extérieurs.

Remarque : la charge d'exploitation de bureau ($Q=2,5kN/m^2$)
la charge d'exploitation de bureau ($Q=5 kN/m^2$)

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Dans un bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des s'actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis Une poutre est un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher le pré-dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

a) Détermination des dimensions (h et b) à partir des formules données par le BAEL 91 modifié 99

selon le BAEL 91 : $\begin{cases} \text{la hauteur } h \text{ de la poutre : } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \text{la largeur } b \text{ de la poutre : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$

b) Vérification des conditions imposée sur h et b par le (Art 7.5.1 RPA 99/V2003):

selon DTR B C2 48 : $\begin{cases} \text{la hauteur } h \text{ de la poutre doit etre : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{la largeur } b \text{ de la poutre doit etre : } b \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$

c) Vérification de la rigidité : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

a) Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus de poteaux.

$$\frac{405}{15} \leq h_p \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h_p \leq 40.5$$

On prend La largeur de la poutre :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte pour la largeur de la poutre principale : **b=30**

b) Vérification des conditions du (Art 7.5.1 RPA 99/V2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion : La section des poutres principales (30 x 40) cm.

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

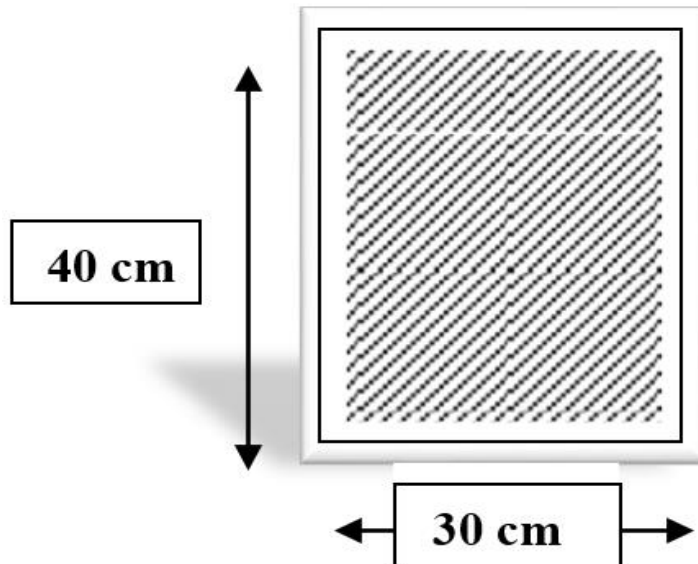


Figure II.3. Schéma des poutres principales

II.4.3. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

a) Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée ente nus de poteaux.

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

On prend La largeur de la poutre : $h=35\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte pour la largeur de la poutre secondaire : $b = 30\text{cm}$.

Vérification des conditions du (Art 7.5.1 RPA 99/V2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 1,17 \leq 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :La section des poutres secondaires (30 x 35) cm.

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

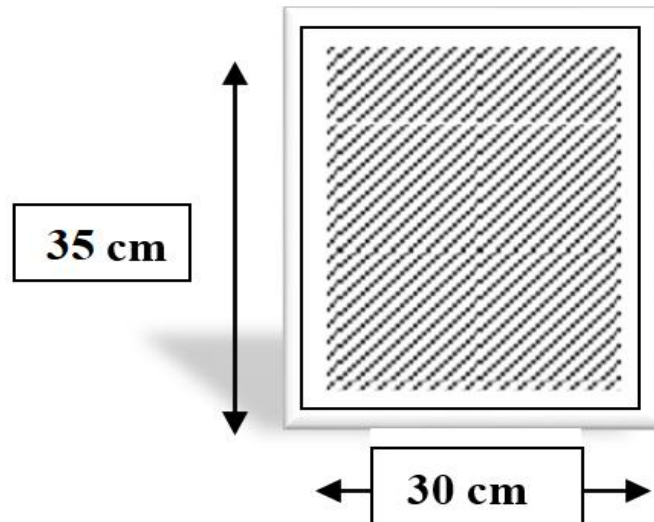


Figure II.4. Schéma des poutres secondaires

II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Étant donné que la structure étudiée est constituée de plusieurs parties de différents niveaux et différentes surfaces, le travail se fera en prenant en considération différents poteaux de chaque partie de la structure.

II.5.1. Procédure de pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau doit vérifier les conditions minimales imposées par les RPA 99/V 2003.

➤ Selon l'article B.8.4.1. du BAEL 91 modifié 99:

La section du poteau est déterminée, en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple, par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35 G + 1,5 Q$
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)
- λ : élancement d'EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement : $L_f = k * l_0$
- i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie de la section : $I = \frac{b*a^3}{12}$
- B : la surface de la section du béton
- \Rightarrow poteux carrée $B = (a \times b)$
- \Rightarrow poteux circulaire $B = (\pi \times \frac{D^2}{4})$
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50 \dots$ situation durable) ;
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15 \dots$ situation durable) ;
- f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 MPa$) ;
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 MPa$)
- A_s : section d'acier comprimée ;
- B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \text{ pour les poteux carrées}$$

$$B_r = \frac{\pi(D-0.02)^2}{4} \text{ pour les poteux circulaires}$$

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$0,2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.0642$$

Donc :

➤ Le minimum requis par le RPA 99/V2003 pour les poteaux rectangulaire en zone sismique IIa on doit avoir au minimum

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

- (a, b) : Dimensions de la section ;
- h_e : Hauteur d'étage ;
- B : Section de béton du poteau ;
- A_s : section d'armatures ($A_s = 1\%B$)

➤ Le minimum requis par le **RPA 99/V2003** pour les poteaux circulaire en zone sismique IIa on doit avoir au minimum

$$D \geq 30 \text{ cm}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

- h_e : Hauteur d'étage ;
- D : diamètre de la section circulaire

Avec :

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ cm}$$

$$D = \frac{\sqrt{4 \times 0,06 (MN)}}{\pi} \approx 0,3 \sqrt{N_u (M.N)}$$

II.5.2. Charge d'exploitation et loi de dégression :

Étant donné qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5 Q.

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

Cette loi est applicable si seulement si la nombre d'étage est supérieur à 5étage $\Rightarrow n > 5$

Avec :

- Q : charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$, donnée par le BAEL 91 modifié 99.

Avec :

- n : Nombre d'étage ;
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse ;
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectif

II.6.POTEAU CENTRAL :

Poteau étage courant : la surface reprise est de $S= 1336 \text{ cm}^2$

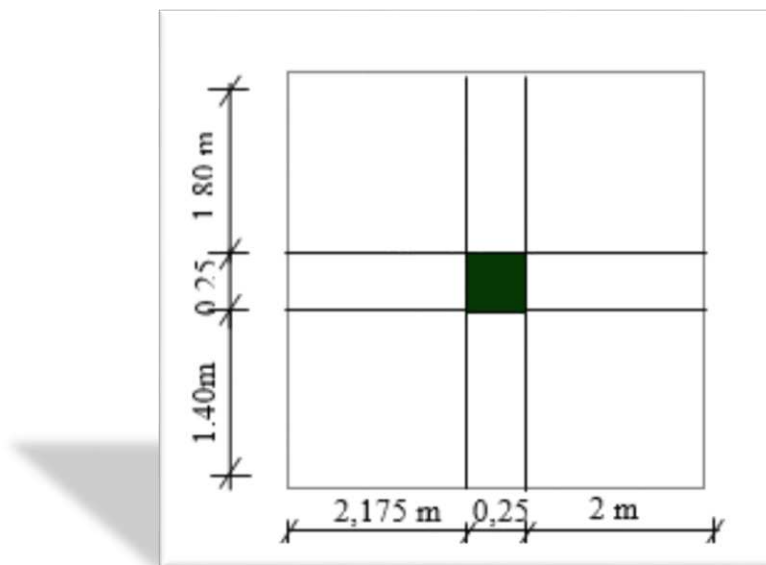


Figure II.5 : le poteau le plus sollicité

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.6.1.Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :

Niveau du plancher	Charge d'exploitation	formule	S(m ²)	Q(KN)
Terrasse	1	Q ₀	13.36	13.36
7	1.5	Q ₀ +Q ₁	13.36	33.4
6	1.5	Q ₀ +0.95(Q ₁ +Q ₂)	13.36	51.44
5	1.5	Q ₀ +0.9(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	13.36	67.47
4	1.5	Q ₀ +0.85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	13.36	81.50
3	1.5	Q ₀ +0.8(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	13.36	93.52
2	1.5	Q ₀ +0.75(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	13.36	103.54
1	2.5	Q ₀ + 0.714(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	13.36	123.59
RDC	5	Q ₀ +0.687(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈)	13.36	164.80
S/sol	2.5	Q ₀ +0.667(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉)	13.36	182.67

Tableau II.6. Digression des charges de la structure

II.6.2.Calcul des différents poids

Niveau	Elément	G (KN)	Total
Terrasse	Plancher terrasse	$6.33 \times 13.36 = 84.57$	108.07
	Poutre principale	$(0.40-0.05) \times 0.3 \times 4.175 \times 25 = 10.95$	
	Poutre secondaire	$(0.35-0.05) \times 0.3 \times 3.2 \times 25 = 8.4$	
	poteau	$0,25 \times 0,25 \times (3,06-0,4) \times 25 = 4,15$	
Niveau 7^{ème} 2^{ém}	Plancher étage courant	$5.59 \times 13.36 = 74.68$	98.18
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	8.4	
	poteau	4.15	
1^{er} Etage	Plancher étage courant	$5.59 \times 13.36 = 74.68$	98,18
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	8.4	
	poteau	$0,25 \times 0,25 \times (3,06-0,4) \times 25 = 4,15$	
RDC	Plancher étage courant	$5.59 \times 13.36 = 74.68$	99.78
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	8.4	
	poteau	$0,25 \times 0,25 \times (4,08-0,4) \times 25 = 5,75$	
Sous-sol	Plancher sous- sol	$5.39 \times 13.36 = 72.01$	95.79
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	8.4	
	Poteau	$0,25 \times 0,25 \times (3,23 -0,4) \times 25 = 4,43$	

Tableau II.7.différents poids

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.6.3. La descente des charges des poteaux centraux

Niveau	Désignation des éléments (kN)	G (kN)	G Cumul (kN)	Q cumulé(kN)	N _u (Kn)
TERRASSE	Plancher terrasse → 84.57 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	108.07	108.7	13.36	165.94
7 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	206.88	33.40	329.40
6 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	305.06	51.44	488.99
5 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	403.24	67.47	645.58
4 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	501.42	81.50	799.17
3 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	599.6	93.52	949.74
2 ^{ème}	Plancher terrasse → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	697.78	103.54	1097.31
1 ^{er}	Plancher → 74.68 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.15	98.18	795.96	123.59	1259.93
RDC	Plancher → 74.85 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 5.75	99.78	895.74	164.80	1456.45
SOUS SOL	Plancher → 71.48 Poutre principale → 10.95 Poutre secondaire → 8.4 Poteau → 4.43	95.79	991	182,64	1611.81

Tableau II.8. Descente des charges poteaux centraux

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.6.4.Choix des dimensions des poteaux centraux

Niveaux	G	Q	Nu (kN)	Br (cm ²)	a =b	RPA (cm)	Choix (cm)
Terrasse	108.7	13.36	165.94	106.5	12,31	25*25	25*25
7 ^{ème}	206.88	33.40	329.40	211.5	16.54	25*25	25*25
6 ^{ème}	305.06	51.44	488.99	313.9	19.71	25*25	25*25
5 ^{ème}	403.24	67.47	645.58	414.5	22.35	25*25	25*25
4 ^{ème}	501.42	81.50	799.17	513.0	24.64	25*25	25*25
3 ^{ème}	599.6	93.52	949.74	609.7	26.69	25*25	30*30
2 ^{ème}	697.78	103.54	1097.31	704.5	28.54	25*25	30*30
1 ^{ème}	795.96	123.59	1259.93	808.8	30.43	25*25	30*30
	795.96	123.59	1259.93	808.8	30.43	30φ	40φ
RDC	895.74	164.80	1456.45	935.0	32.57	25*25	35*35
	895.74	164.80	1456.45	935.0	32.57	30φ	40φ
Sous sol	991	182 ,64	1611,81	1034.7	34.16	25*25	35*35
	991	182 ,64	1611,81	1034.7	34.16	30φ	40φ

Tableau II.9. Choix des dimensions des poteaux centraux

- Vérification de critère de résistance : $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = 15 \text{ MP}$

Etage	N_u (kN)	choix	N_u/B	Vérifiée
Terrasse	165.94	25× 25	2.65	Oui
7	329.40	25 × 25	5.27	Oui
6	488.99	25× 25	7.82	Oui
5	645.58	25 × 25	10.32	Oui
4	799.17	25× 25	12.78	Oui
3	949.74	30 × 30	10.55	Oui
2	1097.31	30× 30	12.19	Oui
1	1259.93	30× 30	13.99	Oui
	1259.93	40 φ	10.03	Oui
RDC	1456.45	35×35	11,88	Oui
	1456.45	40 φ	11,59	Oui
SOUS SOL	1611.81	35×35	13,15	Oui
	1611.81	40 φ	12,83	Oui

Tableau II.10: Vérification de critère de résistance

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

II.6.5. Vérification ELS

Etage	choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5 B}$	0.6f _{c28} (MPa)	Vérifiée
Terrasse	25*25	122.06	1.301	15	Oui
7ème	25*25	240.28	2.563	15	Oui
6ème	25*25	356.50	3.803	15	Oui
5ème	25*25	470.71	5.020	15	Oui
4ème	25*25	582.92	6.217	15	Oui
3ème	30*30	693.12	5.134	15	Oui
2ème	30*30	801.32	5.935	15	Oui
1 ^{er}	30*30	919.55	6.811	15	Oui
	40φ	919.55	4,880	15	Oui
RDC	35*35	1060,54	5.647	15	Oui
	40φ	1060,54	5,629	15	Oui
Sous-sol	35*35	1173,64	6.267	15	Oui
	40φ	1173,64	6,229	15	Oui

Tableau II.11. : Vérification poteaux centraux à l'ELS

II.6.6. Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable de la sollicitation.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7L_0$) (poteau encastres à la bas et articuler),

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$);

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{x,y} = \frac{\pi D^2}{64}$)

Dou :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{x,y}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{D^2}{16}}} = 0,7L_0 \frac{4}{D}$$

Poteau 35×35 : $L_0 = 4,08 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 28,26 < 50$. condition vérifiée

Poteau 30×30 : $L_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50$. condition vérifiée

Poteau 25×25 : $L_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 29,68 < 50$. condition vérifiée

Chapitre II : Prés-Dimensionnement Des Eléments Résistants

Poteau 40 ϕ : $L_0 = 3,23m \Rightarrow \lambda = 22,61 < 50$. condition vérifiée

Poteau 40 ϕ : $L_0 = 7,14m \Rightarrow \lambda = 49,98 < 50$. condition vérifiée

II.7.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES (Art 7.7.1 du RPA99/V 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'RPA 99/V2003.

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

$$a \geq \max \left\{ 15cm ; \frac{h_e}{22} \right\}$$

Pour le R.D.C : $h_e = 408 - 21 = 387 \text{ cm}$.

$$a \geq \max \{ 15cm ; 17.59 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 17.59 \text{ cm}$$

Pour les autres étages : $h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$.

$$a \geq \max \{ 15cm ; 12.95 \text{ cm} \}$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

On adoptera : $a = 20 \text{ cm}$ pour l'ensemble des étages.

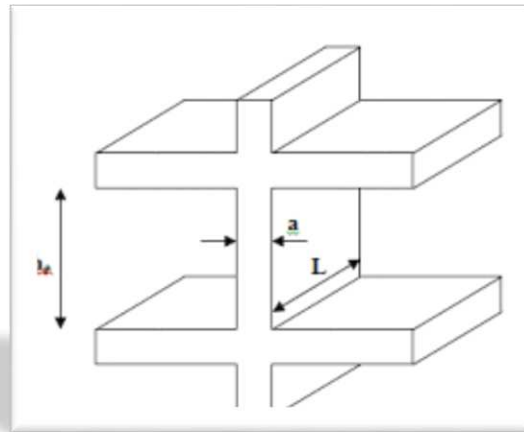


Figure II.6 : coupe de voile en élévation

Chapitre III

Calcul Des Eléments Secondaires

- ❖ Calcul des planchers
- ❖ Etude des escaliers
- ❖ Calcul de l'acrotère

III.1.INTRODUCTION

La construction est ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories. Eléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (les différents planchers, les escaliers, l'acrotère).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (B.A.E.L 91, C.B.A 93, RPA/2003).

III.2.ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante

III.2.1.hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

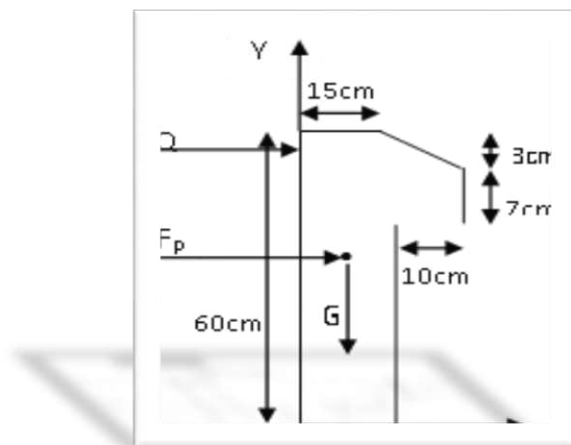


Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

a) Charge verticale :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0,0985	2,4625	0,16	2,6225	1,00

Tableau III.1. Charge permanente revenant à l'acrotère.

b) Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (SKIKDA).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2,6225 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,6225 \Rightarrow F_p = 1,2588 \text{ KN}$$

III.3. CALCUL DES SOLLICITATION :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0,085 \text{ m} \\ Y_G = 0,32 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 26225, \quad N_Q = 0, \quad N_{FP} = 0$$

$$M_G = 0 \text{ KN}$$

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

$$M_{FP} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{FP} = 1,2588 \times 0,32 \Rightarrow M_{FP} = 0,4 \text{KN.m}$$

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	1	0.9	0.6

Tableau III.2. Combinaisons d'action de l'acrotère.

➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.54 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,54} = 0,25 \text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{m}$$

$e_0 = \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de

compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de ferrailage par assimilation a la flexion simple soumise à un moment

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle $e = \frac{M_u}{N_u}$ par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$h = 60\text{ cm}$$

$$e_a = \max (2\text{cm}, 60/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi + \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_O} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{2 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,15} = 0,00576\text{ m}$$

$$D'où : e = 0,25 + 0,02 + 0,00576 = 0,276\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,54\text{ KN}.$$

$$M_u = N_u \times e = 3,54 \times 0,276 = 0,976\text{ KN.m}$$

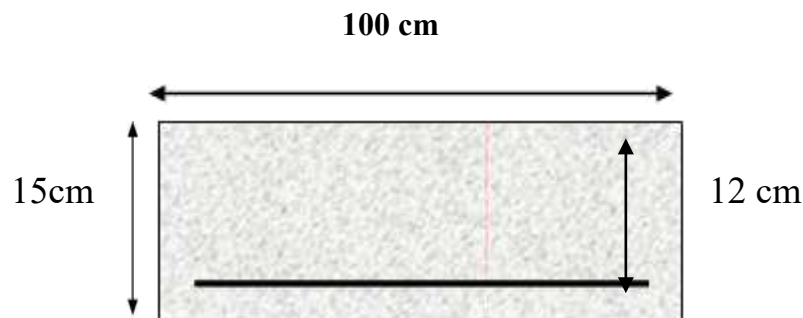


Figure III.2. Section à ferrailer

III.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE :

III.4.1. Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS $\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_{ua} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,976 + 3,54 \left(0,12 + \frac{0,15}{2} \right) = 1,135 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0056 < \mu_1 = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(\sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,007$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,135 \times 10^{-3}}{0,119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,27 \times 10^{-4} - \frac{3,54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,17 \text{ cm}^2$$

III.4.2.Vérification à l'ELU :**• La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte: } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1,2588 + 1 = 2,2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2,2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0,12) = 0,0188 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2,5 ; 4) \text{ MPa.} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0188 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Espacement :

Armature principale : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm.}$ On adopte $St = 25 \text{ cm.}$

Armatures de répartitions : $St \leq 60/3 = 20 \text{ cm.}$ On adopte $St = 20 \text{ cm.}$

III.4.3.Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,053 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2,2588 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 10,053) \Rightarrow \zeta_{es} = 0,208 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa}$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.4.4.Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN} ; \quad M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

III.4.5.Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ;$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 164.94 \text{ MPa} ; \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

III.5.POSITION DE L'AXE NEUTRE

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \quad \text{P} \quad e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \quad \text{P} \quad \text{"c" à l'extérieur de section} \quad \text{P} \quad c = 0.12 - 0.273 \quad \text{P} \quad c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} = 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{adm}$$

III.6.SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTER

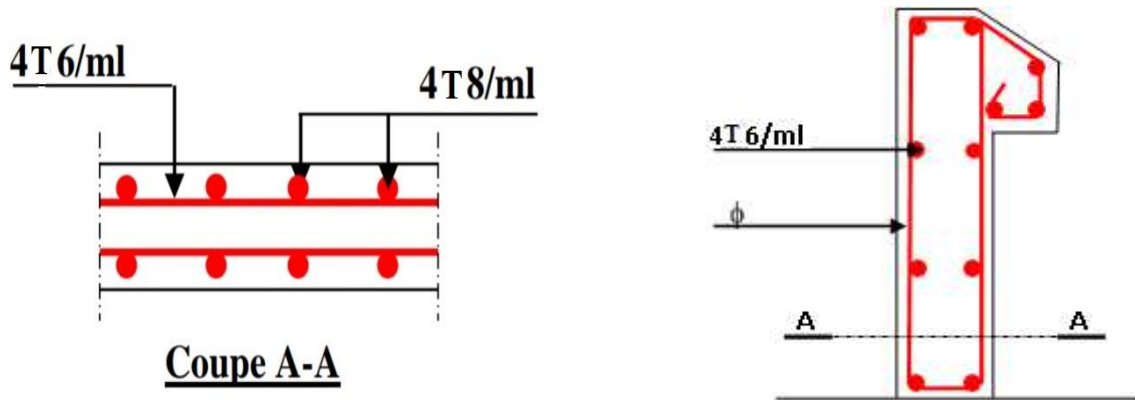


Figure III.3. schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7. ETUDE DES PLANCHERS

III.7.1. introduction

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

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

III.7.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

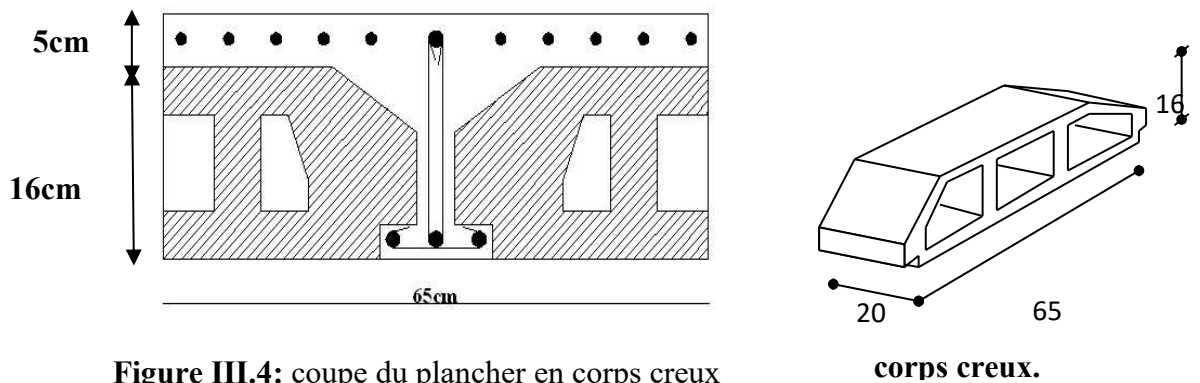


Figure III.4: coupe du plancher en corps creux

corps creux.

a) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{435}{25} \leq h \leq \frac{435}{20}$$

$$\Rightarrow 17,4 \leq h \leq 21,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments : Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire :**➤ Domaine d'application :**

$$\mathbf{H}_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

\mathbf{H}_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

\mathbf{H}_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

\mathbf{H}_4 : Fissuration non préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode :***** Moment sur appuis :**

* $M_a = 0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$ Appuis int ermédiaire s

• Moment en travée :

$$M_i(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

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

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

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

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

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

• Effort tranchant :

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,35m$

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

- Son poids propre.

- Poids du corps creux.

- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,46kN/ml$

$$G = 1,60kN/ml$$

➤ Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,14kN/ml$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,25kN/ml$

➤ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,14 \times (4,35)^2}{8} = 7.42kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,25 \times (4,35)^2}{8} = 5.32kNm$$

➤ Ferrailage :

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

$M_u = 7.42kNm$; $b = 12cm$; $d = 4,5cm$; $\sigma_{bc} = 14,17Mpa$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,15 \phi \quad \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0 \Rightarrow \text{la section est doublement armée(S.D.A).}$$

* **2^{ème} étape :** Après le coulage de la dalle de compression en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue sur plusieurs appuis encastrés partiellement a ces deux extrémités, elle est soumise aux charges suivantes :

Les planchers	Charge permanentes (kN/ml)	Surcharges d'exploitation (kN/ml)
Plancher terrasse	$G=6,63 \times 0,65=4,30$	$Q=1 \times 0,65=0,65$
Plancher courant	$G=5,59 \times 0,65=3,63$	$Q=1,5 \times 0,65=0,975$
Plancher courant (bureaux)	$G=5,59 \times 0,65=3,63$	$Q=2,5 \times 0,65=1,625$
Plancher courant (commerciale)	$G=5,59 \times 0,65=3,63$	$Q=5 \times 0,65=3,25$

Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharges

Les planchers	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
Plancher terrasse	$q_u=1,35G+1,5Q=6,78$	$q_{ser}=G+Q=4,95$
Plancher courant	$q_u=1,35G+1,5Q=6,363$	$q_{ser}=G+Q=4,605$
Plancher courant (bureaux)	$q_u=1,35G+1,5Q=7,338$	$q_{ser}=G+Q=5,255$
Plancher courant (commerciale)	$q_u=1,35G+1,5Q=9,78$	$q_{ser}=G+Q=6,88$

Tableau III.4 : Combinaison Des Charges

Remarque :

Pour le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, dans notre cas il s'agit du RDC à usage commercial.

III.7.3. choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT
- Méthode des trois moments

III.7.4.Méthode forfaitaire :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) $Q \leq \text{Max}(2G ; 5\text{KN}/\text{cm}^2) \Rightarrow Q \leq \text{Max}(2(3.63) ; 5 \text{KN}/\text{cm}^2)$

2) $Q = 2.5 \leq 2G = 7.27 \text{ KN/ml} \rightarrow$ condition vérifiée.

3) Les moments d'inertie des section transversales est le même dans les différentes travées considérées \rightarrow condition vérifiée.

4) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$4.35/4 = 1.08$$

$$4/3.40 = 1.17$$

$$3.40/4.25 = 0.80 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$4.25/3.40 = 1.25$$

$$3.40/4 = 0.85$$

$$4/4.35 = 0.91$$

5) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow condition vérifiée

b) Calcul des efforts interne

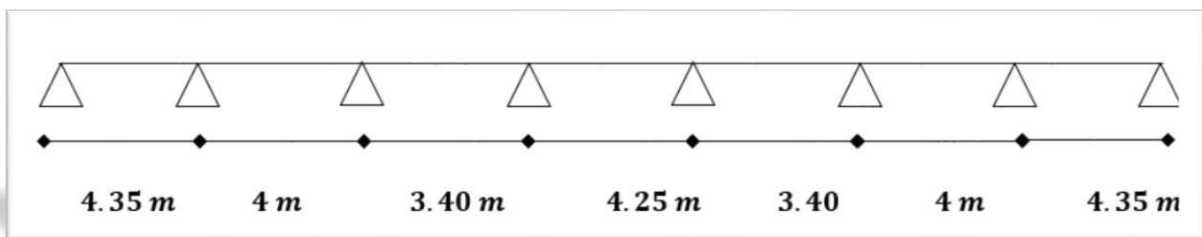


Figure III.5. schéma statique de la poutrelle a l'ELU

➤ **Poutrelle à sept travées :**

$$\begin{cases} q_u = 9,78 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6,88 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Alors, on utilise la méthode **forfaitaire**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{3,63+0,65} = 0,151$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

c) **Calcul des moments :**

1) **Moment isostatiques :**

- Travée AB et GH :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,78x(4,35)^2}{8} = 23,13kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{6,88x(4,35)^2}{8} = 16,27kNm$$

- Travée BC et FG :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,78x(4)^2}{8} = 19,56kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{6,88x(4)^2}{8} = 13,76kNm$$

- Travée CD et EF :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,78x(3,40)^2}{8} = 14,13kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{6,88x(3,40)^2}{8} = 9,94kNm$$

- Travée DE:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,78x(4,25)^2}{8} = 22,08kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{6,88x(4,25)^2}{8} = 15,53kNm$$

2) Moment aux appuis :

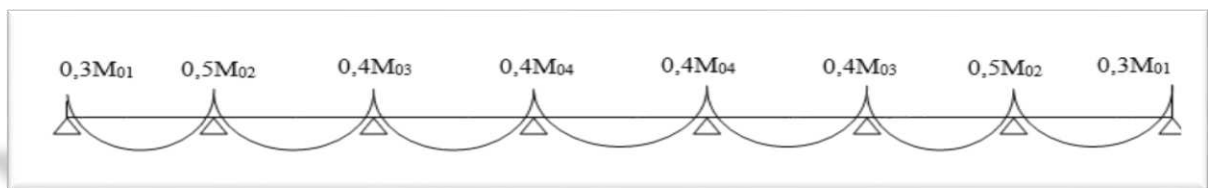


Figure III.6 : diagramme des moments

$$M_A = M_H = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 23.13 = 6.939 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 23.13 = 11.565 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 14.13 = 5.652 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4 M_{04} = 0.4 \times 22.08 = 8.832 \text{ KN.m}$$

3) Moment aux travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.05M_0 : (1 + 0.3\alpha)M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1,05M_0 : (1 + 0,3\alpha)M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

d) Rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{3,63+2,5} = 0,40 \quad \rightarrow \quad 0 \leq 0,40 \leq \frac{2}{3}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,12$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,66$$

- **Travée AB :**

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$M_{tAB} \geq 1,12 \times 23,13 - \frac{6,939+11,565}{2} \Rightarrow M_{tAB} \geq 16,653 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0,66 \times 23,13 \Rightarrow M_{tAB} \geq 15,26 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 16,653 \text{ KN.m}$

- **Travée BC :**

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$M_{tBC} \geq 1,12 \times 19,56 - \frac{11,565+5,652}{2} \Rightarrow M_{tBC} \geq 13,299 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCB} \geq 0,56 \times 19,56 \Rightarrow M_{tAB} \geq 10,95 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 13,299 \text{ KN.m}$

- **Travée CD :**

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$M_{tCD} \geq 1,12 \times 14,13 - \frac{5,625+8,832}{2} \Rightarrow M_{tCD} \geq 8,597 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0,66 \times 14,13 \Rightarrow M_{tCD} \geq 9,325 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 9,325 \text{ KN.m}$

- Travée DE :

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tDE} \geq 1.12 \times 22.08 - \frac{8.832 + 6.939}{2} \Rightarrow M_{tDE} \geq 17.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq 0.56 \times 22.08 \Rightarrow M_{tDE} \geq 12.36 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 17.50 \text{ KN.m}$

- Travée EF :

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tEF} \geq 1.12 \times 14.13 - \frac{8.832 + 5.652}{2} \Rightarrow M_{tEF} \geq 8.597 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} \geq 0.66 \times 14.13 \Rightarrow M_{tEF} \geq 9.325 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 9.325 \text{ KN.m}$

- Travée FG :

$$M_{tFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tFG} \geq 1.12 \times 19.56 - \frac{5.652 + 11.565}{2} \Rightarrow M_{tFG} \geq 13.299 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} \geq 0.56 \times 19.56 \Rightarrow M_{tFG} \geq 10.953 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tFG} = 13.299 \text{ KN.m}$

- Travée GH:

$$M_{tGH} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tGH} \geq 1.12 \times 23.13 - \frac{11.565 + 6.939}{2} \Rightarrow M_{tGH} \geq 16.653 \text{ KN.m}$$

$$M_{tGH} \geq 0.66 \times 23.13 \Rightarrow M_{tGH} \geq 15.265 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tGH} = 16.653 \text{ KN.m}$

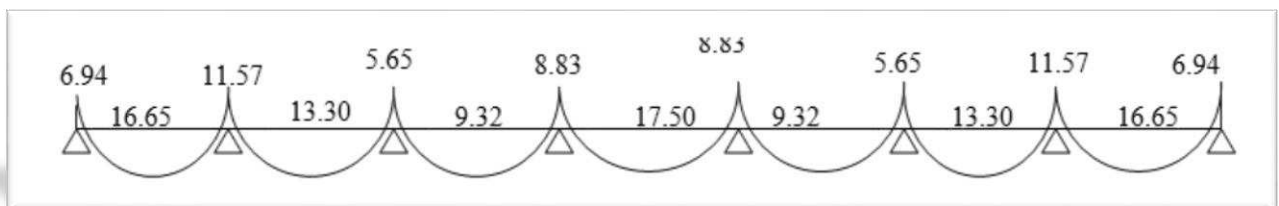


Figure III.7. : Diagramme des moments fléchissent

e) Effort tranchant

$$V_A + \theta(x) + \frac{M_{t+i} + M_i}{L_i} \quad \text{avec } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times l_i}{2}$$

• Travée AB :

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = \frac{9.78 \times 4.35}{2} + \frac{(-6.939) - (-11.565)}{4.35} = 22.334 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_A = 22.334 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{AB}} = \frac{-9.78 \times 4.35}{2} + \frac{(-6.939) - (-11.565)}{4.35} = -20.20 \Rightarrow$$

$$V_B = -20.2 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{CB}} = \frac{9.78 \times 4}{2} + \frac{(-5.652) - (-11.565)}{4} = \text{KN} \Rightarrow V_B = 21.038 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C + M_B}{L_{BC}} = \frac{-9.78 \times 4}{2} + \frac{(-6.939) - (-11.565)}{4} = -18.08 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_C = -18.08 \text{ KN}$$

• Travée CD

$$V_C = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = \frac{9.78 \times 3.40}{2} + \frac{(-5.652) - (-8.832)}{3.40} = 17.56 \text{ KN} \Rightarrow V_C = 17.56 \text{ KN}$$

$$V_D = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D + M_C}{L_{CD}} = \frac{-9.78 \times 3.4}{2} + \frac{(-5.652) - (-8.832)}{3.40} = -15.69 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_D = -15.69 \text{ KN}$$

• Travée DE

$$V_D = + \frac{q_u \times L_{ED}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{CD}} = \frac{9.78 \times 4.25}{2} + \frac{(-8.832) - (-8.832)}{4.25} = 20.78 \text{ KN} \Rightarrow V_D = 20.78 \text{ KN}$$

$$V_E = + \frac{q_u \times L_{ED}}{2} + \frac{M_E + M_D}{L_{CD}} = \frac{-9.78 \times 4.25}{2} + \frac{(-8.832) - (-8.832)}{4.25} = -20.78 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$V_E = -20.78 \text{ KN}$$

- Travée EF

$$V_E = + \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{CD}} = \frac{9.78 \times 3.40}{2} + \frac{(-8.832) - (-5.652)}{3.40} = KN \Rightarrow V_E = 17.56 KN$$

$$V_F = + \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F + M_E}{L_{CD}} = \frac{-9.78 \times 3.40}{2} + \frac{(-8.832) - (-5.652)}{3.40} = -20.78 K \Rightarrow$$

$$V_F = -15.69 KN$$

- Travée FG

$$V_F = + \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G + M_F}{L_{FG}} = \frac{9.78 \times 4}{2} + \frac{(-11.565) - (-5.652)}{4} = KN \Rightarrow V_F = 21.038 KN$$

$$V_G = - \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G + M_F}{L_{FG}} = \frac{-9.78 \times 4}{2} + \frac{(-11.565) - (-5.652)}{4} = -18.08 KN \Rightarrow$$

$$V_G = -18.08 KN$$

- Travée GH

$$V_G = + \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H + M_G}{L_{HG}} = \frac{9.78 \times 4.35}{2} + \frac{(-11.565) - (-6.939)}{4.35} = 22.334 K \Rightarrow$$

$$V_G = 22.334 KN$$

$$V_H = - \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_B + M_A}{L_{HG}} = \frac{-9.78 \times 4.35}{2} + \frac{(-11.565) - (-6.939)}{4.35} = -20.20 \Rightarrow$$

$$V_H = -20.2 KN$$

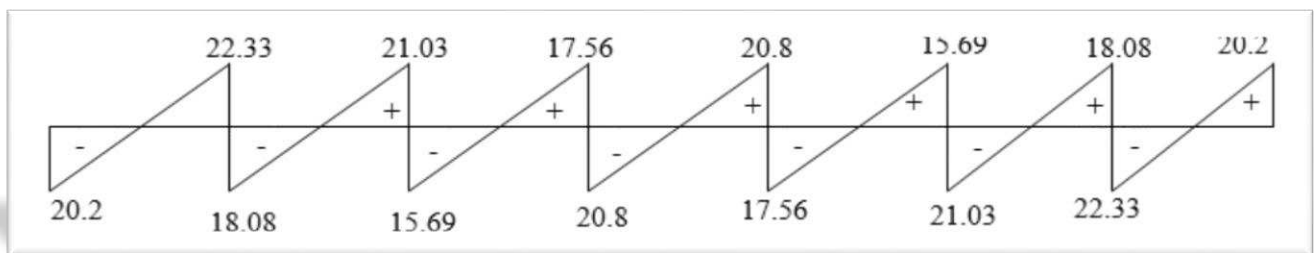


Figure III.8. : Diagramme des efforts tranchants

III.7.5. Ferrailage

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum en travée.

$$M_{\max}^t = 16.653 KN.m$$

$$M_{\max}^a = 11.565 KN.m$$

a) Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

M_0 = moment qui peut repris par la table de compression.

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) = 75.68 \text{ KN.m}$$

b) Calcul d'armatures longitudinales**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{16.653 \times 10^5}{65 \times 18.9^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.050$$

$$\mu = 0.050 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.653 \times 10^5}{0.989 \times 18.9 \times 348 \times 10^2} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 2.56 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.70 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{11.565 \times 10^5}{65 \times 18.9^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.565 \times 10^5}{0.982 \times 18.9 \times 348 \times 10^2} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 1.72 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

c) Armatures transversales :

✓ Le diamètre minimal est donnée par (Art 7.2.12/ BAEL 91) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{30} ; \phi_{\max} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_{\max} : le diamètre maximal des armatures longitudinales .

$$h = 21 \quad b_0 = 12$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{21}{30} ; 12 ; \frac{12}{10} \right\} = 0.70 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ_8 ; avec

$$A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des cadres (BAEL/Art A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(17.01 ; 40)$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Pourcentage minimum armature transversales (BAEL91/Art A5.1.22)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{101 \times 400}{120 \times 150} = 2.24 \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.6. Vérification a L'ELU

a) Vérification de la condition et non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1)

$$A_{min} < A_S \text{ adoptée}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18.9 \times 14.2}{400} = 1.85 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En appuis : $A_S = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Vérification de contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.2.1)

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = < \bar{\tau}_u ; T_{max} = 22.334 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{22.334 \times 10^3}{120 \times 189} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 3.26 ; 4 \}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence et entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

On doit vérifier

$$\tau_{se} \leq \tau_{se.u}$$

$$\tau_{se.u} = \Psi \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi = 1.5 \text{ pour H.A}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se.u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum u_i}$ $\sum u_i$ = somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{22.334 \times 10^3}{0.9 \times 189 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.16 \text{ MPa} < \tau_{se.u} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/Art .A.6.1.22)

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet (L_C) est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers H.A ; donc $L_C = 16.90 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/ART .A5.1.3.13)

Vérification : $T_u^{max} \leq 0.267 \times b_0 \times 0.9d \times f_{c28}$

$$T_u^{max} \leq 0.267 \times 12 \times 0.9 \times 18.9 \times 25 \times 10^{-1} \Rightarrow T_u^{max} \leq 136.22 \text{ KN}$$

- Appuis de rive

$$T_u^{max} = 22.33 \text{ KN} \leq 131.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{max} = 20.20 \text{ KN} \leq 131.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right)$

- Appuis de rive :

$$\text{Avec : } M_{max} = 6.939 \text{ KN.m ; } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(22.33 - \frac{6.939}{0.9 \times 18.9} \right) = 0.63$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.63 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaire :

$$\text{Avec : } M_{max} = 11.565 \text{ KN.m ; } A = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(20.20 - \frac{11.565}{0.9 \times 18.9} \right) = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.70 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2$$

g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaire :

$$\sigma_{bc}^{max} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times 0.9d} < \bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{20.20 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 189} = 0.989 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = 0.989 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.667 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.7. Calcul a l'EL :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.88}{9.78} = 0.70$$

Avec : $q_s = 6.88 \text{ KN/m}$

$$q_u = 9.78 \text{ KN/m}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants a l'ELS : Lorsque la charge est même sur les différentes travée le BAEL(A.6.5.1) précise que la multiplication des résultats de calcul a l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul a l'ELS, les efforts sont représentés sur les tableaux ci -dessous

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
M_t	11.65	9.30	6.52	12.25	6.52	9.30	11.6
M_a	4.85	8.09	3.95	6.18	3.95	8.09	4.85
T_t	-14.14	-12.56	-10.98	-14.54	-10.98	-12.56	-14.14
T_a	15.63	14.72	12.29	14.54	12.29	14.72	15.63

Tableau III.5. des moments fléchissant à L'ELS

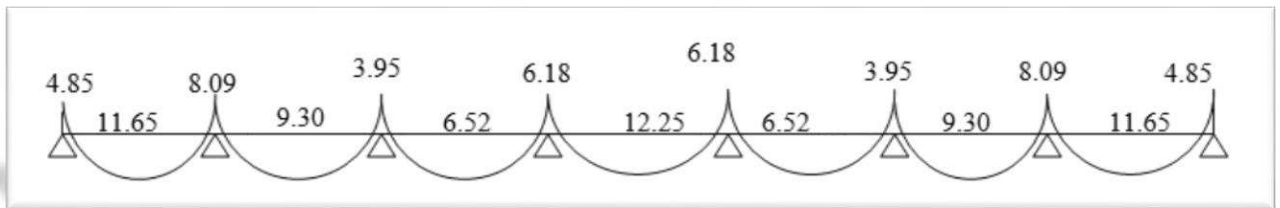


Figure III.9. : Diagramme des moments fléchissant

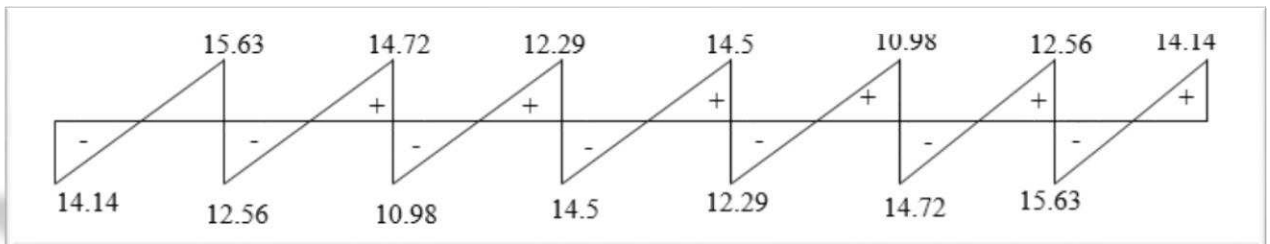


Figure III.10. : Diagramme des efforts tranchants

III.7.8.Vérification a l'ELS :**a) Vérification de la résistance du béton a la compression :**

On doit vérifiée que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = k\sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18.90} = 1.904$$

Avec : $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = 1.904 \Rightarrow \beta_1 = 0.865 \Rightarrow \alpha_1 = 0.430$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \Rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.430}{15(1-0.430)} = 0.050$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.78 \times 10^6}{0.856 \times 18.9 \times 270} = 223.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.050 \times 223.89 = 11.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En Appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18.90} = 1.088 \quad \text{avec } A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 1.088 \Rightarrow \beta_1 = 0.865 \Rightarrow \alpha_1 = 0.430$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \Rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.430}{15(1-0.430)} = 0.050$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.88 \times 10^6}{0.856 \times 18.9 \times 2.36} = 180.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.050 \times 180.19 = 9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et a l'utilisation de construction.

$L = 435 \text{ cm}$ (longueur en nus d'appuis).

$h = 21$ cm (hauteur total de plancher).

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{435} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ Condition non vérifiée .
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

Vu que la première condition n'est vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

- $f_v \leq \bar{f}$ (Art B.6.5,2/BAEL 91)
- $f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10E_v \times I_{fv}}$
- $\bar{f} = \frac{l}{500}$ pour $l \leq 5m$ (Art B.6.5,3/BAEL91)

Avec :

M_t^s : Moment Max en travée l'ELS $\Rightarrow M_t^s = 12.25$ KN.m

L : longueur libre de la poutrelle $\Rightarrow l = 4.35$ m

E_v : module de déformation longitudinale différé ; $E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865$ MPa

I_{fv} : Moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de

gravité de la section $I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\mu.\lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

Y_1 = position de l'axe neutre $Y_1 = \frac{s}{b_0}$

Avec : S_{xx} : Moment isostatique par rapport a l'axe XX passant par le CDG

b_0 : l'aire de la section homogène

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2}\right) + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} \times 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_t} ; y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 21^2}{2}\right) + (65 - 12) \frac{4.35^2}{2} \times 15 \times 2.70 \times 18.9}{12 \times 21 + (65 - 12) 4.35 + 15 \times 2.70} = 7.450 \text{ cm}$$

$$y_2 = 21 - 7.450 = 13.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.45^3 + 13.55^3)}{3} + (65 - 12) \times 4.35 \times \left[\frac{4.35^2}{12} + \left(7.450 - \frac{4.35}{2}\right) \right] + 15 \times 2.70 (13.55 - 2)^2$$

$$I_0 = 19836.507 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients μ et λ_v :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{12 \times 18.9} = 0.0119 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.0119} = 0.203$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^S}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{9.78 \times 10^6}{0.982 \times 189 \times 270} = 195.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0119 \times 195.16 + 2.1} ; 0 \right\} \Rightarrow \mu = 0.32$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 19836.507}{1 + 0.203 \times 0.32} = 20489.18 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.78 \times 10^6 \times 4350^2}{10 \times 10818.865 \times 20489.18 \times 10^4} = 8.34 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7 \text{ mm}$$

On constate que $f_v < \bar{f}$; par conséquent la condition de la flèche est vérifiée.

✓ Le ferrailage du plancher est comme suit :

	Ferrailage adopté	Espacement (S_t)
En travée	2HA10+1HA12	15
En appuis	3HA10	15

Tableaux.III.6. choix d'armature

• **Schéma de ferrailage de poutrelle**

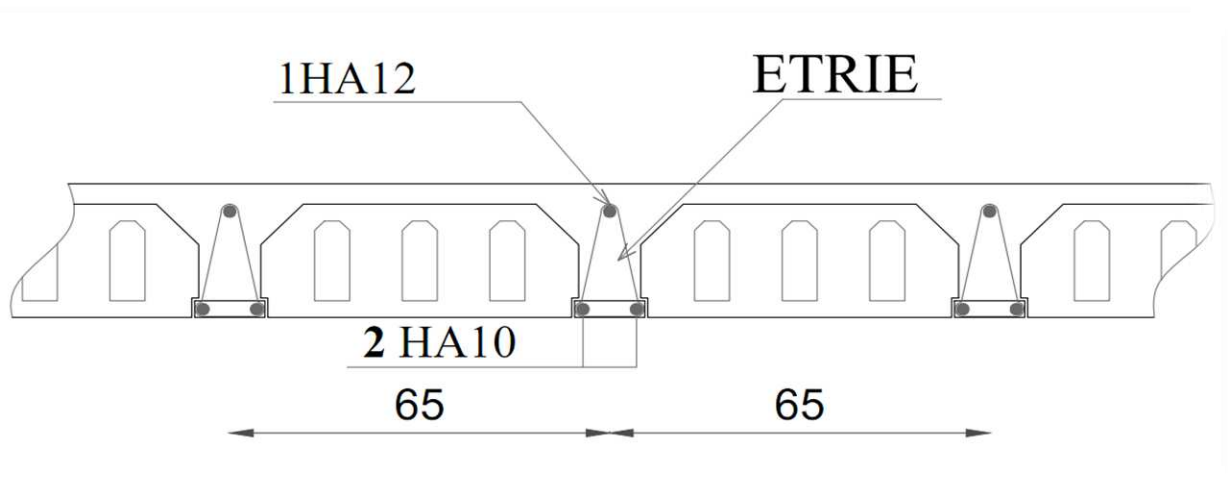


Figure III.11 schéma de ferrailage de poutrelles en appuis

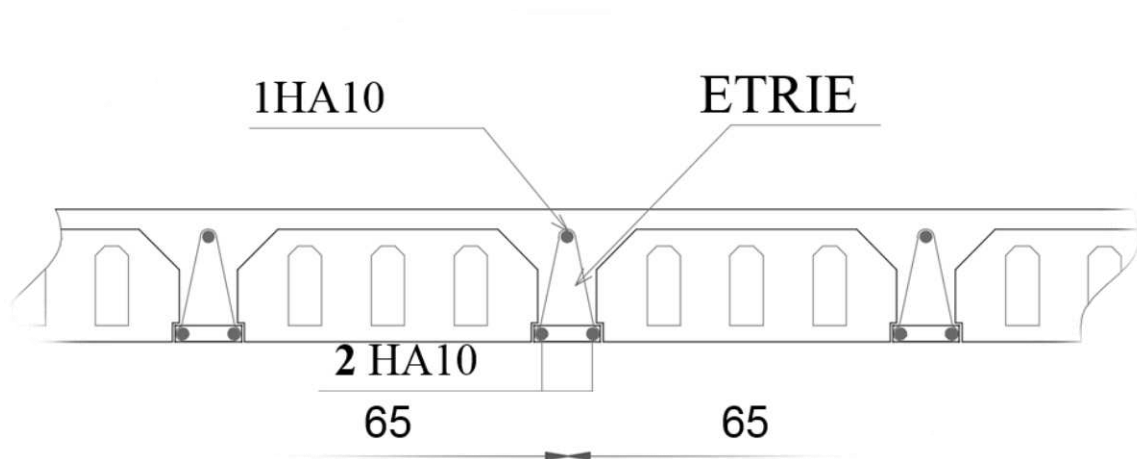


Figure III.12 schéma de ferrailage de poutrelles en travées

III.8. CALCUL DE L'ESCALIER

III.8.1.Introduction

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière des plans horizontaux consistant en de marches et des paliers. Ces ouvrages peuvent être en acier, en bois, mais généralement en béton armé.

Dans notre cas nous avons 03 types d'escaliers et on a étudié l'escalier le plus sollicité à deux volées.

III.8.2. Composition D'un Escalier

- Il est caractérisé par :
- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM).
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

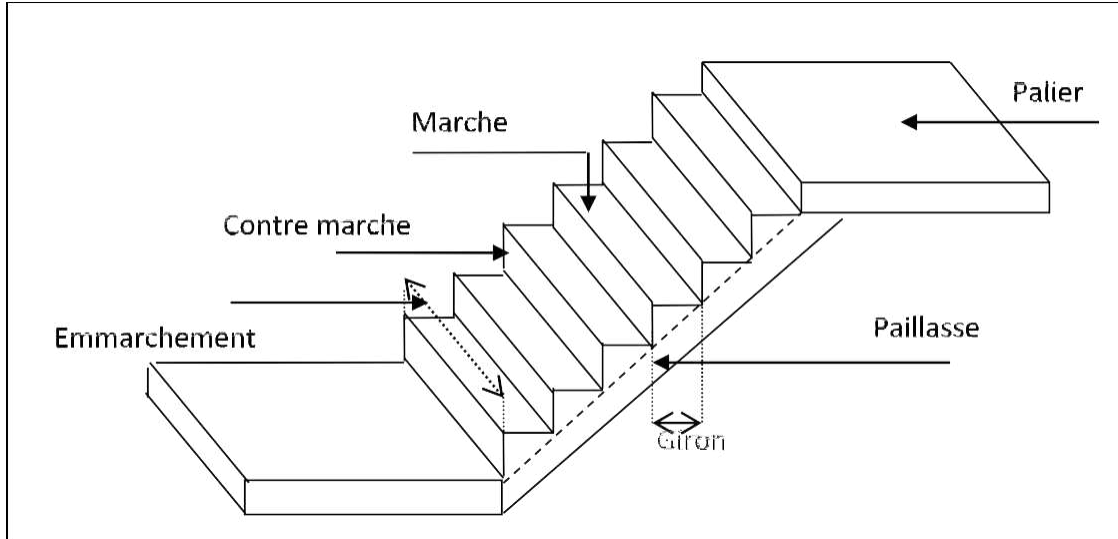


Figure III.13.Dimensionnement d'escalier

Notations utilisées

G :giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée,

III.8.3. Pré dimensionnement

Il comporte 03 volées identiques et 02 paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

$$2h + G = 64$$

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

Avec :

$$H = 2.04 \text{ m}$$

$$L = 3.30 \text{ m}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 12$

D'ou le nombre de marches (n-1) = 11 marches.

-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$h = H / n = 204 / 12 = 17 \text{ cm}$$

$$G = L / (n-1) = 265 / 11 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de BLONDEL

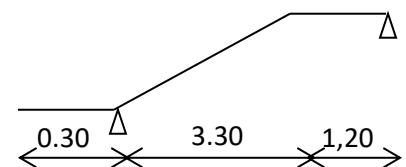


Figure III.14 : schémas statique

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

III.8.4. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\Rightarrow \alpha = 29.53^\circ, \cos \alpha = L / L_1$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3.30}{0.87} = 3.79 \text{ m}$$

$$L_0 = 1,85 + 3.79 = 5.64 \text{ m}$$

$$\frac{564}{30} \leq e_p \leq \frac{564}{20}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566$$

$$\Rightarrow 18.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.2 \text{ cm}$$

Nous prenons:

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.8.5. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bonde de (1m) d'emmarchement et une bonde de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges et surcharges

La volée : Poids des marches..... $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$

Poids de la volée..... $25 \times 0,20 / \cos 29.53 = 5,75 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,24 \text{ KN/m}^2$

Poids des gardes corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 9,06 \text{ KN/m}^2$$

Le palier : Poids de la dalle..... $0,20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,24 \text{ KN/m}^2$

$$G = 6,24 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b) Combinaisons des charges

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$

La volée : $q_u = (1,35 \times 9,06 + 1,5 \times 2,5) = 15,98 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_u = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,174 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

La volée : $q_s = (9,06 + 2,5) \times 1 = 11,56 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_s = (6,24 + 2,5) \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}$

III.8.6. Ferrailage

a) Calcul des efforts

les réactions aux appuis

$R_A = 48.11 \text{ KN}$

$R_B = 27.97 \text{ KN}$

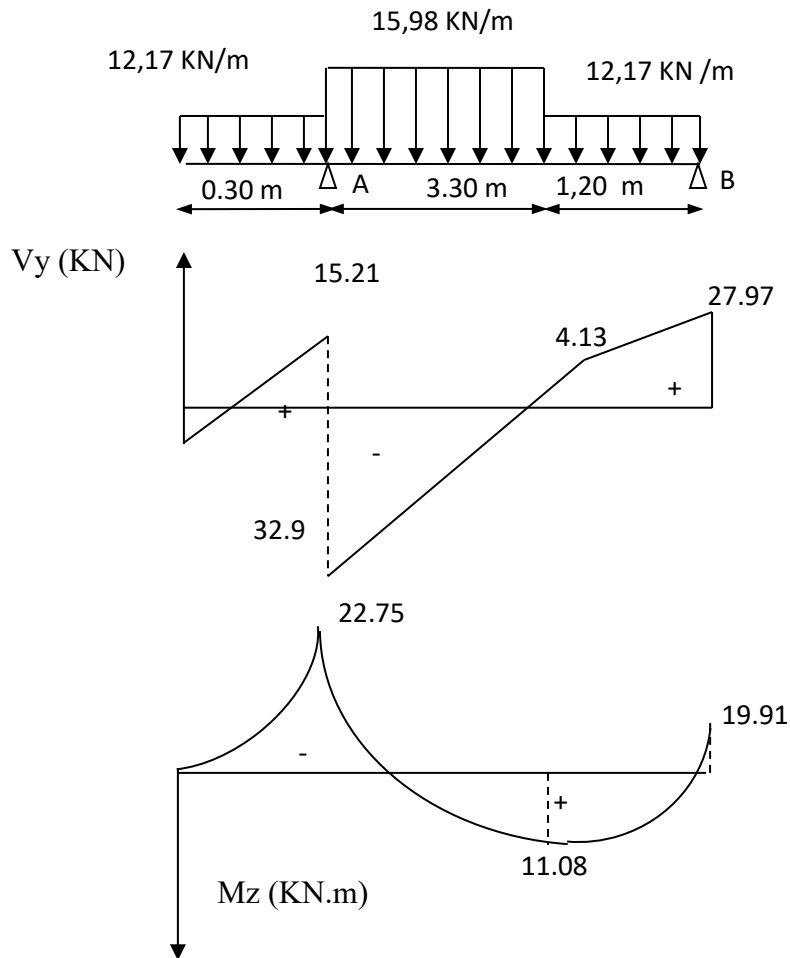


Figure III.15 : Diagramme des effort interne à l'ELU

a) Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

❖ Sur appuis A :

$$M_a = 22.75 \text{ KN.m}$$

• Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{22.75 \times 10^3}{100 \times (18.9)^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.11$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow 0.956$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{22750}{0,956 \times 18.9 \times 348} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20\text{cm}$$

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

$$A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Sur appuis B :**

$$M_a = 19.91 \text{ KN.m}$$

• **Armature principale**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{19.91 \times 10^3}{100 \times (18.9)^2 \times 14,2} = 0.039$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_b = 0,039 \Rightarrow \alpha = 0.097 \Rightarrow \beta = 0,961$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{19910}{0,961 \times 18.9 \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit:

$$A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **En travée:**

$$M_t = 11.08 \text{ KN.m}$$

• **Armature principale**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{11080}{100 \times (18.9)^2 \times 14,2} = 0,021$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \alpha = 0.052 \quad \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{11080}{0.979 \times 18.9 \times 348} = 1.72 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

$$A_r = 5HA10 = 3.93 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.8. 7.Vérification à l'E L U

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18.9 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_{sa}, A_{sb}, A_s) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres

-armatures principales $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

-armatures de répartition : $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Appui A :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.90 \times 10}{0,9 \times 18.9 \times 17.58} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Appui B :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.97 \times 10}{0,9 \times 18.9 \times 12.56} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{32900}{1000 \times 189} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e) Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \phi$$

A l'appui B $\Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante .

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,018 \text{ cm.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 18.9 \times 100}{1,5} = 1134 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 27.97 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1134 \text{ KN} . \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_a = 4,71 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0$$

\Rightarrow Donc vérifiée

III.8.9. Vérifications à l'ELS

Calcul des efforts à l'ELS

$$R_A = 34.70 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.14 \text{ KN}$$

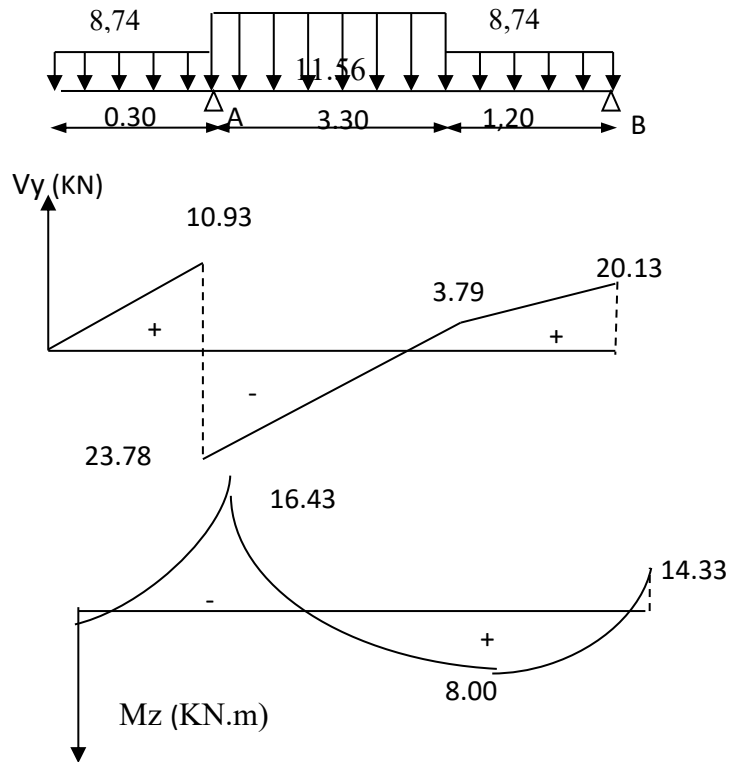


Figure III.16 Diagramme des efforts interne à l'ELS

a) l'état limite d'ouverture des fissurations

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = 8.00 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18,8} = 0,239$$

$$\rho_1 = 0,239 \Rightarrow \beta_1 = 0,920, K_1 = 47,50 \Rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{8.00 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18,9} = 101,78$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 2,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis A : $M_{a1} = 16.43 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18,9} = 0,298$$

$$\beta_1 = 0,912 \quad K = 0,024$$

$$\sigma_s = \frac{16,43 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18,9} = 168,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis B : $M_{a2} = 14.33 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18,9} = 0,207$$

$$\rho_1 = 0,207 \Rightarrow \beta_1 = 0,925, K_1 = 51,67 \Rightarrow K = 0,019$$

$$\sigma_s = \frac{M_{a1}}{A_{st} \beta_1 d} = \frac{14,33 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18,9} = 208,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 3,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max (q_{1s}, q_{2s}) = 11,74 \text{ KN /ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_t} = \frac{50 \times 400 + 15 \times 4,52 \times 18,9}{100 \times 20 + 15 \times 4,52}$$

$$V_1 = 10,26 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 9,74 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 70863,61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,74 \times (4,50)^2 \times 10^4}{10818,865 \times 70863,61} = 0,0065 \text{ m} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f = 0,65 \text{ cm} < \bar{f} = 0,85 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

FERRAILLAGE D'ESCALIER

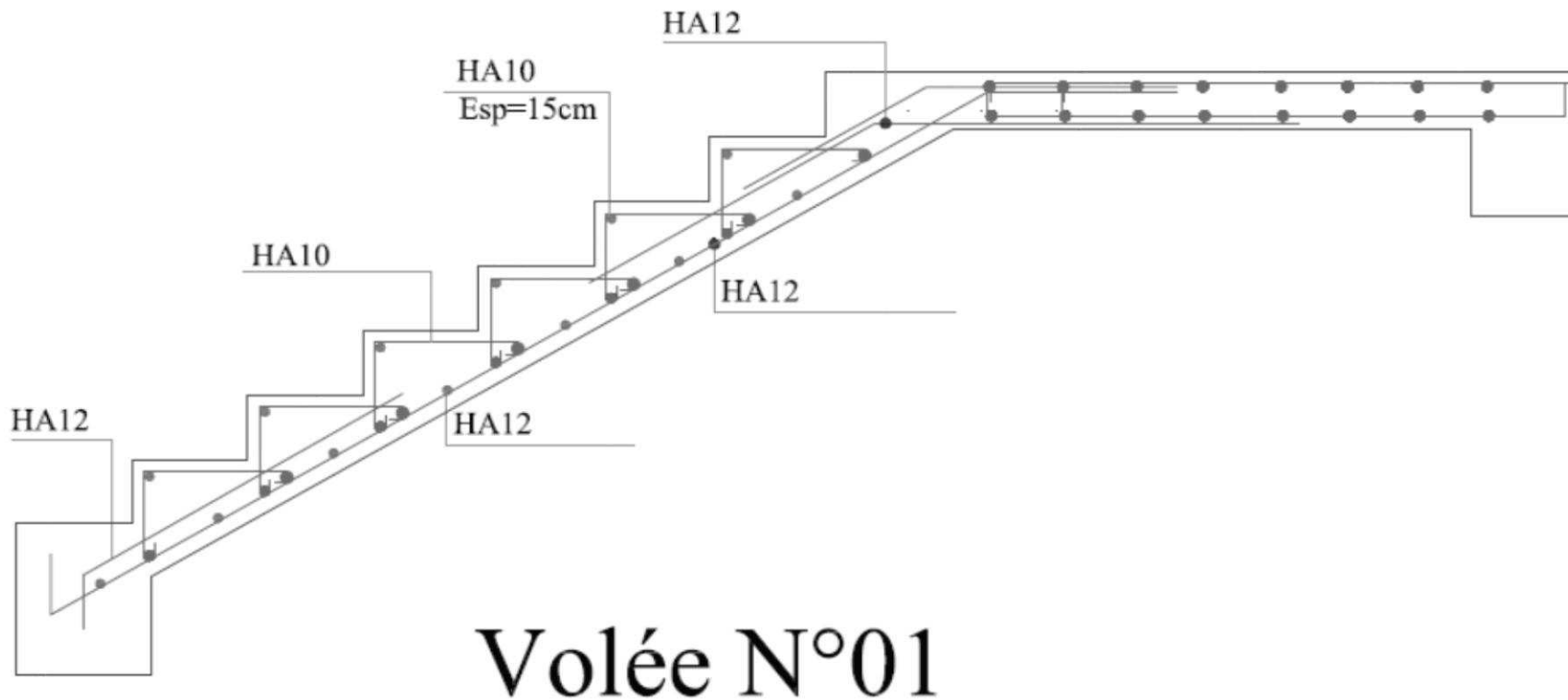


Figure III.17 : schéma de ferrailage d'escalier

III.9. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage dans le RDC et à l'étage des autres étages. On choisit la poutre palière du RDC et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III.9.1. Pré dimensionnement

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre L = 3,00 m

$$20 \leq h_t \leq 30$$

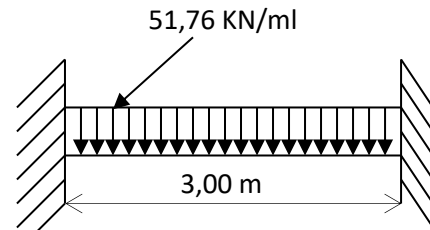


Figure III.18: Diagramme des Moments.

Recommandation de RPA 99 Version 2003

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.17 < 3$$

⇒ Condition vérifiée

III.9.2 Détermination des charges et surcharges

- Poids propre : $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier :

$$\text{ELU : } R_u = 65,92 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_s = 49,13 \text{ KN}$$

- Poids propre du palier : $25 \times 0,20 \times 1,85 = 9,25 \text{ KN/m}$

III.9.3. Calcul à l'état limite ultime**a) Combinaison à considérée**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,625 + 65,46$$

$$q_u = 69,46 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 2,625 + 49,13$$

$$q_s = 51,18 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{69,46 \times 3}{2} = 104,20 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 69,46 \times \frac{(3)^2}{8}$$

$$M_0 = 78,13 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_{\max} = 3,440 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 66,42 \text{ KN.m}$$

d) Calcul les armatures longitudinales

Zone	M _u (KN.m)	μ _b	β	Obs	A _s (cm ²)	Adoptée	St (cm)
Travée	66,42	0,113	0.922	SSA	6,27	6HA12=6,76	10
Appuis	23,44	0,050	0.974	SSA	2,10	3HA12=3,39	30

Tableaux III.7chois d'armatures de poutre palière

III.9.4. Vérification à l'ELU**a) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < (A_t = 6,76 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2)$$

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{104,20}{30 \times 33} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{t28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$V_u = 104,20 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN.}$$

d) Influence de l'effort V_u sur les armatures longitudinaux inférieures

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(104,20 + \frac{-23,44}{0,9 \times 0,33} \right) = 0,07 \text{ cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

e) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\sum u_i = 3,14 \times 3 \times 1 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{104.20}{0.9 \times 33 \times 11.304}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

f) Calcul des ancrages des barres

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

$$L_r = 0,4 L_s = 16,93 \text{ cm}$$

$$L_r = 17 \text{ cm}$$

g) Calcul les armatures transversales

Diamètre $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

h) Espacement

$$S_{t\max} \leq \min \{0,9.d, 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm}$$

$$S_{t1} = 25\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{6,79 \times 400}{0,4 \times 30} = 226,33\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \times 6,79 \times 400}{30(1,05 - 0,3 \times 2,1)} = 172,44 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}\} = 25 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifiée :

Au appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right) = \min(8,75, 14,4, 30).$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

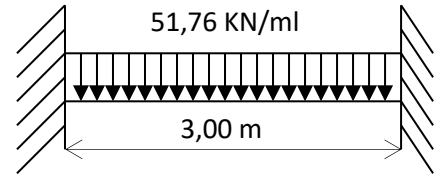
En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

III.9.10. Vérification à l'ELS

$$q_s = 2,625 + 49,13 = 51,76 \text{ KN/ml}$$



a) Réaction aux appuis

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 77,63 \text{ KN}$$

b) Les moments

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 58,23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -17,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 49,50 \text{ KN.m}$$

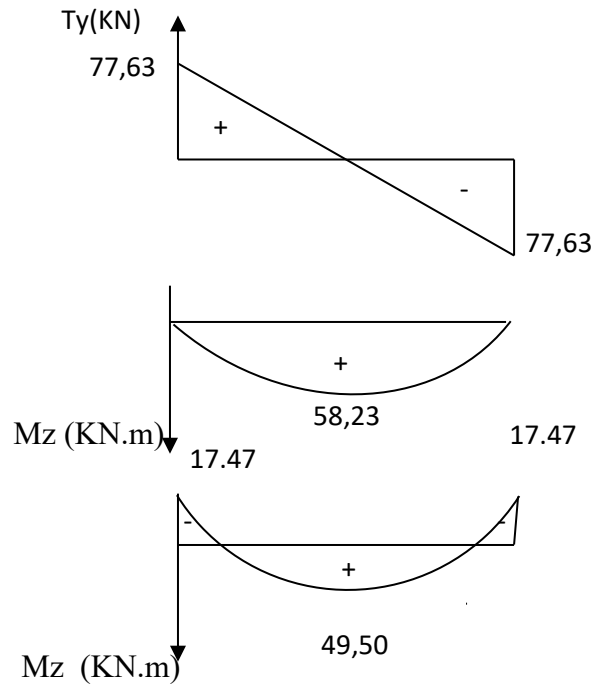


Figure III.19: Diagramme des efforts interne à l'ELS

c) Vérification des contraintes du béton et de l'acier

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\sigma_{b,s}$	$\overline{\sigma}_{bc}$
travée	49,5	6,79	0,68	0,879	0,038	251,32	9,55	15
appuis	17,47	3,39	0,342	0,909	0,025	171,80	4,30	15

Tableaux III.8. vérification des contraintes du béton et de l'acier

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

d) État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul du la flèche il faut vérifier :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0,12 > 0,0625$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,1 \times \frac{49,50}{58,23} = 0,085$$

$$- \frac{A_s}{b.d} = \frac{6,79}{30 \times 35} = 0,0069 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ Les conditions sont vérifiées.}$$

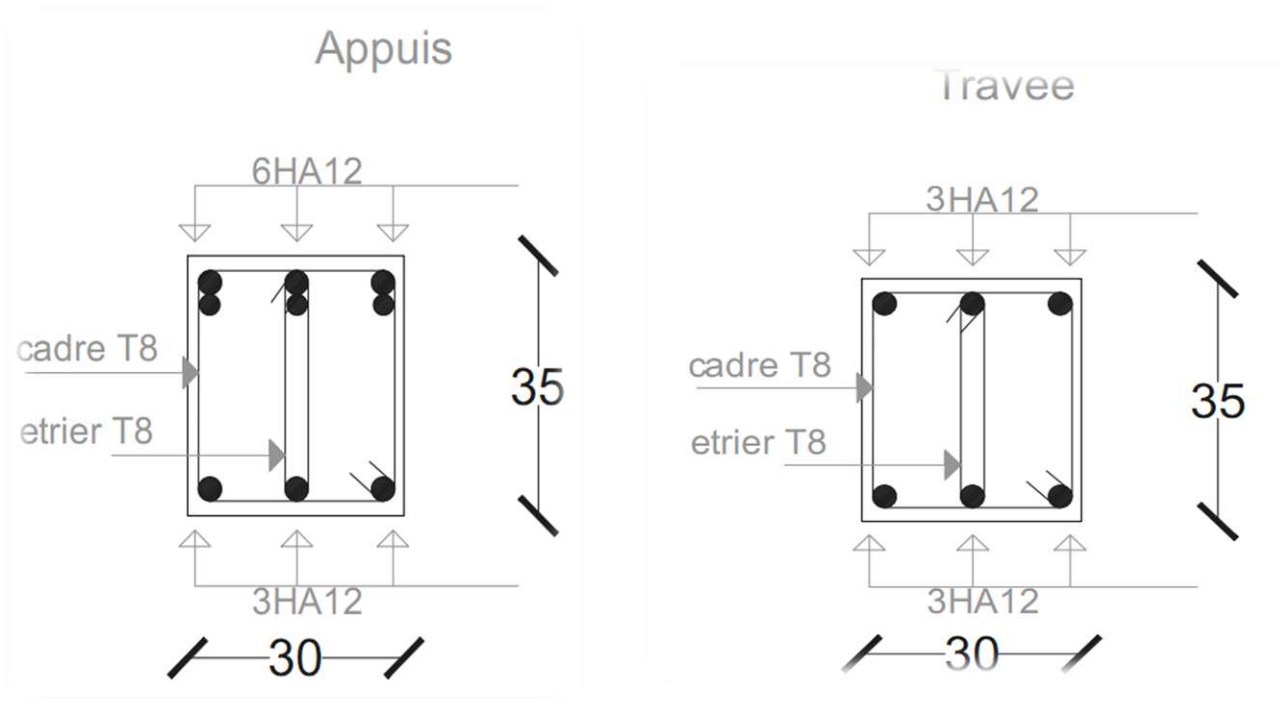


Figure III.20 : Schéma de ferrailage poutre palière

Chapitre IV

Etude Dynamique Et Sismique

- ❖ Généralité
- ❖ Introduction
- ❖ Choix de la méthode de calcul
- ❖ Application de la méthode d'analyse modale spectrale
- ❖ Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.1. GENERALITE

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

IV.2. INTRODUCTION :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. Méthodes utilisables :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

ZONE I : Tous les groupes.

ZONE II : Groupe d'usage3

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux 8m.

IV.3.3. Méthodes d'analyse modale spectral

La méthode d'analyse modale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique n'est pas permise.

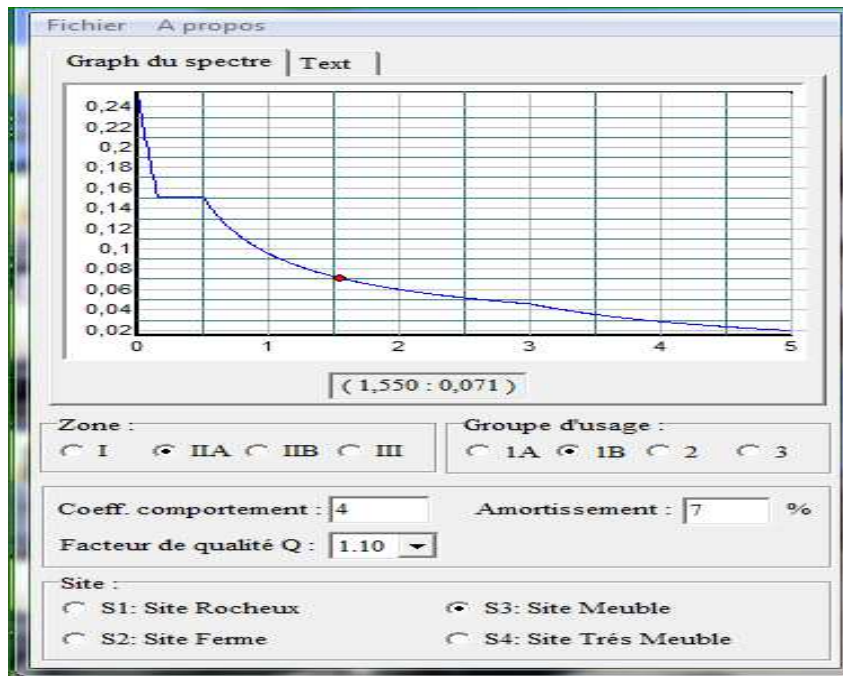


Figure.IV.1. spectral de réponse suivant X

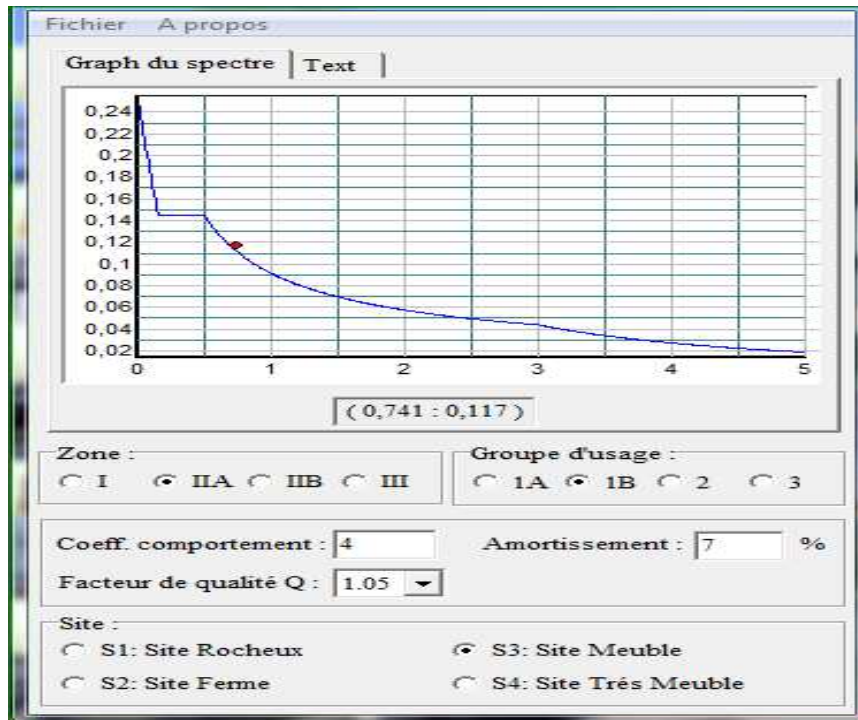


Figure.IV.2. spectral de réponse suivant Y

IV.3.4. Méthodes dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.5. Présentation du logiciel du calcul

- Nom du programmer : Extended Analysis of Building Systems
- Version : 2013
- Description :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI .etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les 7 principales étapes de modélisation sont suivantes :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème et apporter des corrections au modèle.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, AutoCAD, Robobat et Socotec).

IV.4. APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

IV4.1. Principe :

Le principe est de rechercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul et cela pour chaque mode de vibration, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2. Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.4.3. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 V /2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

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

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99 /V2003. Tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%)

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

a) Classification du site :

Selon le RPA 99 V/2003 Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S3).

b) Périodes caractéristiques T_1, T_2 :

Pour un site type S3 : $T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.50$ s. RPA99 V /2003 (Tableau4.7)

c) Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (Zone IIa, groupe 2) : $A = 0.15$

d) Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du structure et de l'importance des remplissages. (RPA 99 V /2003 Tableau 4.2)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

Tableau IV.1. Coefficient d'amortissement critique

Valeur de coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Nous avons un contreventement avec des voile porteurs (associés à des portique

Donc on prend :

$$\xi=7\%$$

Alors :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819$$

e) Coefficient de comportement global da la structure R :

Portiques contreventés par des voiles

$$R = 4 \quad \text{RPA99/ V2003 (Formule 4.3)}$$

f) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ RPA99/2003 (Formule4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère (q)	P_q			
	Observé	Q//xx	Observé	Q//yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0	Non	0,05
2. Redondance en plan	Non	0,05		0
3. Régularité en plan	Non	0,05		0
4. Régularité en élévation		0		0
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0		0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0		0

Tableau IV.2. Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = 1 + 0.1 \Rightarrow Q_x = 1,10$$

$$Q_y = 1 + 0,05 \Rightarrow Q_y = 1,05$$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.4.4. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots(\text{Art 4.14 RPA 99 /V 2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

$$\text{Dans notre cas} \quad K \geq 3\sqrt{7} \Rightarrow K \geq 7,93 \quad \Rightarrow \quad k = 12$$

IV.4.5. Présentation de la vue en 3D

- **Présentation de la vue en plan et en 3D**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donné la vue en 3D suivante :

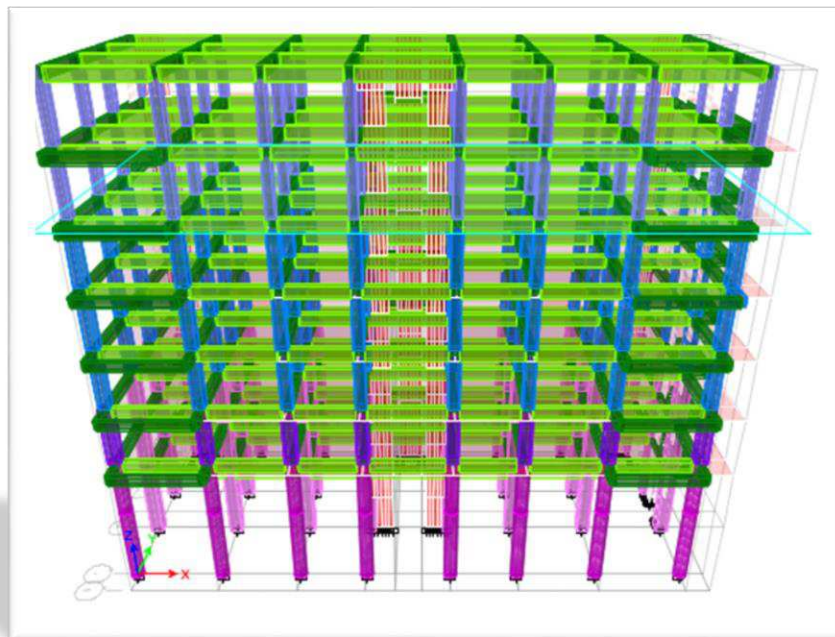


Figure IV.3.Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

- Présentation de la vue en plan

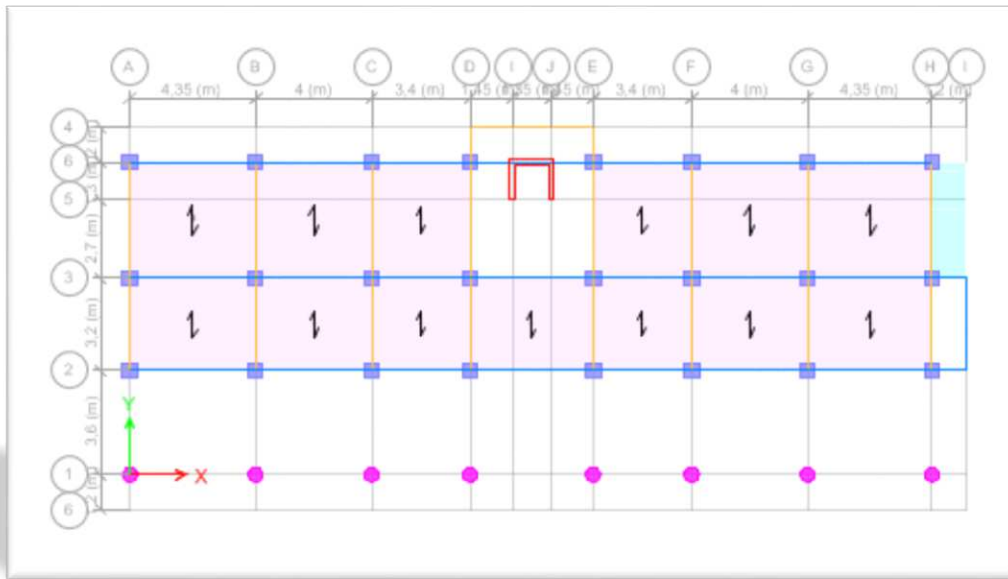


Figure IV.4. Vue en plan RDC et 1^{er} étage

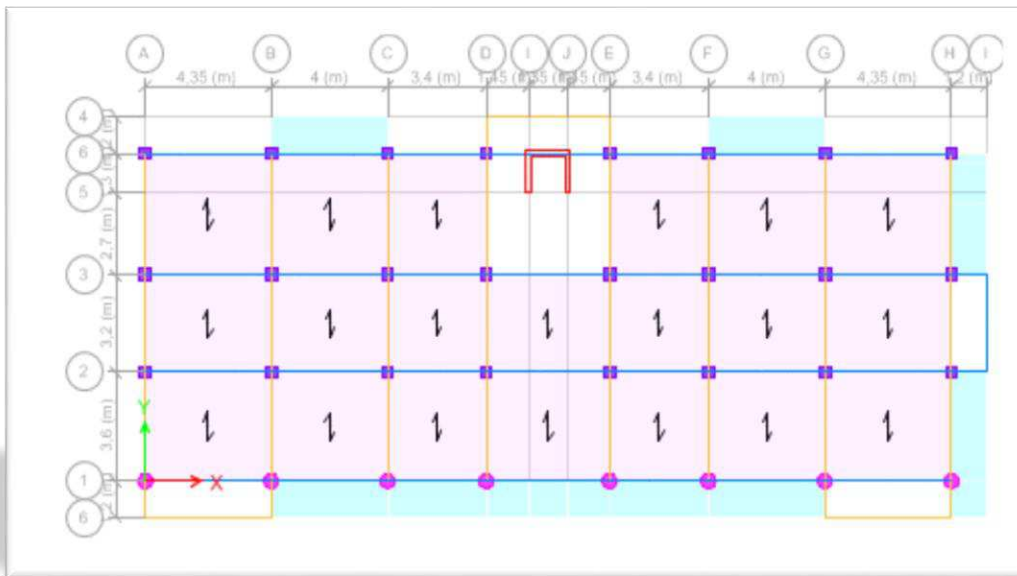


Figure IV.5. Vue en plan les étages

IV.4.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

- Détermination des masses et centres de masse par étages

Elle est égale à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99 / V2003 (Formule 4.5)}$$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : charges d'exploitation.

$\beta = 0,2$ Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par étapes

IV.5. RESULTAT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELES INITIAUX :

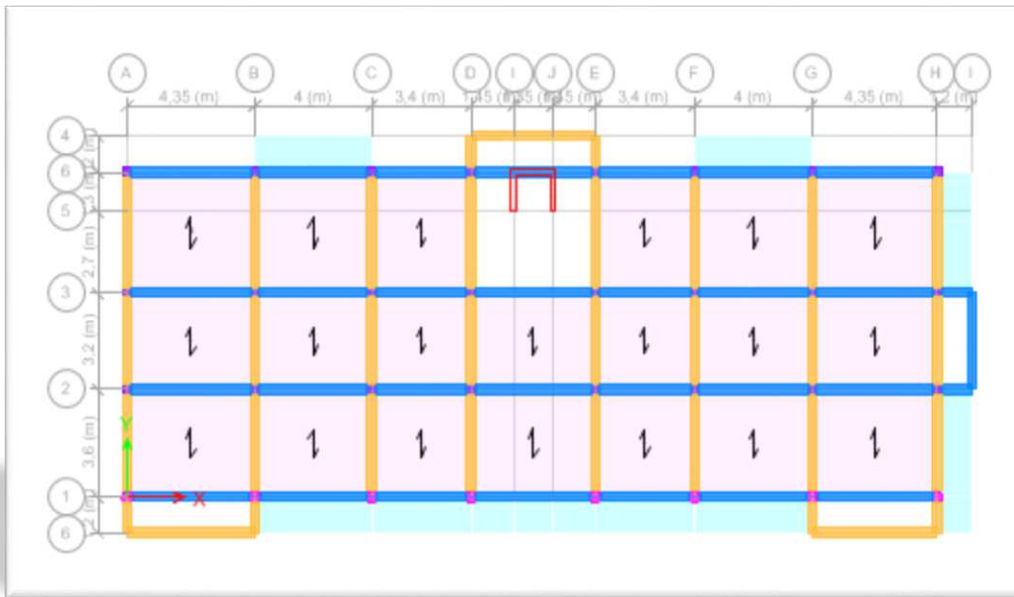


Figure IV.6. Modèle initial

IV.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales (initial)

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,913	0,224	0,0668	0	0,224	0,0668	0
2	1,785	0,0264	0,7288	0	0,2504	0,7957	0
3	1,365	0,5576	0,0005	0	0,808	0,7962	0
4	0,681	0,0244	0,0022	0	0,8325	0,7984	0
5	0,571	0,001	0,1265	0	0,8334	0,925	0
6	0,424	0,1039	0,0001	0	0,9373	0,9251	0
7	0,381	0,0043	0,0003	0	0,9416	0,9253	0
8	0,277	0,0001	0,0374	0	0,9417	0,9628	0
9	0,268	0,0016	0,0001	0	0,9433	0,9629	0

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

10	0,216	0,0008	0,0001	0	0,9441	0,9629	0
11	0,206	0,0295	2,52E-05	0	0,9736	0,9629	0
12	0,181	0,0004	9,175E-06	0	0,974	0,9629	0

Tableau IV.3. Mode de vibration et taux de participation des masses (modale initiale)

• **Remarque :**

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale comportant uniquement les voiles de l'escalier et la cage d'ascenseur.

IV.5.2. Constatation

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,913s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X

IV.5.3. Interprétation

L'irrégularité en plan de la structure c'est traduite par une présence importante des modes de torsion.

IV.6. DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE PAR LA METHODE STATIQUEEQUIVALENTE :

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99/V2003 Art 4.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure.

W : Poids total de la structure.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A} = \mathbf{0,15} \\ \mathbf{R} = \mathbf{4} \\ \mathbf{Q}_x = \mathbf{1,10} \\ \mathbf{Q}_y = \mathbf{1,05} \end{array} \right. \quad \text{ces paramètres déjà déterminés ci_dessus}$$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.6.1. 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T : période fondamentale de la structure.

IV.6.2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

IV.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La période fondamentale est donnée par les formules suivantes (4-6 donnée par le RPA99/V2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

• h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

• D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

$$\text{Sens X : } \begin{cases} T = 0,05 \cdot (25,5)^{3/4} = 0,567 \text{ s} \\ T = 0,09 \cdot 25,5 / \sqrt{28,05} = 0,43 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T = 1,30 \cdot 0,43 = 0,56\text{s} \Rightarrow T = 0,56\text{s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0\text{s}$$

$$D_X = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{2/3} = 2,05$$

W=24103,282 (calcul automatique)

$$V_X = \frac{A \cdot D_X \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \cdot 2,05 \cdot 1,10}{4} \cdot 24103,282 \Rightarrow 2038,23 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 1630,58 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y : } \begin{cases} T = 0,05 \cdot (25,5)^{3/4} = 0,567 \text{ s} \\ T = 0,09 \cdot 25,5 / \sqrt{11,20} = 0,68 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T = 1,30 \cdot 0,567 = 0,741\text{s} \Rightarrow T = 0,738\text{s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0\text{s}$$

$$D_Y = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,8819 \left(\frac{0,5}{0,738}\right)^{2/3} = 1,70$$

$$V_Y = \frac{A \cdot D_Y \cdot Q}{R} W = \frac{0,15 \cdot 1,70 \cdot 1,05}{4} \cdot 24103,282 \Rightarrow 1613,41 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 1290,73 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats du *ETABS / V 2013* on a $\begin{cases} F_x = V_{xdyn} = 1158,26 \text{ KN} \\ F_y = V_{ydyn} = 1577,67 \text{ KN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x \phi 0,8V^x$ et $V_t^y \pi 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{xdyn}} = 1,40 > 1 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ydyn}} = 0,81 < 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,40 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y .

IV.6.4. vérification de l'effort normal réduit :

La vérification de l'effort normal réduit a but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,30 \quad \text{RPA99/ V2003 (Article 7.4.3.1)}$$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section du poteau.

F_{cj} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Combinaison	N_d (kN)	Types de Poteau (cm)	B_c (cm ²)	ν	$\nu \leq 0,30$
1	$G + Q + Ey$	-1317,8068	40	1256	0,41	Non Vérifiée
	$G + Q + Ey$	-1322,4823	35*35	1225	0,43	Non Vérifiée
2	$G + Q + Ey$	-1292,1714	40	1256	0,41	Non Vérifiée
	$G + Q + Ey$	-1162,1332	30*30	900	0,51	Non Vérifiée
3	$G + Q + Ey$	-951,8627	30*30	900	0,42	Non Vérifiée
4	$G + Q + Ey$	-759,9607	30*30	900	0,33	Non Vérifiée
5	$G + Q + Ey$	-670,8617	25*25	625	0,42	Non Vérifiée
6	$G + Q + Ey$	-483,0814	25*25	625	0,31	Non Vérifiée
7	$G + Q + Ey$	-329,2053	25*25	625	0,25	Vérifiée
8	$G + Q + Ey$	-178,5831	25*25	625	0,11	Vérifiée

Tableau IV.4. Vérification de l'effort normal réduit avant le renforcement (**modèle initial**)

IV.6.5. Calcul et vérification des déplacements Latéraux inters étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99/V 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y). δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1,14$; $r_y=1$; $R=4$

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x				
		δ_{ke} (cm)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ke}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k \text{ adm}$ (cm)	Obrs
1	4,08	0,50	2,80	2,80	408	CV
2	3.06	1,28	7,16	4,36	306	Non vérifier
3	3.06	1,77	9,91	2,75	306	CV
4	3.06	2,21	12,37	2,46	306	CV
5	3.06	2,76	15,45	3,08	306	Non vérifier
6	3.06	3,23	18,08	2,63	306	CV
7	3.06	3,58	20,04	1,96	306	CV
8	3,06	3,80	21,28	1,24	306	CV

Tableau IV.5. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X avant renforcement
(modèle initial)

Niveaux	h_k (m)	Sens y-y				
		δ_{ke} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k \text{ adm}$ (cm)	Obrs
1	4,08	0,67	2,68	2,68	408	CV
2	3.06	1,53	6,12	3,44	306	Non verifier
3	3.06	2,38	9,52	3,40	306	Non verifier
4	3.06	3,21	12,84	3,32	306	Non verifier
5	3.06	4,09	16,36	3,52	306	Non verifier
6	3.06	4,88	19,52	3,16	306	Non verifier
7	3.06	5,50	22	2,48	306	verifier
8	3,06	6,10	24,4	2,40	306	verifier

Tableau IV.6. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y avant renforcement (modèle initial)

➤ **Commentaire :**

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles mais il faut améliorer les modes de vibration, donc on augmente la rigidité latérale de la structure.

Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.7. RESULTAT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES MODELE FINAL :

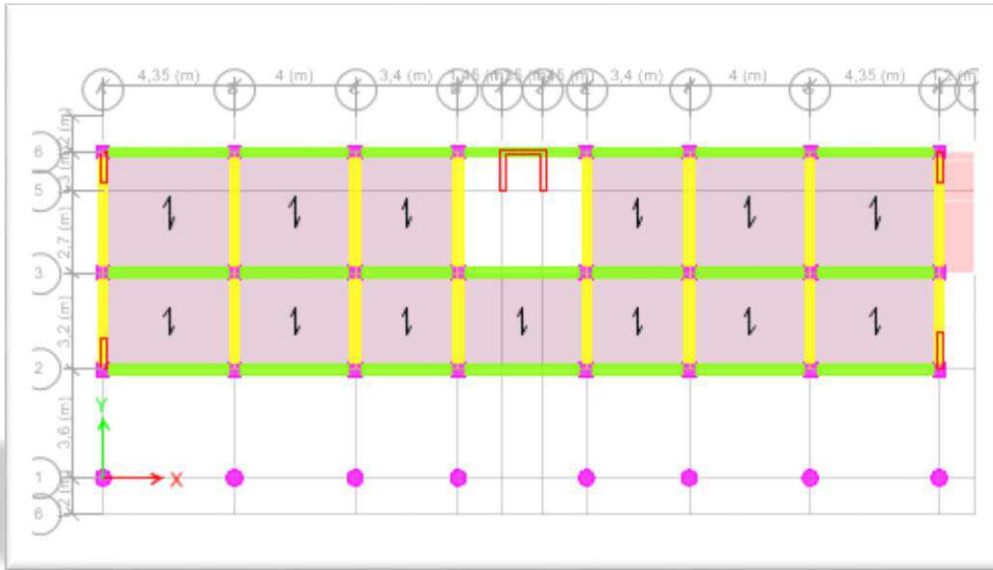


Figure IV.7. : Modèle final

IV.7.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales (final) :

Modes	Périodes (s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,249	0,0043	0,7458	0	0,0043	0,7458	0
2	1,196	0,6257	0,0067	0	0,63	0,7525	0
3	0,996	0,1236	0,0005	0	0,7537	0,753	0
4	0,435	0,1247	0,002	0	0,8783	0,755	0
5	0,417	0,0023	0,1443	0	0,8806	0,8993	0
6	0,331	0,0313	0,0002	0	0,9119	0,8995	0
7	0,229	0,0344	0,0002	0	0,9463	0,8997	0
8	0,203	0,0003	0,0509	0	0,9466	0,9506	0
9	0,164	0,0129	0,0002	0	0,9595	0,9507	0
10	0,142	0,0149	2,993E-05	0	0,9744	0,9507	0
11	0,117	0,0001	0,0238	0	0,9745	0,9746	0
12	0,104	0,0102	0,0001	0	0,9847	0,9746	0

TableauxIV.7. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales (final)

➤ Modes de vibrations obtenus :

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une translation suivant l'axe YY' de période **T1** avec un coefficient de participation modale égale à **74,58%** et **T1=1,249sec**

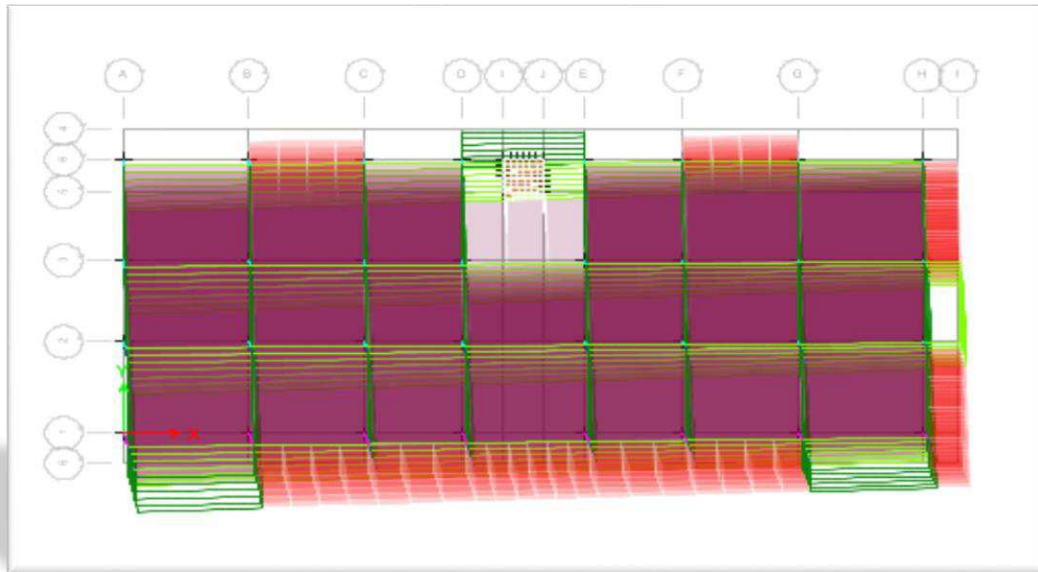


Figure IV.8 : 1^{er} mode($T=1,249$ translation suivant Y)

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe XX de période T_2 avec un coefficient de participation modale égale à 75,25% et $T_2 = 1,196$ sec.

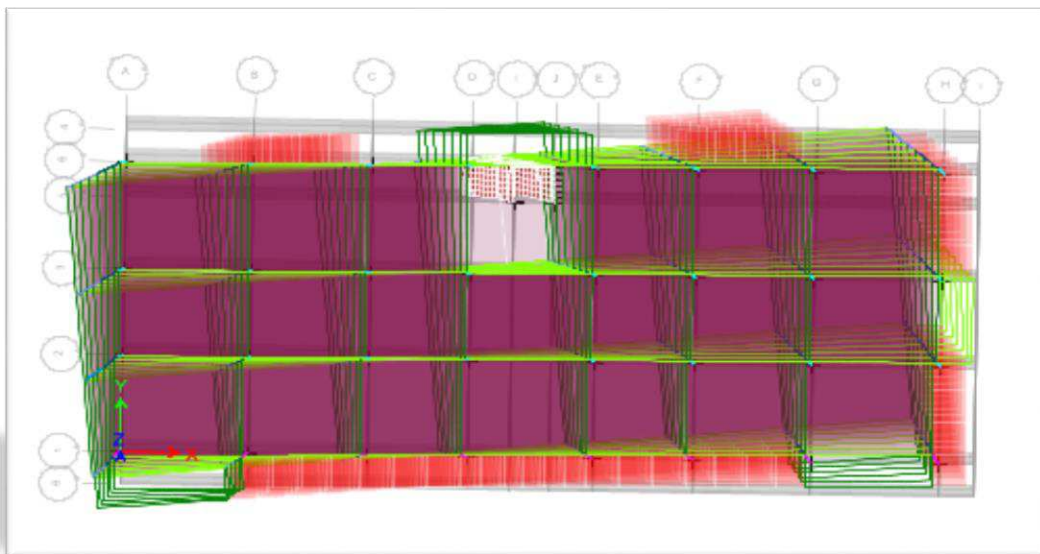


Figure IV.9 : 2^{ème} mode($T=1,196$ translation suivant X)

3^{ème} mode : Le 3^{ème} mode de notre structure est une rotation de période T_3 avec un coefficient de participation modale égale à 75,37% et $T_3 = 0,996$ sec

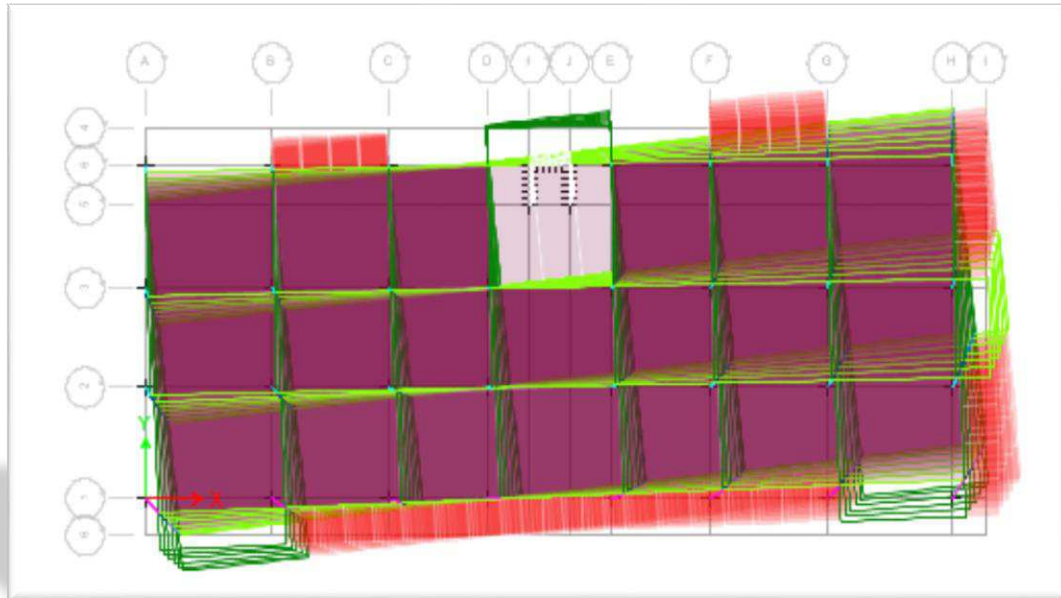


Figure IV.10 : 3^{ème} mode(T=0,996 rotation)

• **Remarques :**

- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/V2003).

IV.7.2.vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Combinaison	Nd (kN)	Types de Poteau (cm)	B _c (cm ²)	v	v ≤ 0,30
1	G + Q + Ey	-1415,3627	60φ	2826	0,20	Vérifiée
	G + Q + Ey	-1448,8659	50*50	2500	0,23	Vérifiée
2	G + Q + Ey	-1357,6831	60φ	2826	0,19	Vérifiée
	G + Q + Ey	-1230,6302	50*50	2500	0,19	Vérifiée
3	G + Q + Ey	-1117,5594	45*45	1600	0,27	Vérifiée
4	G + Q + Ey	-894,5827	45*45	1600	0,22	Vérifiée
5	G + Q + Ey	-675,9202	40*40	900	0,30	Vérifiée
6	G + Q + Ey	-488,185	40*40	900	0,22	Vérifiée
7	G + Q + Ey	-327,1875	35*35	625	0,20	Vérifiée
8	G + Q + Ey	-175,0529	35*35	625	0,11	Vérifiée

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit (modèle finel)

- L'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.7.3. Calcul et vérification des déplacements Latéraux inters étage :

$W=25777,9992$ (calcul automatique)

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} W = \frac{0,15.2.05.1,10}{4} * 25777,9992 \Rightarrow 2179,85 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 1743,88 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} W = \frac{0,15.1,70.1,05}{4} * 25777,9992 \Rightarrow 1727,63 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 1382,104 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats du *ETABS / V 2013* on a $\begin{cases} F_x = V_{xdyn} = 1520,9401 \text{ KN} \\ F_y = V_{ydyn} = 2112,0247 \text{ KN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x \phi 0,8V^x$ et $V_t^y \pi 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{xdyn}} = 1,14 > 1 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ydyn}} = 1 < 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,14 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x				
		δ_{ke} (cm)	$\delta_k = R.\delta_{ke}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k \text{ adm}$ (cm)	Obrs
1	4,08	0.35	1.40	1.40	408	CV
2	3.06	0.84	3.36	1.96	306	CV
3	3.06	1,33	5.32	1,96	306	CV
4	3.06	1.79	7.16	1,84	306	CV
5	3.06	2.26	9.04	1.88	306	CV
6	3.06	2.67	10.68	1.64	306	CV
7	3.06	3,13	12.52	1.84	306	CV
8	3,06	3,50	14	1.48	306	CV

Tableau IV.9. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X(modal final)

Niveaux	h_k (m)	Sens y-y				
		δ_{ke} (m)	$\delta_k = R.\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k \text{ adm}$ (cm)	Obr
1	4,08	0,35	1,40	1,60	408	CV
2	3.06	0,83	3,32	1,92	306	CV
3	3.06	1,39	5,56	2,24	306	CV
4	3.06	1,96	7,84	2,28	306	CV
5	3.06	2,57	10,28	2,44	306	CV
6	3.06	3,14	12,56	2,28	306	CV
7	3.06	3,68	14,72	2,16	306	CV
8	3,06	4,15	16,60	1,88	306	CV

Tableau IV.10. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y(modal final)

• **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux effort sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA99/ V 2003 est vérifiée**).

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.7.4. justification vis-à-vis de l'effet p-Δ :

Les effets du 2^o ordres ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments sila condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

PK : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k»

VK : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ K : déplacement relatif du niveau «k » par rapport au niveau « k+1 ».

hK : hauteur étage k.

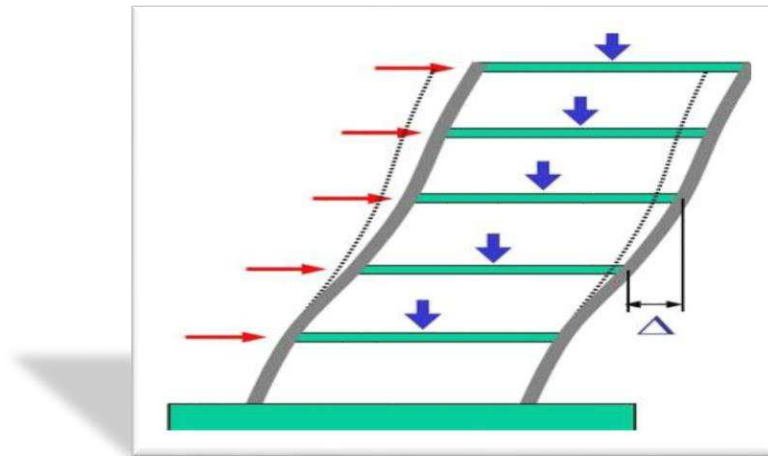


Figure IV.11: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

Niv	h _t	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _x (KN)	Θ _k	Δ _k (cm)	V _y (KN)	Θ _k
1	4,08	25777,9992	1,20	1520,9401	0,066	1,60	2112,0247	0,048
2	3,06	22928,2409	1,76	1462,0331	0,090	1,92	2035,2141	0,071
3	3,06	19258,274	1,72	1341,632	0,081	2,24	1871,4864	0,075
4	3,06	15876,7378	1,68	1196,7721	0,073	2,28	1674,8144	0,071
5	3,06	12495,2016	1,96	1046,4053	0,076	2,44	1461,0063	0,068
6	3,06	9319,2974	1,80	874,011	0,063	2,28	1224,5304	0,057
7	3,06	6143,3932	1,76	662,5767	0,053	2,16	929,615	0,047
8	3,06	3048,273	1,40	368,0866	0,038	1,88	533,3508	0,035

Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Δ (sens X et sens- Y)

• **Remarque :**

La condition $\Theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ, d'où les effets du 2^o ordre peut-être négligés.

IV.7.5. justification du système de contreventement

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats suivants :

- Efforts repris par l'ensemble : **23079,6887 KN**
- Efforts repris par les portiques : **20957,4559KN**
- Efforts repris par les voiles : **2222,2328 KN**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **90,80%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **9,20%**.

Chapitre IV : Etude Dynamique Et Sismique

IV.8.CONCLUSION :

On ne peut jamais dire qu'une structure est parfaitement sécurisée même si toutes les recommandations de RPA sont satisfaites, car le pourcentage de risque existe toujours, mais au moins avec cette vérification on minimise le pourcentage de risque et on augmente le pourcentage de sécurité.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

- ❖ Introduction
- ❖ Ferrailage des poteaux
- ❖ Ferrailage des poutres
- ❖ Voile de contreventement

V.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va présenter l'étude des éléments résistants de la structure. Cette structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures **ETABS** qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2.ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q+E
- ✓ G+Q-E
- ✓ 0.8G+E
- ✓ 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons 5 types de poteaux à étudier

Etages	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60φ	60φ	45*45	45*45	40*40	40*40	35*35	35*35
	50*50	50*50						

Tableau V.1 : Sections finales des poteaux

V.2.1. Recommandations du RPA99**a) Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)

Leur pourcentage maximal sera de :4 % de la section du poteau en zone courante.

6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40 \phi$ En zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

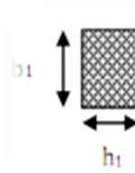
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage



Coupe 1-1

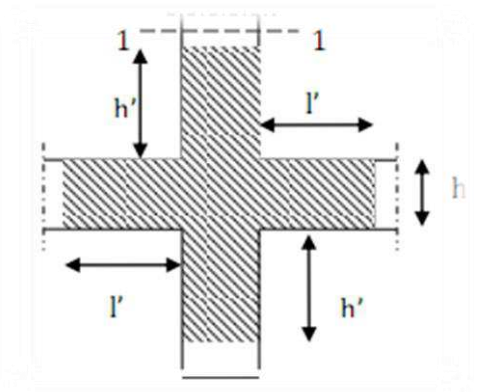


Figure V.1 : Zone nodale

***Le pourcentage minimal sera :**

- poteaux (60 ϕ) $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 \times 3,14 = 22,60 \text{ cm}^2$

- poteaux (50*50) $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

- poteaux (45*45) $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

- poteaux (40*40) $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

- poteaux (35*35) $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$

***Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

- poteaux (60 ϕ) $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 \times 3,14 = 113,04cm^2$
- poteaux (50*50) $A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100cm^2$
- poteaux (45*45) $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$
- poteaux (35*35) $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$
- poteaux (25*25) $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49cm^2$

***Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

- poteaux (60 ϕ) $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 \times 3,14 = 169,56cm^2$
- poteaux (50*50) $A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150cm^2$
- poteaux (40*40) $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5cm^2$
- poteaux (35*35) $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 cm^2$
- poteaux (25*25) $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5cm^2$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescription RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section de poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone recouvrement
RDC	(60 ϕ)	22,60	113,04	169,56
	50*50	20	100	150
1 ^{er} étage	(60 ϕ)	22,60	113,04	169,56
	50*50	20	100	150
2 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
3 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
4 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96
5 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96
6 ^{ème} étage	35*35	9.80	49	73.5
7 ^{ème} étage	35*35	9.80	49	73.5

Tableau V.2. : Armatures longitudinales minet max dans les poteaux exigés par le RPA.

b) Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant il est pris égale à :

$$\rho = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

$$\rho = 3.75 \quad \text{si} \quad \lambda_g < 3 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad l_f = 0,7h_e$$

$$\lambda_g = \frac{4 \cdot l_f}{D} \quad (\text{section circulaire})$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$

Le pourcentage d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donné comme suit :

$$A_t^{min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \quad \text{si} \quad \lambda_g < 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

c) Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

V.2.2. Calcul du Ferrailage des poteaux

a) section partiellement comprimée (SPC) :

- le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_U} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$(d - C)N_U - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow \text{section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

N_u : effort de compression

- Détermination des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

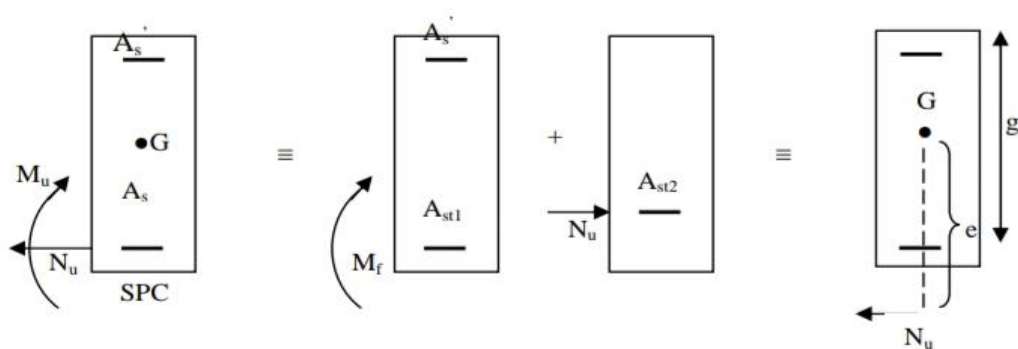


Figure V.2. schéma de section tendue et comprimée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relation suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\theta = 1$ pour fissuration durable

$\theta = 0,85$ pour fissuration accidentelle

Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (SSA) et ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel est

$$A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) N: \text{ effort de compression} \end{cases}$$

si A_s est négative $A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ section doublement armée (SDA) et ($A' \neq 0$). on calcul :

$$M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée .

Avec :

$$A_1 = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d-c)}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}.$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - C') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) bh^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux partie nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - C') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{C'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les section d'armature sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - C')\sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

Si la partie mois comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right)bd^2 < N_U(d - C') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les section d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d-C') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

❖ ferrailage de poteaux circulaire

• Poteaux circulaire 60φ

N_u : effort normal ultime en MPa

B_r : section réduite de béton en m^2

α : Coefficient de flambage

A_{th} : section d'acier en cm^2

f_{c28} et f_e en MPa

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ en général

$\gamma_s = 1.15$ en général

L_f : Longueur de flambement en m

B :section de béton en cm^2

D : daimetre

U :périmetre

Combinaison de base : **1.35G + 1.5Q**

$N_u = -1577.11$ KN ; $L_f = 0.7 l_0$; $l_0 = 7.14$; D = 60 cm

$$\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$$

$$\frac{l_f}{i} \leq \lambda ; i = \frac{D}{4} \Rightarrow \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow \frac{4.99}{0.15} = 33.32 < 70$$

Doc $\lambda < 70$ pas de flambement

$$A_{min} = \sup(A(4u) ; A(0.2B\%))$$

$$A_{min} = \begin{cases} 4u = 4(\pi \cdot d) = 4(\pi \times 0.60) = 7.53 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = \frac{0.2 \frac{\pi d^2}{4}}{100} = \frac{0.2 \frac{3.14 \cdot 60^2}{4}}{100} = 5.652 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min} = \sup(7.53 ; 5.652)$$

$$A_{min} = 7.53 \text{ cm}^2$$

- Calcule la section d'acier theorrique a ELU

$$A_{th} \geq \left[\left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{33.32}{35} \right)^2} = 0.719$$

$$B_r = \pi(D - 0.02)^2 / 4 \Rightarrow 3.14 (0.6 - 0.02)^2 / 4$$

$$B_r = 0.264 \text{ m}^2$$

$$A_{th} \geq \left[\left[\frac{-1577.11 \times 10^{-3}}{0.719} - \frac{0.264 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} \right] = -7.086 \times 10^{-3} \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$A_{th} \geq -70.8 \text{ cm}^2$$

- Calcule la section d'acier max

$$A_{max} \leq 5B\% \Rightarrow 5 \times \frac{\pi d^2}{100} = 5 \times \frac{3.14 \times 60^2}{100} = 141.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} \leq 141.3 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la section d'acier final

$$A_{sc} = \text{Max}(A_{Th} ; A_{min})$$

$$A_{sc} = \text{max}(-70.8 ; 7.53)$$

$$A_{sc} = A_{min} \Rightarrow A_{sc} = 7.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} \leq A_{max} \Rightarrow 7.53 \leq 141.3$$

$$A_{sc} = 7.53 \text{ cm}^2$$

❖ Exemple de ferrailage

- Poteaux 50×50

$$N_u = -1629.1 \quad \text{et} \quad M_{corres} = 5.98 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-5.98}{1629.1} = 0,036 < \frac{h}{2} - c = 0,22 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$N_u(d - C') - M_f \text{ avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 5.98 + 1629.1 \left(\frac{0.5}{2} - 0.03 \right)$$

$$M_f = 364.38 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow N_U(d - C') - M_f = 1629.1(0.5 - 0.03) - 364.38 = 765.67 \text{ KN.}$$

$$\text{Et : } \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.03}{0.5} \right) \times 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{S.S.A}$$

- **Calcul des armatures :**

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi . b . h . f_{bc}}{100 \sigma_{st}} A' = 0 \quad \text{avec } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc :} \quad \Psi = \frac{0.357 + \frac{1629.1(0.5 - 0.03) - 364.38}{0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.03}{0.5}} = 0.96$$

$$\Rightarrow A_s = 0.056 \text{ cm}^2$$

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux :

Remarque : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec logiciel SOCOTEC .

Note :

- Pour les signes des efforts normaux : + compression
- traction
- pour les zones : zone1 (RDC → 1^{er})
zone2 (2^{ème} → 3^{ème})
zone3 (4^{ème} → 5^{ème})
zone4 (6^{ème} → 7^{ème})

1) .situation durable

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

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

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-1494.9	2.497	SEC	0	0	22.60
Zone 2	50x50	-1629.1	-5.98	SEC	0	0	20
Zone 3	45x45	-1135.5	-2.76	SEC	0	0	16.2
Zone 4	40x40	-678.89	-1.96	SEC	0	0	12.8
Zone 5	35x35	-241.05	-1.71	SEC	0	0	9.80

Tableau.V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

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

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-16.85	-1439.0	SEC	0	0	22.6
Zone 2	50x50	-47.37	-841.32	SEC	0	0	20
Zone 3	45x45	-38.51	-563.90	SPC	0	0	16.2
Zone 4	40x40	-38.97	-305.97	SEC	0	0	12.8
Zone 5	35x35	-25.11	-92.34	SEC	0	2.35	9.80

Tableau.V.4 : Ferrillages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

c) (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-1489.6	3.287	SEC	0	0	22.6
Zone 2	50x50	-518.01	-20.43	SEC	0	0	20
Zone 3	45x45	-345.28	-22.67	SEC	0	0	16.2
Zone 4	40x40	-186.99	-24.97	SEC	0	0	12.8
Zone 5	35x35	-64.36	-11.99	SEC	0	0.66	9.80

Tableau.V.5: Ferrillages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr})

d) (N^{tra}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{tra} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	/		/	0	/	22.6
Zone 2	50x50	/	/	/	0	/	20
Zone 3	45x45	/	/	/	0	/	16.2
Zone 4	40x40	/	/	/	0	/	12.8
Zone 5	35x35	/	/	/	0	/	9.80

Tableau.V.6 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{tra}, M^{corr})

2) Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E$

a.) (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-1271	-38.38	SEC	0	0	22.6
	50x50	-1229.2	-124	SEC	0	0	20
Zone 2	45x45	-846.03	-337.6	SEC	0	0	16.8
Zone 3	40x40	-496.01	-63.31	SEC	0	0	12.8
Zone 4	35x35	-175.20	-16.52	SEC	0	0	9.80

Tableau.V.7 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

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

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-80.96	-1047.0	SEC	0	0	22.6
	50x50	-203.5	-921.94	SEC	0	3.05	20
Zone 2	45x45	-153.6	-577	SEC	0	8.23	16.20
Zone 3	40x40	-117.7	-292.26	SEC	0	9.66	12.8
Zone 4	35x35	-28.01	-71.01	SEC	0	3.02	9.80

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

c) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-174.7	36.553	SEC	0	0	22.6
	50x50	14.92	93.99	SPC	0	6.15	20
Zone 2	45x45	0.252	39.39	SPC	0	3.14	16.2
Zone 3	40x40	-23.76	-63.32	SPC	0	1.7	12.8
Zone 4	35x35	-23.95	-16.52	SEC	0	2.7	9.80

Tableau.V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

d) ($N^{\text{tra}}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{tra} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	/	/	/	0	/	22.6
	50x50	85.64	64.39	SPC	0	5.11	20
Zone 2	45x45	/	/	/	0	/	16.2
Zone 3	40x40	/	/	/	0	/	12.8
Zone 4	35x35	/	/	/	0	/	9.80

Tableau.V.10 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\text{tra}}, M^{\text{corr}}$)

- **Combinaison : 0,8G+E**

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

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-700.88	-39.60	SEC	0	0	22.6
	50x50	-707.8	-121.0	SEC	0	0	20
Zone 2	45x45	-484.3	-80.66	SEC	0	0.52	16.2
Zone 3	40x40	-281.4	-5.17	SEC	0	0	12.8
Zone 4	35x35	-105	-16.97	SEC	0	0	9.8

Tableau.V.11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

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

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	-77.83	-499.8	SEC	0	0	22.6
	50x50	-196.4	-547.5	SEC	0	6.24	20
Zone 2	45x45	-147.0	-337.6	SEC	0	9.24	16.2
Zone 3	40x40	-111.0	-167.5	SEC	0	9.73	12.8
Zone 4	35x35	-43.11	-45.93	SEC	0	6.17	9.80

Tableau.V.12 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

c) (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	1.460	43.03	SPC	0	4.78	22.6
	50x50	75.67	68.38	SPC	0	0	20
Zone 2	45x45	0.596	41.13	SPC	0	3.3	16.2
Zone 3	40x40	0.927	41.42	SPC	0	3.91	12.8
Zone 4	35x35	-4.139	21.20	SEC	0	0.85	9.80

Tableau.V.13 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

d) (N^{tra}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{tra} (kNm)	M ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
Zone 1	60 Ø	60.34	34.69	SPC	0	5.51	22.6
	50x50	280.64	70.85	SPC	0	5.4	20
Zone 2	45x45	122.91	47.06	SPC	0	5.61	16.2
Zone 3	40x40	40.12	30.79	SPC	0	3.46	12.8
Zone 4	35x35	/	/	/	0	/	9.80

Tableau.V.14 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{tra}, M^{corr})

V.3.CHOIX DES ARMATURES

Niveaux	Sections (cm ²)	A ^{cal} _s (cm ²)	A ^{min} _s (cm ²)	A ^{max} _s (Z.C)(cm ²)	A ^{max} _s (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A ^{adp} _s (cm ²)
Zone 1	60 Ø	7.53	22.6	113.04	169.56	4T20+8T16	28.65
	50x50	8.88	20	100	150	4T20+8T16	28.65
Zone 2	45x45	9.24	16.2	81	121.5	4T20+8T16	28.65
Zone 3	40x40	9.73	12.8	64	96	4T20+8T16	28.65
Zone 4	35x35	6.17	9.80	49	73.5	4T20+4T14	18.83

Tableau.V.15 : Choix des armatures des poteaux.

V.3.1.VerificationÉ vis -a- vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- ✓ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 90\eta f_{tj} \right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée très préjudiciable, donc $\sigma_s=266.67MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) $N_{ser_{max}} ; M_{ser_{cor}}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Zone 1	60 Ø	-2.3959	-1155.1	SEC	54.71	266.67	3.66	15	OK
	50x50	-1.671	-1380.9	SEC	74.6	266.67	4.98	15	OK
Zone 2	45x45	-6.966	-982.1	SEC	78.4	266.67	5.24	15	OK
Zone 3	40x40	-1.174	-646.6	SEC	64.6	266.67	4.32	15	OK
Zone 4	35x35	-11.61	-133.4	SEC	51.6	266.67	4.27	15	OK

Tableau V.16 : Vérification des contraintes pour les poteaux.($N_{ser_{max}} ; M_{ser_{cor}}$)

b) $N_{ser_{cor}} ; M_{ser_{max}}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Zone 1	60 Ø	-3.73	-507.80	SEC	25.43	266.67	1.71	15	OK
	50x50	-11.56	-846.79	SEC	28.6	266.67	1.94	15	OK
Zone 2	45x45	-17.35	-500.81	SEC	25.6	266.67	1.72	15	OK
Zone 3	40x40	-20.50	-305.29	SEC	33.3	266.67	3.29	15	OK
Zone 4	35x35	-11.61	-133.47	SEC	51.6	266.67	4.27	15	OK

Tableau V.17 : Vérification des contraintes pour les poteaux.($N_{ser_{cor}} ; M_{ser_{max}}$)

c) N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor} :

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Zone 1	60 Ø	-3.738	-507.8	SEC	166.7	266.7	1.71	15	OK
	50x50	-6.966	-472.0	SEC	50.9	266.67	3.45	15	OK
Zone 2	45x45	-11.05	-311.3	SEC	54	266.67	3.77	15	OK
Zone 3	40x40	-13.12	-187.2	SEC	53.3	266.67	6.39	15	OK
Zone 4	35x35	10.29	-125.1	SEC	46.8	266.67	3.84	15	OK

Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux. (N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{cor})

V.4. VERIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT

V.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Avec :

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

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

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

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

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

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

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

$\rho_d = 0,075$ si l’élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l’élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L’élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρd	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Zone 1	60 Ø	43.66	0.895	33.32	0.075	1.875	2,50	OK
	50x50	127.62	0.567	8.16	0.075	1,875	2,50	OK
Zone 2	45x45	102.59	0.712	7.65	0,075	1,875	2,50	OK
Zone 3	40x40	80.69	0.732	8.75	0.075	1.875	2.50	OK
Zone 4	35x35	30.33	0.539	12.24	0.075	1.875	2.50	OK

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

V.4.2. Ferrailage transversal des poteaux.

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

* Selon **BAEL91 modifié 99** :

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

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h: Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$

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

$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \dots \text{Zone nodale (zone IIA)}$.

$S_t \leq 15\phi \dots \text{Zone courante (zone IIA)}$.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

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

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

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Zone 1	60 Ø	4T20+8T14	20 et 14	15	21
	50x50	4T20+8T16	20 et 16	15	24
Zone 2	45x45	4T20+8T16	20 et 16	15	24
Zone 3	35x35	4T20+8T16	20 et 16	15	24
Zone 4	30x30	4T20+4T14	20 et 14	15	21

Tableau V.20 : Espacements maximales selon RPA99

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

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t choisie (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
60 Ø	Zone 1	7.14	33.32	2.5	43.66	N	15	5,73	8T10	6.28
						C	21	7	10T10	7,85
50x50	Zone 1	4.08	8.16	2.5	127.62	N	15	3.83	6T10	4.71
						C	24	2.25	6T8	3.02
45x45	Zone2	3.06	7.65	2,5	102.59	N	15	3.85	6T10	4.71
						C	24	1.80	6T8	3.02
40x40	Zone3	3.06	8.74	2.5	80.69	N	15	3.46	6T10	4.71
						C	24	1.58	6T8	3.02
35x35	Zone4	3.06	12.24	2.5	30.33	N	15	1.59	6T8	3.02
						C	21	1.13	6T8	3.02

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

A_t^{ca1} est obtenue par Excel

V.5.LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=40Ø_l en zone IIA.

Pour : T20.....L_r=80cm

T16.....L_r=64cm

T14.....L_r=56cm

V.6.FERRAILLAGE DES POTEAUX DU SOUS-SOL

Prenons le poteau le plus sollicité dont l’effort normal

Nu=1615.212kN.

- Poids de corps creux..... 5.59 × 13.36= 49.50 kN
- Poids du poteau.....0.50 × 0.50× (3,23-0.40) × 25 = 17.68kN
- Poids de la poutre principale..... 0.3 × (0,40-0.05) ×4.175× 25 = 10,95 kN

G = 78.13 kN

Surcharge d’exploitation Q = 5 × 13.36 = 66.8 kN

Donc l’effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

Nu1 = 1,35G + 1,5Q = 1820.88 kN

Nu (Sous-sol) = Nu (sous-sol) + Nu1 = 1820.88kN

- **Calcul du ferrailage :**

i	λ	α	Br (cm2)	A _s	A _s min	Choix(coté)	Atadp (cm2)
16	22.37	0.78	2498	<0	8	2T20+2T16	10.30

Tableaux V.22 :calculé du ferrailage

- **Vérification à l'ELS**

$N_{ser} \text{ (sous-sol)} = 1146.16 \text{ kN}$.

$N_{ser1} = G + Q = 144.93 \text{ kN}$.

D'où:

$N_{ser} \text{ (SS)} = N_{ser} \text{ (sous-sol)} + N_{ser1} = 1291.09 \text{ kN}$.

Section(cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
50x50	1291.09	74.6	266.67	3,44	15	ok

Tableaux V.23 : vérification à l'ELS

- **Détermination des armatures transversales**

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

V.7.SCHEMADE FERRAILLAGE DE POTEAUX

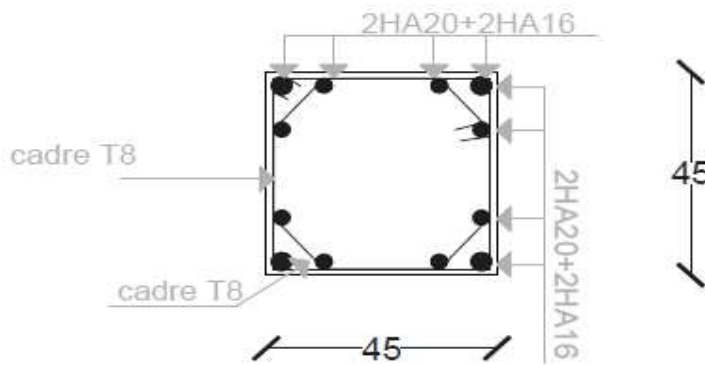


Figure V.3 .Schéma de ferrailage de poteaux carré 45x45

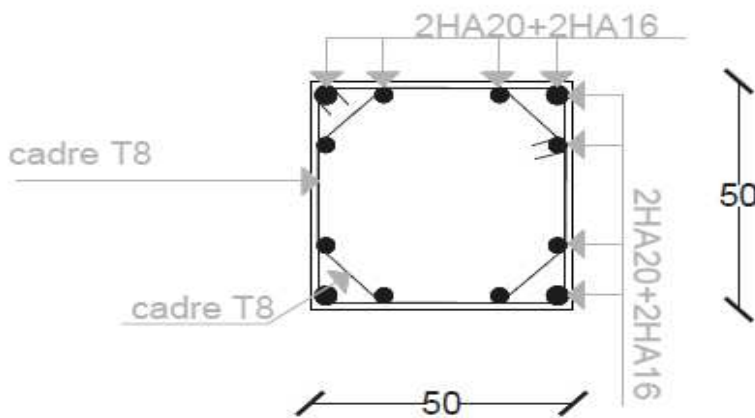


Figure V.4.Schéma de ferrailage de poteaux carré50x50

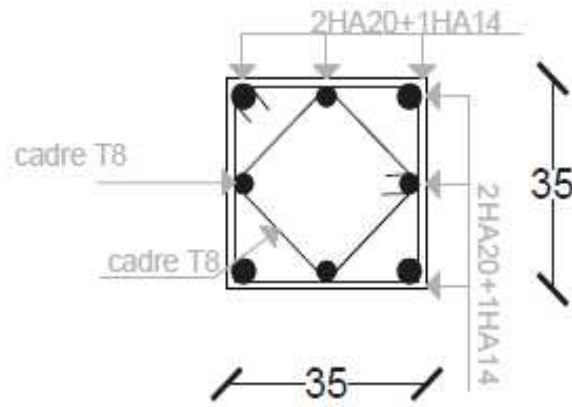


Figure V.5.Schéma de ferrailage de poteaux carré 35x35

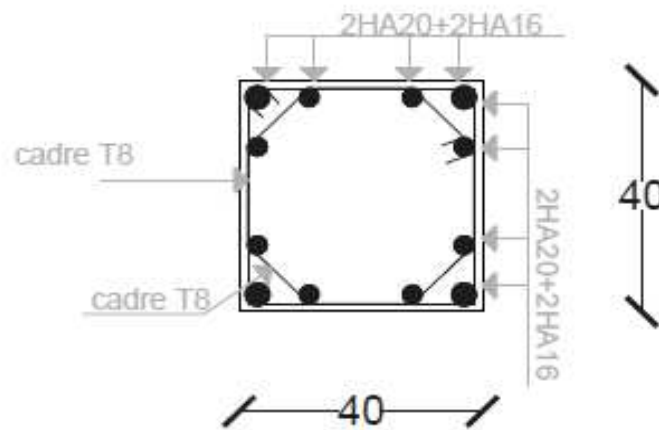


Figure V.6.Schéma de ferrailage de poteaux carré

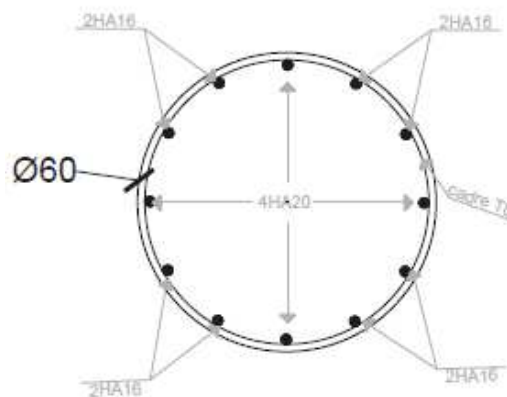


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux circulaire

V.8. FERRAILLAGE DES POUTRES**V.8.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.8.2. Recommandation du RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

- Poutre principales (30 × 40) : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (30 × 35) : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

poutre principales

- **poutre (30×40) :** $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone recouvrement)}$$

poutre secondaire

- **poutre (30×45) :** $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone recouvrement)}$$

V.8.3. Calcul du ferrailage

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

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

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur sans voile :

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x40	Travée	11.36	0.89	0	6
		Appui	13.47	1.06	0	6
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x40	Travée	11.86	0.93	0	6
		Appui	15.63	1.23	0	6
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x40	Travée	11.91	0.94	0	6
		Appui	15.50	1.22	0	6
Terrasse	30x40	Travée	33.93	2.72	0	6
		Appui	82.52	6.96	0	6

Tableau V.24: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b) Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x40	Travée	26.76	2.13	0	6
		Appui	105.39	9.14	0	6
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x40	Travée	28.59	2.82	0	6
		Appui	108.59	9.45	0	6
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x40	Travée	29.21	2.33	0	6
		Appui	105.68	9.17	0	6
Terrasse	30x40	Travée	32.30	2.59	0	6
		Appui	94.61	8.1	0	6

Tableau V.25 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2- Sens porteur avec voile :

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x40	Travée	5.06	0.39	0	6
		Appui	12.01	0.94	0	6
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x40	Travée	10.35	0.81	0	6
		Appui	20.82	1.65	0	6
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x40	Travée	17.07	1.35	0	6
		Appui	30.43	2.43	0	6
Terrasse	30x40	Travée	18.87	1.49	0	6
		Appui	37.46	3.01	0	6

Tableau V.26 : Ferrailage des poutres porteuses avec voile (situation durable)

b) Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x40	Travée	83.06	7.01	0	6
		Appui	153.56	14.24	0	6
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x40	Travée	71.55	5.96	0	6
		Appui	151.24	13.97	0	6
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x40	Travée	43.91	3.56	0	6
		Appui	142.47	12.99	0	6
Terrasse	30x40	Travée	17.89	1.41	0	6
		Appui	93.02	7.95	0	6

Tableau V.27 : Ferrailage des poutres porteuses avec voile (situation accidentelle)

3) Sens non porteur sont voile :

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	11.36	1.05	0	5.25
		Appui	13.47	1.25	0	5.25
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x35	Travée	11.86	1.10	0	5.25
		Appui	15.63	1.45	0	5.25
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x35	Travée	11.91	1.10	0	5.25
		Appui	15.50	1.44	0	5.25
Terrasse	30x35	Travée	12.59	1.17	0	5.25
		Appui	20.89	1.96	0	5.25

Tableau V.28 : Ferrailage des poutres secondaires sont voile (situation durable)

b) Situation accidentelle : G+Q+E.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	36.23	3.47	0	5.25
		Appui	97.83	10.36	0	5.25
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x35	Travée	38.67	3.71	0	5.25
		Appui	106.36	11.46	0	5.25
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x35	Travée	36.30	3.47	0	5.25
		Appui	99.11	10.53	0	5.25
Terrasse	30x35	Travée	33.93	3.24	0	5.25
		Appui	82.52	8.5	0	5.25

Tableau V.29 : Ferrailage des poutres secondaires sont voile (situation accidentelle)

3) Sens non porteur avec voile :

a) Situation durable : 1,35G+1,5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	5.06	0.46	0	5.25
		Appui	12.01	1.11	0	5.25
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x35	Travée	10.35	0.96	0	5.25
		Appui	20.82	1.95	0	5.25
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x35	Travée	17.07	1.59	0	5.25
		Appui	30.43	2.89	0	5.25
Terrasse	30x35	Travée	18.87	1.76	0	5.25
		Appui	37.46	3.59	0	5.25

Tableau V.30 : Ferrailage des poutres secondaires avec voile (situation durable)

b) Situation accidentelle : G+Q+E.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	94.63	9.96	0	5.25
		Appui	178.70	22.25	0	5.25
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x35	Travée	91.84	9.62	0	5.25
		Appui	184.58	22.86	0	5.25
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x35	Travée	99.33	10.56	0	5.25
		Appui	165.97	20.95	0	5.25
Terrasse	30x35	Travée	60.15	5.97	0	5.25
		Appui	128.92	14.62	0	5.25

Tableau V.31 : Ferrailage des poutres secondaires avec voile (situation accidentelle)

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons "1,35G+1,5Q" et "G+Q+E", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison "G+Q+E".

V.8.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1) Sens porteur sont voile :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	30x40	Travée	48	72	6	2.13	3T14	4.62
		Appui				9.14	3T16+3T12	9.42
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x40	Travée	48	72	6	2.82	3T16	6.03
		Appui				9.45	3T16+3T14	10.65
7 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} :	30x40	Travée	48	72	6	2.33	3T14	6.03
		Appui				9.17	3T16+3T12	9.42
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	2.59	3T14	6.03
		Appui				8.1	3T16+3T14	10.65

Tableau V.32 : Choix des armatures pour les poutres porteuses sont voile

2) Sens porteur avec voile :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	30x40	Travée	48	72	6	7.01	3T14+3T12	8.01
		Appui				14.24	3T25	14.73
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x40	Travée	48	72	6	5.96	4T14	6.16
		Appui				13.97	4T16+4T14	14.20
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	3.56	3T14	4.62
		Appui				12.99	3T20+2T16	13.44
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	1.41	3T12	3.39
		Appui				7.95	3T14+3T12	8.01

Tableau V.33 : Choix des armatures pour les poutres porteuses avec voile .

3) Sens non porteur sont voile :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	30x35	Travée	42	63	5.25	3.47	3T14	4.62
		Appui				10.36	3T16+3T14	10.65
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x35	Travée	42	63	5.25	3.71	3T14	4.42
		Appui				11.46	3T20+2T14	12.50
5 ^{ème} 6 ^{ème} : 7 ^{ème}	30x35	Travée	42	63	5.25	3.47	3T14	4.62
		Appui				10.53	3T20+2T14	12.50
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5.25	3.24	3T16	6.03
		Appui				8.5	3T16+2T14	9.11

Tableau V.34 : Choix des armatures pour les poutres secondaires sont voile

4) Sens non porteur avec voile :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	42	63	5.25	9.96	3T20+2T14	12.5
		Appui				22.25	3T25+3T20	34.15
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x35	Travée	42	63	5.25	9.62	3T20+2T14	12.5
		Appui				22.62	3T25+3T20	24.15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x35	Travée	42	63	5.25	10.56	3T16+3T14	10.65
		Appui				20.95	3T25+2T20	21.01
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5.25	5.97	3T16	6.03
		Appui				14.62	3T20+3T16	15.45

Tableau V.35 : Choix des armatures pour les poutres secondaires avec voile

V.8.5. Condition non fragilité

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	3.39	1.30	Vérifiée
30x35	4.62	1.14	Vérifiée

Tableaux.V.36 : Vitrification de non fragilité

V.8.6. Vérification vis -a- vis l'ELS

- La fissuration est considérée très préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \pi \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 266.67MPa \end{cases}$$

1) Sens porteur (sont voile) :

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifiée
RDC, 1 ^{er}	Travée	24.61	4.49	15	159.8	266.67	Oui
	Appui	35.71	5.09		117.9		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	25.39	4.21	15	127.9	266.67	Oui
	Appui	42.39	5.81		124.7		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	Travée	25.70	4.26	15	129.4	266.67	Oui
	Appui	45.87	6.54		151.5		
terrasse	Travée	27.31	4.52	15	137.6	266.67	Oui
	Appui	48.27	6.62		142		

Tableau V.37 : Vérification des poutres principales à l'ELS (sont voile)

2) Sens porteur (avec voile) :

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
RDC,1 ^{er}	Travée	2.51	0.38	15	9.66	266.67	Oui
	Appui	10.37	1.29		22.5		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	3.75	0.62	15	18.5	266.67	Oui
	Appui	21.01	2.64		47.2		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	Travée	4.52	0.82	15	29.3	266.67	Oui
	Appui	27.74	3.55		65.5		
terrasse	Travée	5.39	1.1	15	47.1	266.67	Oui
	Appui	36.63	5.51		141		

Tableau V.38 : Vérification des poutres principales à l'ELS (avec voile)

3) Sens non porteur (sont voile):

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
RDC,1 ^{er}	Travée	7.92	1.44	15	51.4	266.67	Oui
	Appui	9.42	1.24		24.6		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	8.28	1.51	15	53.7	266.67	Oui
	Appui	10.93	1.44		28.6		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	Travée	8.33	1.52	15	54.1	266.67	Oui
	Appui	12.08	1.59		31.6		
terrasse	Travée	9.16	1.88	15	80	266.67	Oui
	Appui	14.56	2.09		49		

Tableau V.39 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS (sont voile)

4) Sens non porteur (avec voile):

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC,1 ^{er}	Travée	3.58	0.5	15	10	266.67	Oui
	Appui	8.45	0.89		10.2		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	8.94	1.24	15	27.1	266.67	Oui
	Appui	16.71	1.77		20.1		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	Travée	11.89	1.63	15	35	266.67	Oui
	Appui	22.35	2.45		31.2		
terrasse	Travée	15.37	2.53	15	75.9	161.3	Oui
	Appui	26.09	3.2		54.1		

Tableau VI.40 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS (avec voile)

VI.8.7. Vérification de l'effort tranchant

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration très préjudiciable).}$$

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
RDC, 1 ^{er}	30x40	205.75	1,90	2,5	OK
	30x35	159.05	1,68	2,5	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x40	182.11	1,46	2,5	OK
	30x35	157.90	1,67	2,5	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	30x40	140.64	1,48	2,5	OK
	30x35	136.33	1,41	2,5	OK
terrasse	30x40	101.15	0,93	2,5	OK
	30x35	89.09	0,94	2,5	OK

Tableau V.41: Vérification de la contrainte de cisaillement

b) Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40* ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

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

c) Diamètre des armatures transversales.

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

➤ Sens principal : PP(30x40)

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{min}(1.14 ; 1.2 ; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

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

➤ **Sens secondaire : PS (30x35)**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{35}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1.6 ; 3) = 1 \text{ cm}$$

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

Soit un cadre et un étrier de $A_t=4T8 = 2.0\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL9	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			1	S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN		
30x40	205.78	1.90	36	10	20	10	20	1.8	4T8
30x35	159.05	1.68	31.5	8.75	17.5	10	20	1.8	4T8

Tableau V.42 : Calcul des armatures transversales

V.8.8. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=40\phi$ (zone IIa).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=64\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=56\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm} \dots \dots \dots L_r=48\text{cm}$

V.8.9. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Mpa}$$

Avec :

h : hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L=4.35)

M_t : moment maximum en travée . M_t(38.67)

M₀ : moment isostatique. (M_a=48.27)

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

❖ **Poutre principale (30x40)**

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{435} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.007 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.07 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

les trois condition sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

❖ **Poutre secondaire (30x35)**

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.08 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

les trois condition sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.8.10. Arrêt des barres

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

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

Avec

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

V.8.11. Schéma de ferrailage des poutres

<p>TERASSE</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR SANS VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR AVEC VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>
<p>RDC, 1ER</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR SANS VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR AVEC VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>

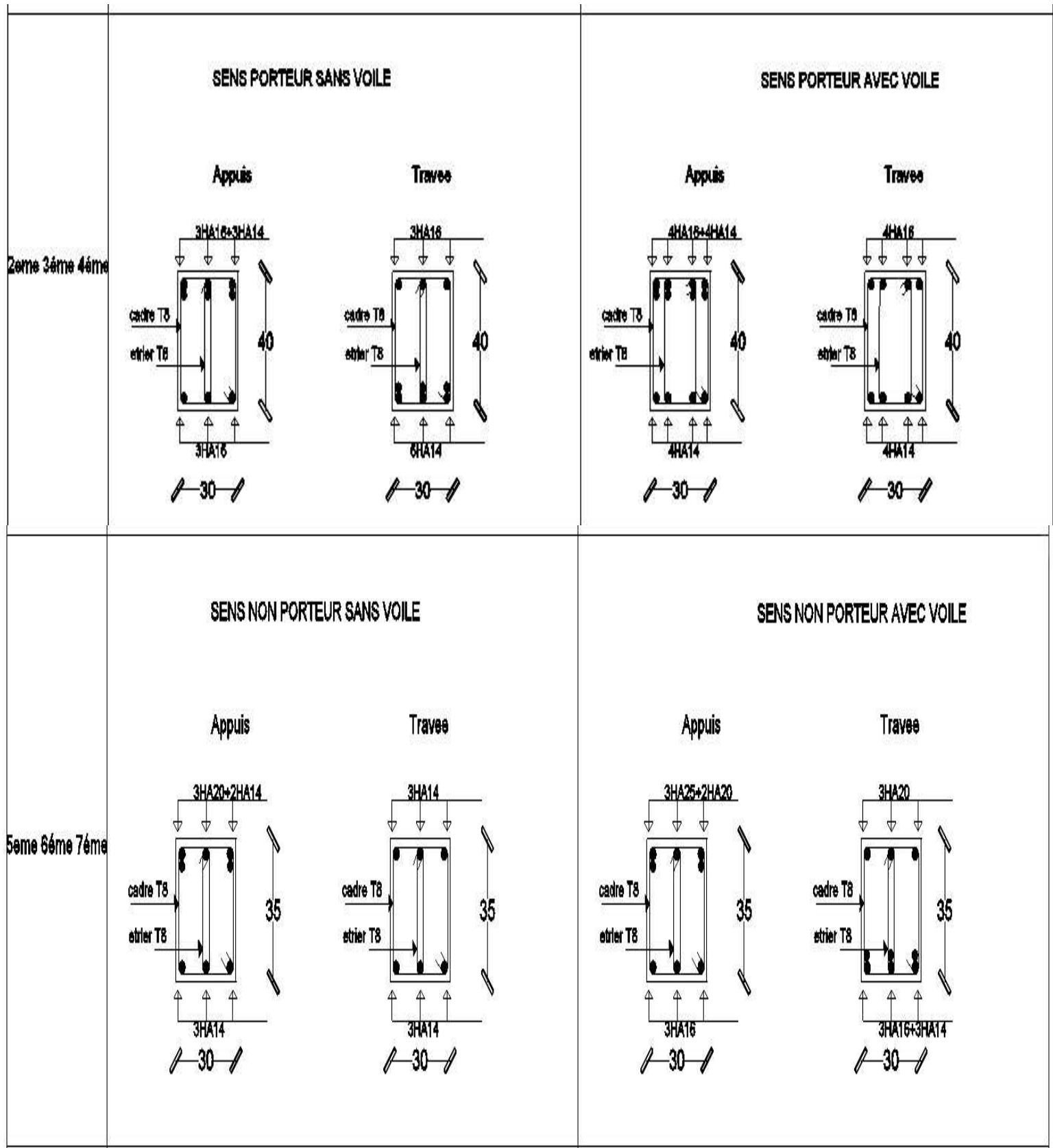


Figure V.8. Schéma de ferrailage de poutre sens porteur

<p>TERASSE</p>	<p style="text-align: center;">SENS NON PORTEUR SANS VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>	<p style="text-align: center;">SENS NON PORTEUR AVEC VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>
<p>RDC, 1ER</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR SANS VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>	<p style="text-align: center;">SENS PORTEUR AVEC VOILE</p> <p style="text-align: center;">Appuis Travee</p>

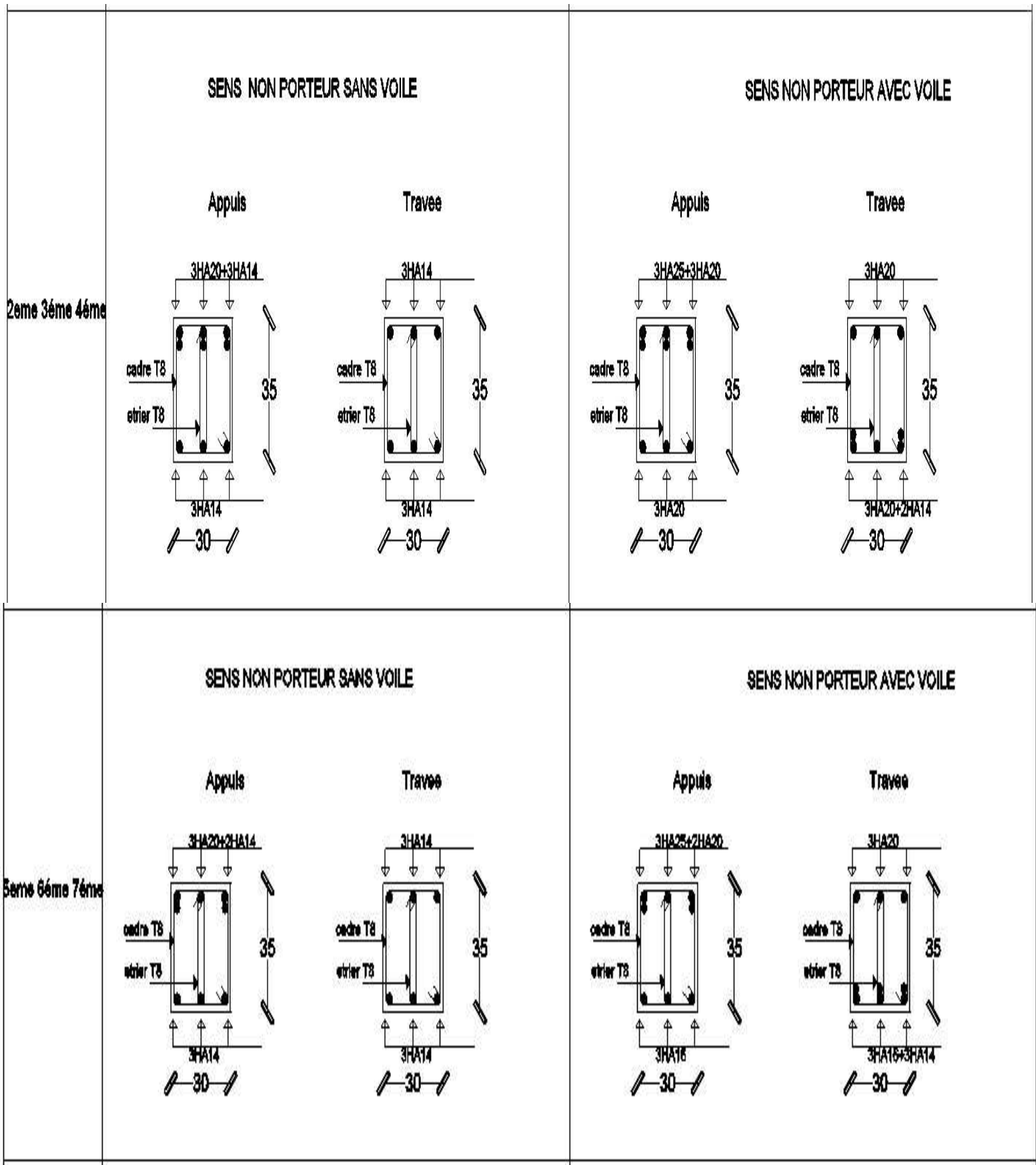


Figure V.9. Schéma de ferrailage de poutre non porteur

V.9.FERRAILLAGE DES VOILE**V.9.1.Généralités**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.9.2.Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La **figure 10** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

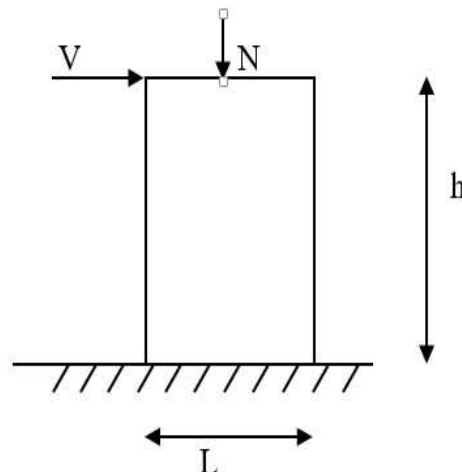


Figure.V.10.section rectangulaire

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)

- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

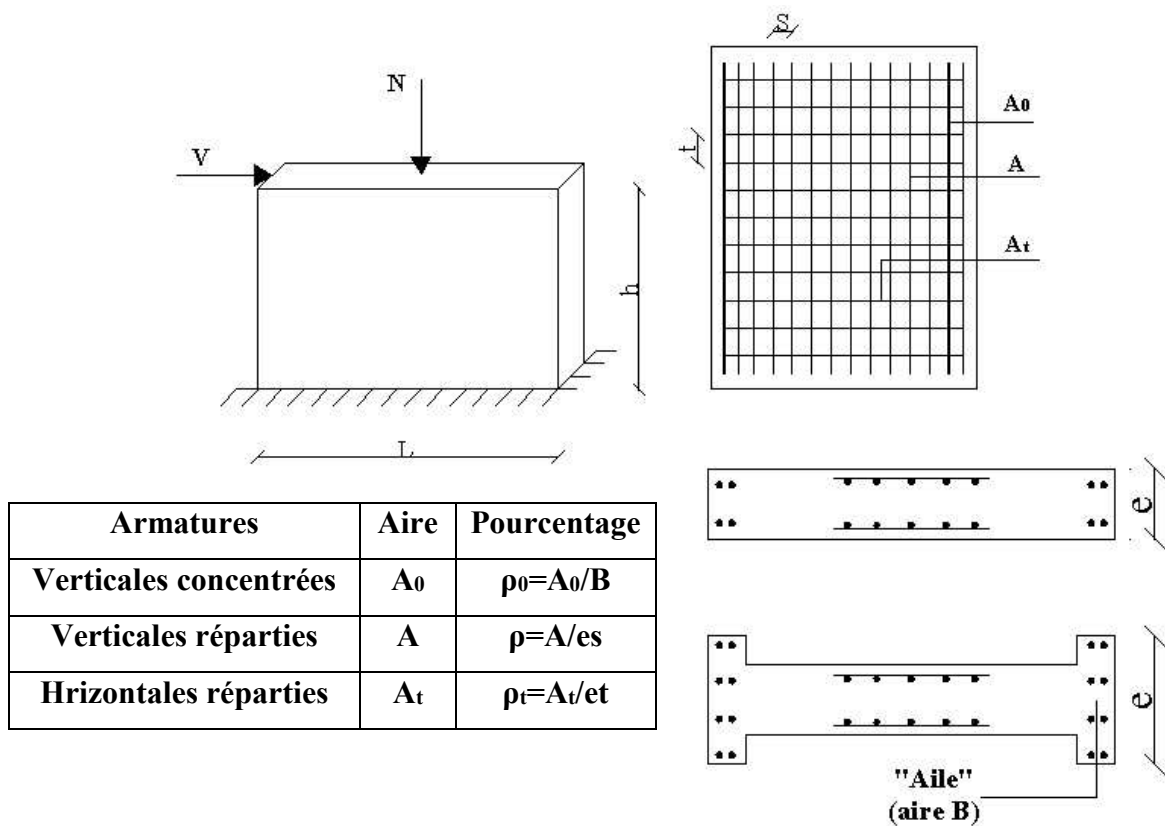


Figure V.11.Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.9.3.Justifications sous sollicitation normales

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élanement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

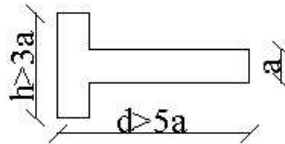


Figure V.12. Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

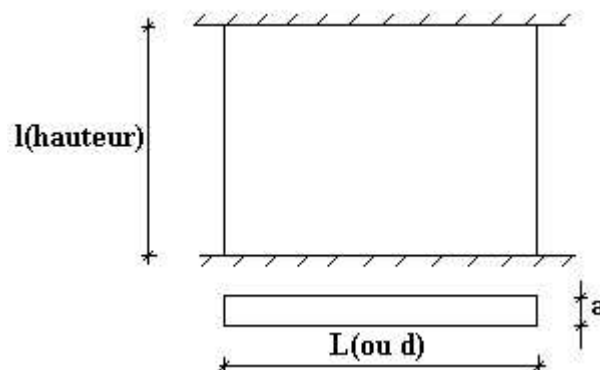


Figure V.13. Dimension d'un voile.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.43 : Valeurs de (l_f/l)

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours,

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.44 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

a. Niveaux de vérification :

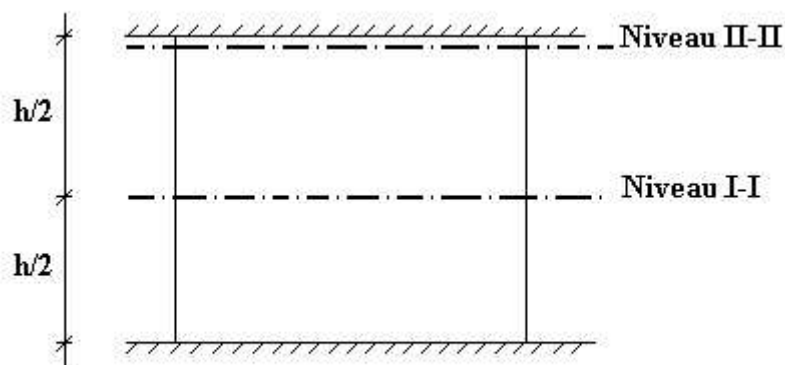


Figure.V.14: les niveaux de vérification d'un voile .

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

b. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.45: Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \varnothing_t) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Tableau V.46: Aciers transversaux**d. Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.10.Procédure de ferrailage des trumeaux**V.10.1.Introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.10.2.Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaire

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes .
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **ETABS** (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

1^{er} cas :

• **Section Entièrement Comprimée**

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

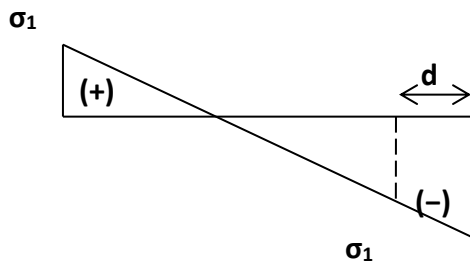


Figure.15 : diagramme d'une section partiellement comprimée

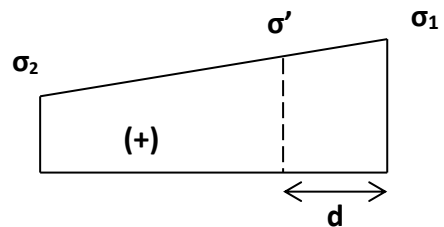


Figure.16: diagramme d'une section entièrement comprimée

2^{ème} cas :

Section Partiellement Tendue :

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.

- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4 \text{ ou } 5$

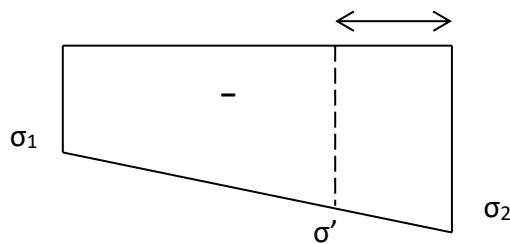
$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



FigureV.17 : diagramme d'une section entièrement tendue

V.10.3.ACIERS HORIZONTALAUX :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **ETABS**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

V.10.4.Aciers supplémentaires et disposition constructives

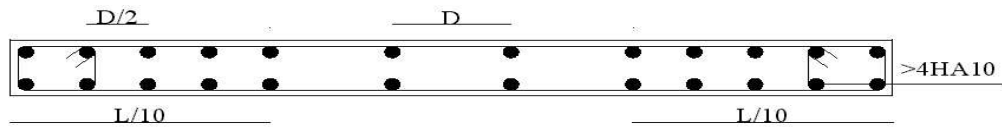
➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau V.47 : Aciers supplémentaires

V.10.5. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 version/2003)**a. Aciers verticaux :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure.V.18: Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 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 égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul :

Bout de voile V_x1 :

$$L = 1.35m$$

$$a = 0,2 m \text{ (épaisseur)}$$

$$h = 4.08 m \text{ (hauteur RDC)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **ETABS2013**

$$S_{11} = \sigma_1$$

$$S_{22} = \sigma_2$$

$$S_{12} = \tau$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP**

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 4.08 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4.08 - 0,35 = 3.73m \quad (0,35m : \text{hauteur de la poutre secondaire})$$

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3.73 \times 0,85 = 3.1701$	$0,8 \times 3.73 = 2,984$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 54.907$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,20} = 51.684$
Coefficient α		0.389	0.561
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	M ²	$(a-0,02)1 = (0,2-0,02)1 = 0,18$	$(a-0,02)1 = (0,2-0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,389 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 8.46MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,561}{0,2} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12.42MPa$

Tableau V.48 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

Remarque:

$$\sigma_{ba} = 12.42MPa \text{ correspondant à } A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,2) (1) m^2$$

$$A_s = 2cm^2 = 2.10^{-4} m^2$$

• **Armatures de traction**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base du voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes S22 que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S12 ou τ).

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{L}{2} = 0.675 \leq \frac{h_e}{2}$

❖ **Sens X-X : Bout de voile Vx1 $L = 1.35 m$; $a = 20cm$**

Maille N° ($L_i = 0.675 m$)	RDC- 1 ^{ère}		2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage		4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage		6 ^{ème} - 7 ^{ème}	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	9.29	9.21	3.9	3.74	2.42	2.37	2.1	2
$(a \cdot l^i) = S_i$ (m ²)	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135
Force de traction $F_t = \sigma_j S_j$ (kN)	1254.15	1243.35	526.5	504.9	326.7	319.9	283.5	270
Section d'acier A_S (cm ²)	31.3	31.08	13.16	12.62	8.16	7.99	7.08	6.75
Contrainte tangentielle S12 (MPa)	2.94	2.93	1.68	1.70	1.22	1.20	1.61	1.61
Section d'aciers de couture A_{vj} (cm ²)	15.28	15.22	8.73	8.83	6.43	6.23	8.36	8.36
Aciers minimaux (cm ²)								
0.2% Sbéton [1]	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
0.1% Sbéton [2]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Acier total (sur deux faces en cm ²)	2*7T20 = 43.98	2*7T20 = 43.98	2*4T16 = 16.08	2*4T16 = 16.08	2*4T14 = 12.32	2*4T12 = 9.04	2*4T12 = 9.04	2*5T14 = 9.04
Espacement S(mm)	84	84	112	112	135	135	135	135
$S \leq (1.5a ; 30cm)$ $S \leq 30 cm$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau.V.49 : Calcul des armatures verticales du Vx1.

❖ Sens Y-Y : Bout de voile Vy1, Vy2, Vy3 Vy4, $L = 1\text{ m}$; $a = 20\text{ cm}$

	RDC- 1 ^{ère}		2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage		4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage		6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Maille N° ($L_i = 0.5\text{ m}$)								
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	15.07	6.76	6.3	5.44	6.23	5.49	7.58	8.44
$(a \cdot l') = S_i$ (m ²)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Force de traction $F_t = \sigma_j S_j$ (kN)	1678	676	630	544	623	649	758	844
Section d'acier A_s (cm ²)	41.95	16.9	15.75	13.6	15.57	16.23	18.95	21.1
Contrainte tangentielle S12 (MPa)	1.57	0.94	1.33	0.85	1.09	0.65	1.03	0.84
Section d'aciers de couture A_{vj} (cm ²)	6.04	3.619	5.12	3.27	4.19	2.50	3.96	3.23
Aciers minimaux (cm ²) 0.2% $S_{b\text{éton}}$ 0.1% $S_{b\text{éton}}$	2 1	2 1	2 1	2 1	2 1	2 1	2 1	2 1
Acier total (sur deux faces en cm ²)	2*7T20 = 43.98	2*6T14 = 18.48	2*6T14 = 18.48	2*6T14 = 18.48	2*6T14 = 18.48	2*6T14 = 18.48	2*6T16 = 24.12	2*6T16 = 24.12
Espacement S (mm)	80	83	83	83	83	83	83	83
$S \leq (1.5a ; 30\text{ cm})$ $S \leq 30\text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau.V.50 : Calcul des armatures verticales du Vx1.

❖ Sens Y-Y : Bout de voile Vy5, Vy6, $L = 1.30\text{ m}$; $a = 20\text{ cm}$

	RDC- 1 ^{ère}		2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage		4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage		6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	
	1	2	1	2	1	2	1	2
Maille N° ($L_i = 0.65\text{ m}$)								
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	14.99	7.66	5.2	3.64	3.70	3.49	3.46	2.41
$(a \cdot l') = S_i$ (m ²)	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
Force de traction $F_t = \sigma_j S_j$ (kN)	1499	995.8	676	473.2	481	453.7	443.8	313.3
Section d'acier A_s (cm ²)	37.47	24.83	16.9	11.83	12.02	11.34	11.24	7.83
Contrainte tangentielle S12 (MPa)	1.22	0.84	0.65	0.40	0.36	0.30	0.37	0.59
Section d'aciers de couture A_{vj} (cm ²)	6.10	4.20	3.25	2	1.80	1.50	1.85	2.95
Aciers minimaux (cm ²) 0.2% $S_{b\text{éton}}$ 0.1% $S_{b\text{éton}}$	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3	2.6 1.3
Acier total (sur deux faces en cm ²)	2*7T20 = 43.98	2*7T16 = 28.14	2*6T14 = 18.48	2*6T12 = 13.58	2*6T12 = 13.58	2*6T12 = 13.58	2*6T12 = 13.58	2*5T10 = 7.86
Espacement S_i (mm)	93	93	108	108	108	108	108	130
$S \leq (1.5a ; 30\text{ cm})$ $S \leq 30\text{ cm}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau.V.51 : Calcul des armatures verticales du Vx1.

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 »*

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l^i$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,94 (200)(675)}{400} 1,4 = 1528.06mm^2$$

$$A_{vj} = 15.28cm^2$$

- *Aciers horizontaux :*

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$S_{t\min} = \min(1.5 a, 30cm) = 30cm$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,94) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 9.64cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (31.3) = 20.86cm^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,2)(0.675) = 2.025cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 20.86cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6HA16 = 24.13cm^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{675}{6} = 113mm$$

On prend : $S_t = 113 \text{ mm} < S_{t\min} = 300mm$ vérifiée

Bout de voile Vx1	RDC-1 ^{ère}	2 ^{èm} 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} -5 ^{ème} étage	6 ^{ème} -7 ^{ème} étage
$r_u(S_{12}) (MPa)$	2.94	1.70	1.22	1.61
$A_{h1} (cm^2)$	9.64	5.57	4	5.4
$A_{h2} (cm^2)$	20.86	8.77	5.44	4.72
$A_{h\min} (cm^2)$	2.025	2.025	2.025	2.025
$A_h (cm^2)$	20.86	8.77	5.44	5.4
Choix (cm ²)	2*6T16 = 24.13	2*5T12 = 11.31	2*4T10 = 6.28	2*4T10 = 6.28
Espacement $S_t (mm)$	113	135	169	169
$S \leq 300 \text{ mm}$	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau V.52 : Calcul des armatures horizontales du Vx1.

Bout de voile Vx3	RDC-1ère	2ème - 3ème étage	4ème -5ème étage	6ème -7ème étage
$r_u(S12)$ (MPa)	1.57	1.33	4.19	3.96
A_{h1} (cm ²)	5.15	4.36	13.74	12.99
A_{h2} (cm ²)	27.96	10.5	10.38	12.63
$A_{h\min}$ (cm ²)	1.5	1.5	1.5	1.5
A_h (cm ²)	27.96	10.5	13.74	12.99
Choix (cm ²)	2*7T16 =28.15	2*5T12 =11.31	2*5T14 =15.39	2*6T12 =13.57
Espacement S_t (mm)	72	100	100	83
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau.V.53 : Calcul des armatures horizontales du Vy1.

Bout de voile Vx3	RDC-1ère	2ème - 3ème étage	4ème -5ème étage	6ème -7ème étage
$r_u(S12)$ (MPa)	1.22	0.65	0.59	0.65
A_{h1} (cm ²)	4	2.13	1.93	2.13
A_{h2} (cm ²)	24.98	11.26	8.01	7.49
$A_{h\min}$ (cm ²)	1.95	1.95	1.95	1.95
A_h (cm ²)	24.98	11.26	8.01	7.49
Choix (cm ²)	2*7T16 =28.15	2*5T12 = 11.31	2*4T12 = 9.08	2*5T10 = 7.85
Espacement S_t (mm)	93	130	162.5	130
$S \leq 300$ mm	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau.V.54 : Calcul des armatures horizontales du Vy5.

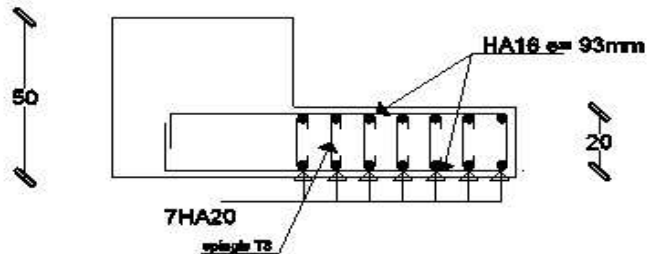
V.10.6. Ferrailage des voiles du sous -sol

les voile du sous -sol (qui ne sont pas disposés au périphérique de sous- sol) travaillent en compression pure ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leurs revenant de la superstructure c'est pour cela on a choisi le même ferrailage pour les voile du sous-sol que ceux du RDC.

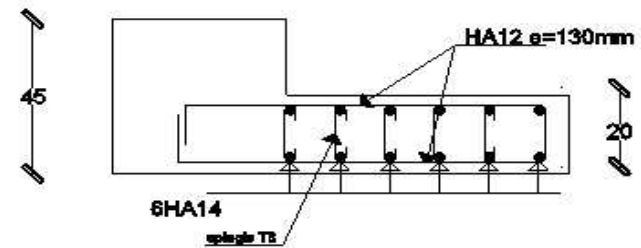
V.8.6.Schema Ferrailage des voiles

VOILE VY5

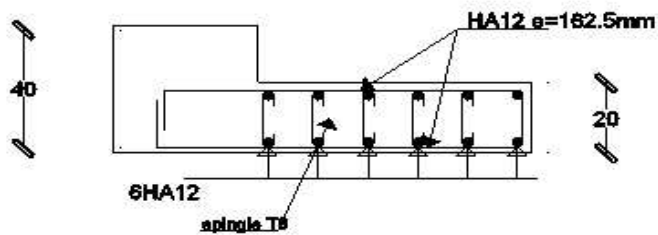
RDC , 1er



2ème , 3ème



4ème , 5ème



6ème , 7ème

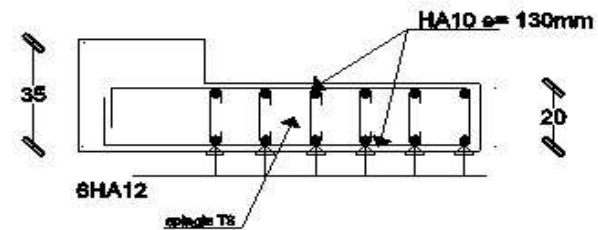
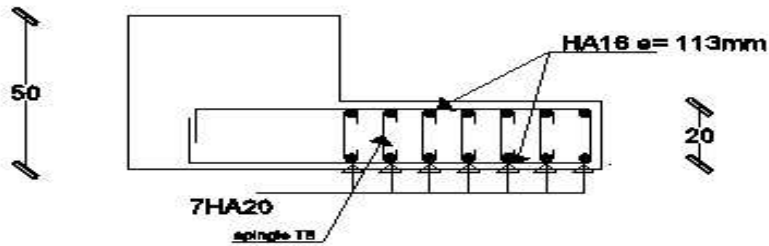


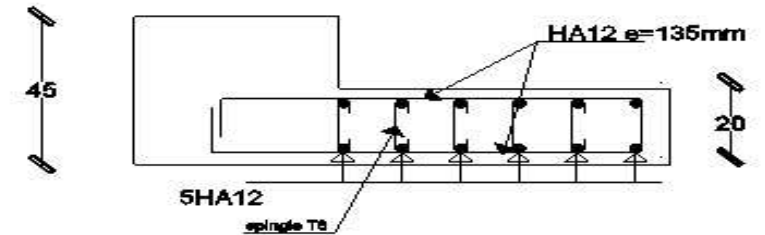
Figure V. 19 schéma ferrailage des voiles vy5/ vy6

VOILE VX1

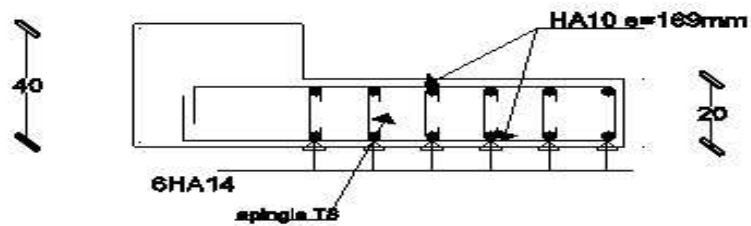
RDC , 1er



2ème , 3ème



4ème , 5ème



6ème , 7ème

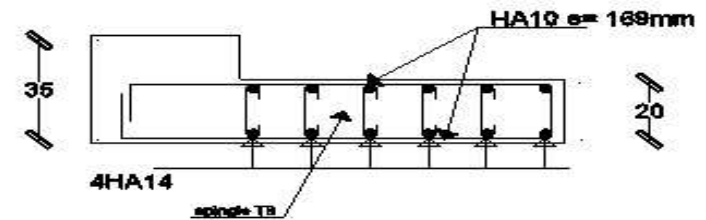
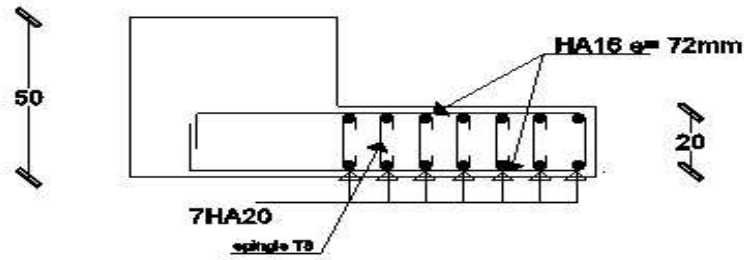


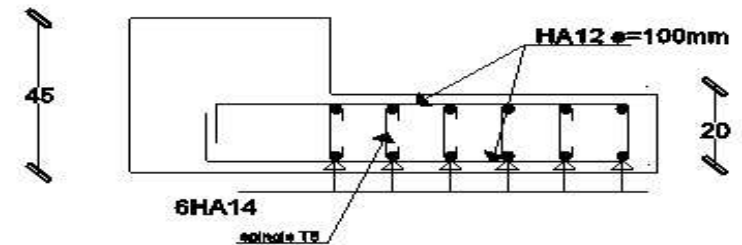
Figure V. 20.Schéma ferrailage des voiles vx1

VOILE VY1

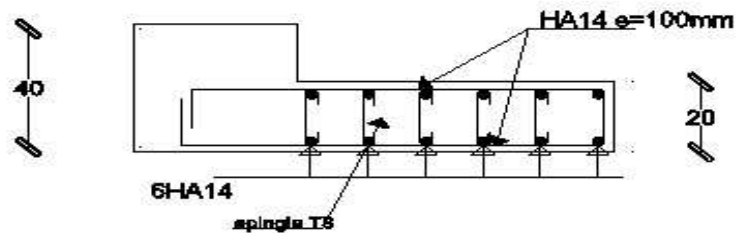
RDC , 1er



2ème , 3ème



4ème , 5ème



6ème , 7ème

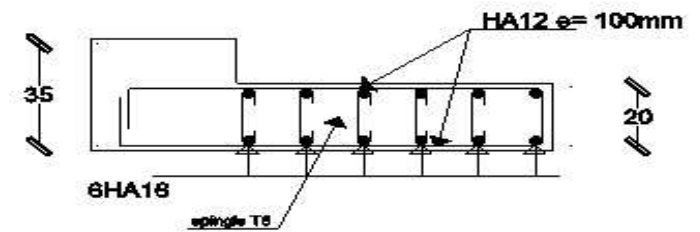


Figure V.21.Schéma de ferrailage de voile Vy1 ; Vy2 ; Vy3 ;Vy4

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

- ❖ Introduction
- ❖ Combinaisons de calcul
- ❖ Choix du type des fondations
- ❖ Etude du radier général
- ❖ Etude des nervures
- ❖ Etude du Voile périphérique

VI.ETUDE DES FONDATION**VI.1. Introduction**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VI.2.Fonctions assurées par les fondation

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3.Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite:

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

Il existe plusieurs types de fondation :

- ❖ Fondation superficielle
 - Semelle isolée.
 - Semelle filante sous mur.
 - Semelle filante sous poteaux.
 - Semelle filante croisées.
 - Radier général.
- ❖ Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.4.Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.4.1.Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considéré uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

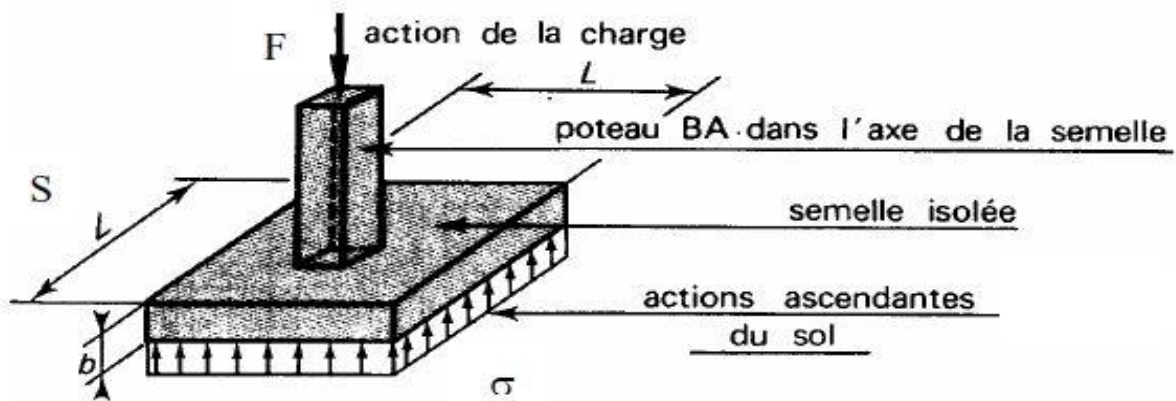


Figure VI.1 semelles isolée sous poteaux.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

Cas du poteau le plus sollicité

$$N_{ser} = 1380.8567 \text{ KN}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1380.8567}{196} \Rightarrow S = 7.045 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S_{semelle}} = 2.65 \text{ m}$$

$$A = 2.65 \text{ m}$$

Il faut aussi vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas : $L_{min} = 3.20 \text{ m} < 1.5 \times 2.65 = 3.97 \dots \dots$ non vérifiée

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes

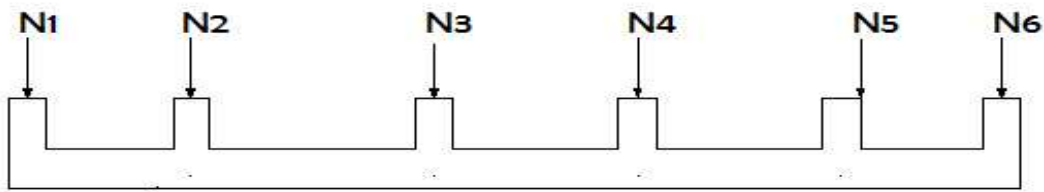


Figure VI.2 Semelles filantes

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

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

Tel que:

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

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Files	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	B(choisit)(m)	S = B x L [m ²]
A	2500.57	11.20	1.116	1,20	13.44
B	4796.95	11.20	2.141	2.20	24.64
C	4602.44	11.20	2.054	2.10	23.52
D	3917.46	11.20	1.748	1.80	20.16
E	3949.86	11.20	1.763	1.80	20.16
F	4608.29	11.20	2.057	2.10	23.52
G	4807.68	11.20	2.146	2.20	24.64
H	3154.44	11.20	1.408	1.50	16.80
					$\Sigma = 166.88$

Tableau.VI.1 : Sections des semelles filantes continues.

a) Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$

Le rapport entre la surface du bâtiment 1 et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_B} = \frac{166.88}{314.16} = 53\%$$

La surface total des semelles représente 53 % de la surface du bâtiment.

. Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 %de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VI.4.3.Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

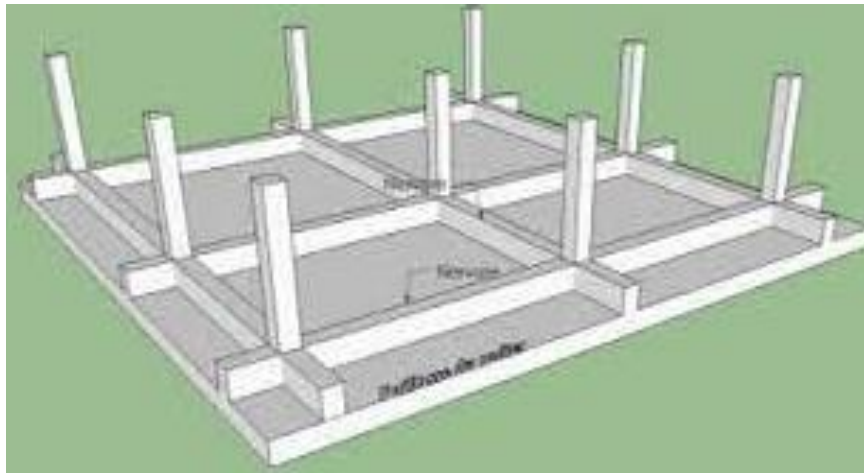


Figure VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

- **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour :

$$N = 45574.156 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

$$S_{nec} \geq 227.87 \text{ m}^2$$

On trouve : $S \geq 227.87 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 314.16 \text{ m}^2$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$

Nous prenons : $L_d = 50 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 314.16 + 19.625 = 333.785 \text{ m}^2$$

a) Pré dimensionnement de radier nervure

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :** $h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 435 \rightarrow h_1 \geq 21.75 \text{ cm}$$

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

- **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que:

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous sol}).$$

$$N_u = 64281.18 \text{ kN}$$

$$L = 4.35 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 18.61 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion**

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructif on adopte **h = 25cm**.

➤ **Nervure**

La largeur des nervures :

• **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$$

Donc :

b = 45 cm dans les deux sens (x-x et y-y).

La hauteur de nervure :

• **Condition de poinçonnement**

$$Nu \leq 0,045 U_c \cdot h^2 \cdot f_c 28$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1964.33 \text{ kN}$).

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$).

a,b : Dimensions du poteau du sous sol (50x50).

$$Nu \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_c 28$$

$$h_{N1} \geq 62.5 \text{ cm}$$

On prend : **h=65 cm**

• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 4.35 \text{ m}$; $29 \text{ cm} < h_n < 43.5 \text{ cm} \rightarrow h_2 = 40 \text{ cm}$

On prend : **h_{N2}=40 cm**.

• **Condition de rigidité**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$; $I = \frac{bh^3}{12}$

I: Inertie de la section transversale du radier

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=40000 \text{ [KN/m}^3]$.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{4 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 1000}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 109.60\text{cm} \Rightarrow h_3 = 110\text{cm}$$

On prend : $h_n = 1.10 \text{ m}$

❖ Résumé :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(40; 110; 62.5) = 110 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 1.10 \text{ m}$**

Le choix :

Épaisseur de la dalle du radier : $h=25 \text{ cm}$.

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 110 \text{ cm} \\ b = 45 \text{ cm} \end{cases}$

b) Caractéristiques Géométrique du Radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
14.52	6.10	24923.95	4395.86

Tableau VI.2 caractéristiques géométriques du radier.

c) Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5.

$$\frac{M_S}{M_R} > 1.5$$

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS.

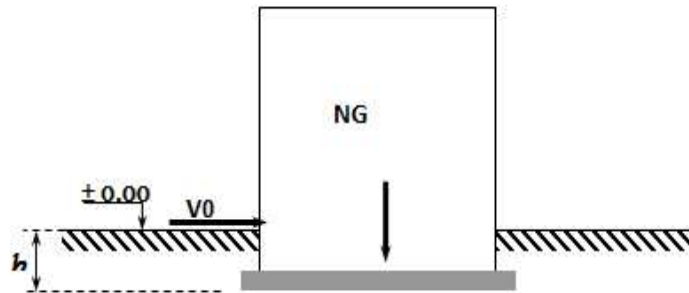


Figure VI.4 Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 194963.1144 \text{ kNm};$$

$$V_0 = 1357,735 \text{ kN};$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré}).$$

$$N_{1\text{ser}} = 35961.0592 \text{ kN}.$$

$$N_2 = \rho_b S h = 25 \times 1 \times 30 = 8344.62 \text{ kN}$$

Donc:

$$N = 44305.67 \text{ kN}.$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 3,23 \text{ m}$.

$$MR = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 194963.1144 + (1357.735 \times 3,23) = 199348.59 \text{ kN.m}$$

$$M_S = N \times x_G = 44305.67 \times 14.52 = 643318.32 \text{ kN.m}$$

$$M_S / M_R = 3.22 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Sens yy:**

$$N = 44305.67$$

$$M_0 = 124505.52 \text{ kNm} ; V_0 = 1023.92 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 124505.52 + 1023.92 \times 3,23 = 127812.78 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 44305.67 \times 6,10 = 270264.58 \text{ KN.m}$$

$$MS/MR = 2.11 > 1.5 \dots \text{vérifie.}$$

❖ **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5.

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

d) Calcul des contraintes

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais In-situ et au laboratoire : $\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

➤ Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{35961.05 \text{ kN}}{333,785} = 107.73 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 107.73 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2$$

Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

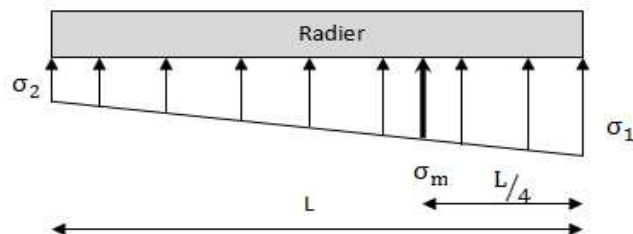


Figure VI.5 Contraintes sous le radier.

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Il faut que :

- σ_1 ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$.

Avec :

$$I_{xx} = 24923.95m^4$$

$$I_{yy} = 4395.86 m^4$$

ELU:

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$$

$$N_u = 50595.0308 + 1.35 \times 8344.62$$

$$N_u = 61860.26 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$(M_{Rx} = 199348.59 \text{ kN.m; } M_{Ry} = 127812.78 \text{ kN.kN.m}).$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	223.862	88.40	212.09
Sens y-y	285.091	70.19	248.91
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VI.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.

❖ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS:

$$N_{ser} = 35961.05 \text{ kN}$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	133.54	81.91	141.11
Sens y-y	169.21	46.24	150.02
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VI.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.

❖ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- ELU: $q_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 248.91 \text{ kN /m}$
- ELS : $q_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 150,02 \text{ kN /m}$

VI.5.Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

VI.5.1.Ferraillage de la table du Radier

➤ **Détermination des efforts**

Si: $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Panneau de rive :
 - Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
 - Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$
- Panneau intermédiaire :
 - Moment en travée: $M_{tx} = 0,75M_x$
 - Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

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

Valeur de la pression sous radier :

ELU : $q_u = 248.91 \times 1 = 248.91 \text{ kN /m}$

ELS : $q_s = 150.02 \times 1 = 150,02 \text{ kN /m}$

➤ **Calcul des moments**

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **.(BAEL91/modifier99)**

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $l_x=3,60\text{m}$, $l_y=4.35\text{m}$.

Alors : la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (rive) (kNm)	M_a (inter) (kNm)
3,60	4,35	0,82	0.0607	0,7381	248.91	195.81	166.43	144.52	122.84	58.75	146.85

Tableau VI.5:Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (rive) (kNm)	M_a (inter) (kNm)
3,60	4,35	0,82	0,0607	0,7381	150,02	118.01	100.30	87.10	74.03	35.40	88.90

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

➤ **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b =100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9h= 22.5 \text{ cm}$, fissuration non préjudiciable.

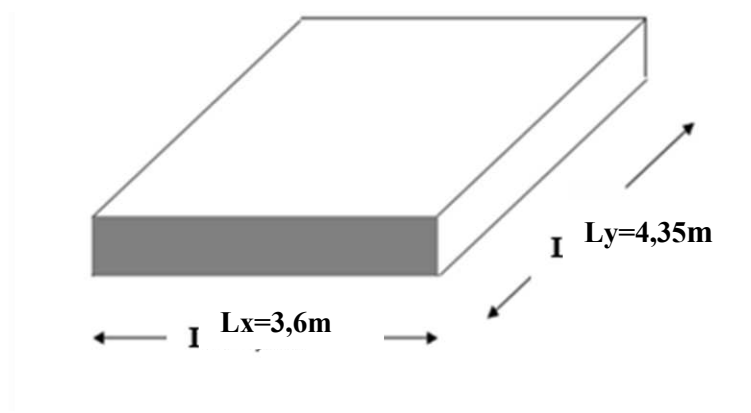


Figure .6. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

	Sens	Mu(kN.m)	M	a	z	As	choix	As	st
Travée	x-x	166.43	0.172	0.398	189.2	25.08	8T20	25.13	12.5
	y-y	122.84	0.156	0.426	187.57	18.55	6T20	18.85	16.5
appui ^{rive}	x-x	58.75	0.0608	0.202	206.82	8.16	6T14	9.24	16,5
	y-y								
appui ^{inter}	x-x	146.85	0.101	0.511	179.01	23.58	8T20	25.13	12.5
	y-y								

Tableau VI. 7. Ferrailage des panneaux du radier.

➤ **Espacement**

En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{Vérifié } esp=10\text{cm}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,5cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots\dots\dots$.Vérifié esp=20cm

En Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,5 cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots$.Vérifié.

esp=20cm Sens y-y : $esp = \frac{100}{8} = 12,5 cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots$.Vérifié. .

esp=10cm

➤ **Vérifications nécessaires**

• **Condition de non fragilité**

$h = 25 cm ; b = 100cm$

$A_{s\ min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.71 cm^2 < 5,63 cm^2 \dots\dots\dots$.Vérifié.

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

• **Position de l'axe neutre & Moment d'inertie**

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

Alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire).

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie.

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

Les racines sont : $y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_s} = 15$

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	X-X	118.01	25.13	16.22	144610.37	13.23	15	51.24	200	OK
	Y-Y	87.10	18.85	4.2	52007.65	7.02	15	45.91	200	OK
Appuis	X-X	35.40	9.24	9.15	27387.67	3.08	15	17.89	200	OK
	Y-Y	88.90	25.13	13.27	119295.12	9.88	15	29.16	200	OK

Tableau .VI.8. Vérification des contraintes.

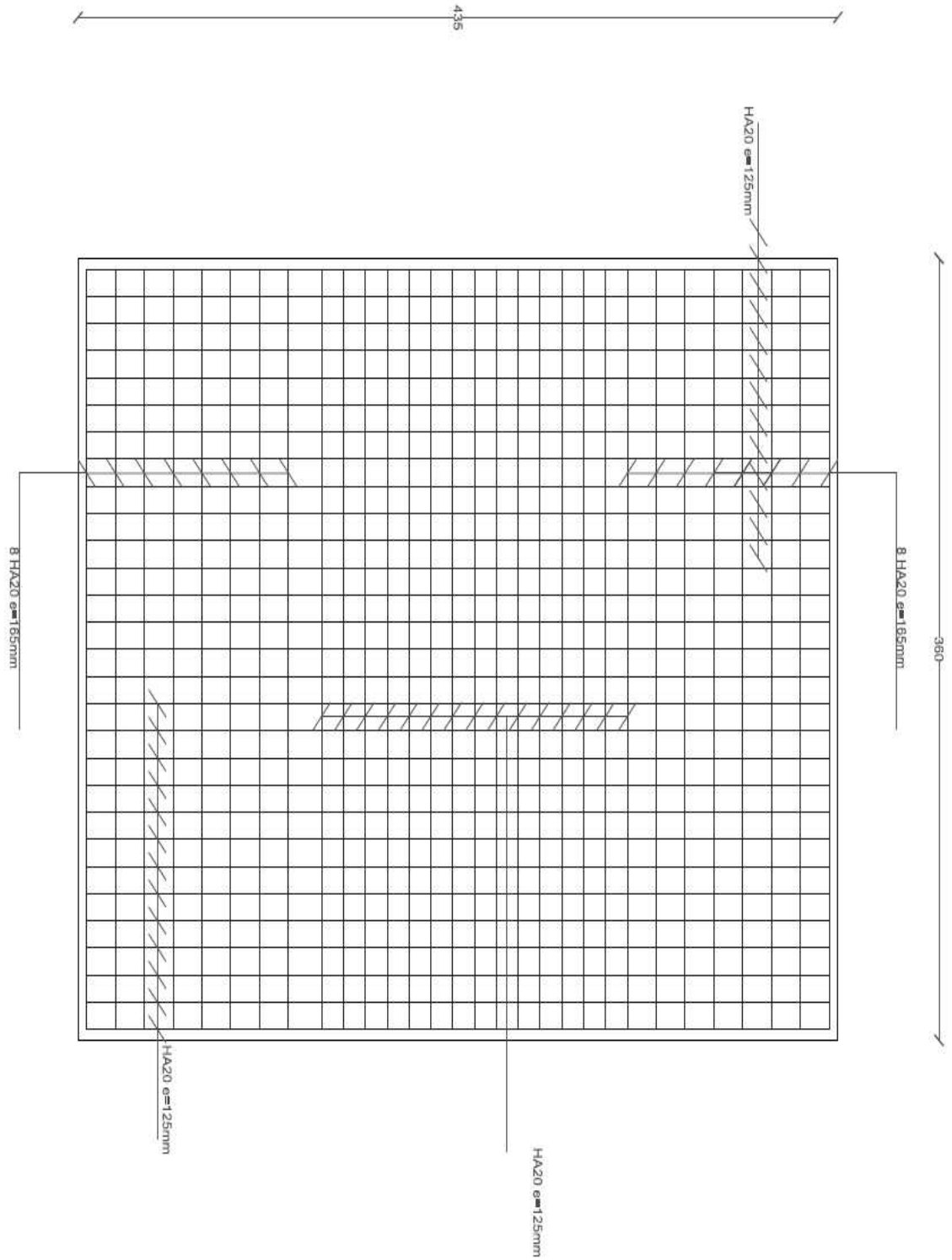


Figure VI.7. Ferrailage de radier.

VI.5.2.Ferraillage Des Nervures

▪ **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

▪ **Calcul des armatures longitudinales**

$b = 45 \text{ cm}; h = 110\text{cm}; d = 99\text{cm}$

$A_{s \text{ min}} = 0,5 \% b.h$

Alors: $A_{s \text{ min}} = 24.75 \text{ cm}^2$

• **Sens porteur (Y-Y) :**

$L = 4,35 \text{ m}; q_u = 248.91\text{kN/ml}$

	M_0 (kNm)	M_u (kNm)	μ	a	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	588.74	500.42	0,0800	0,200	910,8	15,78	5T16+5T14	17,75
Appuis	588.78	294.39	0.047	0.0607	971.38	8,70	3T16+3T14	10.65

Tableau VI.9 : Ferraillage des nervures sens (Y-Y).

• **Sens non porteur (X -X) :**

$L = 3,60 \text{ m}; q_u = 248.91 \text{ kN/m}$

	M_0 (kNm)	M_u (kNm)	μ	a	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	403.23	342.74	0.054	0.135	936.54	10,51	6T16	12.06
Appuis	403.23	201.61	0.032	0.08	958.32	6,04	5T16	10,05

Tableau VI.10 : Ferraillage des nervures sens (X-X).

▪ **Vérifications nécessaires**

• **Condition de non fragilité**

$A_s^{min} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 2.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nous avons : $q_{ser}=150.02\text{KN/m}$

	Sens	M_0 (kNm)	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	354.84	301.61	17.75	13.27	119295.12	3.34	15	35	200	Vérifier
	y-y	243.03	206.57	12.06	10.63	66775.92	3.28	15	55	200	Vérifier

Appuis	x-x	354.84	177.42	10,65	9.92	34549.37	5.08	15	96.90	200	Vérifier
	y-y	243.84	121.92	10.05	9.59	31345.31	3.72	15	75.32	200	Vérifier

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (Nervure).

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa$

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{248.91 \times 4,35}{2} = 541.37kN$$

$$\tau_u = \frac{614.97 \times 10^3}{450 \times 990} = 1.21 < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

▪ **Armatures transversales**

❖ Selon **RPA99/V2003 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tjK}}{0,8f_e} \quad (K=1 \text{ Pas de reprise de bétonnage}).$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) = 0,4MPa$$

❖ Selon **BAEL91modifier 99:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 19cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 cm \dots \dots \dots \text{Zone Courante.}$$

Avec : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 1.6cm$

$f_e = 400MPa$; $\tau_u = 1,21MPa$; $f_{t28} = 2,1 MPa$; $b = 45cm$; $d = 99cm$

On trouve :

- $S_t = 15cm \dots \dots \dots$ Zone nodale.
- $S_t = 20cm \dots \dots \dots$ Zone courante.

$$A_t \geq 2.02$$

cm^2

On prend : $4T10 = 3.14cm^2$

▪ Armatures de peau

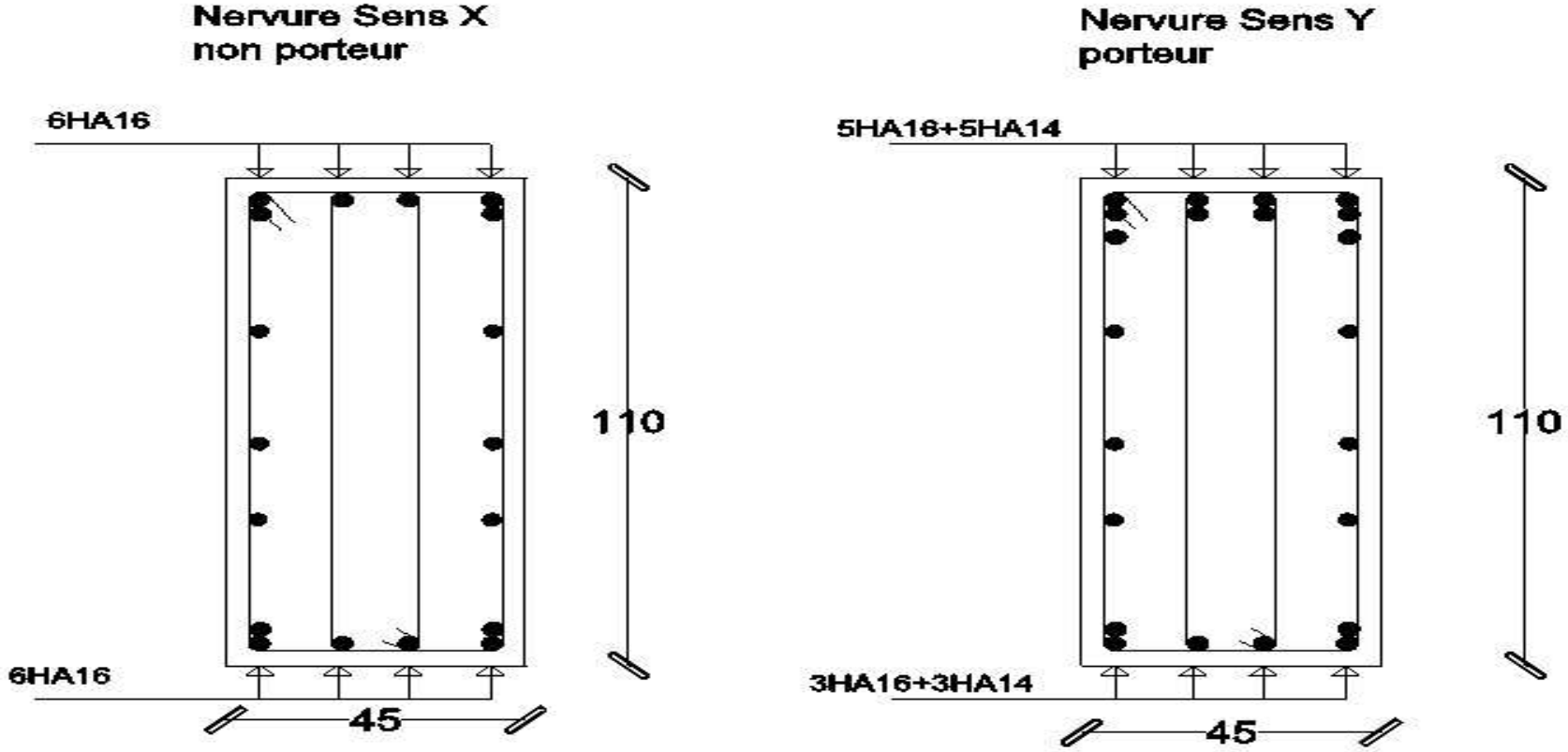
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3cm^2 /ml pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=110\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{ cm}^2/\text{m} ; x = 1.10 = 3.30\text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 3T12 = 3.39\text{cm}^2$$



VI.8 : schéma ferrailage de nervure

Figure

VI.5.3.Ferraillage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

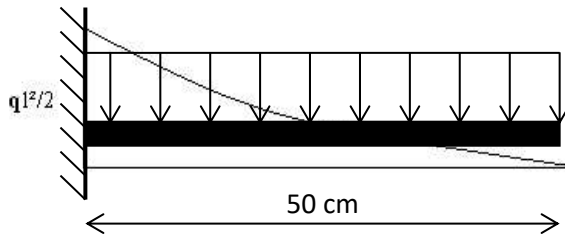


Figure VI.9 Diagramme des Moments.

• **Evaluation des charges et surcharges**

E.L.U : $q_u = 248.91 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 150.02 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

• **Calcul des efforts**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

E.L.U : $M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 31.11 \text{ kN.m}$

$T_u = - q_u .L = -124.44 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 18.75 \text{ kN.m}$

$T_{ser} = - q_{ser} .L = -75.01 \text{ kN}$

• **Calcul de ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$M_u(\text{kNm})$	μ	a	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
31.11	0,0010	0,027	44,51	2	5T16	10.05

Tableau VI.12. Ferraillage du débord.

• **Condition de non fragilité**

$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 < 10.05 \dots \dots \dots$ Vérifiée ; esp=25cm.

• Armature de répartition :

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.03 \text{ cm}^2$

On adopte : 4T12=4.52 cm².

$S_T = 15 \text{ cm}$.

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 3 MPa$

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

$\tau_u = \frac{248.91 \times 1 \times 10^3}{450 \times 1000} = 0,55 < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$q_{ser} = 150.02kN/ml ; M_{ser} = 18.75kN.m$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$ Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}) \right)$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
18.63	10.05	13.05	78898.05	3.08	15	113.16	200	OK

Tableau.V.13. Vérification des contraintes du débord.

VI.6.Conclusion

L'étude des fondations consiste à dimensionner et ferrailer l'élément d'infrastructure à partir des différents conditions qui doivent être respecté pour garantir la résistance des éléments de l'infrastructure et assurer la stabilité de la structure.

Nous calculs ont amené à opter pour utilisation du radier de 25 cm d'épaisseur et de nervure de dimension h = 110 cm et b = 25cm.

VI.7.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

VI.7.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VI.7.2.Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Épaisseur $e \geq 20\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=15\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.7.3.Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,23-0.40=2.83\text{m} ; L_y=4,35-0.50= 3.85\text{m} ; e=20\text{cm}$$

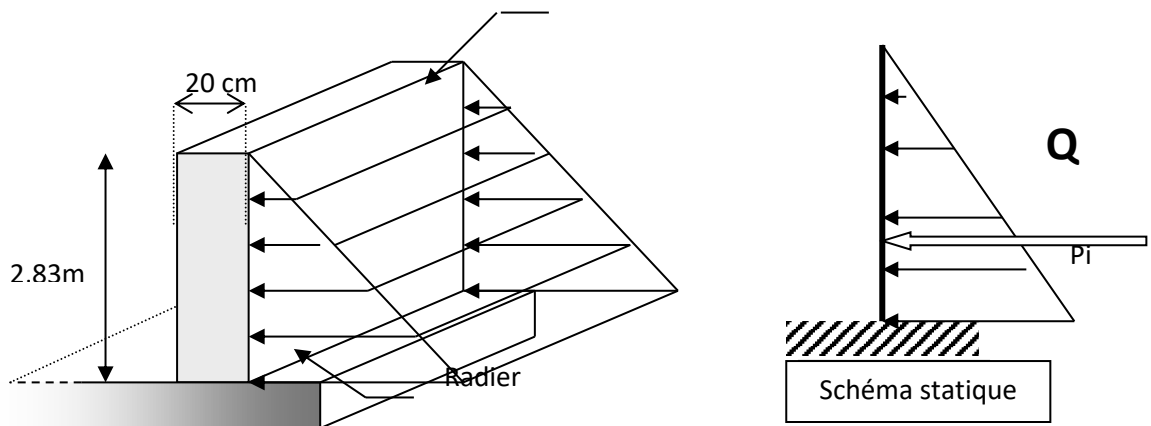


Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$P_i = 1/2 k_0 \cdot \gamma d \cdot l_2$$

Avec :

P_i : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

k_0 : Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$.

γ_h : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,4\text{kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = 20° .

$$\varphi = 20,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\rho h = 17.6 \text{ kN/m}^3 \quad L = 2,83\text{m} \quad \varphi = 20^\circ \Rightarrow K_p = 0.49$$

$$P = 1/2 \times 17.6 \times 0.49 \times 2.83^2 = 34.53 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 46.62\text{kN/ml} ; P_s = 34.53\text{kN/ml}$$

Efforts dans la dalle

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.83}{3.85} = 0.735$$

Moments en travée et sur appuis :

Le rapport des panneaux $0.4 < x = \frac{l_x}{l_y} = 0.650 < 1.00 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Sollisi-tation	$\frac{LX}{LY}$	μ_x	μ_y	P (kN /m)	Mx	Mtx	0.3Mx	0.5Mx	My	Mty
ELU	0,735	0.0621	0.4780	46.62	23.18	19.70	6.95	11.59	11.08	10.03
ELS	0,735	0.0621	0.4780	34.53	17.17	14.59	5.15	8.58	8.20	6.97

Figure VI.14.Calcul des moments.

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Sens		Mu (kN.m)	A_s^{calcul} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
En Travée	x-x	23.18	3.89	2.02	4T12	4.52	15
	y-y	11.08	1.81	1.6	4T12	4.52	15
En Appui	x-x	11.59	3.44	2.02	4T12	4.52	15
	y-y	11.59	3.44	1.6	4T12	4.52	15

Figure VI.15.Calcul de ferrailage des voiles périphériques.

Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$\rho_0 = 0.08\%$; pour l'acier.

$$\mu = \frac{I_x}{I_y} = 0.650$$

$$A_x \geq \rho_0 = \frac{(3-p)}{1} \times b \times h = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$

Travée :

Sens x-x : $A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A^{min} = 1.2 \times A = 2.02 \text{ cm}^2$vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A^{min}_s = 1.6 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Appuis :

Sens x-x : $A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A^{min} = 1.2 \times A = 2.02 \text{ cm}^2$vérifiée.

Sens y-y : $A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A^{min}_s = A_y = 1.6 \text{ cm}^2$vérifiée.

Calcul des armatures transversales :

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

$$r_u = \frac{Tu}{bd} = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } Tx = \frac{qu \times lx \times ly}{2lx + ly} = 53.05 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \times lx}{3} = 43.98 \text{ kN}$$

$$T_{umax} = (\max ty, tx) = 53.05 \text{ KN.}$$

$$r_u = \frac{44.18 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.29 \leq 1.5 \text{vérifiée.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS (BAEL91/modifier 99) :

Usage	Position	Mser (kN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
En travée	x-x	14.59	5.37	6018.19	13.01	15	45.92	200	vérifiée
	y-y	6.97	5.37	6018.19	13.01		45.92		
Sur appui	x-x	8.58	5.37	6018.19	13.01	15	45.92	200	vérifiée
	y-y	8.58	5.37	6018.19	13.01		45.92		

Tableau VI.16. Vérification des contraintes des voiles périphériques.

VI.8.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (ETABS2016 et SOCOTEC) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste l'étude d'un bâtiment R+7 à usage multiple, (commerciale, bureaux, habitation ,sous-sol) nous a permis de récapituler et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'études, de les approfondir en se basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Cette étude nous a permis de constater que:

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels qui l'utilise.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. La bonne disposition des voiles assurera le comportement idéal de la structure.
- Le calcul de ferrailage des éléments résistants (poteaux, poutres) a été fait par le logiciel SOCOTEC/BAEL-R basé sur le règlement BAEL 91 modifié 99 à ELU vis-à-vis des déformations et à ELS vis-à-vis des contraintes. et pour le ferrailage des voiles on l'a calculé manuellement en utilisant la méthode de contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important d'évoquer qu'il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, à force le travail continu nous espérons atteindre un niveau de savoir qui nous permettra une meilleure compréhension des différents phénomènes régissant le comportement des structures. Cette expérience nous a permis de conclure que, dans le domaine de la construction, le savoir et développement est très vaste sans limite.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- DTR C.2-4.7 Règlement neige et vent 99.
- DTU 13.12

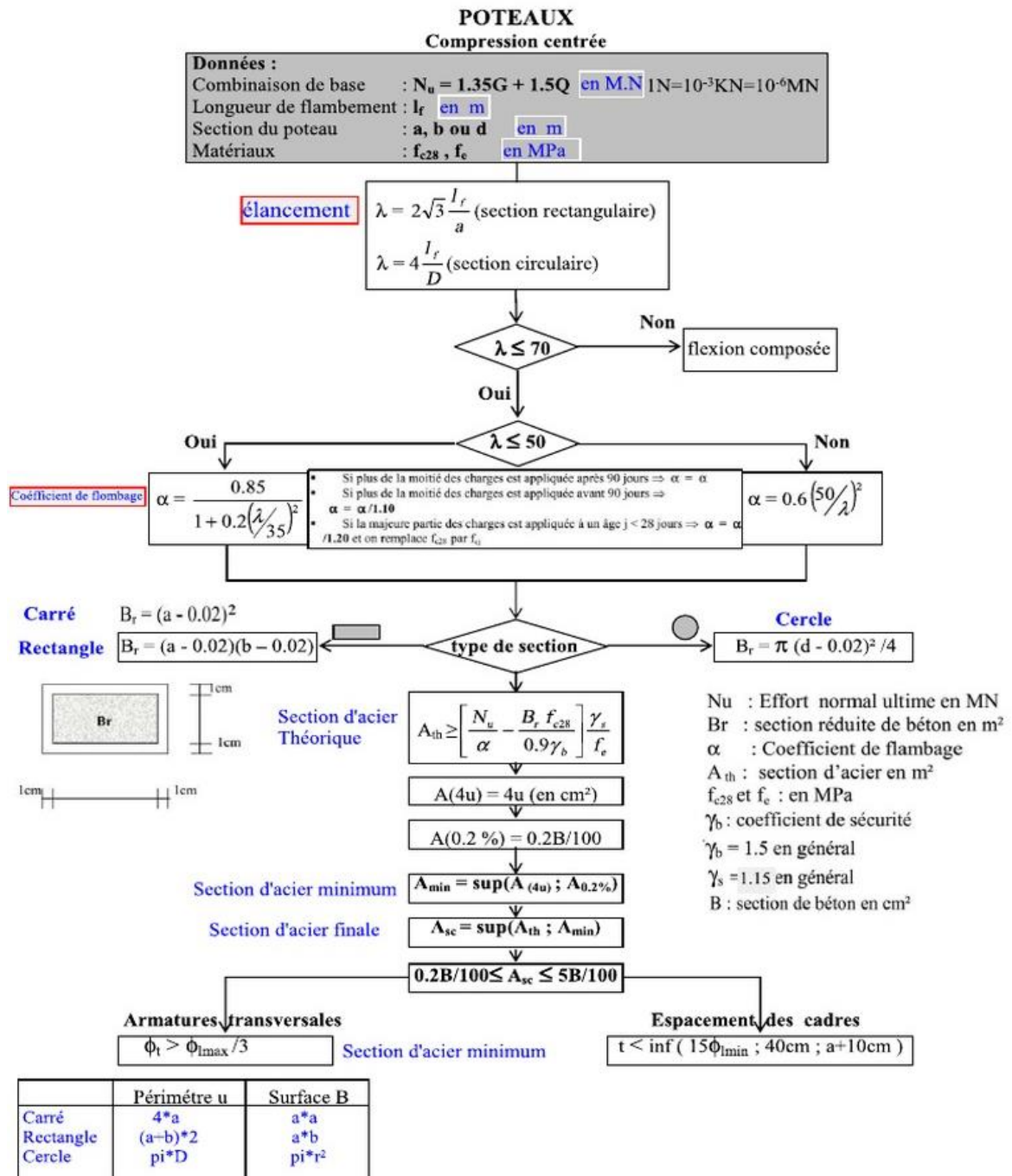
Documents

- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de Béton master I
- Mémoires de fin d'études précédentes

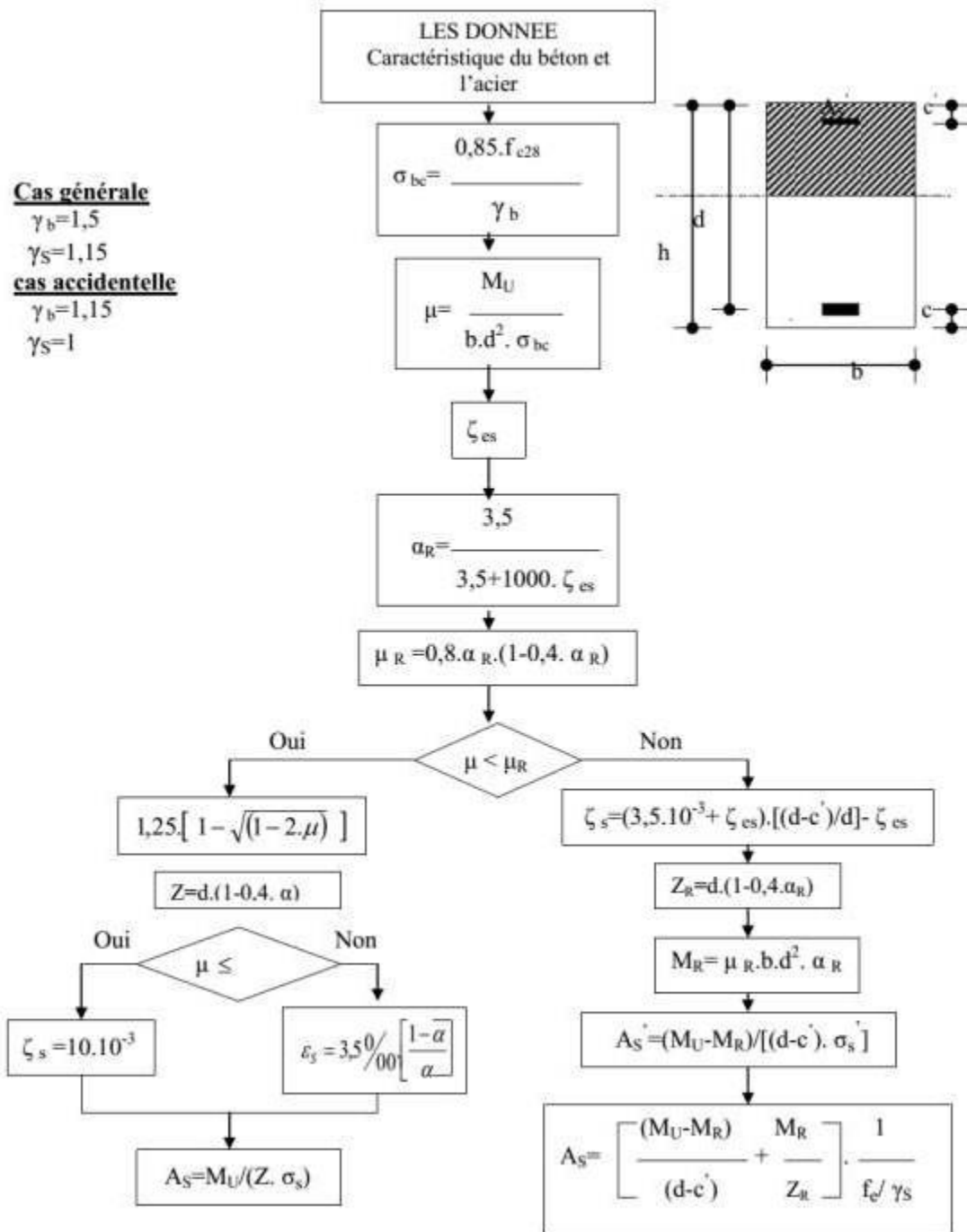
Logiciels

- ETABS2013 (pour l'analyse des structures)
- RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- AUTOCAD 2018 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- WORD 2016 (pour le traitement du texte).
- SOCOTEC (pour le calcul de sections rectangulaires et Circulaire en béton armé a la flexion simpleou composée).

Organigramme 1 : du compression simple poteaux



Organigramme 2 : Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple.



Organigramme 3 : Traction simple.

