

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master II en Génie civil

THEME

Etude d'une structure d'un bâtiment(R+8+ sous-sol) à usage multiple, contreventement mixte avec application du logiciel ETABS

Réalisé par :

NAILI Kahina

TRACHI Nawal

Dirigé par :

M^r LOUZAI

Promotion : 2016/2017





Remerciements

On remercie Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la Patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous ne saurions commencer la présentation de ce projet de fin d'études sans remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont consacré leurs précieux temps à nous encadrer pour son bon déroulement.

*A l'issu de ce travail, nous adressons notre reconnaissance et nos sincères remerciements à **Mr LOUZAI**, notre encadreur, qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires, ses conseils ont été d'une précieuse aide. Ainsi on le remercie pour sa totale disponibilité tout au long de ce projet.*

*Nos reconnaissances vont également à **Mr M.ROUANI**, qui a bien voulu nous faire profiter de son expérience professionnelle. Nous exprimons également notre gratitude aux membres du **jury**, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce projet.*



Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire à :

*Mes très chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mon
Sincère Sentiment pour leur patience illimitée, sacrifices, amour, tendresse,
et leurs prières tout au long de mes études, Que ce travail soit l'accomplissement
de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.*

*Mes chers frères : Krimo, Lounis
Mes chères sœurs : KENZA, Sabrina,
Ma nièce : Khawla
Mon neveu : Rayan*

*A mes très chers amis(es) qui, sans leur encouragement ce travail
n'aurai jamais vu le jour. A toute ma famille et à tous ceux
qui m'ont aidé de près ou de loin.*

Zahina

Dédicaces

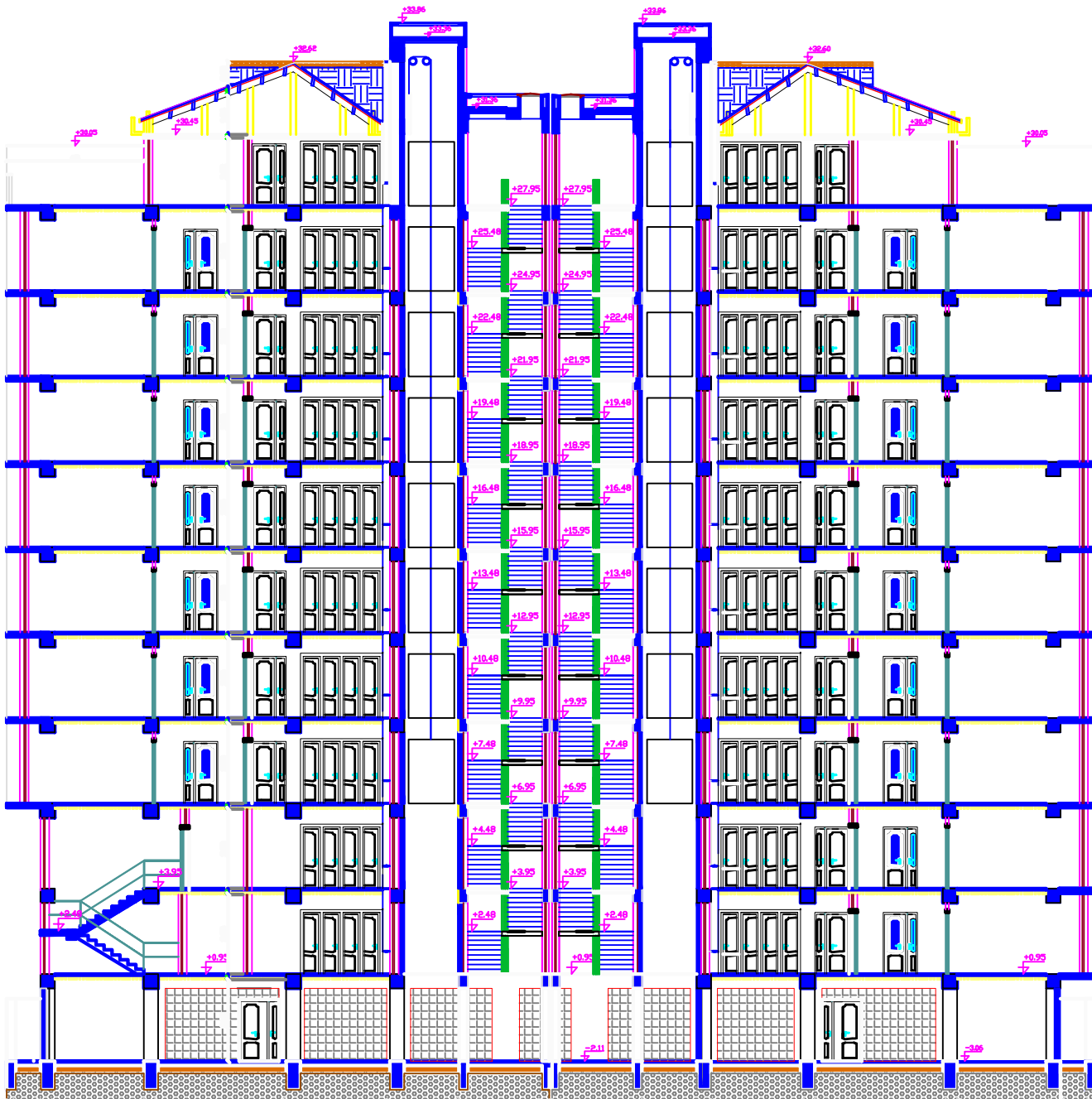
Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents que nulle dédicace ne puisse exprimer mon Sincère Sentiment pour leur patience illimitée, sacrifices, amour, tendresse, et leurs prières tout au long de mes études, Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.

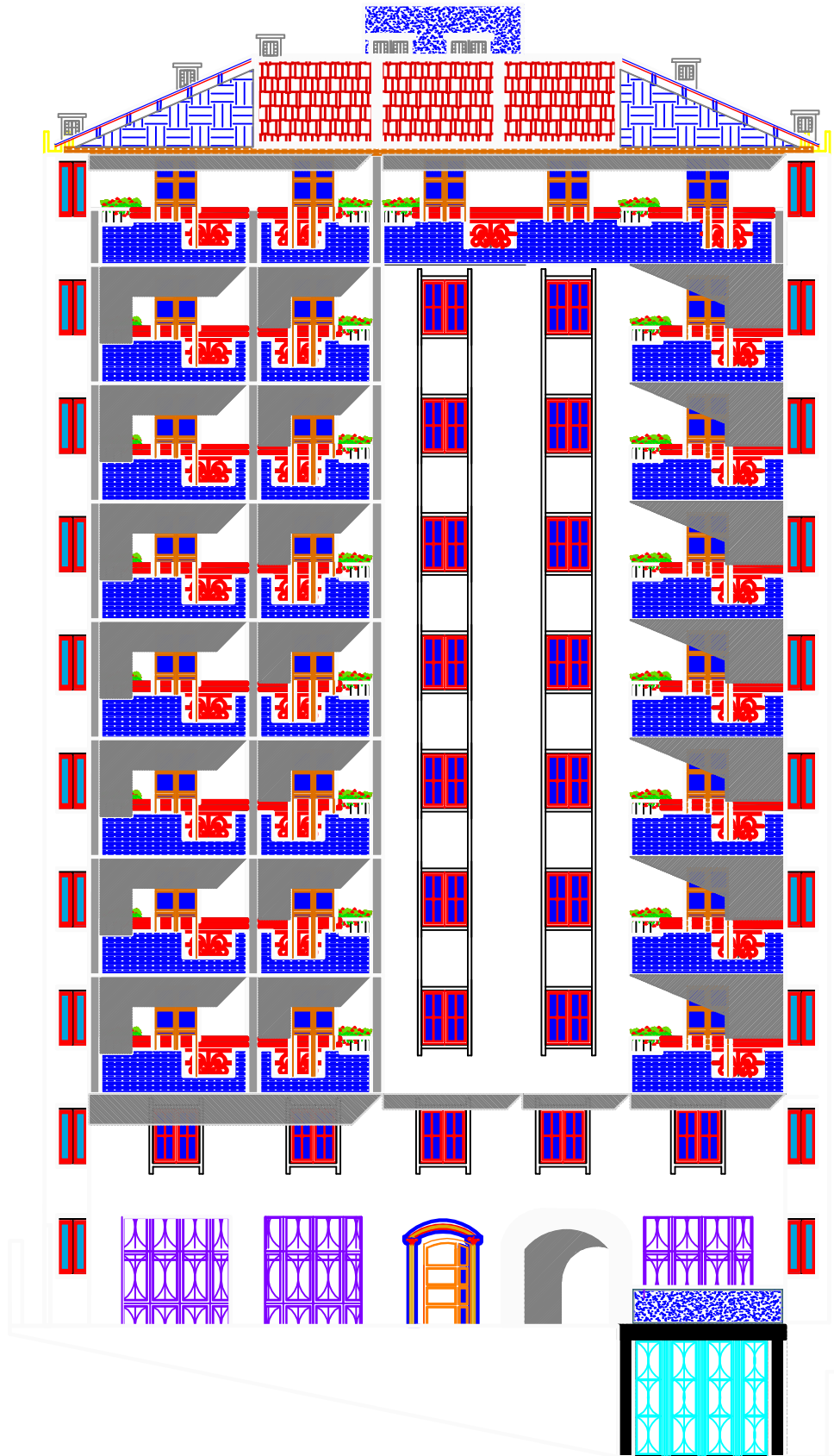
*Mon cher frère : Moumouh
Mes chères sœurs : Chahinez, Dacine*

A mes très chers amis(es) qui, sans leur encouragement ce travail n'aurai jamais vu le jour. A toute ma famille et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

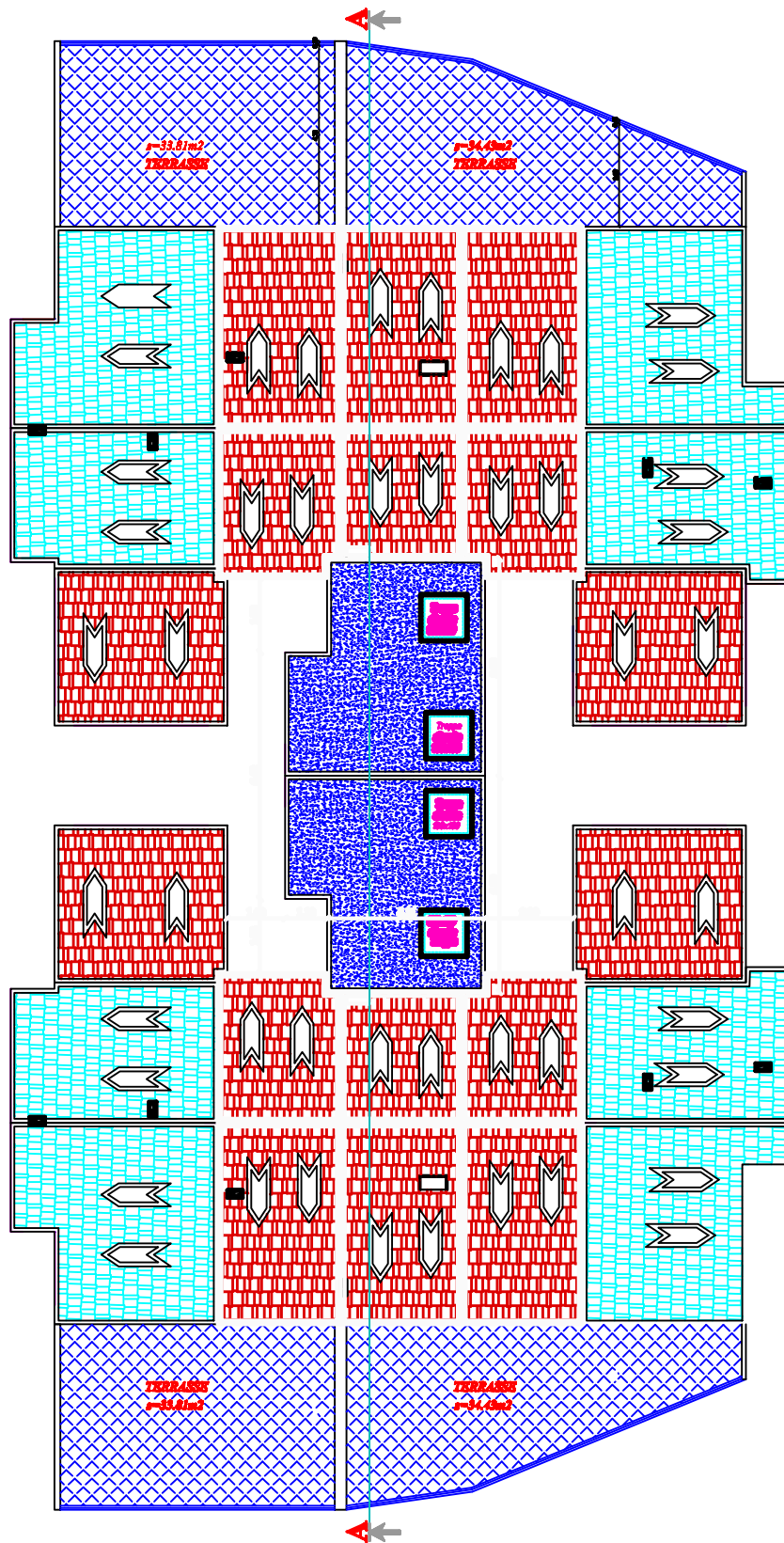
Nawal



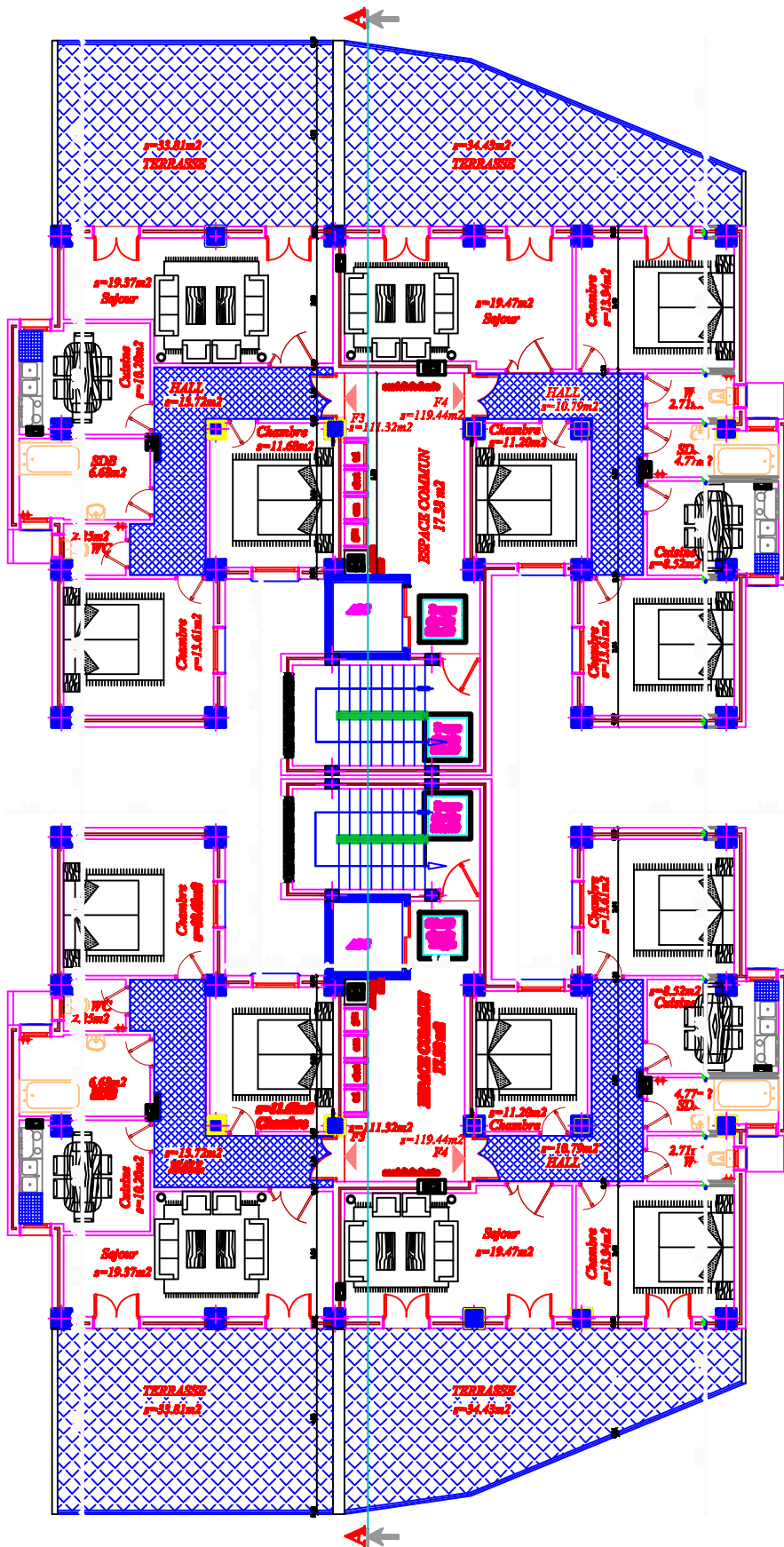
COUPE AA



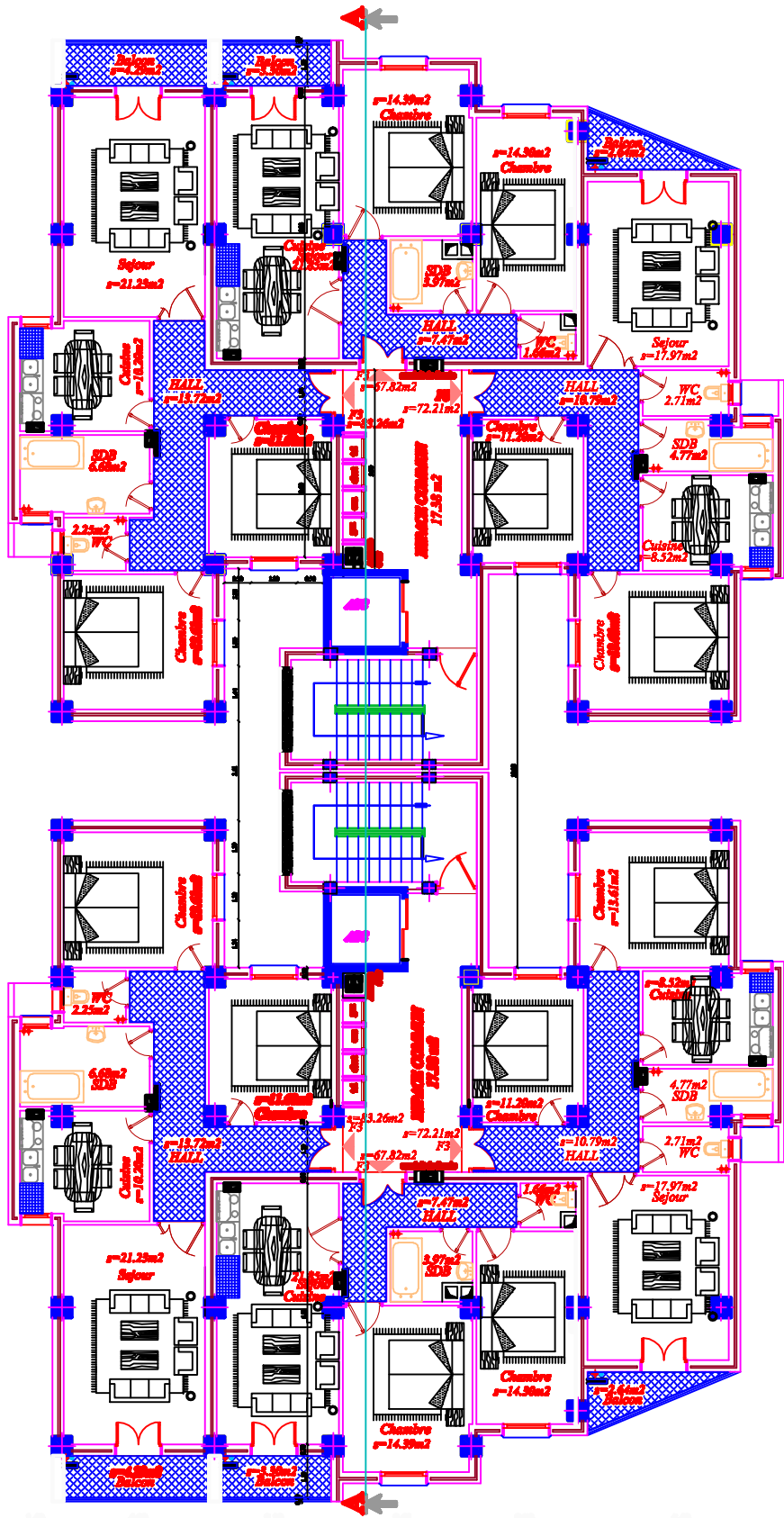
FACADE PRINCIPALE



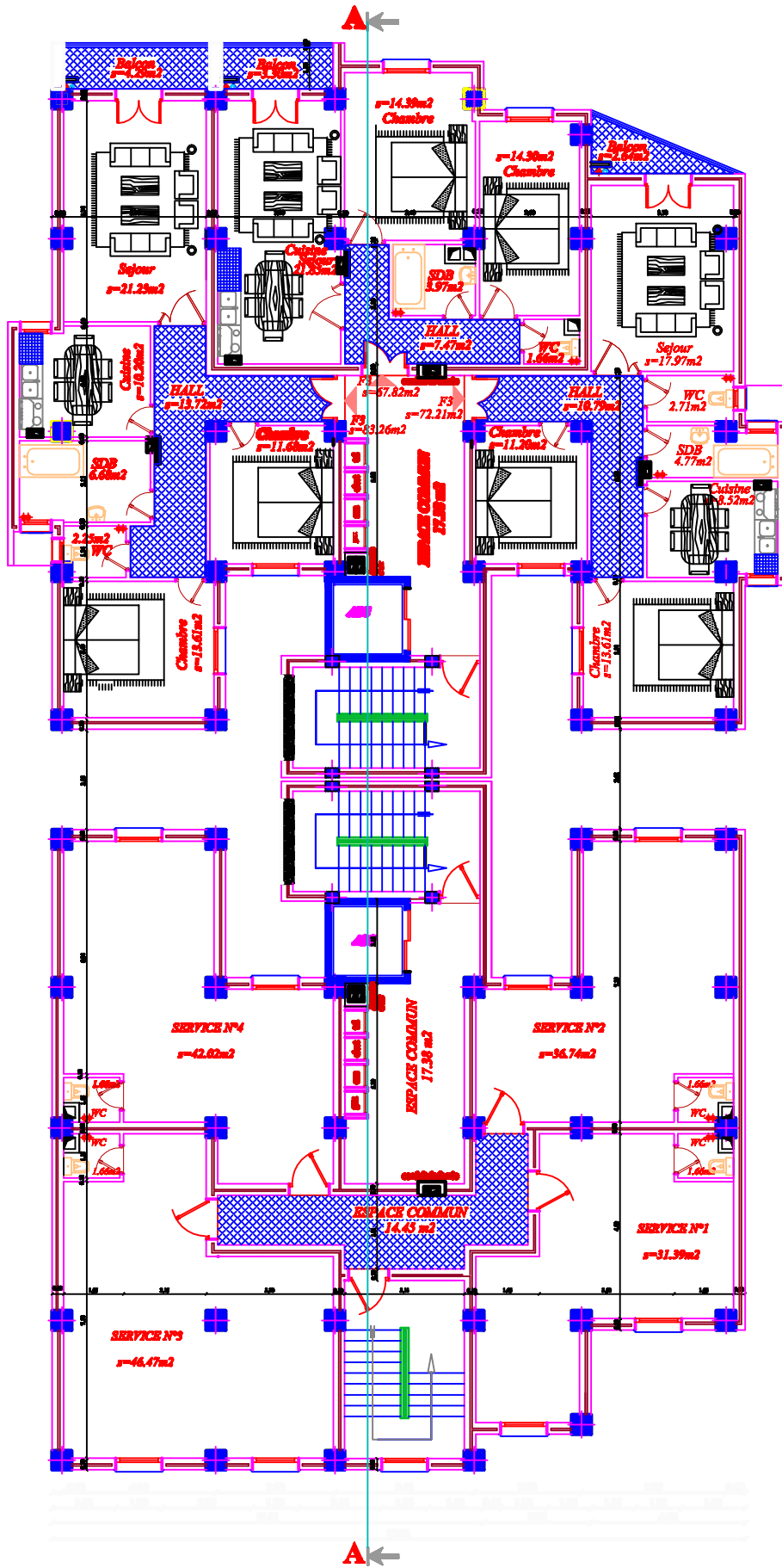
PLAN DE TOITURE



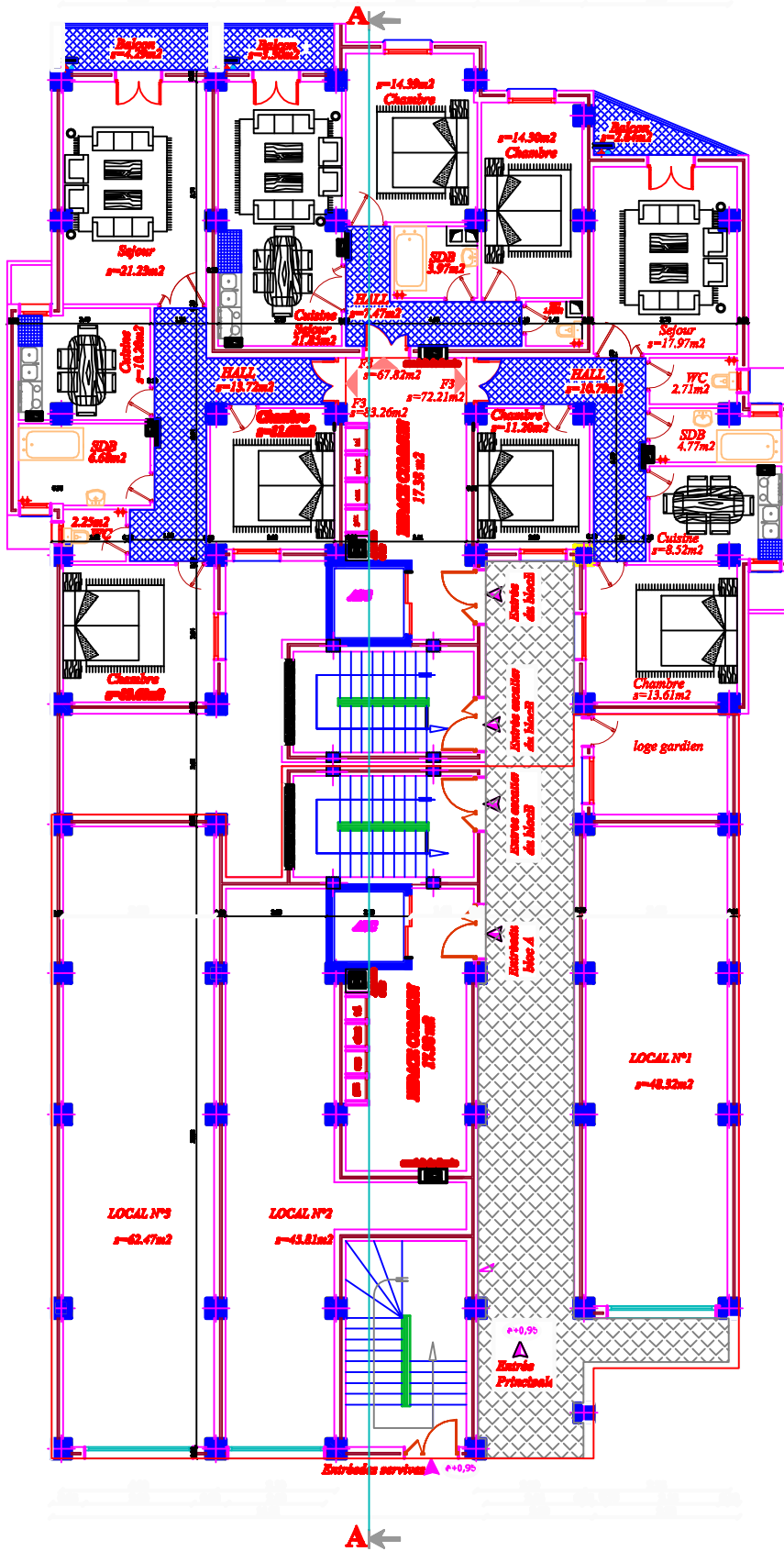
PLAN DE L'ETAGE ATTIQUE



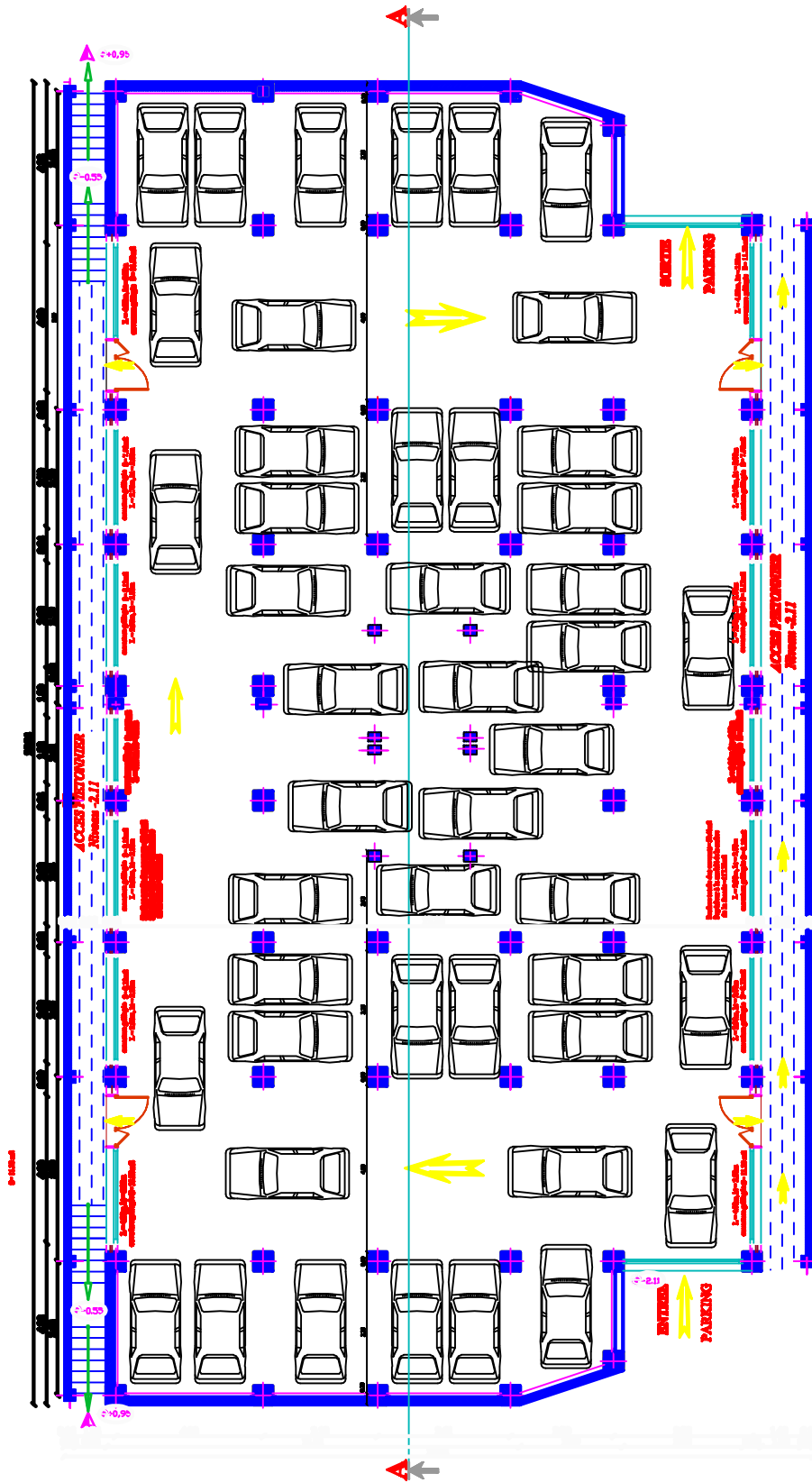
PLAN DU 26^{me} AU 8^{me} ETAGE



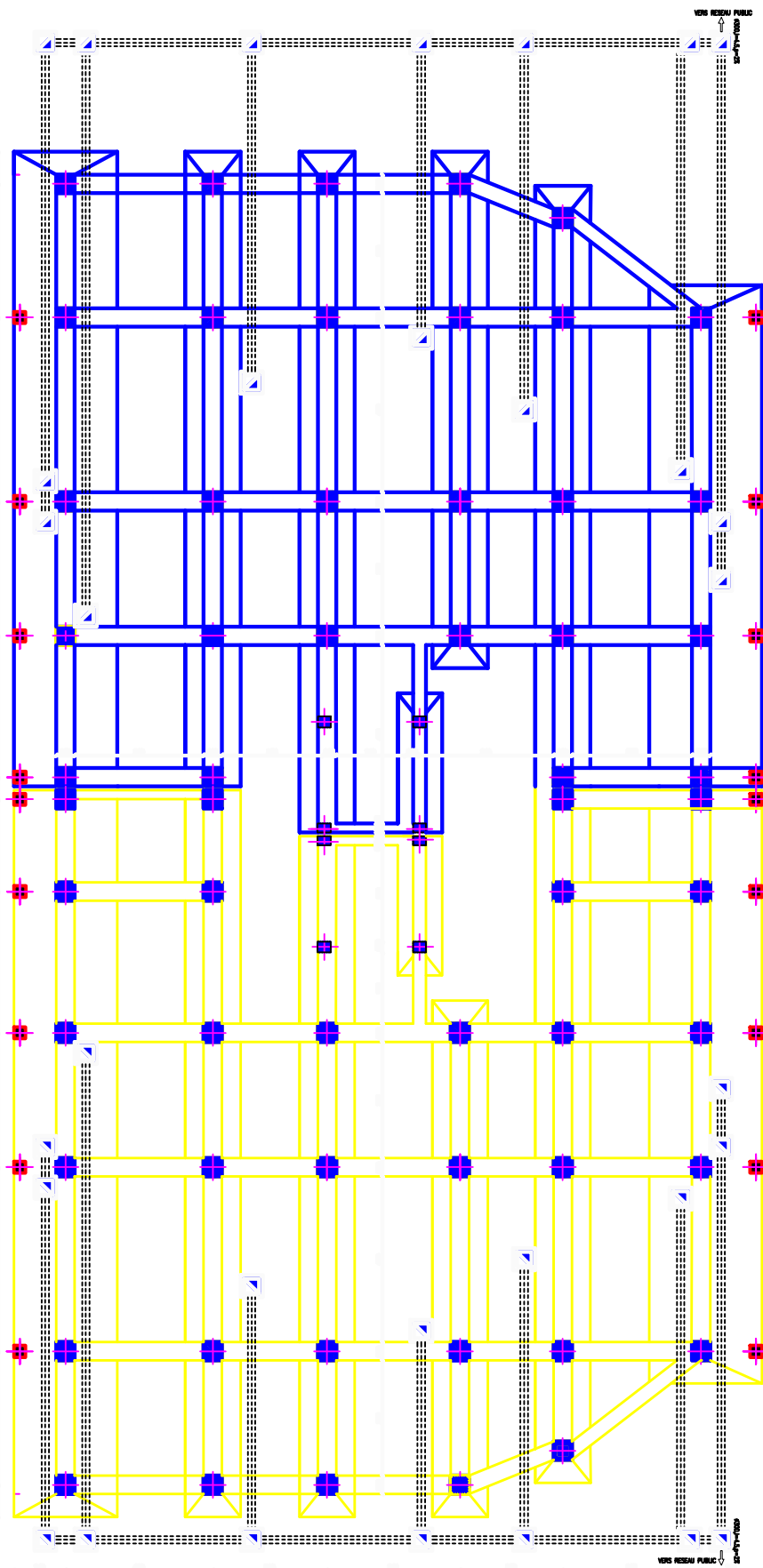
PLAN DU 1er ETAGE



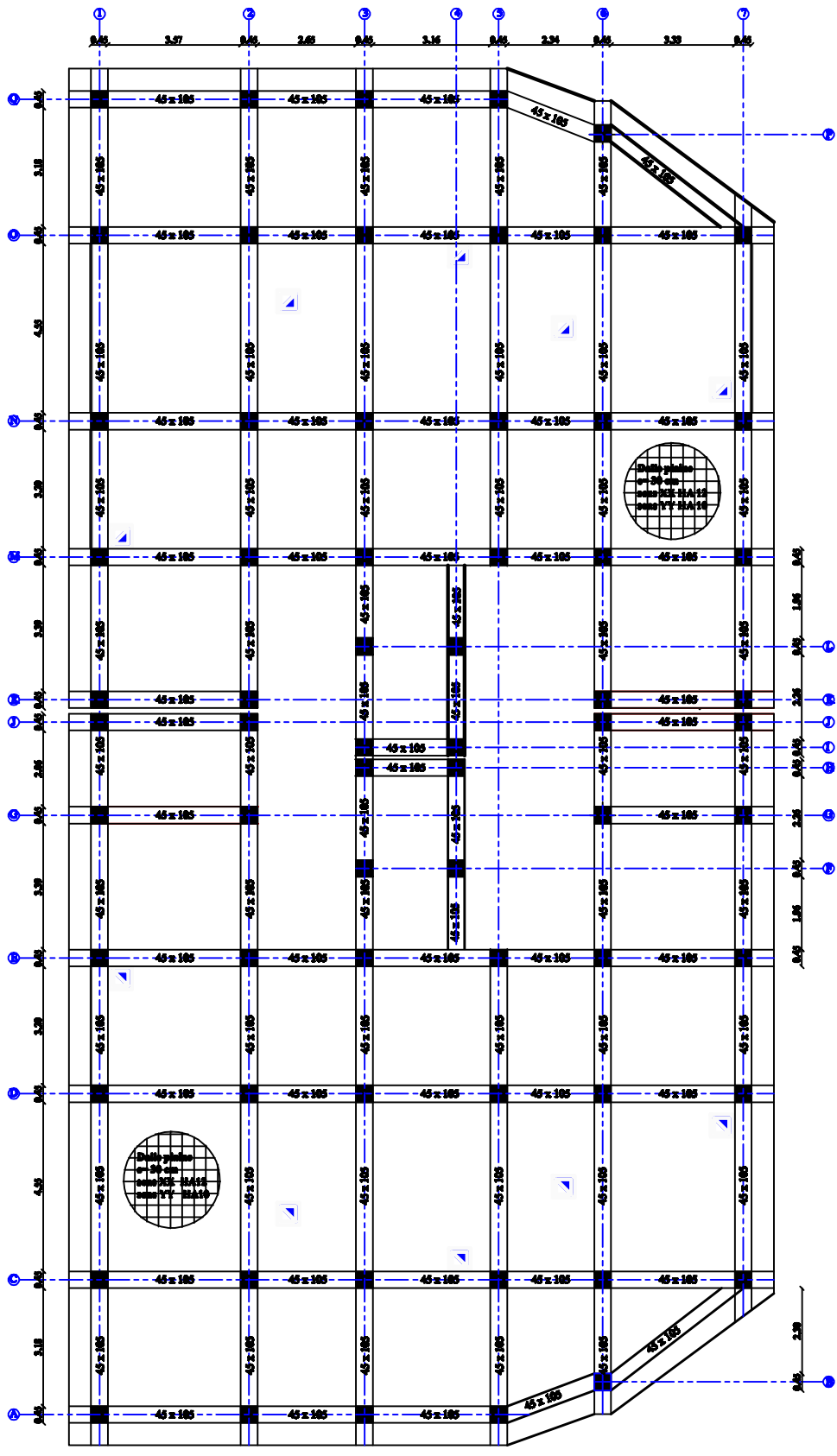
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



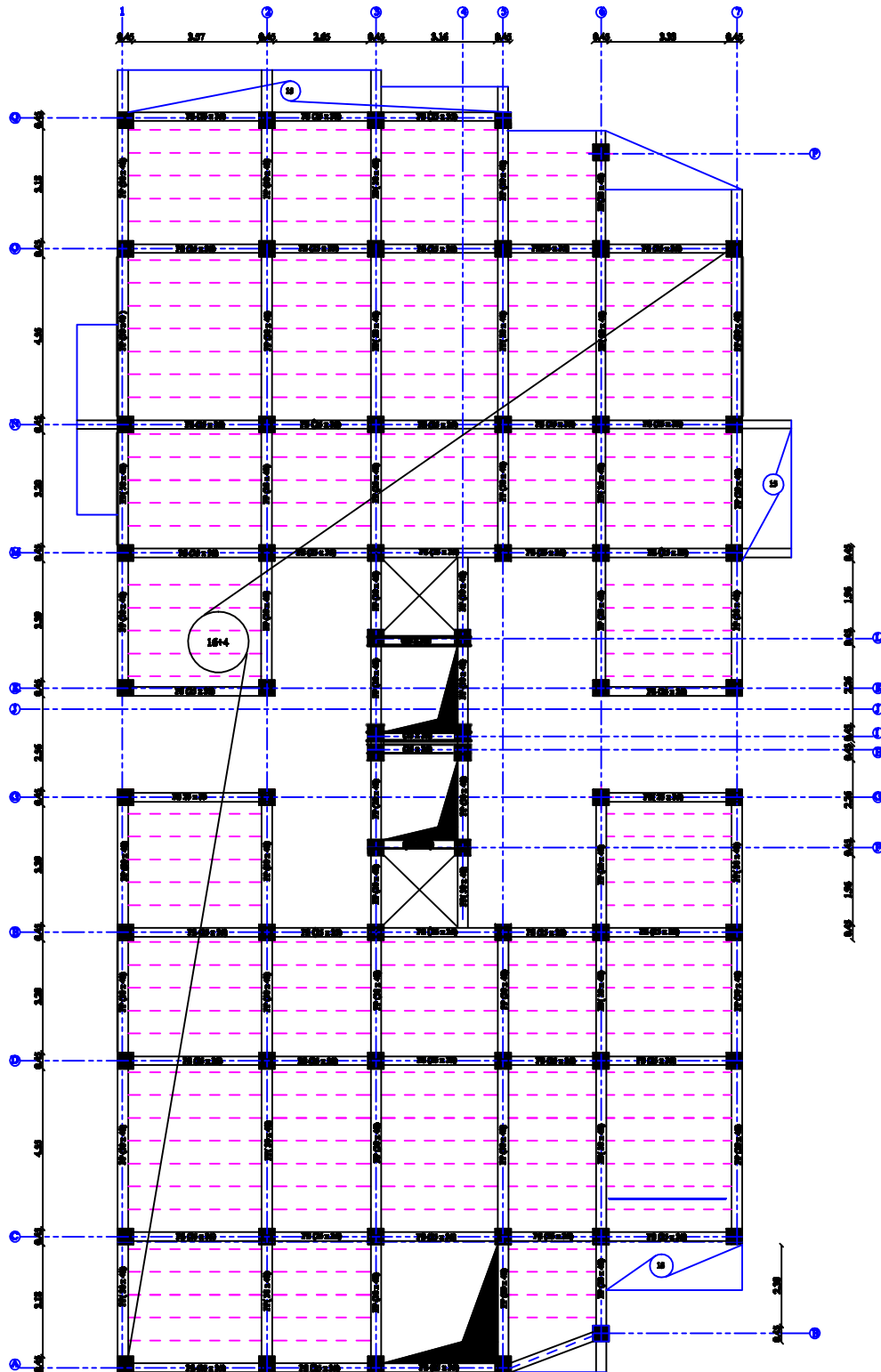
PLAN DU SOUS SOL



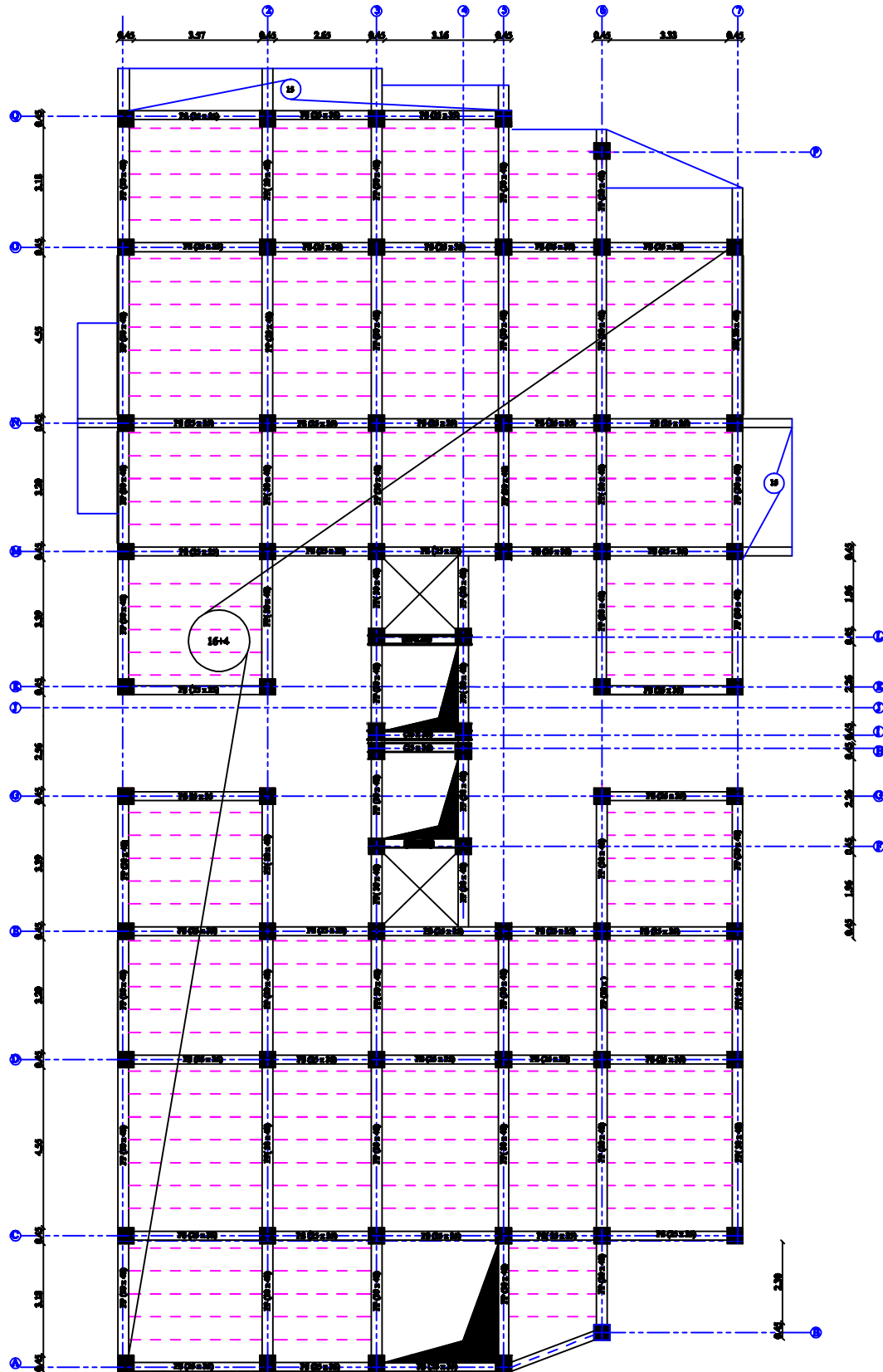
PLAN DE FONDATIONS ET ASSAINISSEMENT



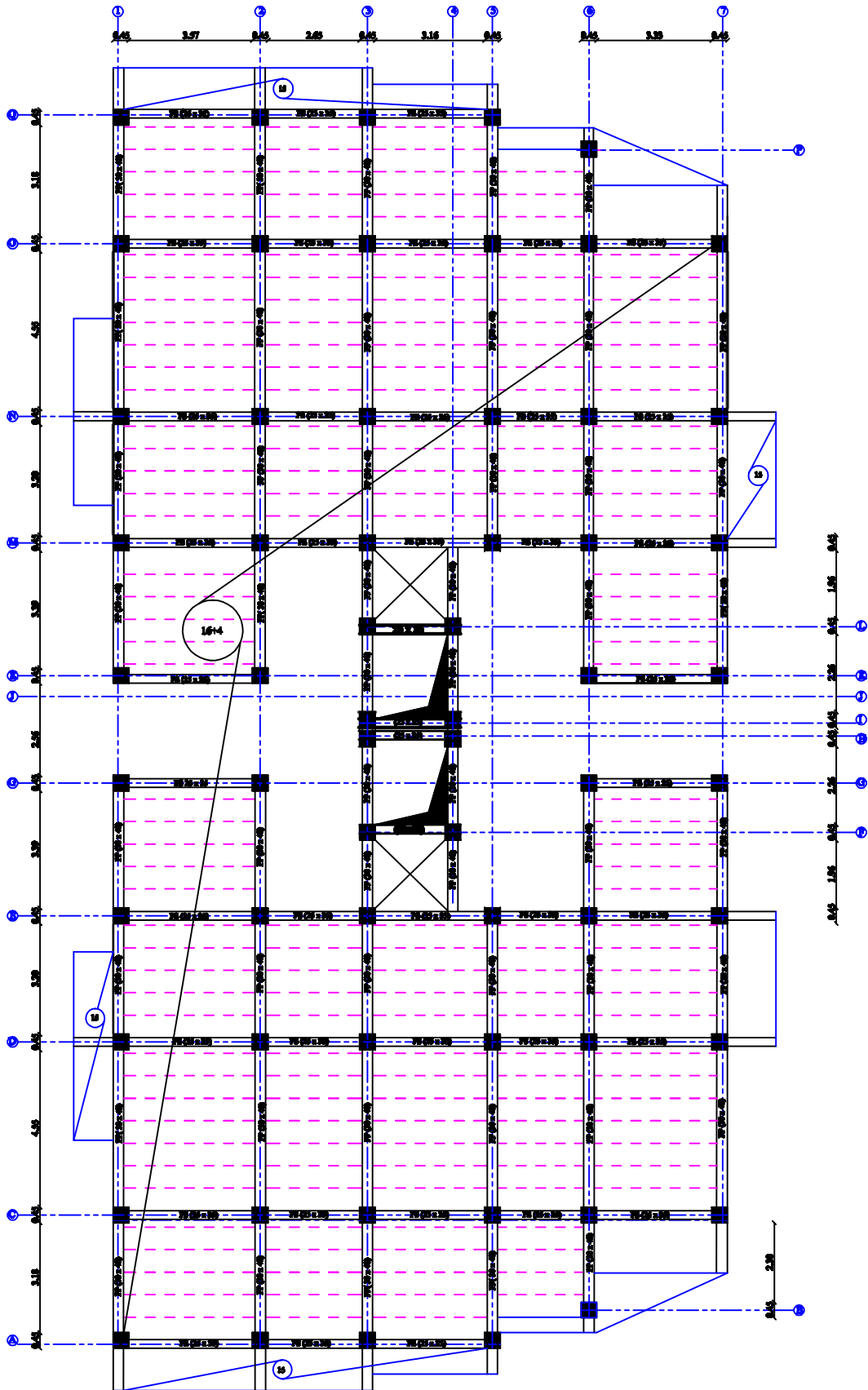
Plan de coffrage -Fondations-



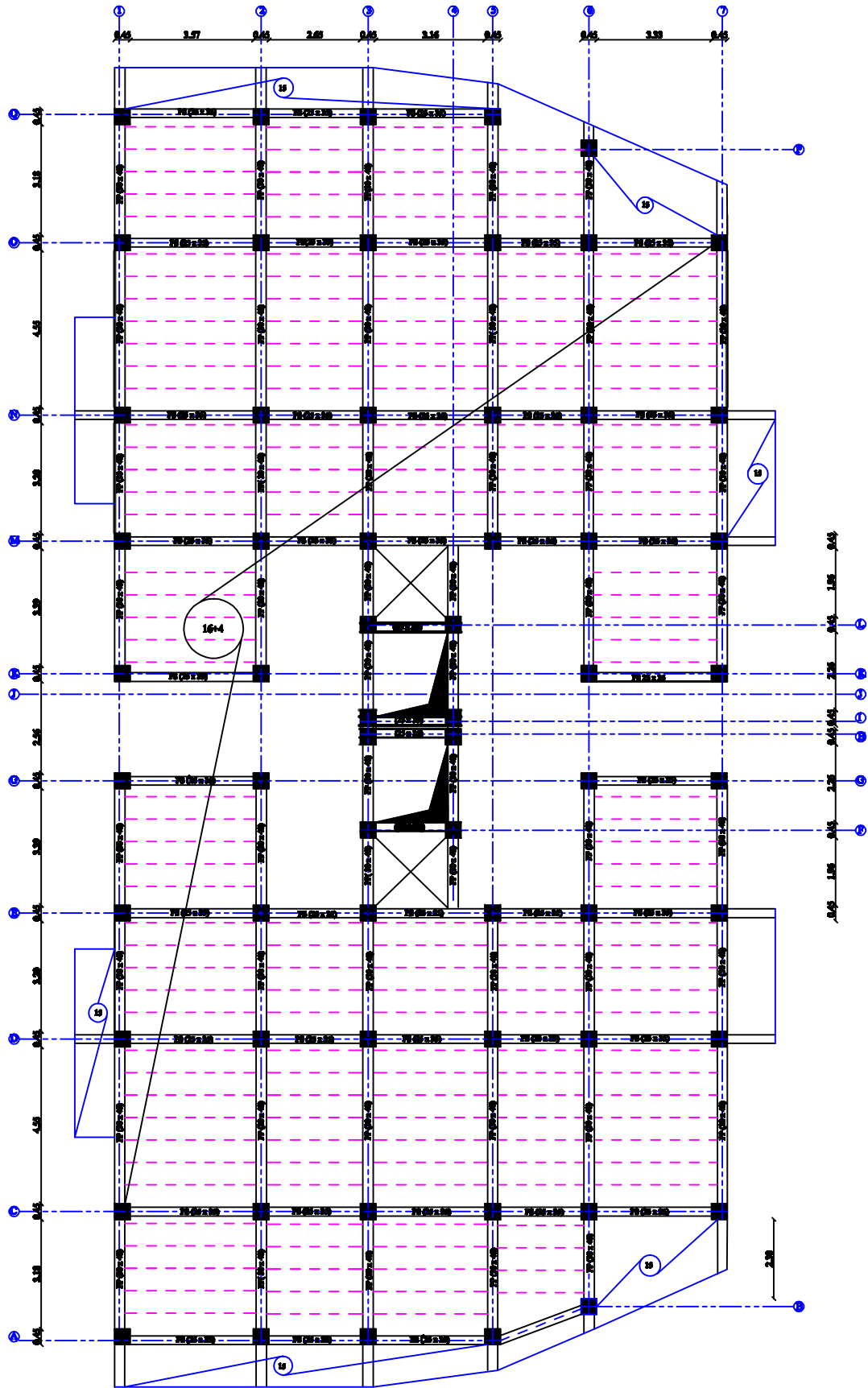
Plan de coffrage Planchers NIV +6,06



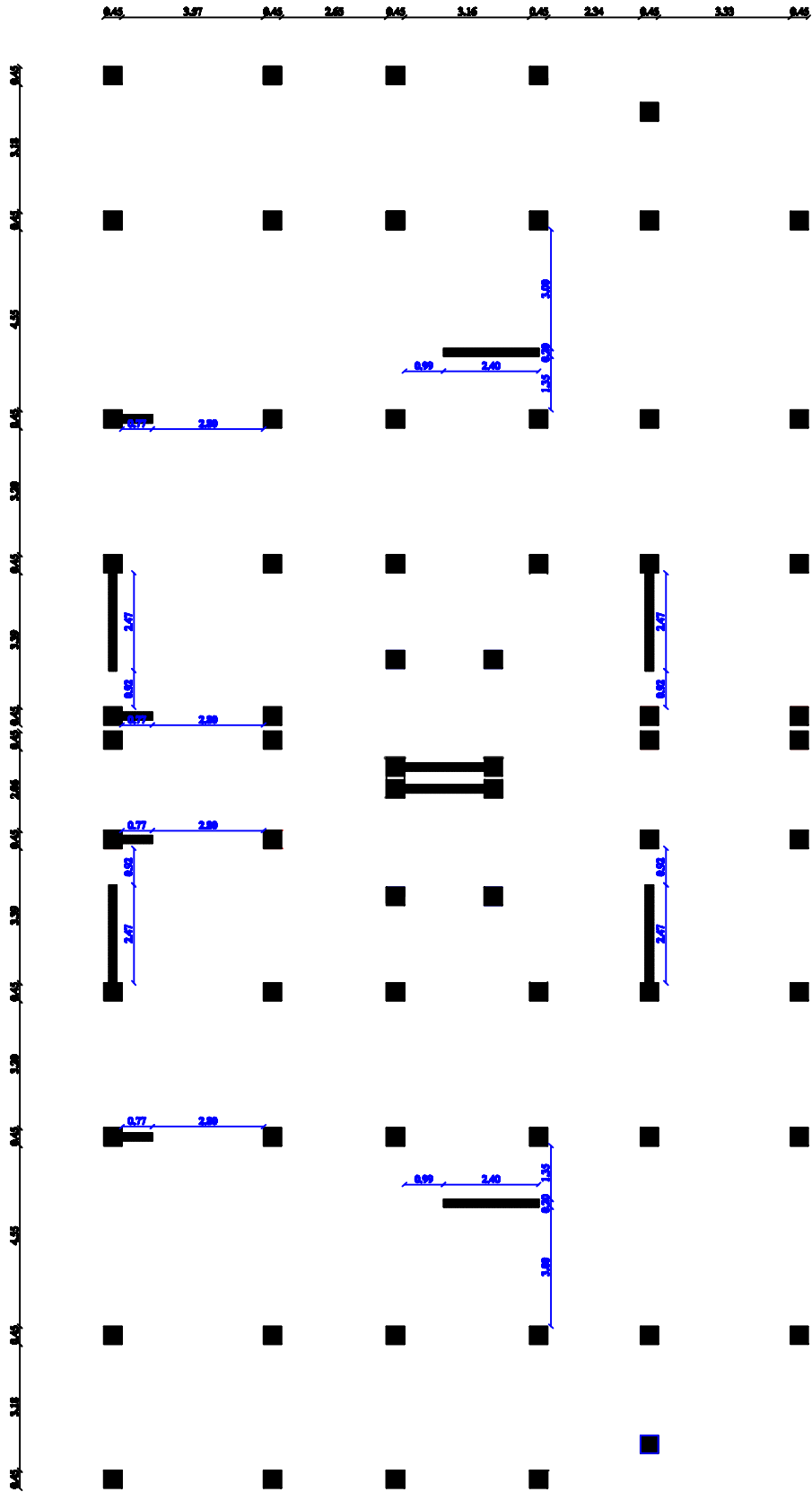
Plan de coffrage Planchers NIV +9,06



Plan de coffrage Planchers NIV +12,06-27,06



Plan de coffrage Planchers NIV +30,06



-Plan disposition des voiles -

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 3 - 13

- Présentation de l'ouvrage
- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 15 - 28

- Les planchers
- Les poutres
- Les voiles
- Les poteaux

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires 30 - 84

- Les planchers
- La toiture
- L'escalier
- La poutre palière
- La dalle salle machine
- Dalle pleine
- Balcon

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique 86 - 94

Chapitre V : Ferrailage des poteaux 96 - 107

Chapitre VI : Ferrailage des poutres 109 - 117

Chapitre VII : Ferrailage des voiles 119 - 128

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 130 - 154

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction modernes telle que la construction métallique et le béton armé.

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière réalisée par intervention humaine, destiné d'une part à servir d'abri, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage à un seul tenant composé de :

- Eléments non structuraux : éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotère, auvents...),
- Eléments structuraux : éléments principaux, porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voile,...) et éléments secondaires, ne faisant pas partie du système de contreventement,

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance de ce dernier afin d'en assurer sa sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes.

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causés d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Afin d'améliorer le comportement des structures et avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques. Ainsi pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en œuvre des ouvrages, il y a lieu de respecter une série de réglementations, c'est le cas des :

- Les recommandations parasismiques RPA 99 exigent un comportement ductile de la structure.

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 va suivre des règlements et des méthodes en vigueur,

- le BAEL 91 modifié 99, qui se base sur la connaissance des matériaux (béton-acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans notre projet, étude de l'ossature d'un bâtiment R+8 en béton armé à contreventement mixte, en plus du calcul statique, on aura recours à l'utilisation du logiciel de modélisation ETABS. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Le génie civil est un secteur d'activité industriel, cela signifie que la réalisation des séries d'ouvrages doit répondre à des méthodes globales et constantes. Les rôles des ingénieurs civils vont de la conception à l'exploitation en passant par la réalisation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les constructions sont plus audacieuses, les matériaux plus variés, mais la mission demeure :

« Etre créatif pour offrir des équipements et systèmes de très haute qualité ».

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. L'objectif de cette étude est d'assurer la sécurité des usagers de l'immeuble, ensuite il devra durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin d'études, est une ossature d'un bâtiment **R+8+ Sous-sol**, considéré comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B) implanté à **BOGHNI** dans la wilaya de **TIZI OUZOU**, une région classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le bâtiment est implanté dans un site meuble (S3), il est composé de 2 blocs de 9 niveaux à usage multiple séparé par un joint sismique, chaque niveau ayant une distribution de 03 logements dans chacun des 2 blocs.

Pour nos calculs, on n'étudiera qu'un seul bloc constitué d'une structure mixte en béton armé. Cet ouvrage est composé :

- D'un sous-sol,
- D'un rez-de-chaussée,
- 08 étages courants,
- D'un étage attique,
- D'une toiture,
- D'une cage d'escalier,
- D'une cage d'ascenseur,

I.2.1. Caractéristiques géométriques : le bâtiment a pour dimensions,

Hauteur de sous-sol	3,06 m
Hauteur du RDC	3,00 m
Hauteur d'étage	3,00 m
Hauteur d'étage attique	2,50 m
Toiture.....	2,55 m
Longueur du bloc :	35,84 m
Largeur du bloc :	17,75 m
Hauteur totale :	32,56 m

I.2.2. Etude de sol

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de $\sigma_{sol}=2bars$ cette contrainte correspond à un sol meuble **S3**.

I.3. La Réglementation utilisée

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques et d'un règlement en vigueur pour cela nous nous confirmerons dans nos calculs à savoir :

→ Règlement parasismique algérien (**RPA99 Version 2003**)

→ Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91.VERSION99**)

→ charge et surcharge d'exploitation (**DTR**)

→ Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**)

I.4. Conception de la structure

- **Ossature** : les structures en portique (poteaux-poutres) sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments que les charges statiques verticales, très vulnérables, en cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate. La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armés, les voiles deviennent ainsi la structure principale dont le rôle est de résister aux forces horizontales.

Ainsi le bâtiment est contreventé par :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

- **Les planchers** : Ce sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion séparant deux niveaux d'une construction et sont capables de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse), ils sont armés dans leurs zones tendues.

❖ Leurs fonctions :

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- **Résistance** : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tour aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protection contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Nous avons 2 types de planchers :

1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposante sur des poutrelles préfabriquées. Ils sont composés de trois éléments principaux.

- les corps creux ou "**entrevous**" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "**hourdis**" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

2. Dalle Pleine en Béton Armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion : **1/30** à **1/35** de la portée pour une dalle reposant sur **2** appuis ; et **1/40** à **1/50** pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.
- d'isolation acoustique : (**≥ 16 cm**).
- de rigidité ou limitation de la flèche (**≤ 1/500**)
- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de **7 cm** pour **1** heure de Coupe-feu et de **11 cm** pour **2** heures de coupe-feu.

• Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en brique creuses.

- **Les murs extérieurs** : sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

• Revêtement :

- Plâtre pour les cloisons internes et plafonds,
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine,
- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escalier et les locaux humides.

• Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

• ascenseur :

C'est un appareil élévateur installé à demeure, comportant une cabine, dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes.

• comble :

Les combles sont constitués de l'espace compris entre le plancher haut et la toiture du bâtiment, à condition que le pied droit ne dépasse pas un mètre.

• Joint parasismique :

C'est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 6 cm en zone II, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (choc).

• Fondation :

Terme employé le plus souvent au pluriel pour désigner l'ensemble des ouvrages, enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment, elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en répartissant de manière à garantir une assise parfaite.

• Système de coffrage :

Le coffrage est une ossature provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive. Le choix du coffrage dépend de l'ouvrage à réaliser et du nombre de ses réemplois.

Il doit être indéformable sous l'effet de la poussée du béton et lors de la vibration. Il existe 3 types de coffrages :

- Coffrage en bois
- Coffrage métallique
- Coffrage en matériaux de synthèse

I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le Béton

Le béton est un matériau hétérogène multiphasique constitué d'un mélange de granulats (sable, gravier) et d'une pâte de ciment qui représente 25 à 40 % du volume total et peut être adjuvanté. Il est souvent associé à une armature métallique qui donne une résistance à la traction pour l'ensemble (le béton armé) car comme nous le savons le béton offre une excellente résistance à la compression mais pas à la traction.

❖ Les matériaux composants le béton :

- **Le ciment** : c'est un liant hydraulique et un constituant fondamental du béton, il se produit sous forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau.
- **Les granulats** : ils constituent le squelette du béton, ils sont inertes et généralement plus résistants et plus durables. Ils doivent être propres et chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air.
- **Eau de gâchage** : dite eau de gâchage, elle doit présenter les propriétés d'une eau potable.
- **Les adjuvants** : ce sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3% du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais. Dans le cas courant le béton est composé :
 - sable propre.....380 à 450 cm³
 - Gravier.....750 à 850 cm³
 - dosage de ciment 325 kg/m³
 - eau de gâchage150 à 200 l/m³

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

A. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Dans les cas courants un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (dite valeur caractéristique requise), cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur des éprouvettes cylindriques de section

200 cm² et de hauteur double de leur diamètre « 16 × 32 », elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPA. On adopte la relation simplifiée suivante : $f_{cj} = \frac{\sigma}{1,15}$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement (**Art A2.1, 11 BAEL 91 VERSION 99**) donne les formules d'évolution suivante de f_{cj} en fonction de l'âge « j » en jours.

$$\left. \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,11).}$$

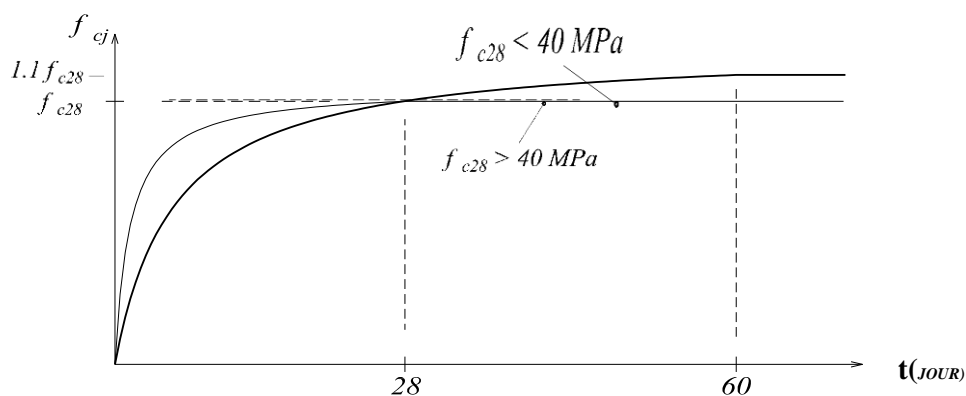


Fig I.5 : évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton

B. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} && \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA (BAEL.91/ A.2.1 ,12)} \\ f_{tj} &= 0,275 f_{cj}^{2/3} && \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{aligned}$$

Remarque : pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

C. Contraintes limites :

I. les états limites :

Nous avons vu en technologie que nous pouvons analyser une construction en terme de fonction, résister, porter, transmettre, cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

<< Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ces éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. >> **Article A .1.2 BAEL 91.**

Nous distinguons deux états limites :

➤ **L'état limite ultime :**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son déplacement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à l'état limite (E.L.U):

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction,
- De la résistance pour les matériaux constitutifs (béton acier).
- De la stabilité de la forme (flambement).

❖ **Modèle du calcul à l'E.L.U :**

Pour le calcul à l'E.L.U le comportement réel du béton est modélisé par la loi « parabole – rectangle » sur un diagramme contraintes-déformations

$$E_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{si : } f_{cj} = \leq 40 \text{ MPA}$$

$$E_{bc} = \left\{ \begin{array}{l} 3,5 \text{ ‰} \\ \text{Min} (4,5; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} \end{array} \right\} \quad \text{si : } f_{cj} = >40 \text{ MPA} \dots \dots \dots [\text{BAEL 91 A.4.3.41}]$$

La valeur du calcul de la résistance en compression du béton f_{bc} est donnée par :

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

γ : Coefficient de sécurité est égal à **1,5** (combinaisons fondamentales) et **1,15** (combinaisons accidentelles)

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

- $\theta=1$ si la durée d'application est supérieure à 24h ($t > 24h$)
- $\theta=0,9$ si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h ($1h < t < 24h$)
- $\theta=0,85$ si la durée est inférieure a 1h ($t < 1$)

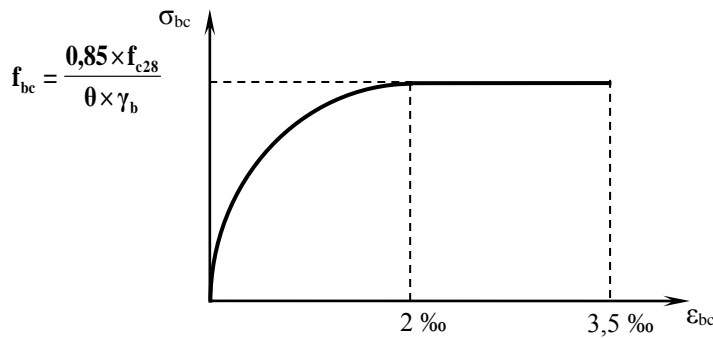


Figure I.6 : diagramme contrainte –déformation du béton a la compression (E.L.U)

➤ **L'état limite de service (E.L.S) :**

Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine, il est aussi nécessaire que la construction ne présente pas une fissuration ou des déformations. Il correspond à :

- L'Etat limite de service de compression de béton.
- L'Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- L'Etat limite des déformations.

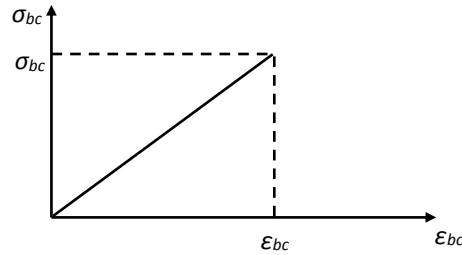


Figure I.7 : diagramme contrainte –déformation du béton a E.L.S

❖ **Modèle de calcul à l'E.L.S :**

- Les déformations nécessaires pour atteindre E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.
- On adopte la loi du HOOK de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S
- La résistance de béton tendu est négligée (**A.5.1 BAEL91**).
- En général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de YOUNG du béton égale a 1/15 de celle de l'acier ($E_B=13\ 333\ \text{MPa}$).

2. Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :
$$\zeta_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

Avec : v_u : effort tranchant dans la section a l'E.L.U

b : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile $\rightarrow (d = h - c)$

Cette contrainte ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu nuisible $\bar{\tau} = \min\{0,13 f_{c28}; 5\ \text{MPa}\}$
- Cas de fissuration (très) préjudiciable $\bar{\tau} = \min\{0,10 f_{c28}; 4\ \text{MPa}\}$

D. Module de déformation longitudinal (module d'élasticité) :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Selon la durée d'application, on distingue les modules de YOUNG instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ **Module d'élasticité instantané :** est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.3.1, 21})$$

Pour $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$

$E_{ij} = 32164\ \text{MPa}$

➤ **Module d'élasticité différé :**

On l'utilisera pour des chargements de longue durée (cas courant) qui prend en compte les déformations de fluage du béton (la loi de fluage est une relation entre les contraintes et les vitesses de déformation) et aussi l'effet de retrait (diminution du volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton). Le module de YOUNG différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de « j » jour qui est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 37000 f_{c28}^{1/3} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/ Art A.2.1, 2})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$

E. Module de déformation transversal :

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/ Art A.2, 3})$$

Avec : E : Module de YOUNG

ν : Coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson :** le coefficient ν est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égal :

- $\nu = 0$ à l'E.L.U pour le calcul des déformations en considèrent la fissuration du béton.
- $\nu = 0,2$ à l'E.L.S pour le calcul en considèrent le béton non fissuré.

Donné par l'article $\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$

✓ $\frac{\Delta d}{d}$ = déformation relative transversale.

✓ $\frac{\Delta l}{l}$ = déformation relative longitudinale.

I.5.2. Les aciers :

L'acier est un alliage de fer contenant moins de 2% de carbone. Il peut être répertorié selon cette teneur en carbone qui fixe son niveau de dureté maximale à l'état trempé. Le secteur de construction au sens large, emploie les aciers pour plusieurs rôles, à :

Armer le béton, renforcer les fondations, former le squelette de bâtiment et à les habiller (façades, toiture.....)

En un mot c'est un élément essentiel dans la réalisation des ouvrages architecturaux et ouvrages d'arts. Pour cela on peut recenser 03 types d'aciers en fonction de leur forme et leur surface :

- **Les aciers à haute adhérence (HA):** dont la surface présente des saillies ou des creux, ces armatures présentent des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe de la barre appelée verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes qui sont destinées à favoriser l'adhérence des armatures au sein du béton.
- **Les ronds lisses (RL) :** barres lisses ou fils tréfilés lisses .elle sont de section circulaire sans aucune gravure.
- **Les treillis soudés (TS) :** treillis soudé est un fort grillage préfabriqué soit en panneaux ou en nappes ou en rouleaux pour l'armature de dalle pleine ou des dalles de compression ou des plancher en béton.

❖ **Caractéristique des aciers :**

Les nuances les plus courantes utilisées pour le béton armé :

ACIERS	DÉSIGNATION	LIMITE ÉLASTIQUE EN MPA	Allongement relatif a la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement	UTILISATIONS
Ronds lisses	- F _e E 215	215	22‰	1	1	Cadres et étriers des poutres courants (6-8-10-12)
	- F _e E 235	235				
Acier HA	-F _e E 400	400	14‰	1,6	1,5	Tous travaux en béton armé courants (6-8-10-12-14-16-20-25-32-40)
	-F _e E 500	500				
Treillis soudés	-TSL	520	8‰	1,3	1	Radiers, voiles, planchers dallages
	-TSHA	520				

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

- 1) **Module d'élasticité longitudinal (Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99) :**
Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : **E_s=200000 MPA**
- 2) **Contrainte limite dans les aciers :**
 - a) **Etat limite ultime (ELU) (Art.4.3.2/BAEL.91) :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \textit{situation durable} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

Exemple :

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

Tableau I-2: valeurs des contraintes admissible de l'acier

b) Etat limite de service :

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque de corrosion des armatures), on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures, d'après les règles de BAEL on distingue 03 cas de fissuration :

- **fissurations peu nuisibles : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32)**

En milieu peu agressif, cas des éléments situés dans les locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- Eviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus nombre de barre compatible.
- Une mise en place correcte du béton.

- **Fissurations préjudiciables : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)**

En milieu moyennement agressif, avec des éléments exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration d'eau, on donne :

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right)$$

Avec : η : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

- $\eta = 1$ → Pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.
- $\eta = 1,6$ → Pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- $\eta = 1,3$ → Pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi < 6 \text{ mm}$

- **Fissurations très préjudiciables : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

Cas des éléments exposés à des milieux agressifs (eau de mer, l'atmosphère marine, ou aux gaz) ou doivent assurer une étanchéité :

$$\sigma_s \leq \min \left(\left\{ \frac{2}{3} \right\} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

➤ **Contrainte de cisaillement (ART A. 5.1.1 BAEL91 VERSION 99) :**

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de fissuration présenté ci-après :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** : $\zeta_u \leq \left(\min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right) \right) [\text{MPa}]$
- ✓ **fissuration préjudiciable ou très préjudiciable** $\zeta_u \leq \left(\min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right) \right) [\text{MPa}]$

➤ **diagramme contrainte-déformation :**

Le diagramme contrainte déformation décrit une loi de type élasto-plastique qui vérifié le comportement des aciers pour les calculs à l'E.L.U

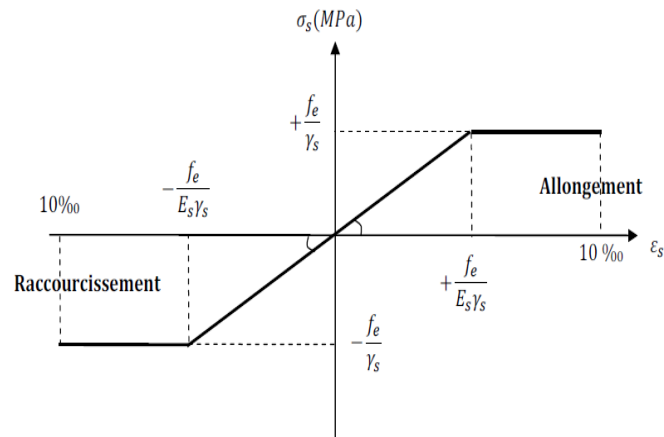


Figure I.8 Diagramme déformations-contraintes des aciers

3) Protection des armatures :

la corrosion des armatures est un paramètre fondamental de la durabilité des bétons dans les ouvrages, dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'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 au brouillard salin ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm → pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm → pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II :

Pré-dimensionnement et descente de charge

Introduction :

En phase d'avant projet, l'évolution des différentes sections des éléments de la structure passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement.

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (planchers, poteaux, poutres et voiles) est un processus complexe et une étape essentielle dans un projet de génie civil. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Il se fera donc conformément aux règles du **B.A.E.L 91, R.P.A 99 V 2003** et dans l'ordre qui suit :

- Planchers,
- Poutres,
- Voile,
- Poteaux,

II.1. Les planchers :

Ce sont des éléments plans porteurs, séparant deux étages d'un bâtiment.

Leur rôle principale est la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs (poteaux, poutres, murs). Ils constituent un support rigide et stable pour les revêtements appliqués, ils améliorent aussi :

- L'isolation thermique et acoustique,
- L'isolation contre l'humidité,

La structure comporte 2 sortes de planchers :

- Planchers corps creux,
- Dalle pleine en béton armé

A. Planchers corps creux :

Remarque : en zone IIa, le R.P.A exige une section minimale de (25x25) cm²

On a donc :

$$L \text{ max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$ht = \frac{L \text{ max}}{22,5}$$

Avec : L max → portée libre maximale dans le sens des poutrelles,
ht → hauteur totale du plancher,

$$ht = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de (16+ 4)= **20 cm**

Epaisseur du corps creux : **16 cm**

Epaisseur de la dalle de compression : **4 cm**

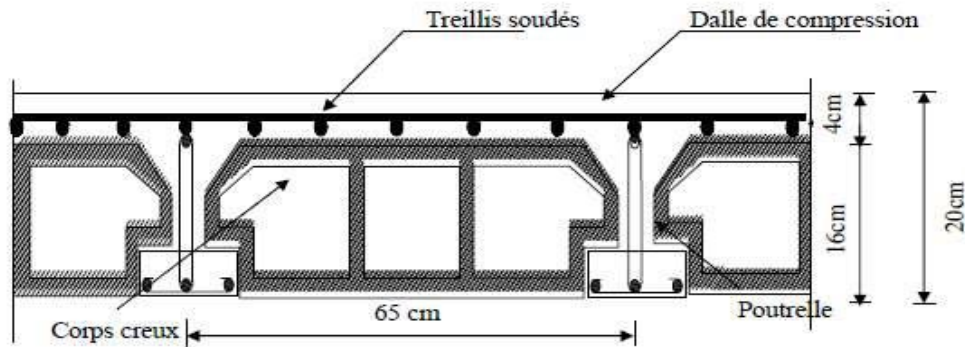


Figure II .1 : schéma descriptif d'un plancher a corps creux

B. Dalle pleine en béton armé :

C'est une plaque horizontale porteuse en béton armé, qui repose sur les appuis constitués par les poutres ou les murs. Élément structural dont la largeur et la longueur sont grandes par rapport à leur épaisseur. Son épaisseur sera déterminée par la condition de résistance à la flexion.

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée.

Pour : $L = 120 \text{ cm}$, on aura $e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$

L : Largeur de la console.

Conclusion : on adoptera pour ce plancher une épaisseur de **15 cm**.

II.2. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux, chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux. Autrement dit, elles servent d'intermédiaires entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (surtout les poteaux). On distingue :

- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles,
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage,

Le pré-dimensionnement s'effectuera selon les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur} \\ \text{Largeur} \end{array} \quad \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \end{array} \right\}$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : entre axe de la plus grande travée considérée

L'article 7.5.2 R.P.A exige :

- ✓ largeur $b \leq 20$
- ✓ hauteur $h \geq 30$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$

- 1) Les poutres principales : porteuses, elles supportent les poutres secondaires et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

- Calcul de la largeur :

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

Avec : $L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,66 \leq h \leq 47,5$$

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

- Calcul de la largeur :

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

D'où : $16 \leq b \leq 28$ Soit : $b = 30 \text{ cm}$

- 2) Les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- Calcul de la hauteur :

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

Avec : $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

D'où : $\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \rightarrow \quad 25 \leq h \leq 37,5$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$

- Calcul de la largeur :

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

D'où : $14 \leq b \leq 24,5$

Soit : $b = 25 \text{ cm}$

Vérifications :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Condition vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,4	Condition vérifiée

Tableau II.2 : vérification exigé par le R.P.A

Conclusion : au final on adoptera des poutres dont les dimensions sont :

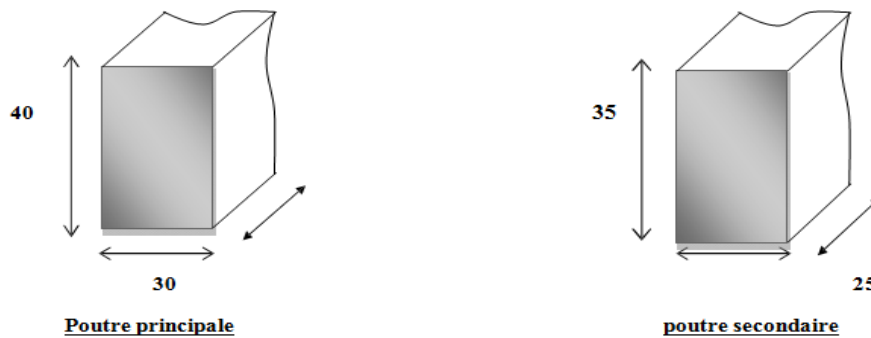


Figure II.2.2 : Section des poutres

II.3. Les voiles :

C'est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Du fait qu'en plus de leur capacité à supporter les charges verticales, ils sont encore plus efficaces pour résister aux charges latérales induites par les séismes. Les voiles en béton armé reprennent la majeure partie des charges horizontales.

Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 du R.P.A 99 V 2003), d'après cet article, les éléments satisfaisant la condition ($\frac{L}{a} \geq 4$) sont considérés comme étant des voiles, comme le montre la figure ci-dessous avec une épaisseur minimale de 15 cm.

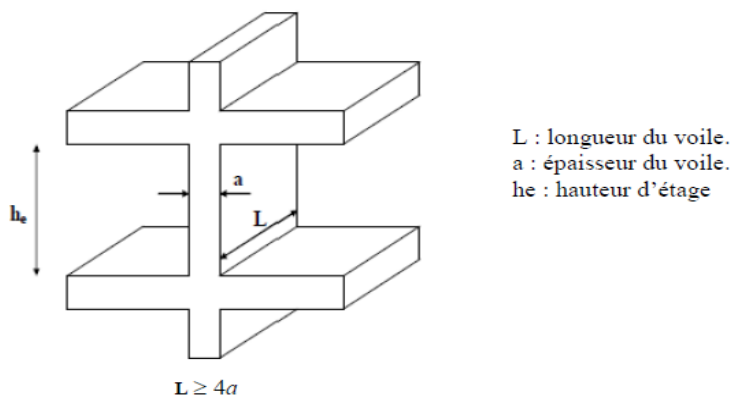


Figure II.3.1 : coupe de voile en élévation

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidités aux extrémités. Dans notre cas, on prend : $a \geq \frac{he}{20}$

	Sous-sol	RDC	Etage courant	Etage attique
$he = h - ep_{dalle}$	$300 - 20$ = 280	$306 - 20$ = 286	$300 - 20$ = 280	$250 - 20$ = 230
$a \geq \frac{he}{20}$	$\frac{280}{20}$	$\frac{286}{20}$	$\frac{280}{20}$	$\frac{230}{20}$
a	14	14,3	14	11,5

Tableau II.3.1 : calcul des épaisseurs des voiles

Vérifications :

Vérifications	Sous- sol	RDC	Etage courant	Résultats
$a_{min} \geq 15\text{cm}$	$20 \geq 15\text{ cm}$	$20 \geq 15\text{ cm}$	$20 \geq 15\text{ cm}$	20 cm
$L_{min} \geq 4a$	$100 \geq 4 \times 20\text{cm}$	$100 \geq 4 \times 20\text{ cm}$	$100 \geq 4 \times 20\text{ cm}$	100 cm

Tableau II.3.2 : vérifications exigées par le R.P.A

Détermination des charges et des surcharges :

Charges permanentes :

➤ **Toiture :**

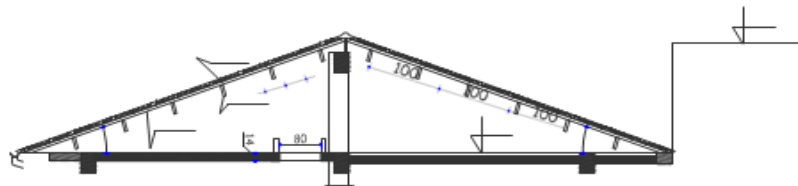


Figure II.4.1.1 : schéma d'une toiture

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)
01	Tuiles mécaniques	0,4
02	Chevrons et pannes	0.1
03	Murs pignons	0,9
		G_{Total} = 1,4

Tableau II.4.1.1 : poids propre d'une toiture

➤ **Plancher étage attique**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
02	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G_{total} = 3 KN / m²

Tableau II.4.1.2 : Poids propre d'un comble

➤ Plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,03	18	0,54
04	Plancher a corps creux	0,2	14	2,8
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
06	Briques creuse	0,1	09	0,9
G_{total}= 5,28 KN/m²				

Tableau II.4.1.3 : poids propre étage courant

➤ Dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,03	18	0,54
04	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{total}= 5,49 KN/m²				

Tableau II.4.1.4 : poids propre de la dalle pleine

➤ Mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
02	Briques creuses	0,15	09	1,35
03	Lame d'aire	0,05	/	/
04	Briques creuses	0,10	09	0,9
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G_{total}= 2,81 KN/m²				

Tableau II.4.1.5 : charges revenant au mur extérieur

➤ **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
02	Briques creuses	0,10	09	0,9
G_{total} = 1,1 KN/ m²				

Tableau II.4.1.6 : charges revenant au mur intérieur

II.4.2 charges d’exploitation :

Les charges d’exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Comble	1
Toiture	1
Plancher étage courant a usage d’habitation	1,5
Plancher RDC à usage commercial	05
Plancher 1^{ere} étage à usage administratif	2,5
Plancher sous sol (parking)	2,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.4.2 : charges d’exploitation

II.4. Les poteaux :

Un poteau est un organe de la structure d’un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la structure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures (les fondations). La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}$ Avec : $Ns = G + Q$

Ns → effort normal de compression à la base du poteau, il sera déterminé à partir de la descente de charge exigé par le **DTR B.C.22**.

S → section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$ → contrainte limite de service du béton en compression.

Selon le **R.P.A Art 7.4.1**, les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau de section rectangulaire en zone (IIa),

- $\text{Min} (b_1 , h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min} (b_1 , h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b1} \leq 4$

(**b₁**, **h₁**) dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

II.5.1 charges et surcharges revendent au poteau le plus sollicité :

A-Surface d'influence :

A-1. Le poteau le plus sollicité

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (2,375 \times 1,875) + (1,7 \times 1,875) + (1,7 \times 1,425) + (2,375 \times 1,425)$$

$$S = 4,453 + 3,187 + 2,422 + 3,384$$

$$S_n = 13,446 \text{ m}^2$$

$$S_b = 15,35 \text{ m}^2$$

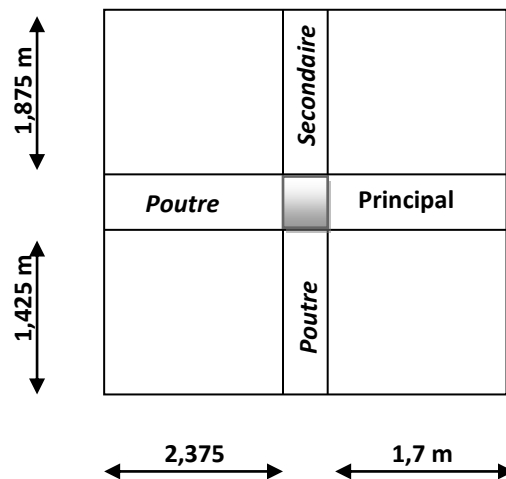


Figure II.5.1.1: schéma d'un poteau le plus sollicité

A-2. La toiture : elle se compose de deux versants inclinés, le calcul des angles se fait comme suit :

✓ **Premier versant**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 4,95 \text{ m} \rightarrow \text{c'est la portée de premier versant} \\ 2,20 \text{ m} \rightarrow \text{la hauteur du poteau au niveau de la charpente} \\ 0,2 \text{ m} \rightarrow \text{largeur de poteau} \end{array} \right\}$$

• Calcul de l'angle d'inclinaison $\alpha \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{2,2}{4,95} = 0,444 \\ \text{d'ou } \alpha = 23,96 \end{array} \right\}$

$$X_1 = \frac{4,95/2}{\cos \alpha} = \frac{2,475}{0,914} = 2,708 \text{ m}$$

✓ **Deuxième versant**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 2,66 \text{ m} \rightarrow \text{c'est la portée de deuxième versant,} \\ 2,20 \text{ m} : \text{la hauteur du poteau au niveau de la charpente,} \\ 0,2 \text{ m} : \text{largeur de poteau,} \end{array} \right\}$$

• Calcul de l'angle d'inclinaison $\beta \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tan \beta = \frac{2,2}{2,66} = 0,827 \\ \text{d'ou } \beta = 39,59 \end{array} \right\}$

$$X_2 = \frac{2,66/2}{\cos 39,59} = \frac{1,33}{0,77} = 1,727 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la toiture inclinée

$$S_t = X_1(5/2 + 3,65/2) + X_2(5/2 + 3,65/2)$$

$$S_t = 2,708 (4,325) + 1,727 (4,325)$$

$$S_t = 11,712 + 7,469 \quad \text{donc:} \quad S_t = \mathbf{19,181 \text{ m}^2}$$

B- Poids propre des éléments

➤ **planchers :**

- Plancher comble : $G_c \times S = 3 \times 13,446 = 40,338 \text{ kN}$
- Plancher toiture $G_{\text{toiture}} \times S = 1,4 \times 19,181 = 26,853 \text{ kN}$
- Plancher étage courant $G_{\text{EC}} \times S = 5,28 \times 13,446 = 70,99 \text{ kN}$

➤ **Poutres :**

- principale $G_{\text{pp}} = (0,45 \times 0,3 \times 4\,075) \times 25 = \mathbf{13,753 \text{ KN}}$
- Secondaires $G_{\text{ps}} = (0,35 \times 0,25 \times 3,3) \times 25 = \mathbf{7,218 \text{ KN}}$

$$G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} = 13,753 + 7,218 = \mathbf{20,971 \text{ KN}}$$

➤ **Poteau:**

- Poids propre du poteau de sous sol

$$G_{\text{ss}} = b \times h \times H_{\text{ss}} \times \rho = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = \mathbf{4,781 \text{ kN}}$$

- Poids propre du poteau de RDC :

$$G_{\text{RDC}} = (0,25 \times 0,25) \times 3,00 \times 25 = \mathbf{4,687 \text{ KN}}$$

- Poids propre du poteau de l'étage courant :

$$G_{\text{EC}} = G_{\text{RDC}} = \mathbf{4,687 \text{ KN}}$$

- Poids propres du poteau de l'étage attique :

$$G_{\text{EA}} = (0,25 \times 0,25) \times 2,50 \times 25 = \mathbf{3,906 \text{ kN}}$$

C-surcharges d'exploitation :

- Sous sol $Q \times S = 15,35 \times 2,5 = \mathbf{38,375 \text{ KN}}$
- Plancher d'étage courant $Q \times S = 15,35 \times 1,5 = \mathbf{23,025 \text{ KN}}$
- Plancher RDC = $15,35 \times 5 = \mathbf{76,75 \text{ KN}}$
- Plancher 1^{er} étage = $15,35 \times 2,5 = \mathbf{38,375 \text{ KN}}$
- Plancher toiture = $\mathbf{19,181 \text{ KN}}$
- Plancher comble = $\mathbf{15,35 \text{ KN}}$

II.5.2 Descente de charge :

La descente de charges se fixe comme objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure, ainsi déterminer le niveau de sollicitation en chacun des niveaux d'un ouvrage et ce du dernier étage jusqu'à la base de la construction (fondations).

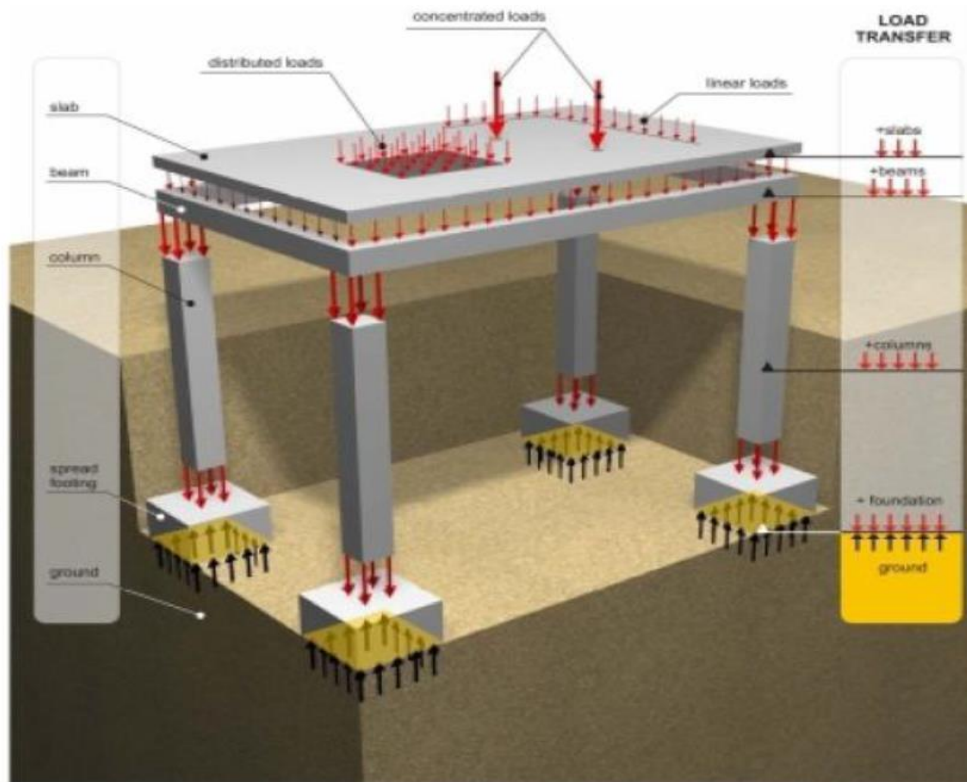


Figure II.5.2 : descente de charges dans une structure

Loi de dégression de charges : la dégression des charges d'exploitation concerne les bâtiments avec un nombre de niveau $n > 5$ où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes tels que les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement. Le **B.A.E.L** nous impose une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanée du chargement sur tous les planchers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_0 Q_0 \\ \sum_1 = Q_0 + Q_1 \\ \sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\ \vdots \\ \sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{array} \right.$$

○ **Coefficients de dégressions des surcharges :**

Niveau	09	08	07	06	05	04	03	02	01	R d C	SS
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,71	0,687	0,666	0,65

Tableau II.5.2.1: Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

○ Les charges cumulées :

Niveaux	
Toiture	Q_0
9^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$
8^{ème} étage	$(Q_0 + Q_1 + Q_2)$
7^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
6^{ème} étage	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
5^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
4^{ème} étage	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
3^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
2^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
1^{ère} Etage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
R D C	$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
Sous sol	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

Tableau II.5.2.2 : les charges cumulées

Application numérique :

Niveaux	Unité (KN)
TOITURE	19,181
Etage attique	$19,181 + 15,35 = 34,531$
8^{ème} étage	$19,181 + 15,35 + 23,025 = 57,556$
7^{ème} étage	$19,181 + 0,95(15,35 + 23,025 \times 2) = 77,511$
6^{ème} étage	$19,181 + 0,9(15,35 + 23,025 \times 3) = 95,163$
5^{ème} étage	$19,181 + 0,85(15,35 + 23,025 \times 4) = 110,513$
4^{ème} étage	$19,181 + 0,8(15,35 + 23,025 \times 5) = 123,561$
3^{ème} étage	$19,181 + 0,75(15,35 + 23,025 \times 6) = 134,306$
2^{ème} étage	$19,181 + 0,71(15,35 + 23,025 \times 7) = 144,513$
1^{ère} étage	$19,181 + 0,687(15,35 + (23,025 \times 8) + 38,375) = 182,635$
R D C	$19,181 + 0,666(15,35 + 23,025 \times 8 + 38,375 + 76,75) = 228,754$
Sous sol	$19,181 + 0,65(15,35 + 23,025 \times 8 + 38,375 \times 2 + 76,75) = 248,663$

Tableau II.5.2.3 : application numérique des charges cumulées

Récapitulatif de la décente de charges :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids Poutre	Poids poteau	G total	G cumulé	Q total	Q cumulé	N _s = G _c +Q _c	$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section Adoptée
Toiture	26,853	20,971	/	47,824	47,824	19,181	19,181	67,005	44,67	35 x35
09	40,338	20,971	3,906	65,215	113,039	15,35	34,531	147,57	98,38	35x35
08	70,99	20,971	4,687	96,648	209,687	23,025	57,556	267,243	178,162	35x35
07	70,99	20,971	4,687	96,648	306,335	23,025	77,511	386,916	256,944	35x35
06	70,99	20,971	4,687	96,648	402,983	23,025	95,163	506,589	337,726	40x40
05	70,99	20,971	4,687	96,648	499,631	23,025	110,513	626,262	417,508	40x40
04	70,99	20,971	4,687	96,648	596,279	23,025	123,561	745,935	497,29	40x40
03	70,99	20,971	4,687	96,648	692,927	23,025	134,306	865,508	577,005	40x40
02	70,99	20,971	4,687	96,648	789,575	23,025	144,513	985,281	656,854	45x45
01	70,99	20,971	4,687	96,648	886,223	38,375	182,635	1120,304	746,869	45x45
R D C	70,99	20,971	4,687	96,648	982,871	76,75	228,754	1293,702	862,468	45x45
S-Sol	70,99	20,971	4,781	96,742	1079,613	38,375	248,663	1428,819	952,546	45x45

Tableau II.5.2.4 : Récapitulatif de la décente de charges

II.5.3 Vérification des conditions du RPA [Article 7.4/ RPA 99 V 2003] :

- Min (b,h) ≥ 25 cm en zone IIa
- Min (b,h) ≥ h_e/20 avec h_e = hauteur libre du poteau.
- 1/4 < b/h < 4
- Pour les poteaux du sous-sol :

h= 3,06m

- 1- Min (45x45) ≥ 25 cmCondition vérifiée
- 2- Min (45x45) ≥ $\frac{306}{20} = 15,3$ Condition vérifiée
- 3- 1/4 < (45/45) < 4 → 0,25 < 1 < 4 Condition vérifiée
- Pour les poteaux RDC ,1^{er} étage et 2^{ème} étage

h= 3,00m

- 1- Min (45x45) ≥ 25 cmCondition vérifiée
- 2- Min (45x45) ≥ $\frac{300}{20} = 15$ Condition vérifiée

3- $\frac{1}{4} < (45/45) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$ *Condition vérifiée*

- Pour les poteaux 3^{eme} – 6^{eme} étage

h= 3,00m

1- $\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm}$ *Condition vérifiée*

2- $\text{Min}(40 \times 40) \geq \frac{300}{20} = 15$ *Condition vérifiée*

3- $\frac{1}{4} < (40/40) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$ *Condition vérifiée*

- Pour les poteaux 7^{eme} - 8^{eme} étage

h= 3,00m

1- $\text{Min}(33 \times 35) \geq 25 \text{ cm}$ *Condition vérifiée*

2- $\text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{300}{20} = 15$ *Condition vérifiée*

3- $\frac{1}{4} < (35/35) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$ *Condition vérifiée*

- Pour les poteaux étage attique

h= 2,50m

1- $\text{Min}(35 \times 35) \geq 25 \text{ cm}$ *Condition vérifiée*

2- $\text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{250}{20} = 12,5$ *Condition vérifiée*

3- $\frac{1}{4} < (35/35) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$ *Condition vérifiée*

- Pour les poteaux toiture

h= 2,55m

1- $\text{Min}(35 \times 35) \geq 25 \text{ cm}$ *Condition vérifiée*

2- $\text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{255}{20} = 12,75$ *Condition vérifiée*

3- $\frac{1}{4} < (35/35) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$ *Condition vérifiée*

Conclusion :

Le coffrage des poteaux conforme aux exigences du RPA

II-5-4 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

$\lambda \rightarrow$ Elancement du poteau,

$l_f \rightarrow$ Longueur du flambement ($l_f = 0.7 l_o$)

$i \rightarrow$ Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

$I \rightarrow$ Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$)

$B \rightarrow$ section transversal du poteau ($B = bxh$)

$l_o \rightarrow$ Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs,

$$\text{On a: } \lambda = \frac{0.7 l_o}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 l_o}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 l_o}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7 \sqrt{12} \frac{l_o}{h}$$

Les résultants obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Etages	S-sol	RDC - 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} - 6 ^{ème}	7 ^{ème} - 8 ^{ème}	Etage attique	Toiture	Observation
L₀	3,06	3,00	3,00	3,00	2,50	2,55	CV
h	0,45	0,45	0,40	0,35	0,35	0,35	CV
λ	16,66	16,33	18,375	21	17,5	17,85	CV

Tableau II.5.4 : Résistance des poteaux au flambement

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 50, donc pas de risque de flambement.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Les planchers

Les plancher de type corps creux sont situés au niveau de tous les étages, en rappel se compose d'un ensemble d'hourdis et des poutrelles de 16cm rendues solidaires au moyen d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.1.1 Calcul des poutrelles

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considéré comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion simple, supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}_1$

Poids propre de corps creux : $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/m}_1$

D'où la charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/m}_1$

La surcharge due a la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}_1$

Calcul à l'E.L.U :

- Combinaison de charges

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (0,65) = 1,974 \text{ KN/m}_1$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,974 \times 4^2}{8} = 3,948 \text{ KN/m}_1$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,974 \times 4}{2} = 3,948 \text{ KN}$$

Ferrailage :

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile est donc : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,948 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14,2} = 5,79 > \mu = 0,392 \rightarrow \text{section est doublement armée.}$$

Comme la section de la poutrelle est faible (12x4) donc on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (tendus et comprimés), pour cela on prévoie alors des étais intermédiaire pour aider la section à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures comprimés ne soit pas nécessaires.

- Moment correspond a une section simplement armée

$$M_1 = \mu b_0 d f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,02)^2 = 0,27 \text{ KN} \cdot \text{m}_1$$

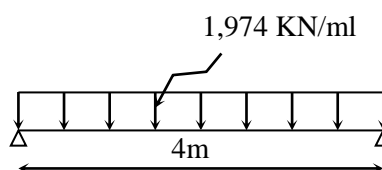
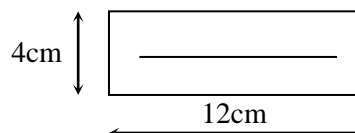


Figure III-1-1 : poutrelle



$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_1}{q_u}} = 1,04\text{m}$$

On prend **L = 1m** entre étais

- Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Charges et surcharges

- **Poids propre de plancher** : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/m}_1$

Surcharges d'exploitation :

- **Plancher (sous sol) et (1^{ère} étage)** : $Q = 0,65 \times 2,5 = 1,625 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher RDC** : $Q = 0,65 \times 5 = 3,25 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher étage courant** : $Q = 0,65 \times 1,5 = 0,975 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher étage attique** : $Q = 0,65 \text{ KN/m}_1$

Combinaisons d'actions

- **Plancher (sous sol) et (1^{ère} étage)** : $q_u = 1,35(3,43) + 1,5(1,625) = 7,068 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher RDC** : $q_u = 1,35(3,43) + 1,5(3,25) = 9,50 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher étage courant** : $q_u = 1,35(3,43) + 1,5(0,975) = 6,09 \text{ KN/m}_1$
- **Plancher étage attique** : $q_u = 1,35(3,43) + 1,5(0,65) = 5,605 \text{ KN/m}_1$

III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

Notre dalle de compression à une épaisseur de 4 cm et hourdis de 16 cm elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles,

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

On adopte pour une section de **5HA5** = 0,98 cm²

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

On opte pour une section de **5HA5** = 0,98 cm²

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

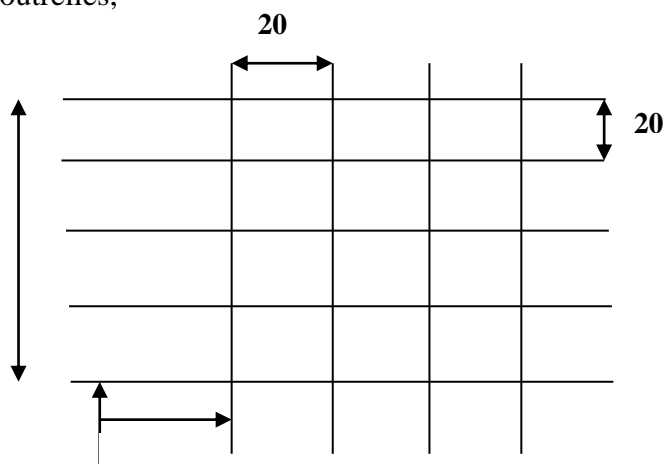


Figure III-1-2 : ferrailage de la dalle de

Détermination de la largeur de la table de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$: Largeur de la nervure.
 $h_0 = 4 \text{ cm}$: L'épaisseur de la dalle de compression
 Plancher (16+4) [cm]
 $h = (16+4)$: hauteur de la poutrelle

$L = 375 \text{ cm}$: largeur entre nu d appuis

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right) = \left(\frac{375}{10}, \frac{53}{2}, 32 \right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planche

à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- Les charges d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/ml.

$$2 \times G = 2 \times 3,43 = 6,86 [\text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \max \left\{ \frac{6,86}{5} [\text{KN/ml}] \right\} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est la même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée

- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,75}{2,79} = 1,34 > 1,25 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,79}{3,61} = 0,77 < 0,8 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow Condition non vérifiée

Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour cela on doit appliquer la méthode des trois moments.

III.1.3.a Exposition de la méthode des trois moments

L'expression de la méthode est donnée par les équations suivantes :

- Pour l'appui :

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

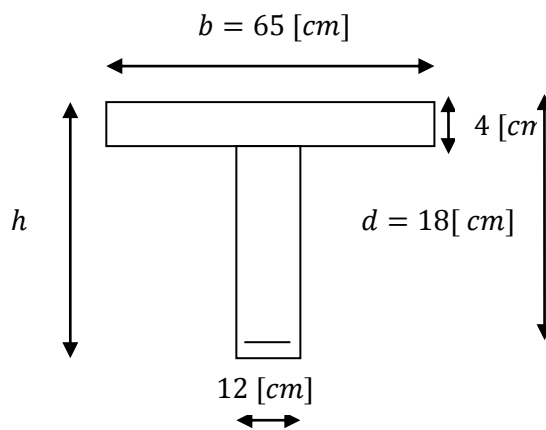


Figure III-1-3-1 : Table de compression.

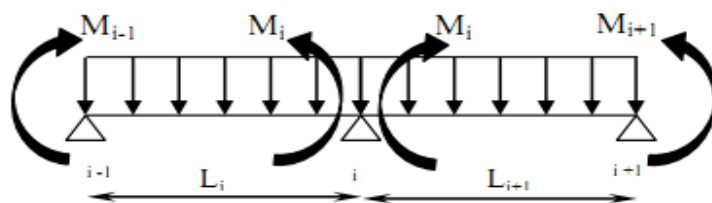


Figure III.1.3.2 : méthode des trois moments

- Pour la travée

$$M_{(x)} = q_u \frac{x}{l} (1 - x) + M_i (1 - \frac{x}{l}) + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

$M_{(x)}$: moment de même travée considérée isostatique

III.1.3.b Calcul à l'E.L.U

Combinaison de charge

Plancher étage commerce :

$$G = 3,43 \text{ KN/m}_1$$

$$Q = 3,25 \text{ KN/m}_1$$

$$q_i = q_{i+1} = 1,35 G + 1,5Q = 9,51 \text{ KN/m}_1$$

Calcul des moments fléchissant

La méthode de trois moments nous donne les résultats suivants :

$$7,5M_1 + 3,75M_2 = -125,37 \dots\dots\dots (1)$$

$$3,75M_1 + 13,08M_2 + 2,79 M_3 = -177 \dots\dots\dots (2)$$

$$2,79 M_2 + 12,8 M_3 + 3,61 M_4 = -163,48 \dots\dots\dots (3)$$

$$3,61 M_3 + 13,42 M_4 + 3,10 M_5 = -182,68 \dots\dots\dots (4)$$

$$3,10 M_4 + 14,2 M_5 + 4 M_6 = -223 \dots\dots\dots (5)$$

$$4 M_5 + 16 M_6 = -152,16 \dots\dots\dots (6)$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 7,5 & 3,75 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3,75 & 13,08 & 2,79 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2,71 & 12,8 & 3,61 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,21 & 13,42 & 3,10 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,20 & 14,2 & 4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 16 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -125,37 \\ -177,00 \\ -163,42 \\ -182,68 \\ -223,00 \\ -152,16 \end{Bmatrix}$$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -12,68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8,06 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -8,61 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8,53 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -12,01 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -6,507 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M_{(x)} = q_u \frac{x}{l} (1-x) + M_i (1 - \frac{x}{l}) + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

Avec : **X** : position du point dont le moment est maximal, et elle est donnée par cette relation,

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

Travée (1-2) : $x_1 = 2 \text{ m}$; $M_{\max} = 6,43 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) : $x_2 = 1,37 \text{ m}$; $M_{\max} = 0,92 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) : $x_3 = 1,8 \text{ m}$; $M_{\max} = 6,92 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) : $x_4 = 1,43 \text{ m}$; $M_{\max} = 1,22 \text{ KN.m}$

Travée (5-6) : $x_5 = 2,14 \text{ m}$; $M_{\max} = 9,86 \text{ KN.m}$

Pour prendre en considération les semi-encastres des poutrelles dans les poutres principales et la faible résistance du béton à la traction qui peut provoquer des fissurations, nous procédons aux corrections suivantes :

- Les moments en appuis sont diminués de 1/3
- les moments en travées sont augmentés de 1/3

On obtient des résultats suivants :

Travées	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)
1-2	-8,45	-5,37	8,57
2-3	-5,37	-5,74	1,23
3-4	-5,74	-5,77	9,23
4-5	-5,77	-8,00	1,63
5-6	-8,00	-4,338	13,15

Tableau III.1.1 : récapitulatif des moments obtenus à l'E.L.U

Calcul des efforts tranchants :

Travée (1-2) : $T_1 = 18,65 \text{ KN}$; $T_2 = -17,00 \text{ KN}$

Travée (2-3) : $T_2 = 13,13 \text{ KN}$; $T_3 = -13,4 \text{ KN}$

Travée (3-4) : $T_3 = 17,16 \text{ KN}$; $T_4 = -17,17 \text{ KN}$

Travée (4-5) : $T_4 = 14,02 \text{ KN}$; $T_5 = -15,45 \text{ KN}$

Travée (5-6) : $T_5 = 19,93 \text{ KN}$; $T_6 = -18,10 \text{ KN}$

Diagramme des moments :

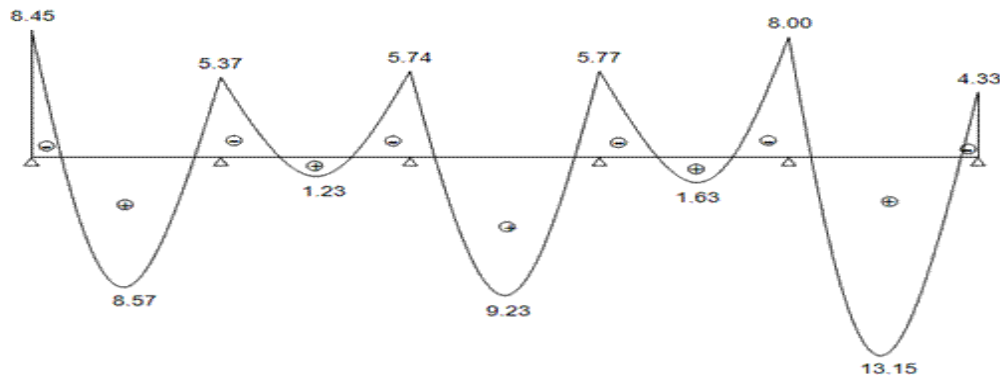
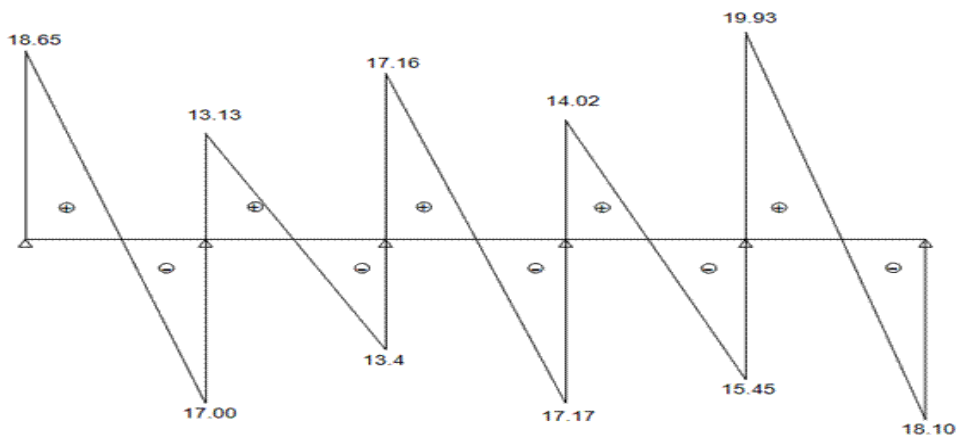


Diagramme des efforts tranchants :



III.1.4 Calcul des armatures :

$M_{t\max} = 13,15 \text{ KN.m}$: moment maximal en travée

$M_{a\max} = -8,45 \text{ KN.m}$: moment maximal au appui

III.1.4.1 Armatures longitudinales

En travée : le calcul en travée s'effectue pour une section en T

Soit : $b = 65\text{cm}$ $b_0 = 12\text{cm}$ $h = 4\text{cm}$ $d = 18\text{cm}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = \mathbf{59,07 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\max}^t = 13,15 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m}$$

⇒ **L'axe neutre est dans la table de compression ce qui revient à dire que le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$)**

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{13,15 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,044 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

$$\mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,15 \times 10^5}{0,978 \times 18 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_{st} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,45 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,45 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

III.1.4.2 Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art .7.2.21 BAEL91) :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_t^{Max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset_t^{Max} : Diamètres maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre \emptyset_g , avec $A_t = 2HA8 = 1,0 \text{ cm}^2$

Espacement entre armature (cadre)

$$S_t \leq \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0,9 \times 18; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

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

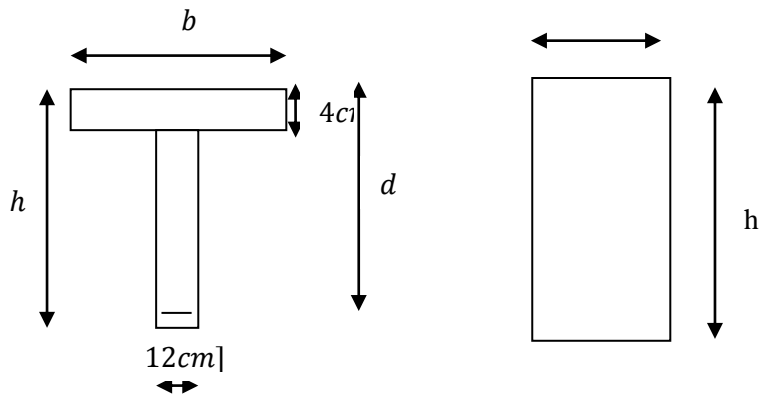
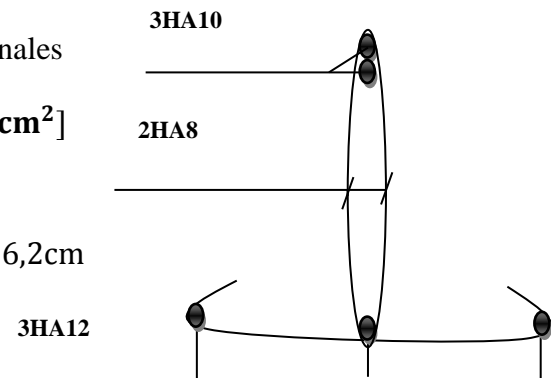


Fig.III.1.4: Schéma statique



III.1.5 Vérification à l'E.L.U

A. condition de non fragilité (BAEL 91, A.4.2.1)

Fig III.1.4.2 : ferrailage de la poutrelle

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$

⇒Condition vérifiée

B. vérification de l'effort tranchant

La fissuration est considérée peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_{su} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,333 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{19,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,92 \text{ [MPa]}$$

$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,333 \text{ MPa}$

⇒Condition vérifiée

C. influence de l'effort tranchant sur le béton

Sur le béton

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

$T_{\max} = 15,49 \text{ [KN]} \leq 129,6 \text{ [KN]}$

⇒Condition vérifiée

Sur l'acier

$$A_a \geq \frac{T_{\max}}{\sigma_s}$$

$$A_a \geq \frac{19,93 \times 10^3}{348} = 57,27 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_a = 2,35\text{cm}^2 \geq 0,57\text{cm}^2$$

⇒Condition vérifiée

D. influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis

- appui de rive

$$\frac{2V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 \times 19,93 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 2,05 \text{ MPa}$$

→ $2,05 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa}$

⇒Condition vérifiée

- Appui d'intermédiaire :

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'E.L.U est $M_u < 0,9 d V_u$
 On doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à :

$$M_u < 0,9 d V_u = 0,9 \times 0,18 \times 19,93 = 3,22 \text{ KN .m}$$

$$M_u = 8,45 \text{ KN .m} > 3,22 \text{ KN .m}$$

→ Les armatures calculées sont insuffisantes.

- **section minimale d'armatures inférieure sur appui :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \times 19,93 = 0,057 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,057 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **contrainte minimale de compression sur appui**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times b_0} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mb} = \frac{19,93 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,025 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{mb} = 1,025 \text{ MPa} \leq 21,67 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E. vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 11,30 \times 10} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\sum U_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 9,42} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F. longueur de scellement droit

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \Psi_s: 1,5$$

$$\bar{\tau}_s = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 L_s = 17 \text{ cm}$$

G. vérification du la contrainte de cisaillement

- Au niveau de la jonction table nervure

$$\tau = \frac{V_u (b-b_0)}{1,8 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{19,93(0,65-0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} \times 10^{-3} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Au niveau des appuis

$$\tau = \frac{2V_u}{0,9 d b_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{2 \times 19,93}{0,9 \times 0,12 \times 0,18} \times 10^{-3} = 2,05 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6 Calcul à l'E.L.S :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats obtenus à l'E.L.U par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,68}{9,51} = 0,70$$

- Moments :

Travée	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)
1-2	-5,915	-3,759	5,999
2-3	-3,759	-4,018	0,861
3-4	-4,018	-4,039	6,461
4-5	-4,039	-5,600	1,141
5-6	-5,600	-3,040	9,198

Tableau III.1.2 : Récapitulatif des moments obtenus à l'E.L.S

- Efforts tranchants :

- Travée (1-2) : T1= 13,055 KN ; T2= -11,9 KN
- Travée (2-3) : T2= 9,191 KN ; T3= -9,38 KN
- Travée (3-4) : T3=12,012 KN ; T4= -12,02 KN
- Travée (4-5) : T4= 9,814 KN ; T5= -10,815 KN
- Travée (5-6) : T5= 13,951 KN ; T6= -12,67 KN

a) vérification de la contrainte de compression dans le béton :

- En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b^0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \rightarrow K_1 = 15,67 \rightarrow \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma_s = \frac{9,198 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 3,39 \times 10^2} = 180,09 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,09}{15,67} = 11,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_c^{28} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes à l'E.L.S.

- Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b^0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \rightarrow K_1 = 19,84 \rightarrow \beta_1 = 0,8565$$

$$\sigma_s = \frac{5,915 \times 10^6}{0,8565 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 163,26 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{163,26}{19,84} = 8,23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_c^{28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes à l'E.L.S.

b) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, de ce fait aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = 0,0533 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On procédera au calcul de la flèche comme suit :

$$f = \frac{5 q L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

\bar{f} → flèche admissible,

E_v → module d'élasticité différé,

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c^{28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I = 57523,48 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 6,68 \times (3750)^4}{384 \times 10818,86 \times 57523,48 \times 10^4} = 2,76 < 7,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes à l'E.L.S.

Plan de ferrailage du plancher :

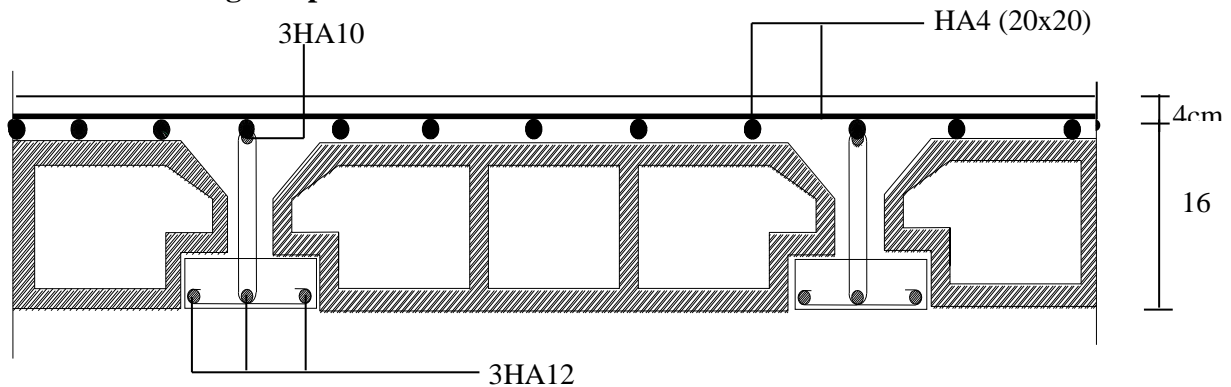


Figure. III.1.5 : Plan de ferrailage du plancher

III.2. Etude de la couverture en tuile

La toiture est composée de plusieurs éléments jouant des rôles précis. On peut les regrouper en deux catégories fonctionnelles :

D'une part, la charpente et le pontage qui en composent la structure. D'autre part, la couverture qui protège les espaces intérieurs contre les intempéries et l'isolation thermique qui diminue les pertes d'énergies calorifiques. Ce bâtiment comporte une charpente à deux versants différents de pente $\alpha = 23,96^\circ$ et $\beta = 39,59^\circ$ supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

III.2.1. Détermination des Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids de la tuile : 0,4 KN/m²
- Poids des pannes : 0,1 KN/m²
- Murs pignons : 0,9 KN/m²

$$\rightarrow G_t = 1,4 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitations :

- Poids de la neige : 1 KN/ m^2

III.2.2. Combinaisons des charges

E.L.U. : $P_U = 1,35 G + 1,5 Q$

E.L.S. : $P_s = G + Q$

Dans un (1m^2) de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons leurs sections sont :

- **Panne** : $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$
- **Chevrons** : $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$

Calcul des poids

Poids de la panne : $P_p = (0,105 \times 0,225) \times \rho_b = \mathbf{0,14 \text{ KN/m}_1}$ avec : $\rho_b = \text{KN/ m}^3$ (D.T.R)

Poids de chevrons : $P_c = (0,005 \times 0,075) \times 6 = \mathbf{0,024 \text{ KN/m}_1}$

Poids des liteaux : $P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = \mathbf{0,0072 \text{ KN/m}_1}$

III.2.3. Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'E.L.U

- efforts revenant à la panne

L'espaceur des pannes est prêt égale a 1 m

$$G_p = 0,14 + (2 \times 0,024) + 0,4 \times 1 = \mathbf{0,588 \text{ KN/m}_1}$$

$$q_p = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{2,29 \text{ KN/m}_1}$$

- efforts revenant aux chevrons

L'espaceur des chevrons $e = 0,5 \text{ m}$

Portée des chevrons $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_c = 0,024 + (0,4 \times 0,5) \times 1 = 0,224 \text{ KN/m}_1$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,05 \text{ KN/m}_1$$

- efforts revenant aux liteaux

L'espaceur des liteaux $e = 0,32 \text{ m}$

Portée des liteaux $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_l = 0,0072 + (0,4 \times 0,32) \times 1 = 0,135 \text{ KN/m}_1$$

$$q_l = 1,35G + 1,5Q = 0,66 \text{ KN/m}_1$$

- Dimensionnement des pannes pour le premier versant de la couverture

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p nous utilisons le bois du sapin de **catégorie I**, et

d'après les règles **CB71 [5]**, la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est : $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$

- Vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{I_{xx}/v} + \frac{M_{ty}}{I_{yy}/v} \leq \bar{\sigma}_f$$

Module de résistance

$$I_{xx} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times (22,5)^2}{6} = 885,9375 \text{ cm}^3$$

$$I_{yy} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5 \times (10,5)^2}{6} = 413,437 \text{ cm}^3$$

- Moments de flexion

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 0,929 \text{ KN/ml} \quad \text{avec : } \alpha = 23,96^\circ$$

$$q_{py} = q_p \cos \alpha = 2,092 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0,929 \frac{(3,2)^2}{8} = 1,189 \text{ KN.ml}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 2,092 \frac{(3,2)^2}{8} = 2,677 \text{ KN. ml}$$

$$\sigma_f = 78,17 \text{ da/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ da/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est (22,5 × 10,5 cm)

- Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante

$$\bar{f} = \frac{l_p}{300} = \frac{320}{300} = 1,07 \text{ cm} \quad l_p : \text{ portée de la panne}$$

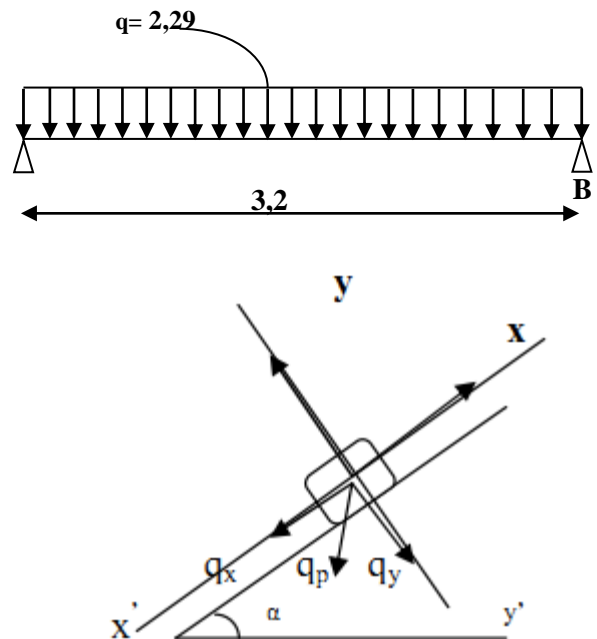
La valeur réelle de la flèche est donnée : [Art: 4.011/CB71]

$$f = \frac{5 \sigma_f l^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 131\,080,128 \text{ dan/cm}^2$$



$$f = \frac{5 \times 78,17(320)^2}{48 \times 131080,128 \times 11,5} = 0,55 \text{ cm}$$

$$f = 0,55 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dimensionnement des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis la section du chevron est :

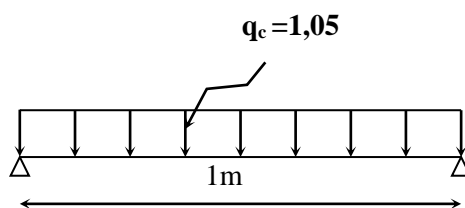
- (55x75) mm²
- Vérification des contraintes

On vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_F V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

- Moment en travée : 0,6 M₀
- Moment aux appuis : 0,8 M₀



Avec : $M_0 = \frac{q_c l^2}{8} = \frac{1,05 \times 1^2}{8} = 0,131 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_t = 0,6 \times 0,131 = 0,079 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0,8 \times 0,131 = 0,105 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de module de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 (7,5)^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

Aux appuis : $\sigma_f = \frac{0,105 \times 10^4}{51,56} = 20,36 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

En travée : $\sigma_f = \frac{0,079 \times 10^4}{51,56} = 15,32 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

- **Vérification de la flèche :**

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée : $f = \frac{5 \sigma_f l^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$

$$f_t = \frac{5 \times 15,32(100)^2}{48 \times 131080,128 \times 3,75} = 0,032 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_a = \frac{5 \times 20,35(100)^2}{48 \times 131080,128 \times 3,75} = 0,043 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow La section choisit est admise (55, 75) cm²

Dimensionnement des liteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une section de (30 x 40) mm²

- Vérification de la contrainte admissible

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{I_{xx}/v} + \frac{M_{ty}}{I_{yy}/v} \leq \bar{\sigma}_f$$

Module de résistance

$$W_{xx} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (4)^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_{yy} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

- Moments de flexion

$$q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0,268 \text{ KN/m}_l \quad \text{avec : } \alpha = 23,96^\circ$$

$$q_{ly} = q_l \cos a = 0,603 \text{ KN/m}_l$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0,268 \frac{(0,5)^2}{8} = 0,0084 \text{ KN. m}_l$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 0,603 \frac{(0,5)^2}{8} = 0,0188 \text{ KN. m}_l$$

$$\sigma_f = 41,9 \text{ da/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ da/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est (30 x 40) cm²

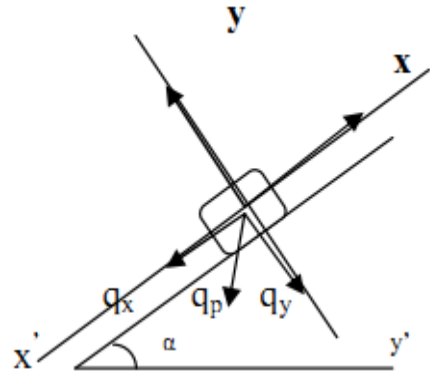
- Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante

$$\bar{f} = \frac{l_l}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée : $f = \frac{5 \sigma_f l^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$

$$f = \frac{5 \times 41,9(50)^2}{48 \times 131080,128 \times 2} = 0,042 \text{ cm}$$



$$f = 0,042 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dimensionnement des pannes pour le deuxième versant de la couverture**

Dimensionnement des pannes :

Moments de flexion :

$$q_{px} = q_p \sin \beta = 2,29 \sin 39,59^\circ = 1,459 \text{ KN/ml}$$

$$q_{py} = q_p \cos \beta = 2,29 \cos 39,59^\circ = 1,745 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{px} l^2/2 = 1,459 \times (2,66)^2/8 = 1,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{py} l^2/8 = 1,745 \times (2,66)^2/8 = 1,543 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$\sigma = \frac{1,29 \times 10^4}{885,937} + \frac{1,543 \times 10^4}{413,437} = 51,88 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 51,88 < 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est (22,5 × 10,5 cm).

Vérification de la flèche: (Art 4.962/ CB71):

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q.

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{Lp}{300} = \frac{320}{300} = 1,06$$

$$f = \frac{5\sigma L^2}{48 E_f h/2}$$

E_f : module de déformation du béton

$$E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}} = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 51,88 \times (320)^2}{48 \times 131080,13 \times 11,25} = 0,375 < 1,06 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dimensionnement de chevrons :

Les étapes de calcul se fait de la même manière que le premier versant.

Le calcul se fera en flexion simple, le chevron étant considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis la section du chevron est : (55×75) mm².

Dimensionnement Des Liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on à choisi une section de (30 x 40) mm².

Vérification de la contrainte admissible:

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{I_{xx}/V} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}/V} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calcul des modules de résistances :

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3(4)^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Calcul des moments de flexion :

$$q_{lx} = q_l \sin \beta = 0,662 \times \sin 39,59^\circ = 0,422 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ly} = q_l \cos \beta = 0,662 \times \cos 39,59^\circ = 0,510 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = 0,422 \times (0,5)^2/8 = 0,013 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 0,510 \times (0,5)^2/8 = 0,016 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{0,013 \times 10^4}{8} + \frac{0,016 \times 10^4}{6} = 42,92 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est (30 × 40 cm)

Vérification a la flèche (Art4. 962/CB71) :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 42,92 \times (50)^2}{48 \times 131080,13 \times 2} = 0,0426 < 0,25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résumé :

Pannes = (10,5 x 22,5) cm² avec L_p = 1,00 m

Chevrons = (5,5 x 7,5) cm² avec L_c = 0,5 m

Liteaux = (3 x 4) cm² avec L_l = 0,32 m

III.3.Calcul des escaliers

III.3.1.Définition :

Un escalier est un organe de construction qui permet la circulation verticale d'un niveau inférieur à un niveau supérieur ou vice-versa. Il se présente comme une succession de plans horizontaux et verticaux.

Marche : Surface horizontale sur laquelle repose le pied. Elle peut être droite dans la volée droite, rayonnante dans la partie tournante et biaisée ou balancée dans un escalier balancé. Les marches d'une même volée ont toujours la même dénivellation.

Le nombre de marche est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contremarche : C'est la partie verticale limitant le fond de marche devant la marche supérieure.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

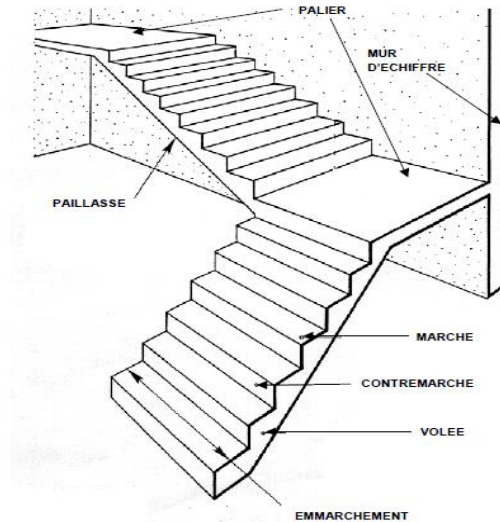


Figure III-3-1 : schéma statique d'un escalier

Nez de marche : C'est la partie en saillie sur la contremarche, il est souvent mouluré en astragale.

Hauteur de marche : C'est la distance verticale entre 2 marches successives. La hauteur de marche dans un escalier courant doit être comprise entre 17 et 20 cm.

Ligne de foulée : Ligne figurant la trajectoire moyenne des pas d'une personne sur un escalier.

Si l'emmarchement de l'escalier est $>$ à 1 m, la ligne de foulée se place à $d = 0,50$ m

Si l'emmarchement de l'escalier est $<$ à 1 m, la ligne de foulée se place au milieu de l'emmarchement.

Le giron g : largeur qui correspond à la longueur du pas, elle se mesure entre deux arrêtes ou nez de marches successifs.

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

Volée :

Portion d'escalier compris entre deux paliers successifs. C'est l'ensemble constitué par les marches, les contremarches et la paillasse.

Palier : Plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée.

Paillasse : Dalle inclinée supportant les marches et les contremarches.

Emmarchement : La largeur du passage mesurée entre les extrémités latérales de la surface horizontale des marches.

III.3.2. Pré-dimensionnement :

Marches et contre marches :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité. Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes :

$$15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

Escalier étage courant :

Formule de BLONDEL: $59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend : $h = 17\text{ cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL:

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

Nous avons :

$$g = 30\text{ cm}.$$

$$h = 17\text{ cm}.$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches.

$$H_{\text{TOT}} = 3,00\text{ m} \quad h = 17\text{ cm}$$

Donc : $n = 18$ contre marches $m = n-1 = 17$ marches

Les deux volées sont identiques alors les marches seront réparties de la manière suivante :
 Pour chaque volée on aura : $n= 9$ contre marches et $m= 8$ marches.

Schéma statique :

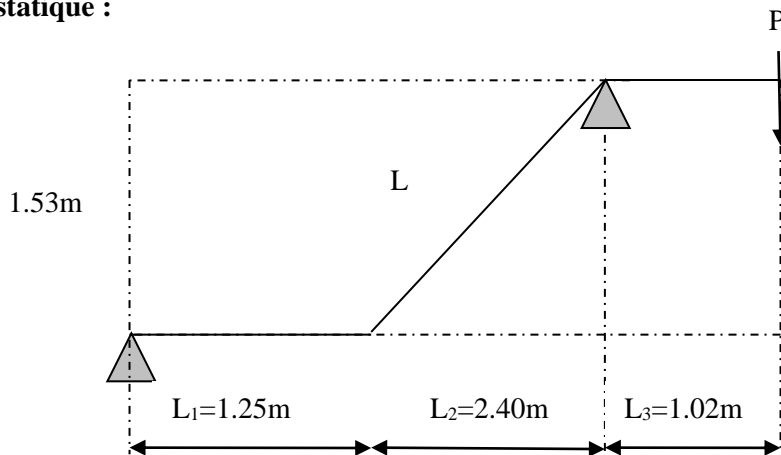


Figure III-3-2 : Schéma statique d'escalier étage courant

Epaisseur de la paillasse et du palier :

Prenant compte des recommandations BAEL 91 la paillasse prendre une épaisseur comprise dans l'intervalle :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

L : longueur totale entre nus d'appuis

$$L' = L_1 + \frac{L}{\cos\alpha}$$

$$g = \frac{L_1}{m} \quad \text{D'où :} \quad L_1 = g \times m \quad L_1 = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \quad \text{donc : } \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = 125 + \frac{240}{\cos 29,54^\circ} = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{30} \leq ep \leq \frac{400}{20} \quad \text{On aura:} \quad 13,33 \leq ep \leq 20$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep = 18cm**.

III.3.3.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

a. Détermination des charges et des surcharges :

Charge permanente :

Le palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	lit de sable	18	0,03	0,54
04	Palier	25	0,18	4,5
05	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Total				6,08

Tableau III.3.3.1 : Charge permanente du palier

La volée :

	Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	lit de sable	18	0,03	0,54
04	Marches	25	0,17/2	2,125
05	Paillasse	25	0,18/Cos32,52°	5,34
06	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
07	Gard corps	/	/	0,2
Total				9,245

Tableau III.3.3.2 : Charge permanente du palier

Poids du mur :

$$G_M = 2,81 \times (3 - 0,18) \times 1\text{m} = \mathbf{7,92 \text{ KN}}$$

Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

a. Combinaisons de charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{Le palier : } q_{u1} = (1.35 \times 6,08 + 1.5 \times 2,5) = 11,96 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ \text{La volée : } q_{u2} = (1.35 \times 9,245 + 1.5 \times 2,5) = 16,23 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ P_u = 1,35 \times 7,92 = 10,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Le palier : } q_{s1} = (6,08 + 2,5) = 8,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ \text{La volée : } q_{s2} = (9,04 + 2,5) = 11,745 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ P_s = 7,92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.4. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

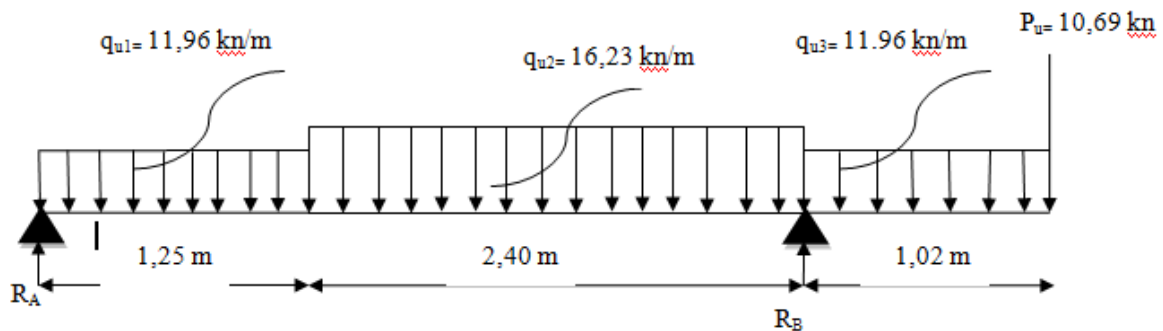


Figure III -03 : diagramme de chargement

Réaction d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11,96 \times 1,25 + 16,23 \times 2,4 + 11,96 \times 1,02 + 10,69$$

$$R_A + R_B = \mathbf{79,79 \text{ KN/ml.}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B \times 3,65 = 5,98 \times (1,25)^2 + 16,23 \times 2,4 (1,25 + 1,2) + 11,96 \times 1,02 (0,51 + 2,4 + 1,25)$$

$$R_B = 42,60 \text{ KN}$$

$$R_A = 34,19 \text{ KN}$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

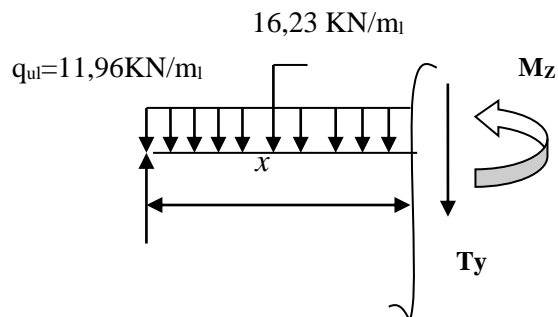
$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = 34,19 - 11,96x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1,25 \text{ m} \rightarrow T(1,25) = 19,24 \text{ KN} \\ x=0 \rightarrow T(0) = 34,19 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = R_A x - q_{u1}x^2/2 = 34,19x - 5,98x^2 \\ M(x=0) = 0 \\ M(x=1,25) = 33,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - q_{u1}(1,25) - q_{u2}(x-1,25)$$



2^{ème} tronçon : $1,25 \leq x \leq 3,65$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1,25) = 19,23 \text{ KN} \\ T(x=2,97) = -19,72 \text{ KN} \\ M(x) = 19,24x + 9,34 - 8,115(x - 1,25) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1,25) = 33,39 \text{ KN.m} \\ M(x=3,65) = 32,82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,02$

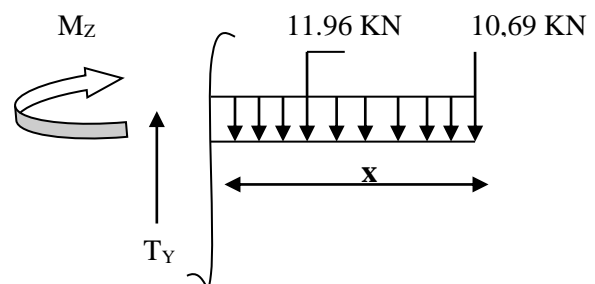
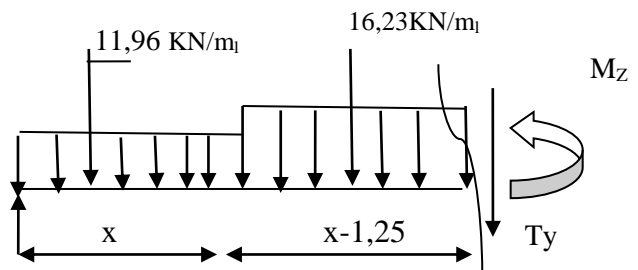
$$T(x) = q_{u3}x + P$$

$$T(x) = 11,96x + 10,69$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1,02) \Rightarrow T_y = 22,89 \text{ KN} \\ T(x=0) \Rightarrow T_y = 10,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = -q_{u3} \frac{x^2}{2} - Px = -5,98x^2 - 10,69x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,02 \text{ m} \rightarrow M(x=1,02) = -17,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Calcul du moment max :

Pour le 2^{ème} tronçon :

$$\text{On a pour : } x = 2,43\text{m} : T_y = 0 \text{ KN.}$$

$$M^{\text{max}}(2,43) = 44,79 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.03 respectivement.

En travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 \times 44,79 = 38,07 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_{\text{appui}} = -0,3 \times 44,79 = -13,44 \text{ KN.m}$

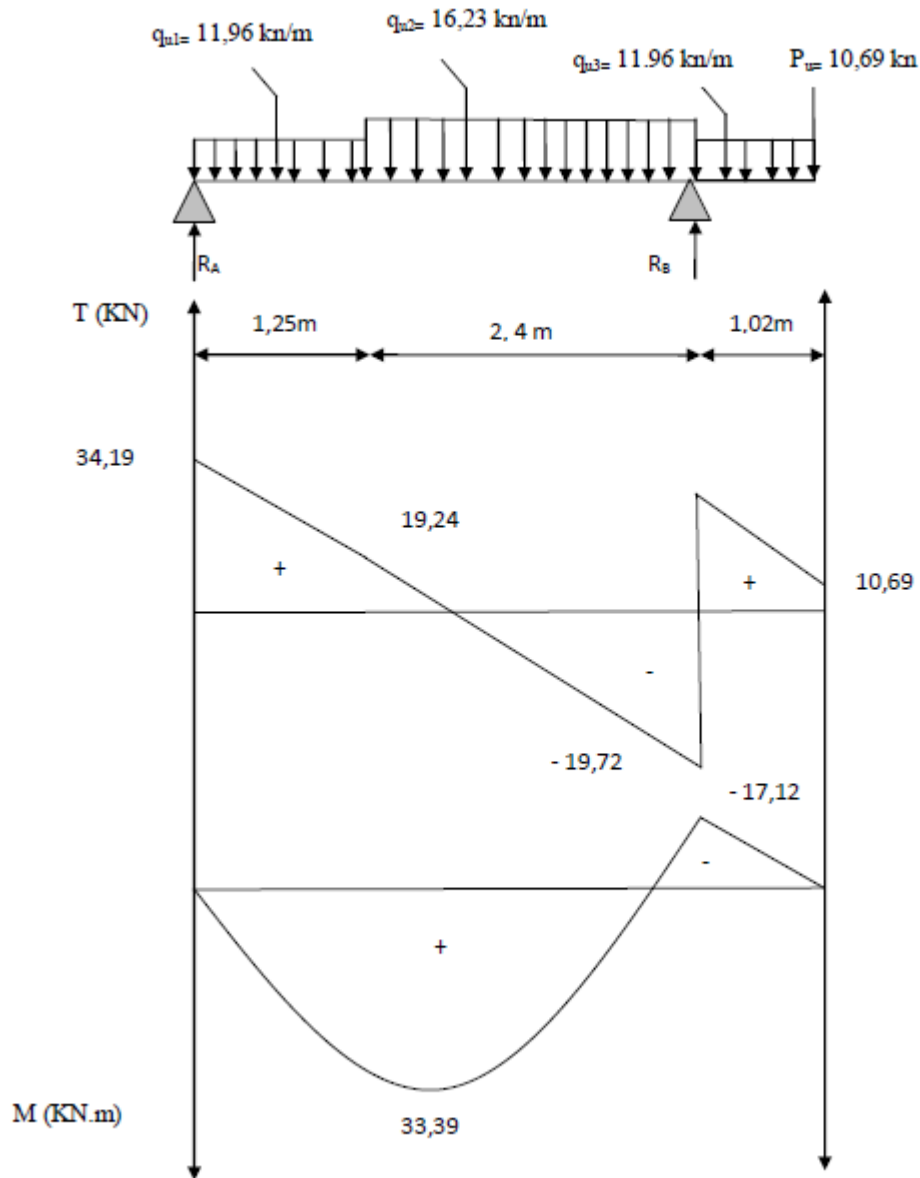


Figure III-1 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

III.3.5. Calcul du ferrillage

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent :

a) aux appuis

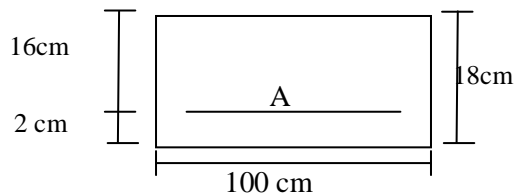
$$M_u = -13,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,44 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.982$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13,44 \times 10^3}{0.982 \times 16 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,46 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.



• **Armatures de répartition**

$$A_r = A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de S_t = 25 cm.

b) En travée

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38,07 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.104 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{38,07.10^3}{0.945 \times 16 \times 348} = 7,23 \text{ cm}^2$$

Soit : A_t = 8 HA 12 = 9,05 cm² avec un espacement S_t = 15 cm.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit 4AH10 = 3,14 cm². Avec un espacement de S_t = 25 cm.

III.3.6.Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité [Art A. 4.2.2/BAEL.91]

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\begin{aligned} A_a = 3,14 \text{ cm}^2 &> A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 && \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_t = 9,05 \text{ cm}^2 &> A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 && \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

b) Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$$S_{t\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq \min \{3 \times 18, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 15\text{cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition**

$$S_{t\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\leq \min \{4 \times 18, 45\text{cm}\}$$

$$\begin{aligned} \text{Sur appuis} : S_t &= 25\text{cm} < 45\text{cm} && \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{En travée} : S_t &= 20\text{cm} < 45\text{cm} && \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 34,19 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n.\pi.\varnothing = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26,37 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 16 cm

$$\tau_{se} = \frac{34.19}{0.9 \times 16 \times 26.37} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.91 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s** .

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

f) Vérification de l'effort tranchant (Art : 5.1.1/BAEL.91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34,19 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

g) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL 91 Art.5.1, 313)

➤ **Influence sur le béton**

On doit vérifier la condition suivante :

$$T_u = 34,15 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 f_{c28} 0,9db}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 16}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_u = 34,19 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_{st}} = \frac{34,19 - \frac{13,44}{0,9 \times 0,16}}{348} = -0,169 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) justification des sections d'appuis :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_{s_u}} = \frac{34,19 \times 10^{-3}}{348 \times 10^{-4}} = 0,98 \text{ cm}^2, \quad A_s = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = 24,85 \text{ KN}$$

$$R_B = 30,73 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25$.

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 24,85 \text{ KN} \\ T(x=1,25) = T_y = 14,125 \text{ KN} \\ M(x) = 24,85 x - 4,29 x^2. \end{cases}$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,25 \text{ m}, & M(x=1,25) = 24,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1,25 \leq x \leq 3,65$

$$T(x) = R_A - q_{s1}(1,25) - q_{s2}(x-1,25)$$

$$\begin{cases} T(x=1,25) = 14,13 \text{ KN} \\ T(x=3,65) = -14,06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 24,85x - 8,58x \cdot 1,25(x-0,625) - 5,87(x-1,25)^2$$

$$\begin{cases} x=1,25\text{m} \rightarrow M(1,25) = 24,36 \text{ KN.m} \\ x=3,65\text{m} \rightarrow M(3,65) = 24,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,02$.

$$T(x) = q_{s3} \cdot x + P$$

$$T(x) = 8,58 x + 7,92$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T(0) = 7,92 \text{ KN} \\ x=1,02 \rightarrow T(1,02) = 16,67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7,92x - 4,29 x^2$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x=1,02 \rightarrow M(1,02) = -12,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

Pour le 2^{ème} tronçon :

On a : pour $x = 2,43\text{m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\text{max}}(2,43) = 32,85 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 \times 32,85 = 27,92 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_{\text{appui}} = -0,3 \times 32,85 = -9,855 \text{ KN.m}$

III.3.7. Vérifications à l'E.L.S:

Etat limite de déformation du béton à la compression :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196$$

$$\rho_1 = 0,196 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,928 \\ K_1 = 54,93 \\ K = 0,018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{9,855 \times 10^3}{3,14 \times 0,928 \times 16} = 211,38 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,018 \times 211,38 = 3,80 < 15 \text{ MPa.}$$

⇒ **Condition vérifiée**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 16} = 0,56$$

$$\rho_1 = 0,56 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ K_1 = 29,64 \\ K = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{27,92 \times 10^3}{9,05 \times 0,888 \times 16} = 217,14 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,034 \times 217,14 = 7,38 < 15 MPa.$$

⇒ **Condition vérifiée**

Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.8. Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{18}{400} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$-2) \frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M_0}$$

$$-3) \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Conclusion : La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = 11,745 \text{ KN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

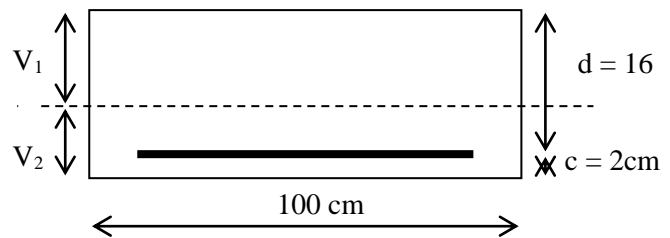
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 16$$

$$S_{xx} = 18100,8 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 18) + (15 \times 7,92)$$

$$B_0 = 1918,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{18100,8}{1918,8} = 9,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,43 = 8,57 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

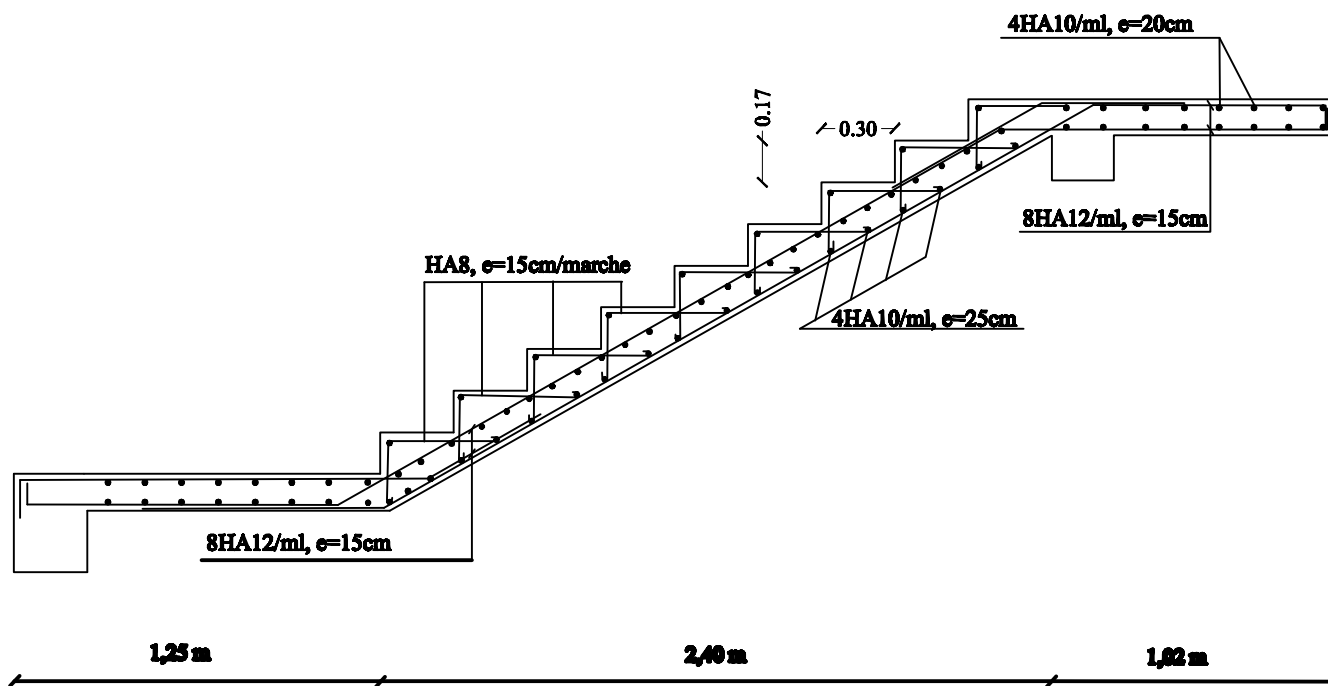
$$I = \frac{100}{3} ((9,43)^3 + (8,57)^3) + 15 \cdot 7,92 (8,57 - 2)^2$$

$$I = 554060,81 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,745 \cdot (4)^4}{10818,86 \cdot 10^3 \times 54060,81 \cdot 10^{-8}} = 6,6910^{-3} \text{ m} = 0,669 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = 0,669 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$



FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

III.4 Calcul de la poutre palière

III.4.1. Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 286 - 25 = 261 \text{ cm}$$

Donc :
$$\frac{261}{15} \leq h_t \leq \frac{261}{10}$$

D'où : $7,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 26,1 \text{ cm}$

Selon le RPA : $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow$ on opte pour **$h_t = 30\text{cm}$** .

B. Largeur :

la largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm} \rightarrow$ on opte pour $b = 25\text{cm}$.

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre :

$$G = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN.m}$$

Réactions d'appuis du palier :

E.L.U : $R_B^u = 42,60 \text{ KN}$

E.L.S : $R_B^s = 30,73 \text{ KN}$

III-4-2-1 Combinaison des charges et surcharges :

- **ELU :** $q_u = 1,35 G + T_u$
 $q_u = 45,13 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_s = 1,35 G + T_s$
 $q_s = 44,635 \text{ kN/ml}$

III.4.2.2.Calcul à l'E.L.U :

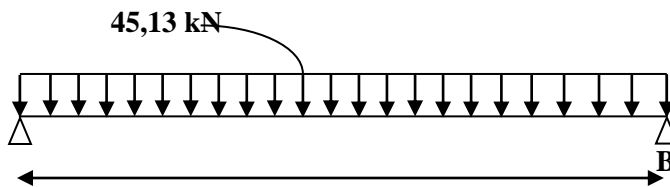


Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{MAX} = \frac{q_u L}{2} = \frac{45,13 \times 2,61}{2} = 58,89 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{45,13 \times 2,61^2}{8} = 38,43 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 38,43 = 32,66 \text{ KN.m}$
Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 38,43 = -11,53 \text{ KN.m}$

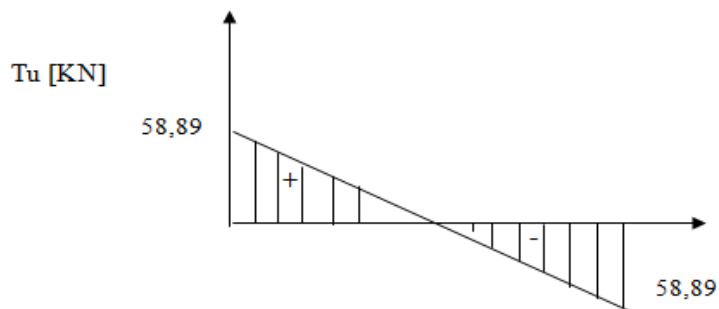


Figure III-4-2 : diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

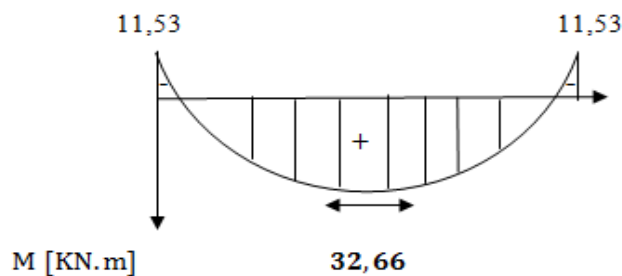


Figure III-4-3 : diagramme du moment corrigé à l'E.L.U

III.4.2.3.Calcul à l'E.L.S :

Réaction d'appuis :

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{44,635 \times 2,61}{2} = 58,24 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{44,635 \times 2,61^2}{8} = 38 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 38 = 32,3 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0,3 M_0 = -0,3 \times 38 = -11,4 \text{ kN.m}$

III.4.3.Ferrailage à ELU:

a- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} \qquad \mu = \frac{32,66 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,118$$

$\mu = 0,118 < \mu_1 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée

$\mu = 0,074 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,937$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{32,66 \times 10^3}{0,962 \times 28 \times 348} = 3,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm²

b- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} \qquad \mu = \frac{11,53 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,0414$$

$\mu = 0,0414 < \mu_1 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu = 0,0414 \longrightarrow \beta = 0,980$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{11,53 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2,01 cm²

III.4.4.Vérification à ELU:

a) **Condition de non fragilité :** (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99).

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 28 \times 25 \times 2.1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :
(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : T_{\max} : effort tranchant.
 $T_{\max} = 58,89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{58,89 \times 10^3}{0,25 \times 0,28 \times 10^6} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.3/BAEL91 / modifiée 99)

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 25 \times 28 \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 58,89 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis
(ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres,
 $\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 100,48 \text{ mm}$,

$$\tau_u = \frac{58,89 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 100,48} = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Ancrage des barres (B.A.E.L91 modifié 99Art-6-1-2) :

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

$$\tau_{s_u} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$L_s > b = 25 \text{ cm}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera Calculée comme suit :

$$L_c = 0,4 L_s = 11,29 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversal :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL91**) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 0,8, \frac{25}{10} \right\} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Conclusion : On va prendre le diamètre des cadres et des étriers = 8mm.

g) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$S_t \leq S_{t_{\max}} = \min\{0,9 d, 40 \text{ cm}\}$$

$$= 25,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 25} = 125,6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,14 \times 400}{25 (0,54 - 0,3 \times 2,1)} < 0$$

⇒ Le béton seul reprend l'effort de cisaillement, alors on doit déterminer un espacement minimal tiré des exigences du **RPA VERSION 2003 (art 7.5.2.2)**.

III.4.4.1.Exigences du R.P.A :

Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min\{25, 7,5\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.4.4.2. Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_t, A_a)$$

⇒ Condition vérifiée.

III.4.5. Vérification à ELS:

A) Calcul des efforts internes :

a) Combinaison de charge :

$$q_s = 44,635 \text{ KN/ml}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 38 \text{ KN.m}$$

c) Les moments corrigés :

$$M^t = 32,3 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -11,4 \text{ KN.m}$$

d) Effort tranchant : $T = \frac{q_s L}{2} = 58,24 \text{ KN}$

B) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{25 \times 28} = 0,647$$

$$\rho_1 = 0,647 \rightarrow \beta_1 = 0,882 \rightarrow K_1 = 27,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{32,3 \times 10^6}{0,882 \times 280 \times 4,52 \times 10^2} = 289,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27,37} \times 289,36 = 10,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{25 \times 28} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,9155 \rightarrow K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,4 \times 10^6}{0,9155 \times 280 \times 2,01 \times 10^2} = 221,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{44,17} \times 221,25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

C) Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e}$

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{30}{261} = 0,1149 \geq 0,044 \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{30}{261} = 0,1149 \geq \frac{32,3}{15 \times 38} = 0,085 \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{bd} = \frac{4,52}{25 \times 28} = 0,0064 \leq 0,0105 \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

III.5. Calcul de la dalle salle machine

Un ascenseur est un appareil mobile ou semi-mobile élévateur installé à demeure, comportant une cabine, dont les dimensions, la constitution et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Le bâtiment qui fera l'objet de notre étude est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$ dont la de surface égale à $(2,2 \times 2,2) = 4,84 \text{ m}^2$ pouvant charger 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 90 KN.

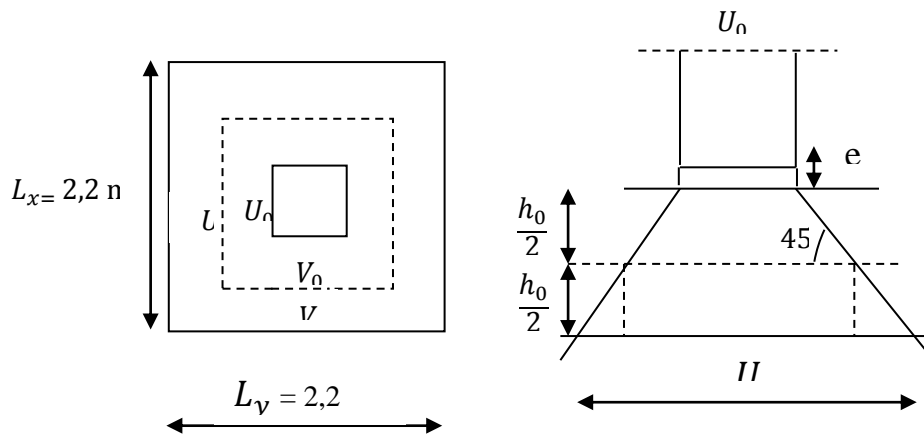


Figure III-5-1 : schéma statique

Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

NB : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée concentrée agissant sur un rectangle ($U \times V$), son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

III.5.1. Calcul de la dalle à l'ELU :

III.5.1.1. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé,

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{220}{220} = 1$$

Avec : $L_x = L_y = 2,20 \text{ m}$

On a donc : $0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle porte suivant les deux directions.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L^2 x \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

Le calcul est mené en flexion en considérant une poutre sur deux appuis dont la section fait 1m de largeur parallèle au petit coté.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

h_t : hauteur de la dalle prise égale à 15 cm,
 e : épaisseur de revêtement pris égale à 5 cm,
 ξ : revêtement en béton pris égale à 1 cm,

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5.1.2. Détermination des sollicitations :

Calcul des moments M_{x1} M_{y1} du système du levage : le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

Les moments selon l'axe des x et l'axe des y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_u (v M_1 + M_2) \end{cases}$$

v : coefficient de poisson ; à l'ELU, $v = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{220} = 0,48 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,48$$

Après interpolation on obtient :

$$M_1 = M_2 = 0,0994 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1) = 121.5 \times 0.0994 = 12,08 \text{ KN.m} \\ M_{x1} = M_{y1} = 12,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.1.3. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 1 \rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens,

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle : $G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ m} = 4.85 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368 \times 8,047 \times (2,2)^2 = 1,433 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{x2} = 1,433 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.1.4. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,08 + 1,433 = 13,51 \text{ KN.m} \\ M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,08 + 1,433 = 13,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

- **Sens Lx :**
 - ✓ **aux appuis :** $M_x^a = -0,3.M_x = -0,3 \times 13,51 = -4,053 \text{ kN.m}$
 - ✓ **en travée :** $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 13,51 = 11,48 \text{ kN.m}$
- **Sens Ly :**
 - ✓ **aux appuis :** $M_y^a = -0,3.M_y = -0,3 \times 13,51 = -4,053 \text{ kN.m}$
 - ✓ **en travée :** $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 13,51 = 11,48 \text{ kN.m}$

III.5.2.Ferraillage de la dalle salle machine:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$

- **En travée :**

$M_x^t = 11,48 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{11,48}{1 \times 0,13^2 \times 1,42 \times 10^3} = 0,048 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,975$

$A_{st} = \frac{11,48 \times 10^6}{0,975 \times 130 \times 348} = 260 \text{ mm}^2 = 2,6 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25cm**

- **Aux appuis :**

$M_x^a = 4,053 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{4,053}{1 \times 0,13^2 \times 1,42 \times 10^3} = 0,016 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,992$

$A_{st} = \frac{4,053 \times 10^6}{0,975 \times 130 \times 348} = 90 \text{ mm}^2 = 0,9 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t = 25cm**

III.5.3.Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b x h} \geq \omega_o \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_o \frac{3 - \alpha}{2} x b x h$$

Avec $\omega_o = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ω_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \frac{3-1}{2} x 100 x 15 = 1,2 cm^2$$

$$A_{adoptée} = 2,01 cm^2 > A_{\min}^x = 1,2 cm^2 \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b x h} \geq \omega_o = 0,0008 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0,0008 x 100 x 15 = 1,2 cm^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 cm^2$$

$$A_{ty} = 3.14 cm^2 > A_{\min} = 1,2 cm^2 \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 mm.$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 mm < \phi_{\max} = 15 mm.$$

Espacement des barres (BAEL91 modifié 99 Art 8-2-42.)

- **Armatures principales :**

$$St_{\max} = 25 cm < \text{Min} \{3 h, 33 cm\} = 33 cm \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

• **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U + V} \quad \text{avec} \quad p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

• **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.4. Calcul à l'E.L.S :

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$v = 0.2 \quad M_1 = M_2 = 0,0994$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 90 \times 0,0994 + 0,2 \times 0,0994 = 8,96 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90 \times 0,0994 + 0,2 \times 0,0994 = 8,96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$\mu_x = 0,0442$; $\mu_y = 1$ (Tirés des tableaux de Pigeaud)

$q_s = G + Q = 5,85 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0442 \times 5.85 \times (2,2)^2 = 1,25 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1,25 \times 1 = 1,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Superposition des moments:

$M_x = M_y = 8,96 + 1,25 = 10,21 \text{ KN.m}$

d) Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

- **Sens L_x :**
 - ✓ **aux appuis :** $M_x^a = -0,3.M_x = -0,3 \times 10,21 = -3,063 \text{ kN.m}$
 - ✓ **en travée :** $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 10,21 = 8,68 \text{ kN.m}$
- **Sens L_y :**
 - ✓ **aux appuis :** $M_x^a = -0,3.M_x = -0,3 \times 10,21 = -3,063 \text{ kN.m}$
 - ✓ **en travée :** $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 10,21 = 8,68 \text{ kN.m}$

III.5.5.Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

$M_x^t = 8,68 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{8,68}{1 \times 0,13^2 \times 1.42 \times 10^3} = 0.036 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.982$

$A_{st} = \frac{8,68 \times 10^6}{0.975 \times 130 \times 348} = 195,38 \text{ mm}^2 = 1,95 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

- **Aux appuis :**

$M_x^a = 3,063 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{3,063}{1 \times 0,13^2 \times 1.42 \times 10^3} = 0.012 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.994$

$$A_{st} = \frac{3,063 \times 10^6}{0.975 \times 130 \times 348} = 68 \text{ mm}^2 = 0,68 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

a) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

• **En travée :**

$$M_s = 8,68 \text{ KN.m} ; A_u = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,68 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 230.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 230.88 = 4,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 3,063 \text{ KN.m} ; A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow K_1 = 61.92$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,063 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 125,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{61.92} \times 125,37 = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute vérification, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

En appui : 4 HA8/ml avec un espacement st= 25 cm.

Sens y-y :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

En appui : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

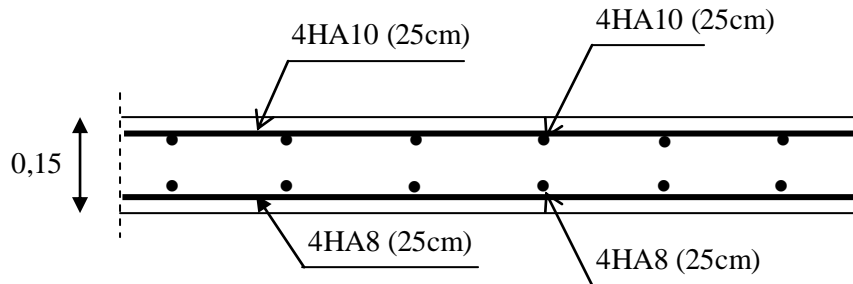


Figure III.5.2. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.6.Dalle pleine

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs

III.6.1.Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

- Si $\rho < 0,4$ $h_0 \geq \frac{l_x}{25}$
- Si $0,4 < \rho < 1$ $h_0 \geq \frac{l_x}{30}$

Calcul de l'élanement de panneau

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{5,45} = 0,25 < 0,4 \quad \text{la dalle porte sur une seule direction}$$

Dans ce cas le calcul est mené en flexion simple en considérant une poutre reposant sur deux appuis dont la section fait 1 m de largeur parallèle au petit coté.

III.6.2.Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes : $G = 5,49 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

III.6.3.Combinaisons de charges

E.L.U : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 9,661 \text{ KN/ m}_1$

E.L.S : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 6,99 \text{ KN/ m}_1$

III.6.4. Calcul de rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,49+1,5} = 0,214$$

$$1+0,3\alpha = 1,064$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,632$$

III-6-4 -1 Moment isostatique

$$\text{E.L.U : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,661 \times 1,4^2}{8} = 2,367 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,99 \times 1,4^2}{8} = 1,712 \text{ KN.m}$$

III-6-4 -2 Moment sur appuis

$$\text{E.L.U : } M_a = 0,3 M_0 = 0,710 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_a = 0,3 M_0 = 0,514 \text{ KN.m}$$

III.6.4.3. Moments en travée

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

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

E.L.U :

$$M_t \geq \frac{2 \times (0,710)}{2} + 2,518 = 3,228 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{2 \times (0,710)}{2} + 0,632 \times 2,367 = 2,206 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,632 \times 2,367 = 1,496 \text{ KN.m}$$

Donc on opte : **$M_t = 3,228 \text{ KN.m}$**

E.L.S :

$$M_t \geq \frac{2 \times (0,514)}{2} + 1,821 = 2,335 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{2 \times (0,514)}{2} + 0,632 \times 1,712 = 1,595 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,632 \times 1,712 = 1,081 \text{ KN.m}$$

Donc on opte : **$M_t = 2,335 \text{ KN.m}$**

III.6.4.4.Efforts tranchants

E.L.U :

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} = 6,763 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} = -6,763 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$T_w = \frac{q_s l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} = 4,893 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_s l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} = -4,893 \text{ KN}$$

III.6.5.Ferrailage à l'E.L.U :

III.6.5.1.Armatures principales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{3,228 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,013$$

$\mu = 0,013 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée

$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,939$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,328 \times 10^3}{0,939 \times 13 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** \rightarrow **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,710 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0029$$

$\mu = 0,0029 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée

$\mu = 0,0029 \rightarrow \beta = 0,999$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,710 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,157 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** \rightarrow **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

III.6.5.2.Armatures de répartitions :

- En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** → **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

- Aux appuis

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** → **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

III.6.6.Vérification à l'E.L.U :

A. Condition de non fragilité : [Art .B.7.4/BAEL91]

- armature suivant le sens l_x

$$A_{\min} \geq \frac{1}{2} b \times h \rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)$$

Avec : - b×h : section du béton

-ρ₀ : rapport du volume des aciers du béton (0,0008 acier HAF_e 400)

$$A_{\min} \geq \frac{0,0008 \cdot 3 - \frac{140}{545}}{2} \times 100 \times 15 = 1,65 \text{ cm}^2$$

En travée : A_{adop} = 2,01 cm² > A_{min} = 1,65 cm² ⇒ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : A_{adop} = 2,01cm² > A_{min} = 1,65 cm² ⇒ **Condition vérifiée.**

B. Espacement des barres :

- Armature parallèle à la longueur la moins sollicitée

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

C. Diamètre maximale des armatures [Art .8.2.4.2/BAEL91] :

On doit vérifier que :

$$\emptyset^{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\emptyset^{max} = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

D. Vérification de l'adhérence des barres [Art .A.6.1.3/BAEL91] :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ avec } \sum u_i = n\pi\Phi : \text{sommes des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 08 = 15,7\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,763 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

E. Encrage des barres [Art .6.1.253/BAEL91] :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{08 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueurs :

$$l_c = 0,4l_s = 0,4 \times 28,21 = 11,284 \text{ cm}$$

F. Vérification au cisaillement [Art .5.1.2/BAEL91] :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,763 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,052$$

$$\tau_{se} = 0,052 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

III.6.7. Vérification à l'E.L.S :

A. Vérification des contraintes dans le béton [Art .4.5.2/BAEL91] :

Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} \times 100 = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \rightarrow \beta = 0,935 \rightarrow K_1 = 62,52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{0,514 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 21,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 21,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{21,04}{62,52} = 0,336 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,336 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} \times 100 = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \rightarrow \beta = 0,935 \rightarrow K_1 = 62,52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{2,335 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 95,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 95,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{95,57}{62,52} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible il n'est pas nécessaire de la vérifier

C. Etat limite de déformation : [Art B. 6.5.1/BAEL91]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0,15}{1,4} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,15}{1,4} = 0.107 > \frac{3,228}{20 \times 1,712} = 0.094 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.7. Etude du balcon

III.7.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encadrée dans une poutre de rive du plancher limité vers l'extérieur par un ouvrage vertical formant un garde-corps.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple soumise à deux charges G (charge permanente) et Q (charge d'exploitation)

III.7.2. Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad L : \text{largeur de la console}$$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.7.3. Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes :

- Dalle pleine : $G = 5,49 \text{ KN/m}^2$
- gardes corps :
 - murs en brique creuse : $0,9 \text{ KN/m}^2$
 - enduit ciment : $0,72 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III.7.4. Combinaisons de charges

E.L.U :

La dalle pleine : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 = 12,66 \text{ KN/m}$

Garde-corps : $q_g = 1,35 G_g = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN/m}$

E.L.S :

La dalle pleine : $q_s = (G + Q) \times 1 = 8,99 \text{ KN/m}$

Garde-corps : $q_s = (G \times 1) = 1,62 \text{ KN/m}$

III.7.5. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

Moments fléchissant :

E.L.U :

$$M_u = - \left(\frac{q_u \times l^2}{2} + q_g \times l \right) = - \frac{12,66 \times (1,2)^2}{2} + 2,19 \times 1,2 = 11,74 \text{ KN.m}$$

E.L.S:

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + q_g \times l \right) = - \frac{8,99 \times (1,2)^2}{2} + 1,62 \times 1,2 = 8,42 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant :

E.L.U :

$$V_u = q_u \times L + q_g = 12,66 \times 1,2 + 2,19 = 17,38 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$V_s = q_s \times L + q_g = 8,99 \times 1,2 + 1,62 = 12,41 \text{ KN}$$

III.7.6. Ferrailage à l'E.L.U :

III.7.6.1. Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,74 \times 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,048$$

$\mu = 0,048 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée

$\mu = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,74 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 10** \rightarrow **3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

III.7.6.2. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** \rightarrow **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

III.7.7. Vérification à l'E.L.U

G. Condition de non fragilité : [Art . A. 4.2.1/BAEL91]

$$A_a \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

H. Espacement des barres : [Art .A. 5.1.42/BAEL91]

- Armatures principales : $S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition : $S_t \leq \min\{2h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

I. Vérification de l'ancrage [Art .6.1.253/BAEL91]

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueurs :

$$l_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

J. Vérification de l'entraînement des barres : [Art .A. 6.1.3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \pi \Phi : \text{sommés des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = \frac{17,38 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

K. Vérification au cisaillement : [Art .5.1.2/BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{17,38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\theta_b}, 4 \right\} = \min \{ 2,5, 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

L. Influence de l'effort tranchant à la base

$$A_p \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{17,38 \times 10^3}{400 / 1,15} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,49 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \text{ bd} \frac{f_{c28}}{\theta_b} = 0,4 \times 0,9 \times 100 \times 13 \times 2,1 \cdot 10^{-1} / 1,5 = 780 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,38 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.8.Ferrailage à l'E.L.S

III.7.8.1.Armature principale

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,42 \times 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,42 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 10** \rightarrow **3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

III.7.8.2.Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** \rightarrow **2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

III.7.9.Vérification à l'E.L.S

A. Vérification des contraintes dans le béton

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

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est F_e 400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,74}{8,42} = 1,39$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \alpha = 0,0459 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la flèche : [Art .6.5.2/BAEL91]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$$\frac{15}{120} = 0.125 > \frac{17,38}{10 \times 17,38} = 0,1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{3,14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage de balcon :

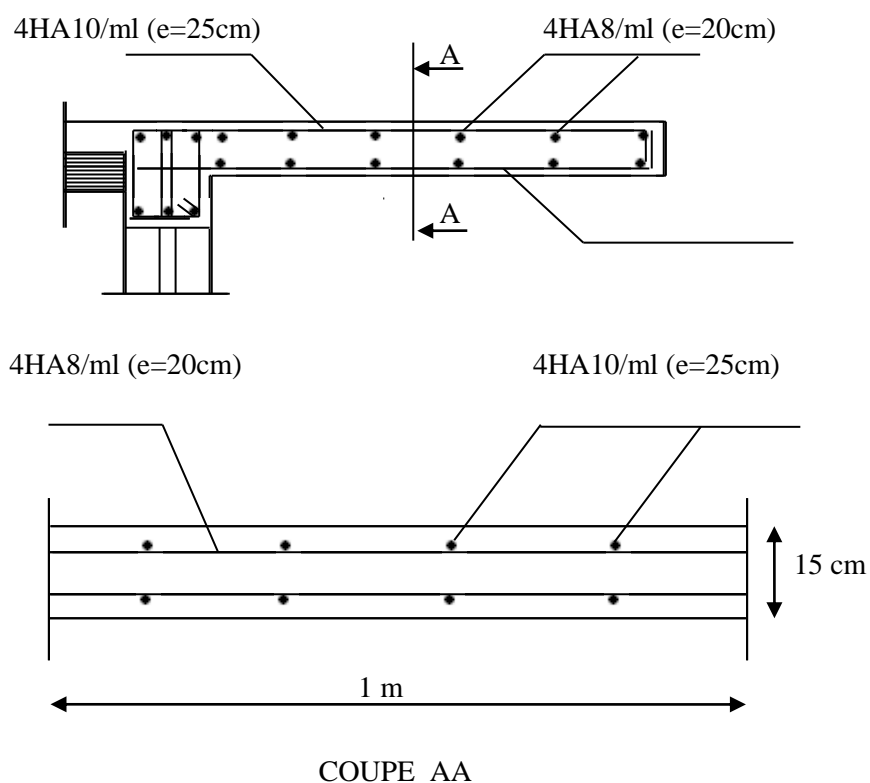


Figure III-7 : plan de ferrailage de balcon

Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien R.P.A99 version 2003.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure a pour but essentiel de caractériser les déplacements, les déformations et les contraintes qui règnent au sein de la structure et qui résultent d'un chargement mécanique quelconque.

IV.3. Modélisation :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournable lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir la masse et la rigidité, et cela avec l'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis tel que ETABS.

IV.3.1. Description du logiciel ETABS :

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments, il offre de nombreuses possibilités d'analyse statique et dynamique, qui permet de modéliser la structure, pré dimensionner ses éléments, d'en effectuer la descente de charge en respectant les règlements puis de créer un modèle de calcul représentant l'ouvrage.

IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce dernier peut être mené par trois méthodes qui sont :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse modale spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes,

Méthode statique équivalente :

Les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacés par un système de force fictif dont les effets de ces forces sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

- b) Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires par le RPA en plus de la hauteur énoncé en (a).
- c) Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveau ou 23 m en zone (IIa), pour les groupes d'usages 02.

Dans notre cas :

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité IIa et classé selon son importance dans le groupe 02 avec une hauteur de 32,56 m > 23 m avec 09 étages
 → **Condition non vérifié**

Conclusion : le calcul sismique se fera par la **méthode dynamique modale spectrale** du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utilisé la méthode statique équivalente.

Principe de la méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse pour le calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique,
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonances.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

IV.4.Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens

4.1. Nombre de modes à retenir :

Le **RPA 99/ version 2003** (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :
 Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totales de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
01	1,116	0,533	63,033	0,533	63,033
02	0,932	67,980	1,757	68,534	64,791
03	0,759	3,772	10,054	72,306	72,249
04	0,334	0,328	0,725	72,634	82,303
05	0,264	14,182	2,742	86,817	83,029
06	0,188	0,377	4,691	87,194	85,772
07	0,167	0,253	0,350	87,448	90,464
08	0,127	5,219	1,844	92,667	90,814

Tableau IV-4.1. : Résultats d'analyse dynamique

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1,116$ s
- Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir le 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

4.2. Vérification de l’effort tranchant à la base :

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

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

D’après l’article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit : $V_t > 0,8 V$, Avec :

W : poids de la structure

A : coefficient d’accélération donné par le tableau des règles de R.P.A en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage,

A	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIa	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV-4.2.1 : Coefficient d’accélération des zones

D : facteur d’amplification dynamique dépendant de la période T et du type de sol d’assise de fondation, du facteur de correction d’amortissement (η) donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3 \right)^{\frac{2}{3}} \left(3 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T_2 , Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **R.P.A**

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV-4.2.2 : Période caractéristique en fonction de la nature de site

η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule suivante,

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ζ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance de remplissage,

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	4	5	

Tableau IV-4.2.3 : Coefficient d'amortissement critique

Nous avons un contreventement mixte (voiles-portiques) donc on prend $\zeta = 10\%$.

D'où : $\eta = 0,763 \geq 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : la hauteur totale de la structure (mesuré de la base jusqu'au dernier niveau),

$C_T = 0,05$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

$T = 0,68$ s

R : facteur de comportement dépend de type de système de contreventement de la structure,

- Dans notre cas, on a une structure mixte contreventée par voile-portique avec interaction donc $R = 5$

Q : f facteur de qualité dépend de la de la qualité du système structurel (régularité en plan ; régularité en élévation, contrôle de la qualité des matériaux).

La valeur de Q est déterminée par la formule donnée par le R.P.A : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec :

p_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critères	P_q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau IV-4.2.4 : Pénalité d'observation ou non du critère q

Résumé des résultats obtenus

Paramètres	Résultats
A	0,15
D _x	1,56
D _y	1,59
Q _{longitudinale}	1,05
Q _{transversale}	1,05
R	5
T	0,68
n	0,763

Tableau IV-4.2.5 : Résumé des résultats

Suite à l’application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Calcul à la base de la structure

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = 1063,92 \text{ KN}$$

Méthode statique équivalente :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = 903,98 \text{ KN}$$

Méthode spectrale modale :

$$V_{MSE} = 1091,04 \text{ KN}$$

- Comparaison des résultats

$$V_x = 1063,92 \text{ KN} > 80 \% V_{MSE} = 872,832 \text{ KN}$$

$$V_y = 903,98 \text{ KN} > 80 \% V_{MSE} = 872,832 \text{ KN}$$

4.3. Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton,

B_c : l’aire (section brute) de béton,

N_d : l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton,

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau suivant ci – dessous :

Etage considéré	N _d	B (m ²)	F _{C28}	V	Observation
Sous sol -2 ^{eme}	156,37	0,2025	2500	0,3	Vérifiée

Tableau IV.4.3 : effort normal réduit

4.4. Vérification des déplacements inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. Ainsi l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta^x_k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta^y_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01 h_e \quad ; \quad h_e \rightarrow \text{hauteur d'étage,}$$

$$\Delta^x_k = R \times \Delta^k_{ex} \quad ; \quad \Delta^y_k = R \times \Delta^k_{ey}$$

Niveau	Δ^k_{ex}	Δ^k_{ey}	R	$\bar{\Delta}$	Δ_x	Δ_y	Observation
STORY 11	0,0006	0	5	0,025	0,003	0	vérifiée
STORY 11	0	0,000492	5	0,025	0	0,00246	Vérifiée
STORY 10	0,000676	0	5	0,03	0,00338	0	Vérifiée
STORY 10	0	0,000674	5	0,03	0	0,00337	Vérifiée
STORY 9	0,000766	0	5	0,03	0,0023	0	vérifiée
STORY 9	0	0,000815	5	0,03	0	0,004	Vérifiée
STORY 8	0,000820	0	5	0,03	0,00246	0	Vérifiée
STORY 8	0	0,000906	5	0,03	0	0,0045	Vérifiée
STORY 7	0,000879	0	5	0,03	0,0044	0	Vérifiée
STORY 7	0	0,001012	5	0,03	0	0,005	vérifiée
STORY 6	0,000917	0	5	0,03	0,0046	0	Vérifiée
STORY 6	0	0,001093	5	0,03	0	0,0055	Vérifiée
STORY 5	0,000922	0	5	0,03	0,00461	0	Vérifiée
STORY 5	0	0,001139	5	0,03	0	0,0057	Vérifiée
STORY 4	0,000824	0	5	0,03	0,00412	0	Vérifiée
STORY 4	0	0,001036	5	0,03	0	0,00518	Vérifiée
STORY 3	0,000737	0	5	0,03	0,0037	0	Vérifiée
STORY 3	0	0,000972	5	0,03	0	0,00486	Vérifiée
STORY 2	0,000590	0	5	0,03	0,0029	0	Vérifiée
STORY 2	0	0,000793	5	0,03	0	0,0039	Vérifiée
STORY 1	0,000290	0	5	0,0306	0,00145	0	Vérifiée
STORY 1	0	0,000400	5	0,0306	0	0,002	Vérifiée

Tableau VI.4.4 : déplacements inter étages

4.5. Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du **2ème ordre** (ou effet **P - Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 ; \text{ Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations au dessus du niveau K.

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats après calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

STORY	P_k (KN)	$\Delta_k^x \cdot R$ (m)	$\Delta_k^y \cdot R$ (m)	V_k^x (KN)	V_k^y (KN)	h_k (m)	Θ_x	Θ_y
STORY11	1179,808	0,003	0,00246	129,13	98,32	2,50	0,01	0,01
STORY10	3544,459	0,0038	0,00337	316,67	250,35	3,00	0,0126	0,016
STORY9	5944,379	0,0023	0,004	464,03	377,17	3,00	0,0098	0,021
STORY8	8383,223	0,00246	0,0045	589,69	487,96	3,00	0,0116	0,026
STORY7	10866,52	0,0044	0,005	698,18	580,16	3,00	0,023	0,031
STORY6	13349,817	0,0046	0,0055	790,45	658,13	3,00	0,026	0,037
STORY5	15833,114	0,00461	0,0057	871,64	728,10	3,00	0,028	0,041
STORY4	18368,717	0,00412	0,00518	941,66	790,02	3,00	0,027	0,04
STORY3	20696,522	0,0037	0,00486	993,53	835,22	3,00	0,026	0,04
STORY2	23165,553	0,0029	0,0039	1034,79	874,10	3,00	0,022	0,034
STORY1	25584,22	0,00145	0,002	1063,92	903,98	3,06	0,011	0,019

Tableau VI.5. : Tableau effet P-Delta

Conclusion :

On a $\Theta_1 < 0.10$, pour chaque niveau K et dans les deux sens, de ce fait l'effet P-Delta peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

4.6. Justification de l'interaction voile-portique :

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte), tels que : Voile + portiques, noyau + portiques, etc ...

On doit vérifier les relations suivantes :

$$\frac{F_{portiques}}{\Sigma(F_{portiques} + F_{voiles})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{F_{voiles}}{\Sigma(F_{portiques} + F_{voiles})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Les portiques

Niveau	V _{total} (KN)		V _{portiques} (KN)		V _{portiques} (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
S-Sol	1064,3904	903,4326	330,204	338,8261	31,02	37,5
RDC	1035,8293	872,8632	433,9464	421,8633	41,89	48,33
1	992,4011	836,5566	506,7486	487,8124	51,06	58,31
2	942,1613	789,417	577,1343	542,8236	61,25	68,76
3	871,6424	728,1008	463,697	455,239	53,19	62,52
4	789,6503	659,0944	469,8298	455,6804	59,49	69,14
5	698,0386	580,3408	439,6701	417,4864	62,98	71,94
6	589,3053	488,4242	424,2255	391,9941	71,98	80,26
7	464,2423	376,911	277,0152	260,0367	59,67	68,99
8	316,8139	250,1752	285,3199	236,7987	81,54	94,65
9	280,5474	98,2723	285,5984	129,1623	101,8	131,43

Tableau IV.6.1 : Résumé des charges revenant aux portiques

Les voiles

Niveau	V _{total} (KN)		V _{voiles} (KN)		V _{voiles} (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
S-Sol	1064,3904	903,4326	751,0855	619,6587	70,56	68,58
RDC	1035,8293	872,8632	625,2223	517,541	60,35	59,29
1	992,4011	836,5566	515,4835	419,3044	51,94	50,12
2	942,1613	789,417	399,3125	320,4318	42,38	40,59
3	871,6424	728,1008	433,699	330,7533	49,76	45,43
4	789,6503	659,0944	344,3049	256,0168	43,60	38,84
5	698,0386	580,3408	283,4741	209,6071	40,61	36,12
6	589,3053	488,4242	196,6407	143,1158	33,37	29,30
7	464,2423	376,911	211,2741	144,5525	45,51	38,35
8	316,8139	250,1752	116,3549	78,4449	36,73	31,36
9	280,5474	98,2723	187,9185	159,903	66,98	163

Tableau IV.6.2 : Résumé des charges revenant aux voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues au charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	Total	Voiles	Portiques	% voiles	% portiques
S-sol	44640,12	8476,188	36163,94	18,98%	81%

Tableau IV.6.3 : Résumé des charges verticales revenant aux voiles et portiques

Chapitre V :

Ferraillage des poteaux

V. Ferrailage des poteaux

V.1. Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable suivant deux directions (transversales et longitudinales), puis vérifiés à l'E.L.S en tenant compte des combinaisons considérées comme suivant :

- 1,35 G + 1,5 Q → E.L.U
- G + Q → E.L.S
- G + Q + E → RPA 99 révisé 2003
- 0.8 G + E → RPA 99 révisé 2003

Le calcul se fera en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

V.2. Etape de calcul en flexion composée à l'E.L.U

1) Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow \text{deux cas peuvent se présenter}$$

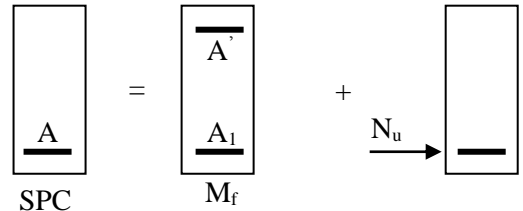
a) Section partiellement comprimée

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$ M_f : moment fictif



Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

- Si $\mu_b < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée

On détermine β du tableau

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \rightarrow \text{la section réelle d'armature est } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu_b > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée

On calcul : $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$ $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPA}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$, $A'_s = A'$

b) Section entièrement comprimée

Une section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$ \longrightarrow La section est partiellement comprimée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$A = 0$

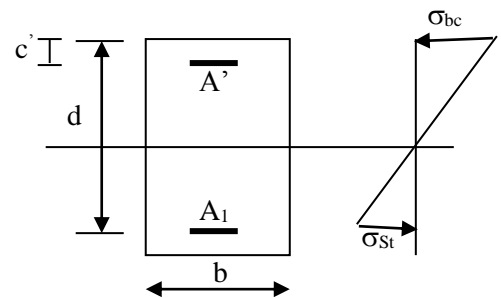
- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (SDA)

On calcul : $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$ $\Delta M = M_f - M_r$

Avec : M_r moment ultime pour une section simplement armée

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ $A'_s = A'$

$N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$ \longrightarrow La section est entièrement comprimée

Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c.-à-d. :

$N_u \cdot (d - c') - M_f > (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$ \longrightarrow $A > 0$ et $A' > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieures comprimées :

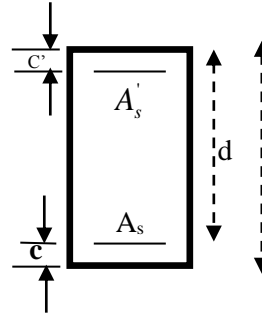
$$N_u (d - c') - M_f \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$



V.3. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale d'armatures sera **0,8 % $b \times h$ (zone II)**

Poteaux (45x45) : $A_{s \min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) : $A_{s \min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{s \min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6 % $b \times h$ (zone II)**

Poteaux (45x45) : $A_{s \max} = 0,006 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) : $A_{s \max} = 0,006 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{s \max} = 0,006 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **4% $b \times h$ (zone II)**

Poteaux (45x45) : $A_{s \max} = 0,004 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) : $A_{s \max} = 0,004 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35x35) : $A_{s \max} = 0,004 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

V.4. Les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre \emptyset des armatures transversales doit être au moins a : $\emptyset_t = \frac{l}{3} \emptyset_l^{max}$

Avec : \emptyset_l : le plus grand diamètre des armatures longitudinales

- L'espacement des armatures transversales dit être au plus égale à :

$$S_t \leq \min (15 \emptyset_l^{max} , 40\text{cm}, (a + 10\text{cm})) \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$S_t \leq \min (10\emptyset_{min} , 15\text{cm}) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \min (15\emptyset_{min}) \quad \text{en zone courante}$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher la déformation transversale du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e} \quad [\text{RPA révisée 2003/Art7.4.22}]$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

- $\rho_a = 2,5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

A_t : armatures transversales

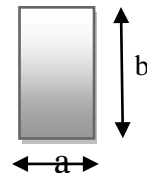
S_t : espacement des armatures transversales

Avec : λ_g : élancement géométrique

- Calcul d'élancement :

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} , \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite dans la direction de la déformation considérée



L_f : longueur de flambement

- Quantité d'armature transversale minimale [RPA révisée 2003/Art7.4.22]

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs précédentes,

Niveau	Combin	N_{max} (KN)	M_x corr (KN.m)	M_y corr (KN.m)	M_x max (KN.m)	N corr (KN)	M_x max (KN.m)	N corr (KN)
Zone I (45x45)	ELU	-2056,49	-6,317	-8,943	33,021	-183,67	41,961	-1102,99
	GQE	-1558,31	-45,36	-30,475	59,283	-867,47	73,343	-860,57
	0.8GE	-1130,72	-13,94	-36,264	55,424	-589,11	61,788	-592,43
	ELS	-1487,04	-4,55	-6,448	23,296	-788,31	30,32	-802,07
Zone II (40x40)	ELU	-1129,42	-9,167	-24,611	24,896	-437,13	35,162	-350,1
	GQE	-872,05	-24,379	-40,728	52,339	-611,61	61,998	-433,83
	0.8GE	-614,02	-21,72	-40,441	48,61	-413,64	54,082	-305,59
	ELS	-821,33	-6,638	-17,834	18,018	-318,21	25,469	-255
Zone III (35x35)	ELU	-431,67	-9,865	-0,644	25,463	-61,33	39,404	-71,9
	GQE	-344,27	-16,817	-26,33	36,177	-49,76	48,596	-62,35
	0.8GE	-240,21	-14,194	-26,02	29,728	-36,56	39,362	-47,02
	ELS	-314,03	-7,142	-0,477	18,479	-44,84	28,599	-52,35

Tableau V -1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux

V.5.Calcul à l'E.L.U :

a) Exemple de calcul pour le poteau (45 × 45) :

Sens x-x :

N^{max}	-2056,49	M^{corr}	-6,317
N^{min}	-1372,49	M^{corr}	-20,203
N^{corr}	-867,47	M^{max}	59,283

$$\text{Calcul de centre : } e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,317}{2056,49} = 0,307 \text{ cm} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 20,5 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u - N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 6,317 + 2056,49 \left(\frac{0,45}{2} - 0,02 \right) = 427,89 \text{ KN.m}$$

$$2056,49(0,43 - 0,02) - 427,89 = 415,27 > \left(0,337 - 0,81 \frac{0,02}{0,45} \right) (0,45)^3 (14200)$$

415,27 ≤ 589,48 donc on a une section entièrement comprimée

Calcul des armatures

$$A_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_{st}} = -6,78 \quad \text{avec } \Psi = 0,827$$

Remarque : la section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De la même manière on trouve les autres sections.

V.6.Ferrailage des poteaux a l'E.L.U

Le ferrailage se fait par zone tel que :

- Zone I : sous sol – 2^{eme} étage
- Zone II : 3^{eme} - 6^{eme} étage
- Zone III : 7^{eme} - 9^{eme} étage

Sens longitudinal

Zone	Sollicitation	N(KN)	M _x (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-2056,49	8,943	S.E.C	0	0	16,2	20,6	4HA20+4HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	-1130,72	13,94	S.E.C	0	0	16,2		
	M ^{max} - N ^{corr}	867,47	59,283	S.E.C	0	0	16,2		
zoneII (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	1129,42	24,611	S.E.C	0	0	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	N ^{min} -M ^{corr}	-872,05	24,379	S.E.C	0	0	12,8		
	M ^{max} - N ^{corr}	-611,61	52,339	S.E.C	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N ^{max} -M ^{corr}	-431,67	9,865	S.E.C	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
	N ^{min} -M ^{corr}	-240,21	14,194	S.E.C	0	0	9,8		
	M ^{max} - N ^{corr}	-49,76	36,177	S.P.C	0	2,18	9,8		

Sens transversal

Zone	Sollicitation	N(KN)	M _x (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-2056,49	-8,943	S.E.C	0	0	16,2	20,6	4HA20+4HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	-1130,72	-39,987	S.E.C	0	0	16,2		
	M ^{max} - N ^{corr}	-860,57	73,343	S.E.C	0	0	16,2		
zoneII (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	-1129,42	-24,611	S.E.C	0	0	12,8	14,2	4HA16+4HA14
	N ^{min} -M ^{corr}	-614,02	-40,411	S.E.C	0	0	12,8		
	M ^{max} - N ^{corr}	-499,2	54,371	S.E.C	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N ^{max} -M ^{corr}	-431,67	-0,644	S.E.C	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
	N ^{min} -M ^{corr}	-240,21	-26,02	S.E.C	0	0	9,8		
	M ^{max} - N ^{corr}	-62,35	48,596	S.P.C	0	3,03	9,8		

Tableaux V-2 : ferrailage des poteaux a l'E.L.U

V.7.Calcul des armatures transversales :

1) Le diamètre

D'après le (BAEL99) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

2) Espacement

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale $S_t \leq \min(10\varnothing_{min}, 15\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(20,15\text{cm})$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante $S_t \leq \min(15\varnothing_{min}) \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

3) Vérification de la quantité des armatures transversales

La quantité des armatures transversale est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3 \% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \times b_1$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

Avec : b_1 : dimension de la section du poteau dans la direction considérée

λ_g : élancement géométrique

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \right\} \quad l_f = 0,7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

- Poteau (45x45) : $\lambda_g = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 306 = 4,76$ (poteau sous sol)

$$\lambda_g = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 300 = 4,66 \text{ (poteau RDC)}$$

- Poteau (40x40) : $\lambda_g = \frac{1}{40} \times 0,7 \times 300 = 5,25$

- Poteau (35x35) : $\lambda_g = \frac{1}{35} \times 0,7 \times 300 = 6$

$$\lambda_g = \frac{1}{35} \times 0,7 \times 250 = 5 \text{ (poteau étage attique)}$$

Poteau (45x45) : $3 \leq \lambda_g \leq 5$

- Zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8 \% St \times b = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre deux valeurs : $A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

→ **Condition vérifiée**

- Zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8 \% St \times b = 0,008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre deux valeurs : $A_t^{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

→ **Condition non vérifiée**

Remarque : on remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc nous avons le choix entre :

- Augmenter le diamètre des cadres on optant le HA10
- Diminuer l'écartement S_t à 12 cm

Et pour des raisons de mise en œuvre nous avons opté pour le deuxième choix :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8 \% St \times b = 0,008 \times 12 \times 45 = 4,32 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre deux valeurs : $A_t^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

→ **Condition vérifiée**

Poteaux (40x40) et (35x35) : $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_a = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

- Zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^{\min} = 0,3 \% St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^{\min} = 0,3 \% St \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\min}$.

4) Longueur de recouvrement

Zone I : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$

Zone II : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Zone III : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

$L_r = 40 \phi_l = 10 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

5) Longueur d'ancrage : [BAEL91/Art 6.1 221]

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 2 \text{ cm}$: $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$, on prend $l_s = 75 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm}$: $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$ on prend $l_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm}$: $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm}$: $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$ on prend $l_s = 45 \text{ cm}$

6) Vérification au cisaillement : [RPA Art7 – 4 – 33.2]

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0,075$ si $\lambda_g \geq 5$
 $\rho_d = 0,04$ si $\lambda_g < 5$

Zone	Niveau	V_u (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	vérification
I	SS-2 ^{eme}	49,23	45	43	4,76	0,04	0,255	1	Ok
II	3 ^{eme} -6 ^{eme}	41,16	40	38	5,25	0,075	0,270	1,875	Ok
III	7 ^{eme} -EA	40,63	35	33	6-5	0,075	0,351	1,875	Ok

Tableau V-3 : vérification des efforts tranchants dans les poteaux

7) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnés dans la formule suivante :

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

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poutres

$$h' = \max (46,83, 45, 45,60) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45,83, 40, 40,60) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = \max (45,83, 35, 35,60) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = \max (37,5, 35, 35,60) = 60 \text{ cm}$$

V.8 .Vérification a l'E.L.S

1) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{\text{adop}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal

Zone	Sollicitation	N(KN)	M _x (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	1487,04	4,55	0,003	5,88	20,6	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	99,76	1,439	0,014	6,47		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	788,04	23,296	0,029	7,70		vérifiée
Zone II (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	821,33	6,638	0,008	4,85	14,2	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	35,82	0,375	0,010	4,96		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	242,91	18,018	0,074	-49		vérifiée
Zone III (35x35)	N ^{max} -M ^{corr}	314,03	7,142	0,023	4,66	10,68	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	10,69	5,208	0,487	1,10 ³		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	44,84	18,479	0,412	1,04		vérifiée

Sens transversal

Zone	Sollicitation	N(KN)	M _x (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	1487,04	6,488	0,0043	5,94	20,6	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	99,76	1,033	0,010	6,23		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	802,07	30,32	0,037	8,83		vérifiée
Zone II (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	821,33	17,834	0,022	5,71	14,2	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	35,82	0,365	0,010	4,95		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	255	25,469	0,099	4,54		vérifiée
Zone III (35x35)	N ^{max} -M ^{corr}	314,03	0,477	0,0014	3,47	10,68	vérifiée
	N ^{min} -M ^{corr}	10,69	0,312	0,029	5,27		vérifiée
	M ^{max} - N ^{corr}	52,35	28,599	0,546	1,14		vérifiée

Tableaux v-4 : ferrailage des poteaux a l'E.L.S

2) Vérification d'une section comprimée

Pour vérifier les contraintes de béton on doit calculer :

$$Y_1 = y_2 + + L_c$$

Y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'E.L.S et la fibre la plus comprimée

Y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'E.L.S et le centre de pression C_p

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée

Obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$p = 3Lc^2 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c') + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)$$

$$q = -2Lc^3 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)^2$$

$Lc = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ il faut calculer : $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{1/3}$, $y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0$ l'équation admet 03 racines :

$$- Y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$- Y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$- Y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$\text{Avec : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}, \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

On retiendra pour y_2 , la valeur positive ayant un sens physique : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right]$$

3) Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6.25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

4) Vérification d'une section comprimée

On calcul l'air de la section homogène totale : $S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position de centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A')}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Remarque : si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max}(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens longitudinal

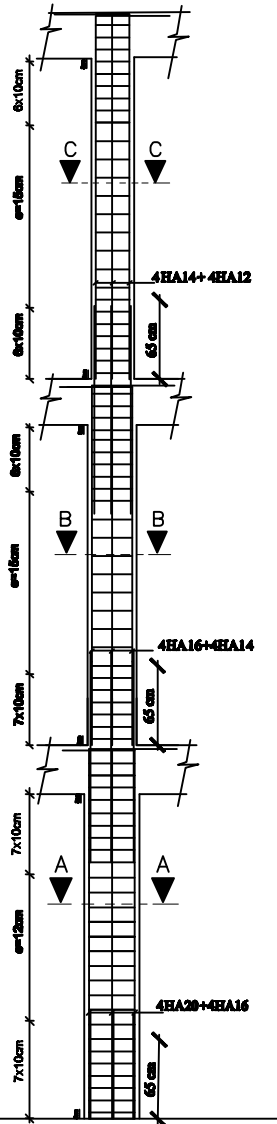
Zone	N (KN)	M (KN.m)	As	σ_b	σ_a	σ_{badm}	σ_{badm}	OBS
Zone I	1487,04	4,55	8,29	6,77	101,2	15	348	Vérifiée
	99,76	1,439	8,29	0,51	7,57	15	348	Vérifiée
	788,04	23,296	8,29	4,64	68,1	15	348	Vérifiée
Zone II	821,33	6,638	5,56	5,15	76,4	15	348	Vérifiée
	35,82	0,375	5,56	0,23	3,42	15	348	Vérifiée
	242,91	18,018	5,56	2,72	38,8	15	348	Vérifiée
Zone III	314,03	7,142	4,21	3,13	45,5	15	348	Vérifiée
	10,69	5,208	4,21	0,96	11,70	15	348	Vérifiée
	44,84	18,479	4,21	3,42	42,3	15	348	Vérifiée

Sens transversal

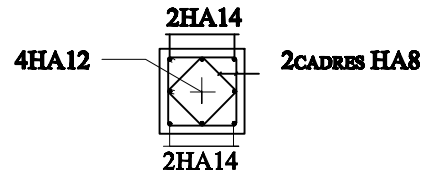
Zone	N (KN)	M (KN.m)	As	σ_b	σ_a	σ_{badm}	σ_{badm}	OBS
Zone I	1487,04	6,488	8,29	6,87	102,5	15	348	Vérifiée
	99,76	1,033	8,29	0,49	7,29	15	348	Vérifiée
	802,07	30,32	8,29	5,06	73,8	15	348	Vérifiée
Zone II	821,33	17,834	5,56	5,98	87,7	15	348	Vérifiée
	35,82	0,365	5,56	0,23	3,41	15	348	Vérifiée
	255	25,469	5,56	3,4	48,1	15	348	Vérifiée
Zone III	314,03	0,477	4,21	2,37	35,5	15	348	Vérifiée
	10,69	0,312	4,21	0,11	1,65	15	348	Vérifiée
	52,35	28,599	4,21	5,24	63,6	15	348	Vérifiée

Tableaux V-5 : vérification des contraintes

ZONE -III-



Poteaux 35x35

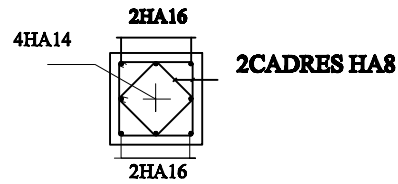


COUPE C-C

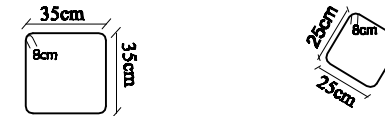


ZONE -II-

Poteaux 40x40

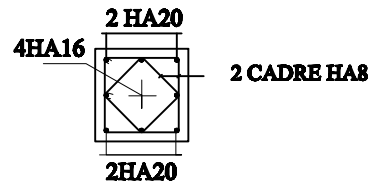


COUPE B-B



ZONE -I-

Poteaux 45x45



COUPE A-A



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Promotion: 2016 / 2017

Projet: étude d'une ossature en béton
 armé E+G a usage d'habitation en
 contreventement mixte

Dirigé par: Mr. LOUZAI

Realisé par: TRACHI Nawal
 NAILI Kahina

Echelle: 1:200

Désignation: Ferrillage des poteaux

Chapitre VI :

Ferraillage des poutres

VI. Ferrailage des poutres

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, et les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

$$E.L.U : 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

$$RPA99/ Version 2003 : G + Q \pm E$$

$$RPA99/ Version 2003 : 0,8 G \pm E$$

VI.1.Recommandations du RPA 99 version 2003 :

VI.1.1.Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section,

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (Zone IIa),

L'ancrage de l'armature longitudinale supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cardes par nœud.

VI.1.2.Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$\blacktriangleright A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing_1 \right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \dots\dots\dots \text{En zone courante}$$

VI.2. Sollicitations dans les poutres :

Avec :

Zone I : du Sous-sol au 2^{ème} étage,

Zone II : du 3^{ème} étage au 6^{ème} étage,

Zone III : du 7^{ème} étage à l'étage attique,

► **Poutres principales :**

Zone	Effort	ELU	G+Q+E	0,8G±E	ELS
Zone I	M ⁻ (KN.m)	93,621	105,81	106,379	66,046
	M ⁺ (KN.m)	67,751	111,034	110,465	47,77
	V ₂ (KN)	133,88	200,94	200,56	94,43
Zone II	M ⁻ (KN.m)	65,084	92,633	86,454	47,135
	M ⁺ (KN.m)	45,406	89,541	89,546	39,917
	V ₂ (KN)	87,34	152,31	155,74	63,3
Zone III	M ⁻ (KN.m)	52,95	82,225	68,414	46,704
	M ⁺ (KN.m)	46,836	34,212	32,499	33,953
	V ₂ (KN)	88,26	31,26	51,33	72,42

Tableau VI-2-1 : efforts internes dans les poutres principales

► **Poutres secondaires :**

Zone	Effort	ELU	G+Q+E	0,8G±E	ELS
Zone I	M ⁻ (KN.m)	21,192	52,178	47,019	15,355
	M ⁺ (KN.m)	17,262	37,85	36,417	12,331
	V ₂ (KN)	29,65	33,19	30,77	21,05
Zone II	M ⁻ (KN.m)	30,113	54,079	48,002	21,837
	M ⁺ (KN.m)	18,201	35,143	32,156	13,006
	V ₂ (KN)	28,67	22,63	22,33	20,83
Zone III	M ⁻ (KN.m)	33,159	44,904	37,194	24,005
	M ⁺ (KN.m)	18,475	27,304	22,955	13,201
	V ₂ (KN)	30,24	16,25	14,94	21,97

Tableau VI-2-2 : efforts internes dans les poutres secondaires

VI.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calculs suivantes :

Soit : $\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; Pour les aciers FeE400,

Si $\mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée,

Si $\mu > \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée,

► **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

► **2ème cas :** $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

$$M = M_1 + \Delta M \qquad M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

Avec : $\Delta M = M - M_1$

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

VI.4.exemple de calcul :

On se propose de calculer la section d'armature de la poutre principale en travée en zone I :

$$\mu = \frac{67,751}{0,3 \times (0,38)^2 \times 14200} = 0,110$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée,

$$\mu = 0,110 \rightarrow \beta = 0,942$$

Alors :

$$A = \frac{67,751 \times 10^4}{0,942 \times 0,38 \times 348 \times 10^3} = 5,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA16 = 6,03 cm²

Le calcul des sections d'armatures et le choix des aciers à adoptés sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Ferrailage des poutres principales :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Observation	β	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Zone I	Travée	67,751	0,110	SSA	0,942	5,44	3HA16 = 6,03
	Appui _{sup}	106,379	0,172		0,905	7,73	3HA16 + 2HA14 = 9,11
	Appui _{inf}	111,034	0,180		0,900	8,07	3HA16 + 2HA14 = 9,11
Zone II	Travée	45,406	0,074		0,962	3,57	3HA16 = 6,03
	Appui _{sup}	92,633	0,150		0,918	6,64	3HA16 + 2HA14 = 9,11
	Appui _{inf}	89,541	0,146		0,921	6,39	3HA16 + 2HA14 = 9,11
Zone III	Travée	46,836	0,076		0,960	3,69	3HA16 = 6,03
	Appui _{sup}	82,225	0,134		0,928	5,83	3HA16 + 2HA14 = 9,11
	Appui _{inf}	34,212	0,056		0,971	2,32	3HA16 = 6,03

Tableau VI-4-1 : résumé de calcul des poutres principales

Ferrailage des poutres secondaires :

Zone	Localisation	M_u (KN.m)	M	Observation	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Zone I	Travée	17,262	0,044	SSA	0,978	1,53	3HA14 = 4,62
	Appui _{sup}	52,178	0,134		0,928	4,25	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui _{inf}	37,85	0,097		0,948	3,02	3HA14 = 4,62
Zone II	Travée	18,201	0,047		0,976	1,62	3HA14 = 4,62
	Appui _{sup}	54,079	0,140		0,924	4,43	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui _{inf}	35,143	0,088		0,954	2,79	3HA14 = 4,62
Zone III	Travée	18,475	0,048		0,975	1,65	3HA14 = 4,62
	Appui _{sup}	44,904	0,116		0,938	3,62	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui _{inf}	27,304	0,070		0,964	2,14	3HA14 = 4,62

Tableau VI-4-2 : résumé de calcul des poutres secondaire

VI.5.Vérifications des conditions du RPA :

 - **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% (b x h).

Poutres principales (30 x 40) : $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 35) : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales (30× 40) :

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

Poutres secondaires (25x35) :

$A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Armatures transversales :**

Poutres principales :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaire:

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Délimitation de la zone nodale:

$L' = 2h$; h : hauteur de la poutre,

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$; pour les poutres principales,

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$; pour les poutres secondaires,

VI.6.Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,0012 \cdot b \cdot d$$

- Pour les poutres principales : $A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres secondaires : $A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$

→ **La condition de non fragilité est vérifiée.**

b) influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [BAEL91/art.A.5.1.32] :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,4 \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma b} = 684 \text{ KN}$$

$\tau_u = 200,94 \text{ KN} < 684 \text{ KN}$; pour les poutres principales,

$\tau_u = 33,19 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$; pour les poutres secondaires,

→ **La condition est vérifiée.**

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se,u} = \psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa},$$

Ou : $\psi_s = 1,5$ pour les barres de haute adhérence (HA),

Poutres principales :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U} = \frac{200,94 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,016 \times 3 \times 3,14} = 3,89 \text{ Mpa}$$

Poutres secondaires :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U} = \frac{33,19 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 3 \times 3,14 \times 0,014} = 0,847 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se,u}$ → donc la condition est vérifiée.

Ancrage des aciers :

➤ Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime,

$$\tau_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Pour $\varnothing 12$: $L_s = 45 \text{ cm}$,

Pour $\varnothing 14$: $L_s = 50 \text{ cm}$,

Pour $\varnothing 16$: $L_s = 60 \text{ cm}$,

Les règles du (BAEL91.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0,4.l_s$ Pour des aciers HA.

Pour les $\varnothing 12$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour les $\varnothing 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour les $\varnothing 16$: $L_c = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour justifier les armatures transversales droites, on doit vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad T_u: \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{200,94 \cdot 10^3}{300 \times 380} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{33,19 \cdot 10^3}{250 \times 330} = 0,40 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, **donc les contraintes sont vérifiées.**

VI.7.Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures,
- Etat limite de résistance du béton en compression,
- Etat limite de déformation,

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant considérée peu nuisible, les vérifications de l'état limite des fissures ne sont donc pas nécessaires.

➤ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers}),$$

A_s : section d'armature adoptée à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats et les observations pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

➤ **Poutres principales :**

Localisation	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Zone I	47,77	6,03	0,528	0,891	30,87	233,98	7,58	15	Vérifiée
Zone II	39,917	6,03	0,528	0,891	30,87	195,51	6,33	15	Vérifiée
Zone III	33,953	4,62	0,405	0,902	36,28	214,41	5,91	15	Vérifiée

Tableau VI-7-1 : vérification du ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS

Localisation	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Zone I	66,046	9,11	0,799	0,872	24,06	218,79	9,09	15	Vérifiée
Zone II	47,135	9,11	0,799	0,872	24,06	156,14	6,49	15	Vérifiée
Zone III	46,704	9,11	0,799	0,872	24,06	154,72	6,43	15	Vérifiée

Tableau VI-7-2 : vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs à l'ELS

Localisation	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Zone I	47,77	6,03	0,528	0,891	30,87	233,98	7,58	15	Vérifiée
Zone II	39,917	9,11	0,799	0,872	24,06	132,23	5,49	15	Vérifiée
Zone III	33,953	4,62	0,405	0,902	36,28	214,41	5,91	15	Vérifiée

Tableau VI-7-3 : vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs à l'ELS

➤ **Poutres secondaires :**

Localisation	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	observation
Zone I	12,331	4,62	0,56	0,888	29,54	91,68	3,08	15	Vérifiée
Zone II	13,006	4,62	0,56	0,888	29,54	96,06	3,25	15	Vérifiée
Zone III	13,201	4,62	0,56	0,888	29,54	97,51	3,30	15	Vérifiée

Tableau VI-7-4 : vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS

Localisation	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	observation
Zone I	15,355	6,88	0,833	0,870	23,32	77,73	3,33	15	Vérifiée
Zone II	21,837	6,88	0,833	0,870	23,32	110,55	5,21	15	Vérifiée
Zone III	24,005	6,88	0,833	0,870	23,32	121,52	5,22	15	Vérifiée

Tableau VI-7-5 : vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs à l'ELS

Localisation	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	observation
Zone I	12,331	4,62	0,56	0,888	29,54	91,68	3,08	15	Vérifiée
Zone II	13,006	4,62	0,56	0,888	29,54	96,06	3,25	15	Vérifiée
Zone III	13,201	4,62	0,56	0,888	29,54	97,51	3,30	15	Vérifiée

Tableau VI-7-6 : vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs à l'ELS

➤ **Etat limite de déformation :**

Sens longitudinal :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

La flèche donnée par ETABS est : $f = 0,080 \text{ cm}$,

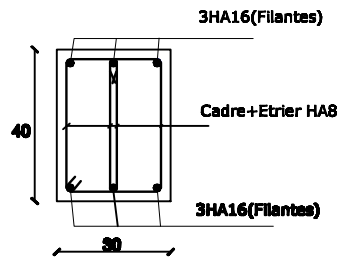
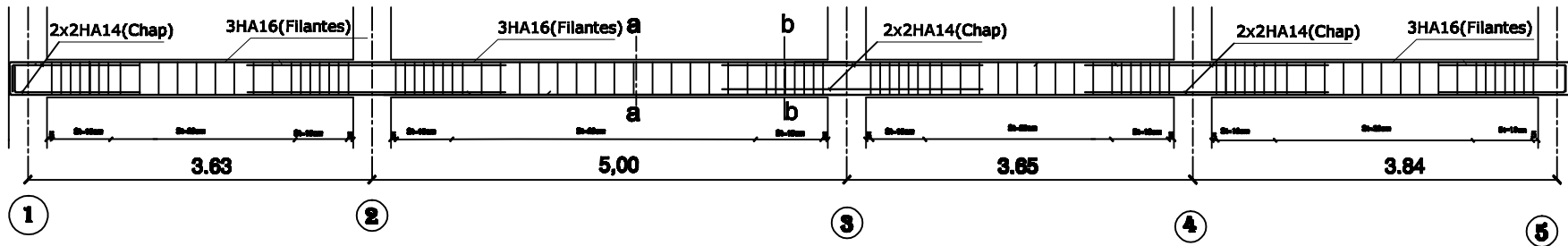
Sens transversal :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

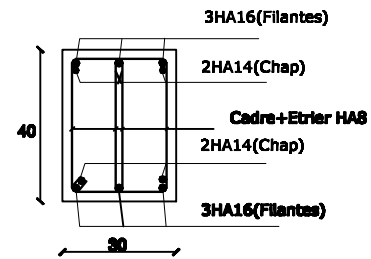
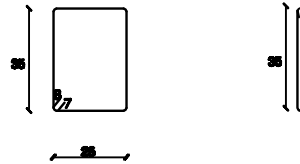
La flèche donnée par ETABS est : $f = 0,058 \text{ cm}$,

$$\bar{f} > f$$

Conclusion : La condition de l'état limite de déformation est vérifiée.



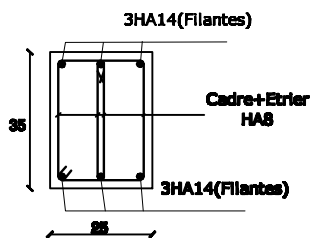
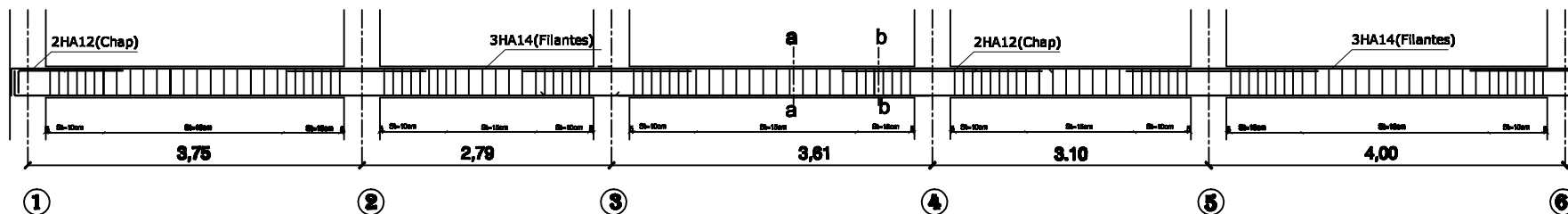
Coupe a-a



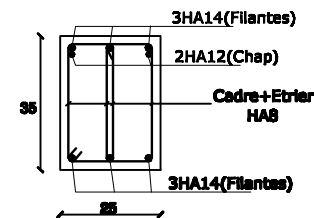
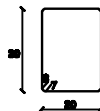
Coupe b-b

- Ferrailage des poutres principales -

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TEZI OUZOU FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Promotion: 2016 / 2017	Projet: étude d'une console en béton armé R+8 à usage d'habitation en contreventement mixte
Dirigé par: Mr. LOUZAI	Révisé par: TRACHI Noural NAILI Kébir
Echelle: 1/20 30 40	Désignation: ferrailage des poutres principales



Coupe a-a



Coupe b-b

- Ferrailage des poutres secondaires -

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Promotion: 2016 / 2017	Projet: étude d'une ossature en béton armé R+6 a usage d'habitation en construction mixte
Dirigé par: Mr. LOUZAI	Révisé par: TRACHI Nawal NAÏLI Kabine
Echelle: 1 : 20 : 1	Désignation: Ferrailage des poutres secondaires

Chapitre VII :

Ferraillage des voiles

VII. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement, il se comporte comme une console verticale encastrée en pied soumise à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme), ferrailés en flexion composée ils se composent de trois types d'armatures :

- ✚ Armatures verticales
- ✚ Armatures horizontales
- ✚ Armatures transversales

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : du sous sol au 2^{ème} étage
- Zone II : du 3^{ème} au 6^{ème} étage
- Zone III : du 7^{ème} au étage attique

VII.1. Armatures verticales

On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations (efforts internes) les plus défavorables,

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile

N : effort normal dans le voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

N : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

B = L x e (section de béton)

L : longueur du voile

E : épaisseur du voile

I : moment d'inertie du voile

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$L_c : \text{la longueur de la zone comprimée tel que : } L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures.

❖ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

L'effort normal pour une bande « d » est donnée par la formule suivante :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \qquad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} \qquad \text{et} \qquad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

Avec : A_{v1} et A_{v2} : sections d'armatures verticales

Situation accidentelle : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

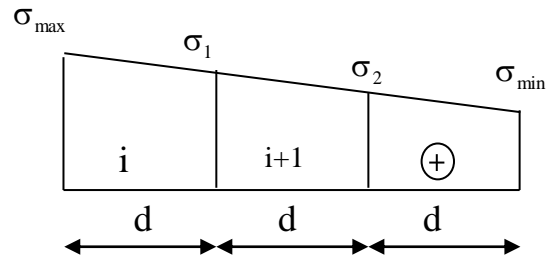
Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : A_{v1} et A_{v2} : sections d'armatures verticales

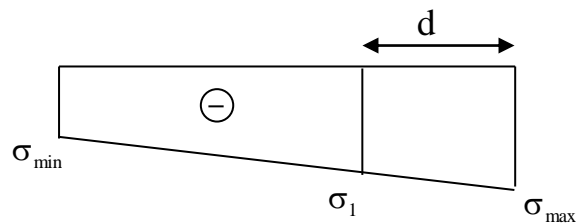
Situation accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0,85 \cdot 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{array} \right\}$



❖ **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} \qquad \text{et} \qquad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

VII.2. Section d'armatures minimales

La section d'armature minimale doit respecter les conditions suivantes :

- Compression simple :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$: par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ses armatures.

$$0,2\%B \leq A_{\min} \leq 5\%B \quad B : \text{section du béton comprimé}$$

- Traction simple :

$$A_{\min} = \frac{B f_{c28}}{f_e} ; \text{ le pourcentage minimale des armatures verticales de la zone tendue doit être au}$$

moins égales à 0,2 % de la section horizontale de la section du béton tendue

VII.3. Armatures horizontales

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4} \quad (\text{BAEL})$$

$$A_h \geq 0.15\% B$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right\}$$

A_v : Section d'armature verticale.

B : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

VII.4. Armatures transversale

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- Relier les deux nappes d'armatures verticale au moins quatre épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieurs du refend et d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

VII.5. les potelets

À chaque extrémité du trumeau les barres verticales doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'épaisseur ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armature des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

VII.6. Disposition constructive

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30cm \} \quad e = \text{épaisseur du voile}$$

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les Longueurs de recouvrement doivent être égales :

40Φ pour les barres situées dans les zones comprimées ou le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

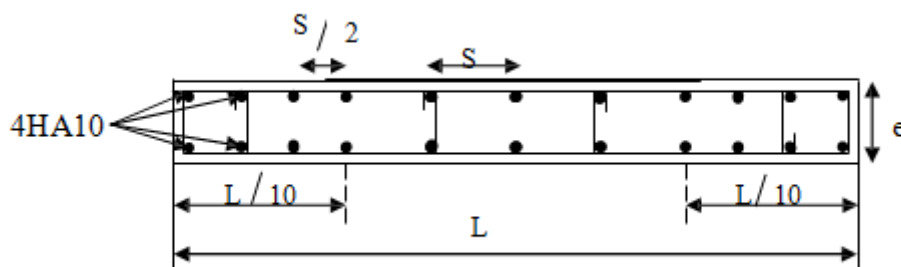


Figure VII-1 : exemple de ferrailage d'un voile

VII.7.Exemple de calcul

A. Caractéristiques géométriques :

L : 4,06 m
 B : 0,812 m²
 I : 1,115 m⁴

B. Sollicitation de calcul :

N : 369,98 KN
 M : 2128,339 KN.m
 VL1
 V : 2,03 m



Figure VII-2 : caractéristiques géométriques du voile

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{369,98}{0,812} + \frac{2128,339 \times 2,03}{1,115} = 4330,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{369,98}{0,812} - \frac{2128,339 \times 2,03}{1,115} = -3419,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

C. longueur de zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{4330,55}{4330,55 + 3419,27} \times 4,06 = 2,269 \text{ m}$$

d. calcul de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 1,5 \text{ m}$$

e. Détermination de N :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_1 = 459,148 \text{ KN}$$

f. Les armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 11,48 \text{ cm}^2$$

g. armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = 9,40 \text{ cm}^2$$

h. ferrailage adopté :

$$A_v = A_{v1} = 11,48 \text{ cm}^2 / \text{ bande} = 26,04 \text{ cm}^2 / \text{ nappe}$$

On opte pour **25HA14** = 38,50 cm² ; avec s_t = 15 cm

I. Les armatures horizontales :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} , 0.15\% B \right\} = 9,65 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **16HA12** = 18,10 cm² ; avec S_t = 20 cm

j. Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par mètre carré.

On opte pour 4 épingle HA8 par mètre carré.

k. les potelets :

Vu que la section d'armatures calculée pour le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

l. Vérifications :

a-Espacement :

$$St \leq \min (1.5e ; 30) = 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification des contraintes de cisaillements :

1 - selon B.A.E.L

$$\tau_u = \frac{T}{B d} = \frac{410,66 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4060} = 0,56 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa ; \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,56 MPa < \bar{\tau}_u$$

2- selon le RPA99/2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{B d} = \frac{1,4 \times 410,66}{200 \times 0,9 \times 4060} = 0,787 MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 MPa$$

$$\tau_b = 0,787 MPa < \bar{\tau}_b = 5 MPa$$

c-Vérification a l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1252,6 \times 10^3}{200 \times 4060 + 15 \times (38,50) \times 10^2} = 1,44 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,44 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

→ **Conditions vérifiées**

Le ferrailage des autres voiles est donné sous formes de tableaux :

	Zone considéré	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristique géométrique	Nom de voile	VT1		
	L (m)	4,06	4,01	3,96
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,812	0,802	0,792
Sollicitations de calcul	σ_{max} (kN/m ²)	4330,55	1673,56	685,59
	σ_{min} (kN/m ²)	-3419,27	-1110,34	-468,01
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _U (KN)	410,66	242,73	175,46
	L _t (m)	1,791	1,599	1,607
	L _c (m)	2,269	2,411	2,353
	d (m)	0,895	0,800	0,805
	σ_1 (kN/m ²)	-1710,874	-554,948	-233,503
	σ_2 (kN/m ²)	/	/	/
	N ₁ (KN)	459,148	133,223	56,472
	N ₂ (KN)	153,345	44,360	18,716
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)	11,48	3,83	1,62
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,83	1,27	0,54
	A _{min} (cm ²)/bande	9,40	8,40	8,45
	A _{min} (cm ²) bande/nappe	4,7	4,2	4,23
	A _{v totale} / nappe	26,04	21,05	20,78
	Choix des barres /nappe	25HA14	25HA12	25HA12
	A _{v choisie} (cm ²) /nappe	38,50	28,25	28,25
	Espacement (cm)	15	15	15
	A _h (cm ²) / nappe	9,65	7,06	7,06
	Choix des barres / nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A _{h choisie} (cm ²) / nappe	18,10	18,10	12,57
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	τ_u (MPA)	0,56	0,336	0,246
	τ_b (MPA)	0,787	0,471	0,345
	N _S (KN)	1252,6	760,92	306,98
	σ_b (MPA)	1,44	1,22	0,49

Tableau VII-1 : Ferrailage du voile transversal VT1.

	Zone considéré	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristique géométrique	Nom de voile	VT2		
	L (m)	2,4	2,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)	8672,41	2432,87	2140,43
	σ_{\min} (kN/m ²)	-6009,53	-232,042	-1061,51
	Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C
	V _U (KN)	280 ,29	103,24	73,47
	L _t (m)	0,982	0,209	0,796
	L _c (m)	1,418	2,191	1,604
	d (m)	0,49	0,209	0,796
	σ_1 (kN/m ²)	3004,7	/	/
	σ_2 (kN/m ²)	/	/	/
	N ₁ (KN)	441,70	4,85	84,49
	N ₂ (KN)	147,23	/	/
Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	11,04	0,12	2,11
	A _{v2} (cm ²)	3,68	/	/
	A _{min} (cm ²)/bande	5,145	2,19	8,36
	A _{min} (cm ²) bande/nappe	2,572	1,097	4,179
	A _{v totale} nappe	27,03	12,57	12,6
	Choix des barres /nappe	18HA14	18HA12	18HA12
	A _{v choisie} (cm ²) /nappe	27 ,7	20,36	20,36
	Espacement (cm)	15	15	15
	A _h (cm ²) / nappe	6,925	5,09	5,09
	Choix des barres / nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A _{h choisie} (cm ²) / nappe	18,10	18,10	12,57
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8		
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	0,648	0,239	0,170
	τ_b (MPa)	0,908	0,334	0,238
	N _S (KN)	1672,01	1095,94	467,55
	σ_b (MPa)	3,2	2,28	0,97

Tableau VII-2 : Ferrailage du voile transversal VT2.

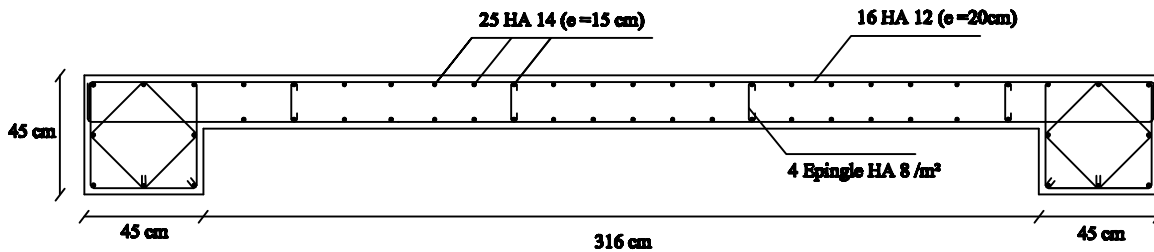
	Zone considéré	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristique géométrique	Nom de voile	VT3		
	L (m)	1,225	1,2	1,175
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,245	0,24	0,235
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)	4198,06	3093,86	1426,43
	σ_{\min} (kN/m ²)	-1490,80	1122,30	-414,52
	Nature de la section	S.P.C	S.E.C	S.P.C
	V _U (KN)	61,82	42,03	27,15
	L _t (m)	0,321	/	0,265
	L _c (m)	0,904	1,2	0,910
	d(m)	0,321	0,6	0,265
	σ_1 (kN/m ²)	/	2108,08	/
	σ_2 (kN/m ²)	/	/	/
	N ₁ (KN)	47,855	312,11	10,98
	N ₂ (KN)	/	/	/
	Ferrailage	A _{v1} (cm ²)	1,2	/
A _{v2} (cm ²)		/	/	/
A _{min} (cm ²)/bande		3,37	6,3	2,78
A _{min} (cm ²) bande/nappe		1,68	3,15	1,39
A _{v totale} nappe		6,43	6,3	6,16
Choix des barres /nappe		8HA14	8HA12	8HA12
A _{v choisie} (cm ²) /nappe		12,31	9,05	9,05
Espacement (cm)		15	15	15
A _h (cm ²) / nappe		03,07	2,26	2,26
Choix des barres / nappe		16HA12	16HA12	16HA10
A _{h choisie} (cm ²) / nappe		18,10	18,10	12,57
Espacement (cm)		20	20	20
Armatures transversales	4 épingles HA8			
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	0,280	0,194	0,128
	τ_b (MPa)	0,392	0,272	0,179
	N _S (KN)	2174,32	1398,73	564,31
	σ_b (MPa)	8,25	5,52	2,27

Tableau VII-3 : Ferrailage du voile transversal VT3.

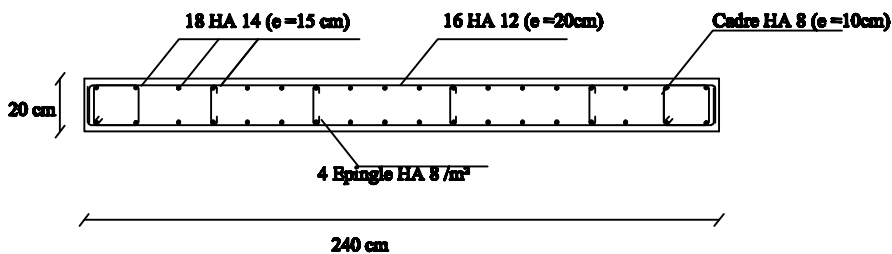
	Zone considéré	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristique géométrique	Nom de voile	VL1		
	L (m)	2,92	2,90	2,87
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,584	0,580	0,574
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (kN/m ²)	7254,83	2815,92	1826,17
	σ_{\min} (kN/m ²)	-5586,71	-896,61	-1068,26
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _U (KN)	786,39	370,11	231,69
	L _t (m)	1,270	0,700	1,059
	L _c (m)	1,650	2,2	1,811
	d(m)	0,635	0,700	0,529
	σ_1 (kN/m ²)	-2794,115	0	-534,757
	σ_2 (kN/m ²)	/	/	/
	N ₁ (KN)	532,182	62,763	84,800
	N ₂ (KN)	177,523	0	28,355
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)	13,30	1,80	2,44
	A _{v2} /bande (cm ²)	4,44	0	0,81
	A _{min} (cm ²)/bande	6,67	7,35	5,55
	A _{min} (cm ²) /bande/nappe	3,33	3,675	2,775
	A _{v totale} /nappe	30,58	15,22	15,06
	Choix des barres /nappe	16HA16	16HA14	16HA12
	A _{v choisie} (cm ²) /nappe	32,17	24,63	18,10
	Espacement (cm)	20	20	20
	A _h (cm ²) / nappe	8,04	6,16	4,525
	Choix des barres / nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A _{h choisie} (cm ²) / nappe	18,10	18,10	12,57
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	τ_u (MPa)	1,496	0,709	0,448
	τ_b (MPa)	2,095	0,993	0,628
	N _S (KN)	3764,26	2348,8	975,23
	σ_b (MPa)	5,95	3,81	1,62

Tableau VII-4 : Ferrailage du voile longitudinal VL1.

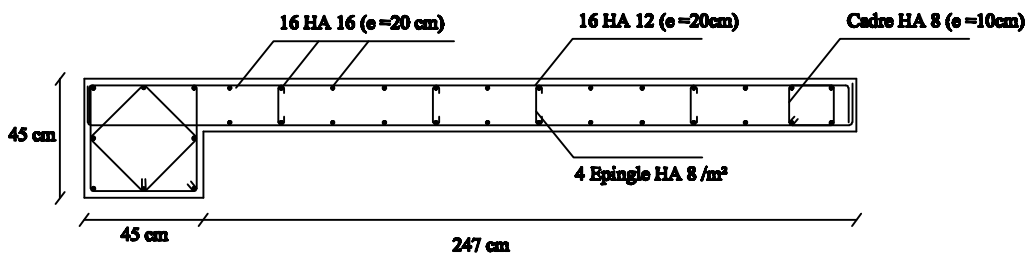
-Ferrailage du voile VT1



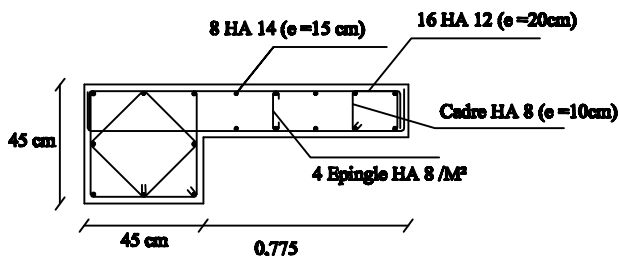
-Ferrailage du voile VT2



-Ferrailage du voile VL1 et VL1'



-Ferrailage du voile VT3 et VT3'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI TIZI OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Promotion:
2016 / 2017

Projet: étude d'une ossature en béton armé R+8 a usage d'habitation en contreventement mixte

Dirigé par:
Mr: LOUZAI

Realisé par:
TRACHI Nawal
NAILI Kahina

Echelle:
1/20

Désignation:
Ferrailage des voiles

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier, cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radier) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux), ces efforts consistent en :

L'effort normal : charges et surcharges verticales centrées.

Force horizontale: résultante des actions sismiques.

Un moment de valeur variable qui s'exerce dans les différents plans.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure en :

- Fondation superficielles : utilisées pour des sols de bonne capacité portante (elles sont près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- Fondations profondes : utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.2.Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain, ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage,
- La facilité de l'exécution,
- La capacité portante du sol,
- L'importance de la superstructure, l'économie,

VIII.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

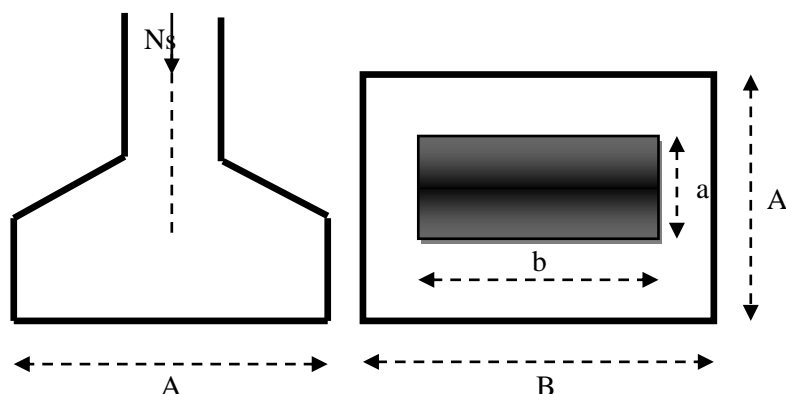
Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = 1$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 1487,04 \text{ KN}$

$\sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$



$$B \geq \sqrt{\frac{1487,04}{200}} = 2,73\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2,73 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII.3.2. Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII .1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal et transversal)

Voiles	G+Q(KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	1252,6	4,06	1,543	6,26
VT2	1672,01	2,4	3,483	8,36
VT3	2174,32	1,225	8,875	10,87
VL1	3764,26	2,92	6,446	18,82
			$\sum s$	44,31

$$S_v = \sum s_i = 44,31 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles}$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul

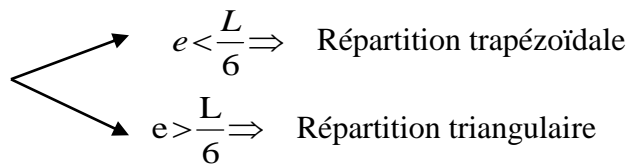
La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination des coordonnées de la structure : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

c) exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s x e _i (KN.m)
1	1105,74	-7,299	-8,06	-8912,26
2	1487,04	-6,448	-4,43	-6587,58
3	1425,83	3,606	0,57	812,72
4	1034,09	1,148	4,22	4363,86
5	501,6	2,572	8,06	4042,89
Total	5554,3	-6,421	/	-6280,36

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -1,13m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -1,13m < \frac{L}{6} = \frac{16,12}{6} = 2,69m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5554,3}{16,12} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1,13)}{16,12}\right) = 199,63 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5554,3}{16,12} \times \left(1 + \frac{6 \times (-1,13)}{16,12}\right) = 489,47 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5554,3}{16,12} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,13)}{16,12}\right) = 272,09 \text{ KN/m}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{272,09}{200} = 1,36 \text{ m}$$

On prend $B = 1,5 \text{ m}$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_T = n \cdot S + S_v$

$$\text{On aura donc, } S = (1,5 \times 6 \times 16,12) + 44,31 = 189,39 \text{ m}^2$$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

Remarque : étant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupe plus de 50% de l'assise donc en ajoutant l'autre sens de la surface totale va dépasser les 50% de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment : $S_T = 615,48 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinale :

$$S_t = 189,39 \times 2 = 378,78 \text{ m}^2 \quad (61,54\%)$$

$S_t > 50\% S_{bat}$, on opte pour un radier général

VIII.4. Ferrailage du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs

$$L_{max} = 4,06 \text{ m} \quad ; \quad 50,75 \leq h \leq 81,2 \quad \text{On prend } h = 80 \text{ cm}$$

- Sous poteaux

La dalle : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit alors : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

La nervure (poutre) : elle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 32 \leq b_n \leq 56 \quad \text{soit } b_n = 45 \text{ cm}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h \leq \frac{500}{40} \quad 10 \leq h \leq 12,5 \quad \text{soit } h_t = 12 \text{ cm}$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m,

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen,

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m),

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86$ MPa,

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux,

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.04 \text{ m}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique, on opte pour $h = 105$ cm.

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$
- La nervure : $\begin{cases} h_n = 80 \text{ cm} \\ b_n = 45 \text{ cm} \end{cases}$
- La dalle flottante : $h_t = 12 \text{ cm}$

VIII.4.2. Détermination des sollicitations

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 53\,877,46$ KN

Charge d'exploitation $Q = 11\,998,76 \text{ KN}$

Combinaison d'action

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 90\,732,711 \text{ KN}$

ELS : $N_s = G + Q = 65\,876,22 \text{ KN}$

VIII.4.3. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU : } S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{90732,711}{1,33 \times 200} = 341,10 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{65876,22}{200} = 329,38 \text{ m}^2$$

D'ou: $S_{bat} > \max(S1, S2)$

$$S_{bat} = 615,49 \text{ m}^2 > S_{rad} = 341,10 \text{ m}^2$$

Remarque:

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit:

$$L_{deb} \geq \max(h/2; 30\text{cm}) = \max\left(\frac{105}{2}, 30\text{ cm}\right) = 52,5 \text{ cm}$$

On prend $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 615,49 + 61,28 = 676,77 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 676,77 \text{ m}^2$

VIII.4.4. Détermination des efforts à la base du radier

1) Poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais (T.V.O) + poids de la dalle flottante + poids de débord.

$$\text{Poids de la dalle} \rightarrow S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 5075,775 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblais} \rightarrow (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_{rad} - h_{dalle}) \times \rho_b = 3869,63 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} \rightarrow S_{radier} \times e_p \times \rho_b = 2030,31 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la nervure} \rightarrow b_n \times (h_t \times h_d) \times L \times n \times \rho_b = 4225 \text{ KN}$$

$G_{radier} : 15200,715 \text{ KN}$

2) Poids total de l'ouvrage

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 53\,877,46 \text{ KN}$

- Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$G_{\text{tot}} = G \text{ (superstructure)} + G \text{ (infrastructure)} = 69\,078,175 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation totale Q_{totale}

$Q_{\text{tot}} = Q \text{ (superstructure)} + Q \text{ (infrastructure)} = 11\,998,76 + 2,5(676,77) = 13\,690,68 \text{ KN}$

3) Combinaison d'action

ELU: $N_{u \text{ total}} = 1,35 G + 1,5 Q = 113\,791,56 \text{ KN.}$

ELS: $N_{s \text{ total}} = G + Q = 82\,768,85 \text{ KN.}$

Etat sismique $N_a = G + 0,2Q = 71\,816,311 \text{ KN}$

VIII.4.5. Vérifications :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$b = 105 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 0,27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{113791,56 \times 1,05}{676,77} \times \frac{5}{2} = 441,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{441,79}{1,05 \times 0,27} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier

a) Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 18,52 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,475 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 16194,70 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 62573,49 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) du aux charges verticales ;

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré : $\mathbf{M}_j = \mathbf{M}_{j(k=0)} + \mathbf{T}_{j(k=0)} \cdot \mathbf{h}$

Avec : $\mathbf{M}_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$\mathbf{T}_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure,

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

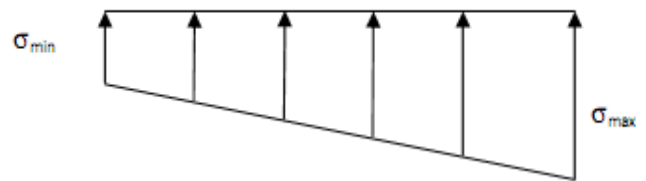


Figure VIII-1 : diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

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

- Sens longitudinal :

$$\text{A l'E.L.U. : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 113\,791,56 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{113\,791,56}{676,77} = 168,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{133\,791,56}{676,77} = 168,14 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 168,14 \text{ KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{A l'E.L.S. : } N_s = G + Q = 82\,768,85 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82\,768,85}{676,77} = 122,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82\,768,85}{676,77} = 122,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 122,29 \text{ N} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = G + 0,2Q = 71\,816,311 \text{ KN}$

$$M_{0x} = 37\,685,48 \text{ Kn.m} ; T_{0x} = 2127,84 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 39\,919,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71\,816,311}{676,77} + \frac{39\,919,71}{62\,573,49} \times 18,52 = 117,93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71\,816,13}{676,77} - \frac{39\,919,71}{62\,573,49} \times 18,52 = 94,30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 117,93 + 94,30}{4} = 112,02 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal

A l'E.L.U : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 113\,791,56 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{113\,791,56}{676,77} = 168,14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{113\,791,56}{676,77} = 168,14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 168,14 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'E.L.S : $N_s = G + Q = 82\,768,85 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82\,768,85}{676,77} = 122,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82\,768,85}{676,77} = 122,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 122,29 \text{ N} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = G + 0,2Q = 71\,816,311 \text{ KN}$

$$M_{0y} = 44\,984,146 \text{ Kn.m} \quad ; \quad T_{0y} = 1807,96 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 46\,882,50 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71\,816,311}{676,77} + \frac{46\,882,50}{16194,70} \times 9,475 = 133,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71\,816,13}{676,77} - \frac{46\,882,50}{16194,70} \times 9,475 = 78,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 133,54 + 78,68}{4} = 119,83 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière .elles se fait en vérifier que :

$$P \geq F_s \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids total du bâtiment à la base du radier $P = 53\,877,46 \text{ KN}$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $F_s = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma=10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1,05 \text{ m}$

S : surface du radier $S = 676,77 \text{ m}^2$

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,05 \times 676,77 = 10659,125$$

Donc : $P = 53\,877,46 \text{ KN} > 10\,659,125 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement

4) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau,

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier,

a : Epaisseur du voile ou du poteau,

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m),

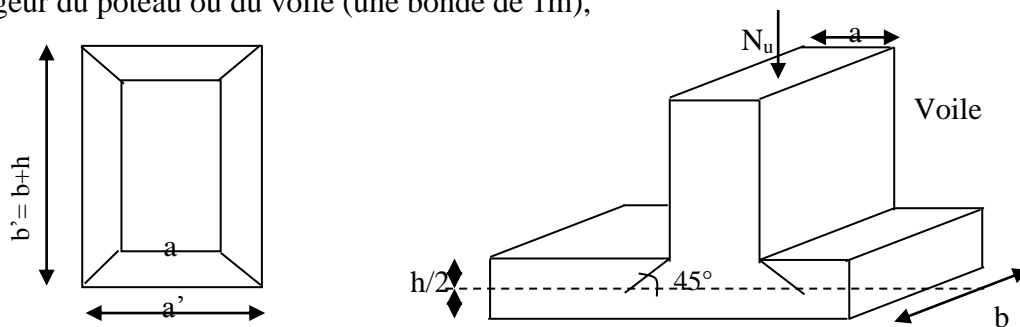


Figure VIII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,05) = 6m$$

$$N_u = 2056,49 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,4 \times 1,05 \times 25000}{1,5} = 4725 \text{ KN}$$

- Voile (pour une bande de 1 m)

$$\mu_c = 2(a' + b' + 2 \cdot h) = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,05) = 6,6 \text{ m} .$$

$$N_u = 5167,46 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 1,05 \times 6,6 \times 25000}{1,5} = 5197,5 \text{ KN}$$

VIII.4.6. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\alpha < 0,4 \rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{4,55} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168,14 - \frac{15\,200,715}{676,77} = 145,68 \text{ KN/m}^2$$

- A l'E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 122,29 - \frac{15\,200,715}{676,77} = 99,83 \text{ KN/m}^2$$

VIII.4.7. Calcul à l'E.L.U**1) Evaluation des moment M_x , M_y**

$$M_x = 0,0587 \times 145,68 \times 3,55^2 = 107,77 \text{ KN.m}$$

On obtient: $M_y = 0,559 \times 107,77 = 60,24 \text{ KN.m}$

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75 M_{0X}$ ou $0,75 M_{0Y}$

- Moment sur appuis : $0,5 M_0$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée : $0,85 M_{0X}$ ou $0,85 M_{0Y}$

-Moment sur appuis de rive : $0,3 M_{0X}$ ou $0,3 M_{0Y}$

-Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0X}$ ou $0,5 M_{0Y}$

2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y)

- Aux appuis

$$M_x^a = 0,5 M_x = 53,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 30,12 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t^x = 0,85 M_x = 91,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 51,20 \text{ KN.m}$$

3) Ferrailage longitudinal :- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53,88 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{53,88 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 5,67 \text{ cm}^2 / m_l$$

Soit : 8HA12 / m_l = 9,05 cm² / m_l avec un espacement de 12 cm.- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{91,6 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,957$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{91,6 \times 10^3}{0,957 \times 28 \times 348} = 9,82 \text{ cm}^2 / m_l$$

Soit : 10HA12 / m_l = 11,31 cm² / m_l avec un espacement de 12 cm**4) Ferrailage transversal :**- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30,12 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,027 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,9865$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{30,12 \times 10^3}{0,9865 \times 28 \times 348} = 3,13 \text{ cm}^2 / m_l$$

Soit : 8HA10 / m_l = 6,28 cm² / m_l avec un espacement de 12 cm.- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{51,20 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,046 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,976$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{51,20 \times 10^3}{0,976 \times 28 \times 348} = 5,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA10/ ml = 6,28 cm²/ml avec un espacement de 12 cm.

5) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,76}{2} = 2,664 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour HAFe400

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ua}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ut}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Espacement (Art A.8.2.42 /BAEL91 modifié 99) :

- Direction la plus sollicité (sens x-x) : $S_t = 12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Direction la moins sollicité (sens y-y) : $S_t = 12 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

VIII.4.8. Calcul à l'E.L.S

1) Evaluation des moment M_x , M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{4,55} = 0,78 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{array} \right\}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 0,0652 \times 99,83 \times 3,55^2 = 82,03 \text{ KN.m}$$

On obtient: $M_y = 0,683 \times 82,03 = 56,03 \text{ KN.m}$

2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y)

- Aux appuis

$$M_x^a = 0,5 M_x = 41,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 28,01 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t^x = 0,85 M_x = 69,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 47,62 \text{ KN.m}$$

3) Vérification des contraintes dans le béton

Sens longitudinal :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{Ser}}{B_1 \cdot d A_s} \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ut}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 28} = 0,323 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 0,911 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0,024 \end{array} \right\}$$

Aux appuis

$$\sigma_{ser} = \frac{41,01 \times 10^3}{0,911 \times 28 \times 9,05} = 177,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,024 \times 177,65 = 4,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ut}}{b \times d} = \frac{100 \times 11,31}{100 \times 28} = 0,404 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 0,902 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0,028 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{69,72 \times 10^3}{0,902 \times 28 \times 11,31} = 244,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,028 \times 244,08 = 6,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

Aux appuis

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{Ser}}{B_1 \cdot d A_s} \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ut}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,28}{100 \times 28} = 0,224 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B_1 = 0,924 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0,019 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{28,01 \times 10^3}{0,924 \times 28 \times 6,28} = 172,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,019 \times 172,39 = 3,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée

$$\sigma_{ser} = \frac{47,62 \times 10^3}{0,924 \times 28 \times 6,28} = 293,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,019 \times 293,09 = 5,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.5. Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une Charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

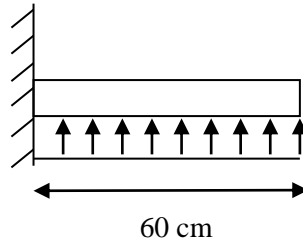


Figure VIII-3 : schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul

A l'E.L.U: $q_u = 145,68 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-145,68 \times 0,6^2}{2} = -26,22 \text{ KN.m}$$

A l'E.L.S: $q_s = 99,83 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-99,83 \times 0,6^2}{2} = -17,97 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m}$ $d = 28 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{26,22 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,024 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{26,22 \times 10^3}{0,988 \times 28 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\text{HA}12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25cm

3) Vérification à l'E.L.U

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

5) Vérification a l'E.L.S

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,161 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,198 \\ \beta_1 = 934 \end{array} \right\}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{B_1 \cdot d A_a} = \frac{17,97 \times 10^3}{0,934 \times 28 \times 4,52} = 152,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 152,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{152,02}{15} \times \frac{0,198}{1 - 0,198} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,5 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

$A_{radier} > A_{debord} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.6. Calcul des nervures

- Afin d'éviter les risques de soulèvement du radier, il faut prévenir des nervures (raidisseur) dans les deux sens.
- Le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires.
- Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramène ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituantes des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspond à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdale, dans ce cas le calcul devient classique.

Pour les charges trapézoïdales

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

Pour les charges triangulaires

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

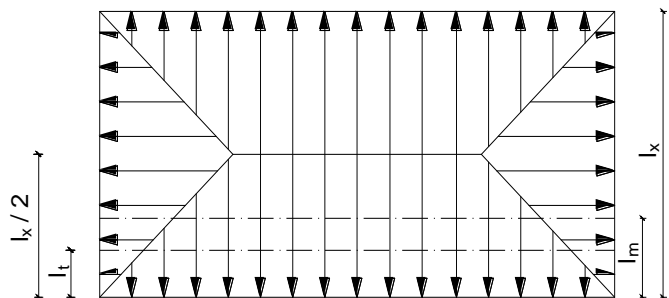


Figure VIII-4 : sema statique d'un chargement

Simplifié admis

VIII.6.1. Sens longitudinale :

1) Calcul à l'E.L.U :

travée	L_x	L_y	ρ	Type de chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	q_{um}	q_{us}	$\sum q_{um}$	$\sum q_{us}$	q_{ut}	q_{st}	$\sum q_{ut}$
AB	3,10	3,63	0,85	Trapézoïdale	1,17	0,89	145,68	99,83	170,44	116,8	346,71	237,59	88,85	129,65	262,21
	3,63	4,00	0,91	Triangulaire	1,21	0,91	145,68	99,83	176,27	120,79			90,84	132,56	
BC	3,10	5,00	0,62	Trapézoïdale	1,35	1,06	145,68	99,83	196,67	134,77	425,39	291,50	106,82	155,87	330,69
	4,00	5,00	0,80	Trapézoïdale	1,57	1,20	145,68	99,83	228,72	156,73			119,79	174,82	
CD	3,10	3,65	0,85	Trapézoïdale	1,17	0,89	145,68	99,83	171,42	116,80	346,71	237,59	88,85	129,65	262,21
	3,65	4,00	0,91	Triangulaire	1,21	0,90	145,68	99,83	176,27	120,79			90,84	132,56	
DE	3,10	3,84	0,81	Trapézoïdale	1,28	0,92	145,68	99,83	176,27	120,79	362,74	248,57	91,84	134,02	273,87
	3,84	4,00	0,96	Triangulaire	1,04	0,96	145,68	99,83	186,47	127,78			95,84	139,85	
EF	3,10	3,65	0,99	Trapézoïdale	1,03	0,78	145,68	99,83	151,50	103,82	301,56	206,64	77,86	113,63	227,26
	3,11	4,00	0,78	Triangulaire	1,21	0,77	145,68	99,83	150,05	102,82			77,86	113,63	
FG	3,10	3,84	0,81	Trapézoïdale	1,28	0,92	145,68	99,83	176,42	120,79	362,74	248,57	91,84	134,02	273,87
	3,84	4,00	0,96	Triangulaire	1,17	0,96	145,68	99,83	187,47	127,78			95,84	139,85	
GH	3,10	3,65	0,85	Trapézoïdale	1,21	0,89	145,68	99,83	170,44	116,92	346,71	237,59	88,85	129,65	262,87
	3,65	4,00	0,91	Triangulaire	1,35	0,91	145,68	99,83	176,27	120,79			90,84	132,56	
HI	3,10	5,00	0,62	Trapézoïdale	1,57	0,62	145,68	99,83	196,67	134,77	425,39	291,50	106,82	155,87	330,69
	4,00	5,00	0,80	Trapézoïdale	1,17	0,80	145,68	99,83	228,72	156,73			119,79	174,82	
IG	3,10	3,63	0,85	Trapézoïdale	1,21	0,85	145,68	99,83	170,44	116,80	346,71	237,59	88,85	129,65	262,21
	3,63	4,00	0,91	Triangulaire	1,35	0,91	145,68	99,83	176,27	120,79			90,84	132,56	

Tableau VIII- 3 : charge revenant à la nervure la plus sollicitée à l'E.L.U et l'E.L.S

2) Détermination des sollicitations

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel ETABS

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

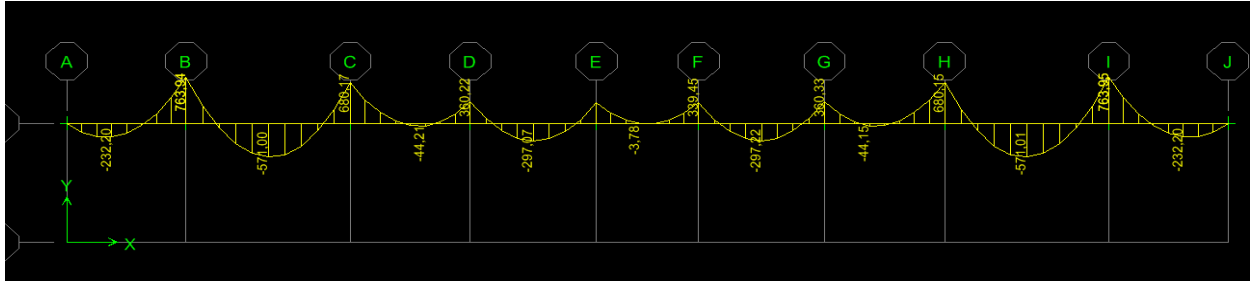


Figure VIII-5 : diagramme des moments fléchissant a l'E.L.U

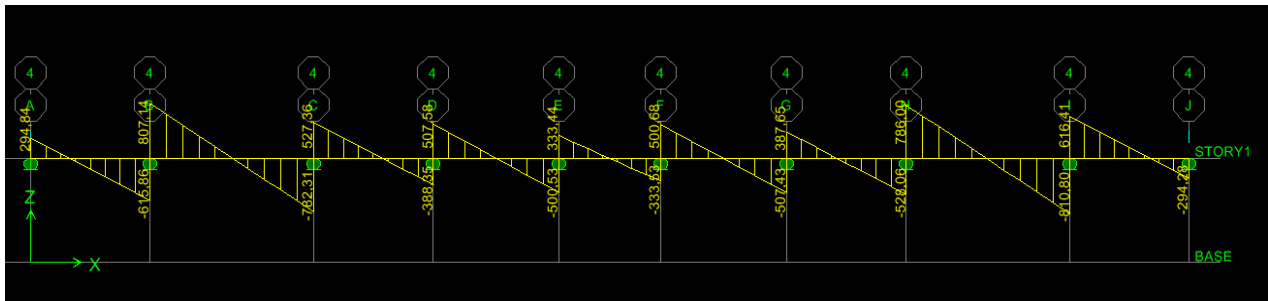


Figure VIII-6 : diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U

3) Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec des M^{max} aux appuis et en travée,

$$M_t^{max} = -571,01 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 763,95 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 103 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M (KN.m)	μ	β	$A_{cal} \text{ cm}^2$	Choix	$A_{ado} (\text{cm}^2)$
Appuis	763,95	0,112	0.940	22,67	4HA20+6HA16	24,62
Travées	571,01	0.084	0.956	11.66	4HA20 + 4HA16	20,61

4) Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 5,59 \text{ cm}^2$$

5) Vérification à l'E.L.U

b) Condition de non fragilité

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 24,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Espacement des armatures transversales

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{26,25, 19,2\} = 19,2 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{4} = 52,5 \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

d) Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right) = (30, 45, 16) = 10 \text{ mm}$$

- En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 S_t \cdot b = 2,025 \text{ cm}^2$

- En zone courante : $A_{\min} = 0,003 S_t \cdot b = 2,7 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

e) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 810,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{810,8 \times 10^3}{450 \times 1030} = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Vérification à l'E.L.S

$$\text{Aux appuis : } M_a = 516,58 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 24,62}{45 \times 103} = 0,531 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,327 \\ \beta_1 = 0,891 \end{array} \right\}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{B_1 \cdot d A_a} = \frac{516,58 \times 10^3}{0,891 \times 103 \times 24,62} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 228,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = 0,032 \sigma_s < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,032 \times 228,63 = 7,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,32 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

En travée: $M_t = 387,16 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 20,61}{45 \times 103} = 0,44 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,318 \\ \beta_1 = 0,894 \end{array} \right\}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{B_1 \cdot d A_a} = \frac{387,16 \times 10^3}{0,894 \times 103 \times 20,61} = 204 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = 0,031 \sigma_s < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,031 \times 204 = 6,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,34 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

VIII.6.2. Sens transversale

1) Calcul à l'E.L.U

travée	L_x	L_y	ρ	Type de chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	q_{um}	q_{us}	$\sum q_{um}$	$\sum q_{us}$	q_{ut}	q_{st}	$\sum q_{ut}$
AB	3,65	3,75	0,97	Trapézoïdale	1,25	0,94	145,68	99,83	182,1	124,78	362,74	248,56	136,94	93,84	273,88
	3,75	5,00	0,75	Triangulaire	1,24	0,94	145,68	99,83	180,64	123,78			136,94	93,84	
BC	2,79	3,65	0,76	Triangulaire	0,93	0,69	145,68	99,83	135,48	92,84	270,96	185,68	98,27	66,95	196,54
	2,79	5,00	0,56	Triangulaire	0,93	0,69	145,68	99,83	135,48	92,84			98,27	66,95	
CD	3,61	3,65	0,98	Triangulaire	1,20	0,90	145,68	99,83	174,82	119,79	349,64	239,58	131,11	89,85	262,22
	3,61	5,00	0,72	Triangulaire	1,20	0,90	145,68	99,83	174,82	119,79			131,11	89,85	
DE	3,10	3,65	0,85	Triangulaire	1,03	0,77	145,68	99,83	150,05	102,82	300,1	205,64	112,17	76,87	224,34
	3,10	5,00	0,62	Triangulaire	1,03	0,77	145,68	99,83	150,05	102,82			112,17	76,77	
EF	3,65	4,00	0,91	Trapézoïdale	1,32	0,99	145,68	99,83	192,29	131,77	386,04	264,54	144,22	98,83	289,9
	4,00	5,00	0,80	Triangulaire	1,33	1	145,68	99,83	193,75	132,77			145,68	99,83	

Tableau VIII- 4 : charge revenant à la nervure la plus sollicitée à l'E.L.U et l'E.L.S

1) Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchant sont donnes ci-après :

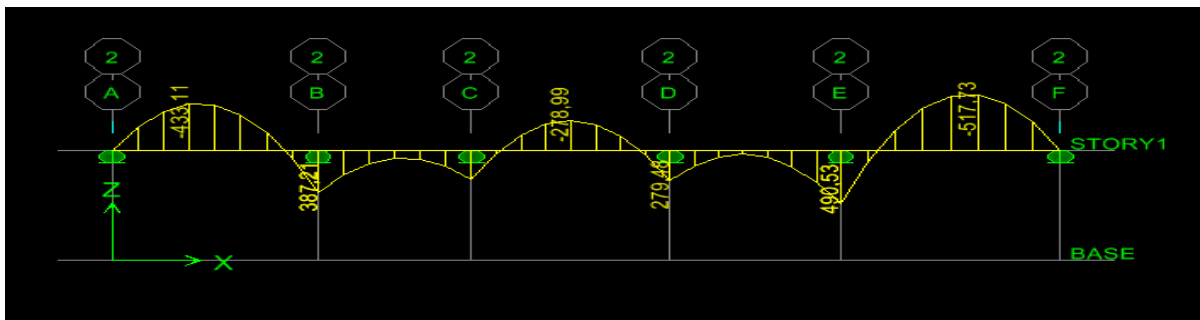


Figure VIII-5 : diagramme des moments fléchissant a l'E.L.U

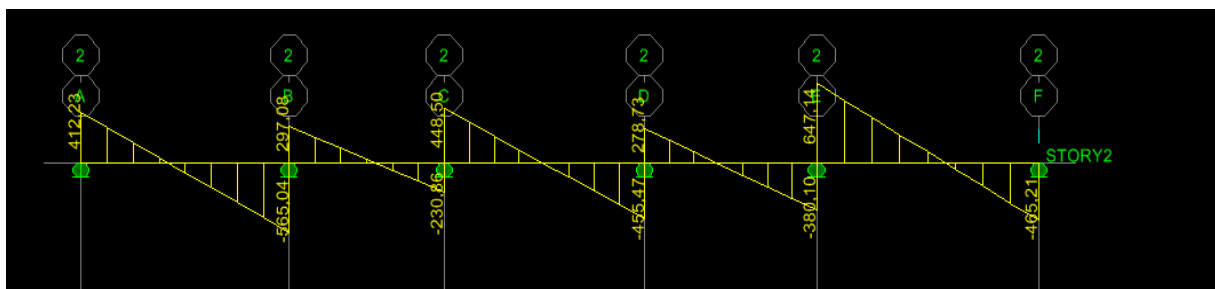


Figure VIII-6 : diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U

2) Le ferrailage

Le ferrailage se fera avec des M^{max} aux appuis et en travée

$$M_t^{max} = -517,73 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 490,53 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 103 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M (KN.m)	μ	β	$A_{cal} \text{ cm}^2$	Choix	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
Appuis	490,53	0,072	0.963	14,21	12HA14	18,47
Travées	517,73	0.076	0.960	15,04	12HA14	18,47

3) Verification à l'E.L.U

f) Condition de non fragilité

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 18,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 18,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Espacement des armatures transversales

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 26,25, 16,8 \} = 16,8 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{4} = 52,5 \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi \right) = (30, 45, 16) = 10 \text{ mm}$$

- En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 S_t \cdot b = 2,025 \text{ cm}^2$ - En zone courante : $A_{\min} = 0,003 S_t \cdot b = 2,7 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 647,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{647,14 \times 10^3}{450 \times 1030} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7) Vérification à l'E.L.S

$$\text{Aux appuis : } M_a = 330,95 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 18,47}{45 \times 103} = 0,398 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,291 \\ \beta_1 = 0,903 \end{array} \right\}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{B_1 \cdot d A_a} = \frac{330,95 \times 10^3}{0,903 \times 103 \times 18,47} = 192,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 192,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s \alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,027 \sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,027 \times 192,65 = 5,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,27 \text{ MPa} < \sigma_{b adm} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } M_t = - 349,76 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 18,47}{45 \times 103} = 0,398 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0,291 \\ \beta_1 = 0,903 \end{array} \right\}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{B_1 \cdot d A_a} = \frac{349,76 \times 10^3}{0,903 \times 103 \times 18,47} = 203,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 203,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

La contrainte dans le béton

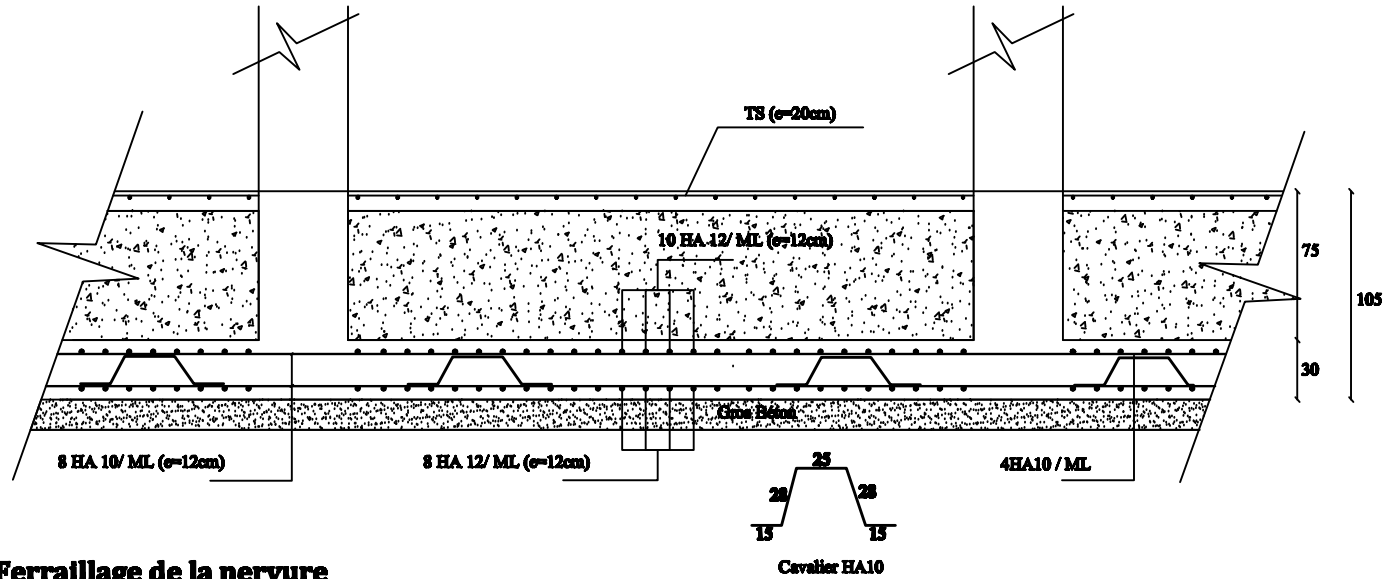
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,027 \sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,027 \times 203,6 = 5,49 \text{ MPa}$$

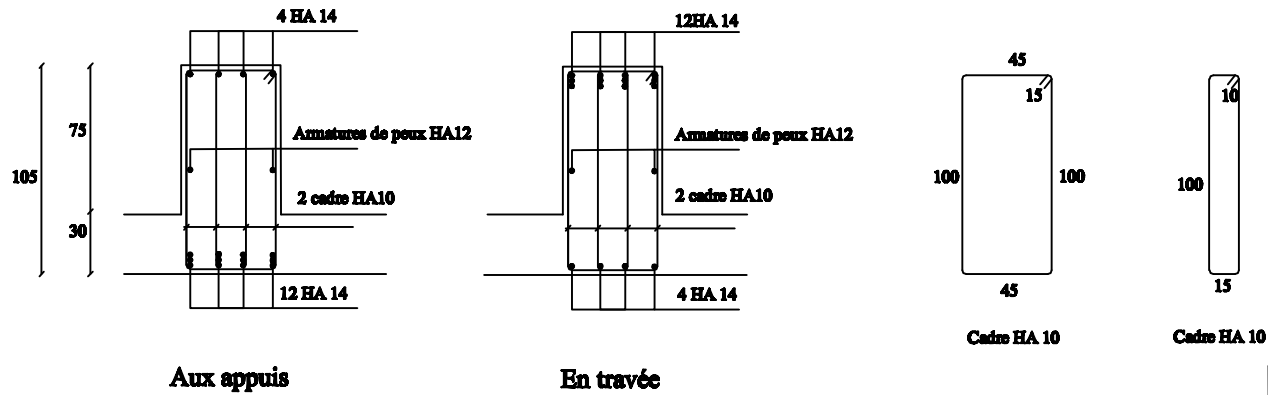
$$\sigma_b = 4,49 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

- Sens transversal



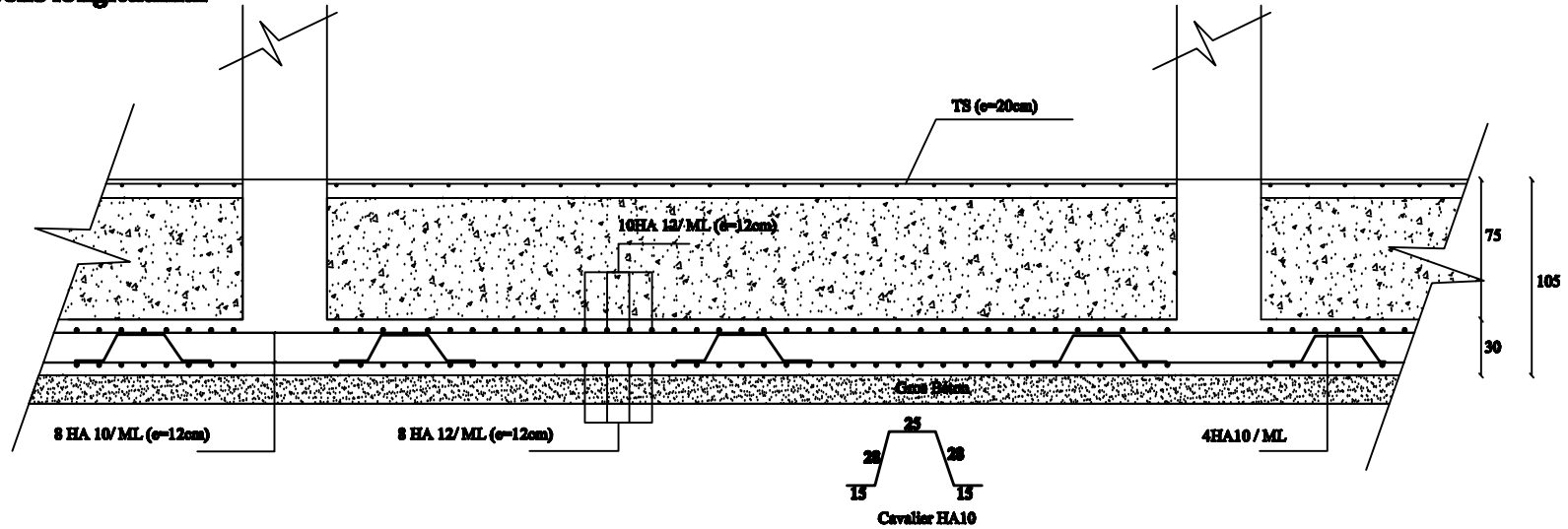
- Ferrailage de la nervure



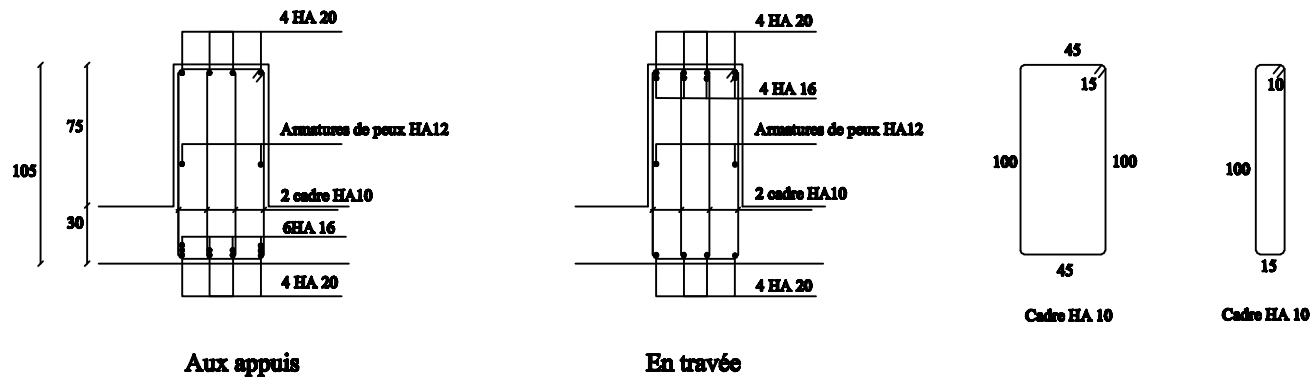
- Ferrailage de la dalle du radier et de la dalle flottante -

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Formation: 2016 / 2017	Projet: étude d'une passerelle en béton armé R+0 à usage d'habitation en contreventement mixte
Dirigé par: Mr: LOUZAI	Révisé par: TRACHI Nour NAILI Kabbas
Révisé: 1 2 3	Désignation: Ferrailage de la dalle du radier et de la dalle flottante

- Sens longitudinal



- Ferrailage de la nervure



- Ferrailage de la dalle du radier et de la dalle flottante -

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TEZI OZZOUJ FACULTE DE GENE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Période: 2016 / 2017	Sujet: étude d'une centrale en béton armé R+0 à usage d'habitat en contreventement mixte
Dirigé par: Mr. LOUZAI	Révisé par: TRACHI Nour NAHLI Kabilas
Révisé: 1-1-2017	Désignation: Ferrailage de la dalle du radier et de la dalle flottante

Conclusion générale

L'ingénieur, dans un projet de construction, a pour rôle de concevoir et de calculer les éléments de la structure de manière à ce qu'ils puissent résister à toutes sortes de sollicitations, tout en facilitant l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires.

Vu de loin, le projet de dimensionnement d'un ouvrage de grande envergure semble très complexe. On a constaté que la grande difficulté pour ce genre de projet réside dans la modélisation de la structure. Seule une bonne conception permettra à l'ingénieur de bien cerner le problème et de réduire sensiblement cette complexité.

Dans l'étude de notre projet on a eu la chance d'utiliser le logiciel de calcul ETABS, qui nous a permis d'appivoiser et de mieux nous rendre compte de ce qu'il était possible de faire sur modèles en matière de dimensionnement. Cependant même si ce logiciel s'avère très pratique, il est toujours nécessaire de garder un œil critique sur les résultats et cela en faisant appel à la logique.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises tout au long de notre cursus, mais aussi de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires.

En tant qu'étudiants sortants, travailler sur ce projet nous a permis d'acquérir une certaine expérience qui constitue un atout non négligeable dans l'accomplissement de la mission qui nous attend sur le terrain.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir de support pour les promotions à venir.