

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMARI de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

**Etude d'une structure (R + 7) à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles et portique, modélisé avec logiciel ETABS**



Réalisé par :

M^{elle} : AKZIZ Souhila

Encadré par : M^r ATLAOUI

M^{elle} : AMARUCHE Hayet

Promotion : 2020/2021



REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tous Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances et considération particulière à notre promoteur Mr ATLAOUI, pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientations durant toute l'année.

Nous tenons aussi à remercier AZMEDROUBE BRAHIM et LARBAOUI SALIM pour leur suivent et leur nombreux conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements au personnel du département de génie civil.

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis(es) pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nos remerciements à tous ceux qui on participer de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Merci à tous.

Dédicaces

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...

*Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que*

***Je dédie ce
Mémoire...***

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez Depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A Mes chères et adorable frères et sœurs

MALLEK, KAMEL, RABEH, RAYANE, FATIHA, ZAHRA

A ma chère belle famille

Mon mari SALIM qui m'a toujours soutenu et encouragé,
ma fille NELIA, ma belle mère, mon beau père, mes beaux frères, et ma belle
sœur

A tous mes amis exceptionnellement

Ma binôme AMAROUCHE HAYET

A tous mes camarades

Toute la promotion CCI



Souhila



Dédicaces

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...

*Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...*

Aussi, c'est tout simplement que

***Je dédie ce
Mémoire...***

À Mes **CHERS PARENTS**

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez Depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A Mes chers et adorables frères

ABDELLAH, ABDERRAHMAN, ABDENOUR, NABIL, AMAR.

A ma chère belle famille

Mon mari **AZIZ** qui m'a toujours soutenu et encouragé,
ma belle mère, mon beau père, mes beaux frères, et mes belles sœurs

A tous mes amis exceptionnellement

Ma binôme AKZIZ SOUHILA

A tous mes camarades

Toute la promotion CCI



Hayet



Sommaire

Introduction générale

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

I. Introduction	1
I.1 Présentation et description de l'ouvrage	1
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3 Les éléments de l'ouvrage	2
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
Conclusion	12

Chapitre II : pré dimensionnement et descente de charge

Introduction	13
II.1 pré dimensionnement des éléments	
II.1.1 les planchers	13
A. Planchers à corps creux	13
B. Planchers en dalle pleine	14
II.1.2 les poutres	16
1. Les poutres principales	17
2. Les poutres secondaires	18
3. Les poutres de chainages	18
II.1.3 les voiles	20
II.1.4 les poteaux	21
II.2 Descente de charge	25
II.2.1 Surface d'influence	25
II.2.2 Poids propre des éléments	27
II.2.3 Surcharge d'exploitation	28
II.2.4 Loi de dégression des charges	28
II.2.5 Les charges cumulées	29

II.2.6 Vérification des règles du RPA99	30
Conclusion	32

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

Introduction	33
III.1 L'acrotère	33
III.2 Les planchers	43
III.3 Calcul des escaliers	73
III.4 Calcul de la poutre palière	93
III.5 Calcul des balcons	105
III.6 Calcul de la poutre chaînage	112
III.7 la salle machine	128
Conclusion.....	139

Chapitre IV : étude de contreventement

IV.1 Introduction	140
IV.2 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres	140
IV.3 Caractéristique géométrique des voiles	145
IV.4 Calcul des rigidités des voiles	146
IV.5 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »	146
IV.6 Inertie fictive des portiques et des refends	146
IV.7 Calcul de l'inertie fictive	147
IV.8 Calcul des flèches par niveau	147
IV.9 Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques	152
Conclusion	153

Chapitre V : modélisation de la structure

V.1 Introduction.....	154
V.2 Logiciel utilisé pour la modélisation	154
V.2.1 Description du logiciel ETABS.....	154
V.2.2 Rappel (terminologie)	155
V.2.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :	
A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.....	156
B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	159
C) Spécification des propriétés géométriques des éléments	161
D) Définition des charges statiques (G, Q)	167
E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003	167
F) Définition de la charge sismique E	169
G) Chargement des éléments	170
H) Introduction des combinaisons d'actions	170
I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats	171

Chapitre VI : vérification et interprétation des résultats

VI.1 Introduction	173
VI.2 Présentation de l'ouvrage	173
VI.3 Les conditions que le RPA nous exige de vérifier :	
1) Vérification de la période.	174
2) Le pourcentage de participation de la masse modale.	175
3) Vérification de l'effort tranchant à la base.	177
4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	182
5) Justification vis-à-vis des déplacements.....	183
6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	184
7) Vérification de l'excentricité.....	186
VI.4 Conclusion	186

Chapitre VII : ferrailage des éléments structuraux

VII.1 ferrailage des poutres.....	187
VII.2 ferrailage des poteaux	200
VII.3 ferrailage des voiles.....	212

Chapitre VIII : Infrastructure

Introduction	220
VIII.1 Choix du type de fondation	220
VIII.2 Pré-dimensionnement des semelles	221
VIII.3 Calcul d'un radier général	225
VIII.4 Ferrailage du radier	232
VIII.5 Ferrailage de la nervure	238
VIII.6 Calcul de ferrailage	243
VIII.7 Vérifications à l'ELU.....	243
VIII.8 Vérifications à l'ELS	244
VIII.9 Armatures de peau	245

Conclusion générale.

Bibliographie et logiciels utilisés.

Introduction générale

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

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Et comme L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage. 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 de type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifiées 2003) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

I. INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1 Présentation et description de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+7), à usage d'habitation et commerciale. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU, il est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2.

Cet ouvrage est composé de

- D'un RDC à usage commerciale.
- 7 étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Se basant sur les plans de coups verticaux et horizontaux, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suite :

a) Dimension en plan

- ✓ Largeur en plan selon l'axe {y-y} 19.32m
- ✓ Longueur en plan selon l'axe {x-x} 24.51m

b) Dimension en élévation

- ✓ Hauteur du RDC 4.08 m
- ✓ Hauteur d'étage courant 3.06 m
- ✓ Hauteur totale de la structure 25.50 m
- ✓ Hauteur de l'acrotère 0.6 m

I. 3 Les éléments de l'ouvrage

1) L'ossature

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal). Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

2) Les planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages et reprenant les charges verticales et les transmettant aux éléments porteurs verticaux {poteaux ou voiles}. Les planchers assurent d'autres fonctions principales telles que :

- La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal les planchers supporte leurs poids propre ainsi que les surcharges du niveau.
- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

IL existe deux types de planchers :

➤ **plancher en corps creux** : Ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).
- Isolation acoustique et thermique entre étages.

- Support des plafonds et revêtements.

➤ **Dalle pleine en béton armé**

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en Corps creux. Les dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, panneau de la cage d'escalier de l'entrée principale.

3) Déplacement entre les niveaux

Il est assuré par :

- **Les escaliers** : c'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pied d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Il est composé d'un palier et de poutres réalisés en béton armé coulé sur place.
- **Local d'ascenseur** : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (il fait le mouvement de va et vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement d'une cabine et de sa machinerie.
- **Maçonnerie**: Il y a deux types de murs dans la structure :
 - les murs extérieurs : murs de 25 cm d'épaisseur (10+5+10), réalisés en double paroi en briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm.
 - les murs intérieurs : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.
- **Les revêtements**
 - Mortier de ciment pour les murs extérieurs et façades.
 - Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
 - Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.
 - Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- **Balcons** : Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.
- **Acrotère** : La terrasse est inaccessible, on adopte un acrotère dont la hauteur est de 60cm, et sera réalisé en béton armé.
- **Les fondations**: on appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour transmettre la charge de la superstructure au sol de fondation. Elles assurent la stabilité du bâtiment. On appelle ancrage "D" la hauteur de la partie enterrée.

- **Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton, on opte :

- pour le coffrage des portiques : un coffrage classique en bois.
- pour le coffrage des voiles : un coffrage métallique.

I. 4 Caractéristique mécanique des matériaux

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

- **Le béton**

Le béton est un matériau constitué par mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

- **Les constituants d'un béton**

Le béton est constitué des éléments suivant :

- **Le ciment:** est un liant hydraulique, c'est-à-dire une poudre minérale qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte qui durcit progressivement. Le ciment est utilisé pour solidariser entre eux des matériaux inertes comme le sable et les gravillons pour la fabrication des mortiers et des bétons.
- **Les granulats:** terme générique pour désigner l'ensemble des grains minéraux entrant dans la composition des mortiers et des bétons. Selon la grosseur des grains, on distingue les granulats suivants : le sable, les gravillons ou le gravier et les cailloux.
- **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 1 à 3 % du poids du ciment. Leurs rôles et leurs efficacités 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

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

- Ciment : 325 kg/m³
- Eau de gâchage : 150 à 200 l/m³

- **Résistance caractéristique du béton à la traction [Art A.2.1 ,12/BAEL91]**

Conventionnellement, la résistance caractéristique à la traction du béton est définie à partir de sa résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (MPa)} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$$

- **Résistance caractéristique du béton à la compression [Art A.2.1,11/BAEL91]**

Le béton présente une très bonne résistance à la compression de l'ordre de 25 à 45MPa. La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée

« f_{cj} », elle est définie par les formules suivantes :

➤ **Pour de résistances f_{c28} ≤ 40 MPa**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ **Pour des résistances f_{c28} > 40 MPa**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

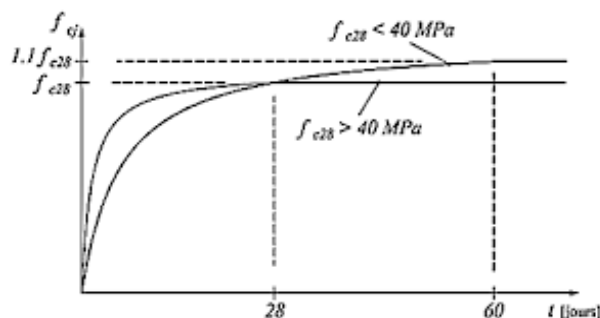


Figure I.1 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

• Contraintes limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états Limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un De ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression

➤ A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en \{MPa\}}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$ Situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

- $\theta = 1$ Durée d'application supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ Durée d'application entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ Durée d'application inférieure à 1 heure.

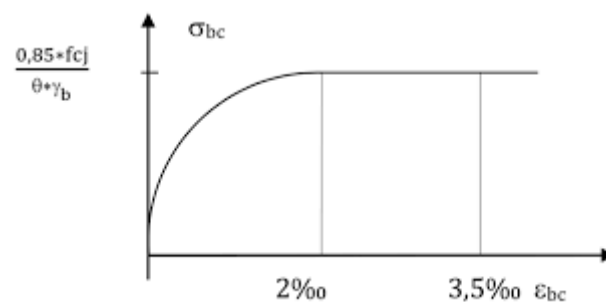


Figure I.2 Diagramme contrainte – déformation du béton (ELU).

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc} = 18.48$ [MPa]

➤ **A l'état limites de service (ELS) {Art A .4.5.2/BAEL91}**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

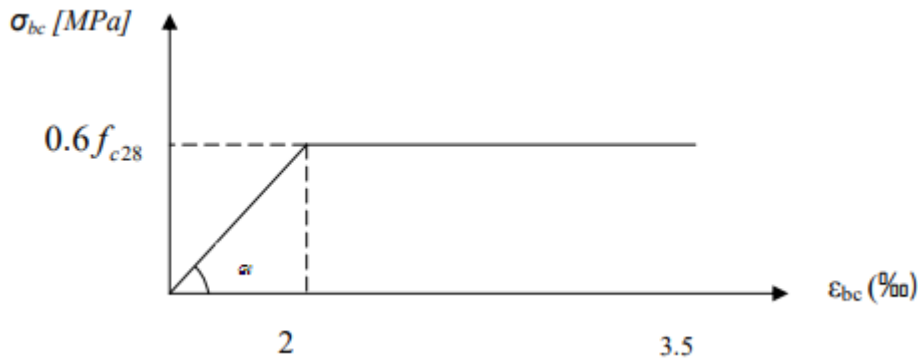


Figure I.3 Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS

- **Coefficient de poisson [Art A.2 .1 ,3/BAEL91]**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0,2$ (à ELS) pour le calcul des déformations en considèrent le béton non fissuré.

$\nu = 0$ (à ELU) pour le calcul en considèrent le béton fissuré.

Il est donné par la formule suivante :

$$\nu = \left(\frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \right) \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1-3 BAEL91 modifié99})$$

Avec : $\frac{\Delta t}{t}$ = déformation relative transversale.

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

- **Contrainte limite de cisaillement [Art A.5.1,1/BAEL91]**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1-1 BAEL91 modifié99})$$

Avec :

- V_u = effort tranchant à l'ELU
- b = largeur de la section cisailé
- d = hauteur utile ($d = h - c$)

Cette contrainte ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

- Cas de déformation non préjudiciable..... $\tau = \min (0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$.
- Cas de déformation préjudiciable ou très préjudiciable... $\tau = \min (0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$.

• Déformation longitudinale du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1-12 BAEL91modifié99})$$

$$E_{ij} = 11000 \times (25)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Les déformations finales du béton (instantané augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1-22 BAEL91modifié99})$$

$$E_{vj} = 3700 \times (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

• Module de déformation transversale

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

Avec : E = module de YOUNG.

ν = coefficient de poisson.

➤ L'acier

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), il est souvent associé au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

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

- Les ronds lisses (RL)
- Les aciers à haute adhérence,
- Les treillis soudés (TS)

➤ Caractéristique des aciers

Aciers	désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement	utilisations
Ronds lisses	FeE 215 FeE 235	215 235	22‰	1	1	Cadres et étriers des poutres courantes (6-8-10-12)
Acier HA	FeE 400 FeE 500	400 500	14‰	1,6	1,5	Tous travaux en béton armé courants (6-8-10-12-14-16-20-25-32-40)
Treillis soudés	TSL TSHA	520 520	8‰	1,3	1	Radiers, voiles, planchers dallages

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers.

- **Module d'élasticité longitudinale (article A.2.2-1 du BAEL 91)**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$ MPa, Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

- **Contrainte limite ultime des aciers**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{ (Art A.4.3-2 BAEL91 modifié 99)}$$

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

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

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

• **Contrainte limite de service des aciers**

Afin de pouvoir limiter l'apparition des fissures dans le béton et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

1) Fissuration peu préjudiciable (Art A.4.5,32/BAEL91)

Dans ce cas, l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune vérification car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers protégés.

2) Fissuration préjudiciable (Art A.4.5,33/BAEL91)

Lorsque les éléments sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, il y'a risque d'infiltration d'eau donc la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale

à : $\bar{\sigma}_s \leq \min \{ 2/3 f_e ; \max \{ 0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \}$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA) si $\emptyset \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les aciers (HA) si $\emptyset < 6\text{mm}$.

3) Fissurations très préjudiciables (Art A.4.5,33/BAEL91)

Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à : $\bar{\sigma}_{st} \leq 0,8 \cdot \sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \max \{ 0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \} \text{ [MPa]}.$$

➤ Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant

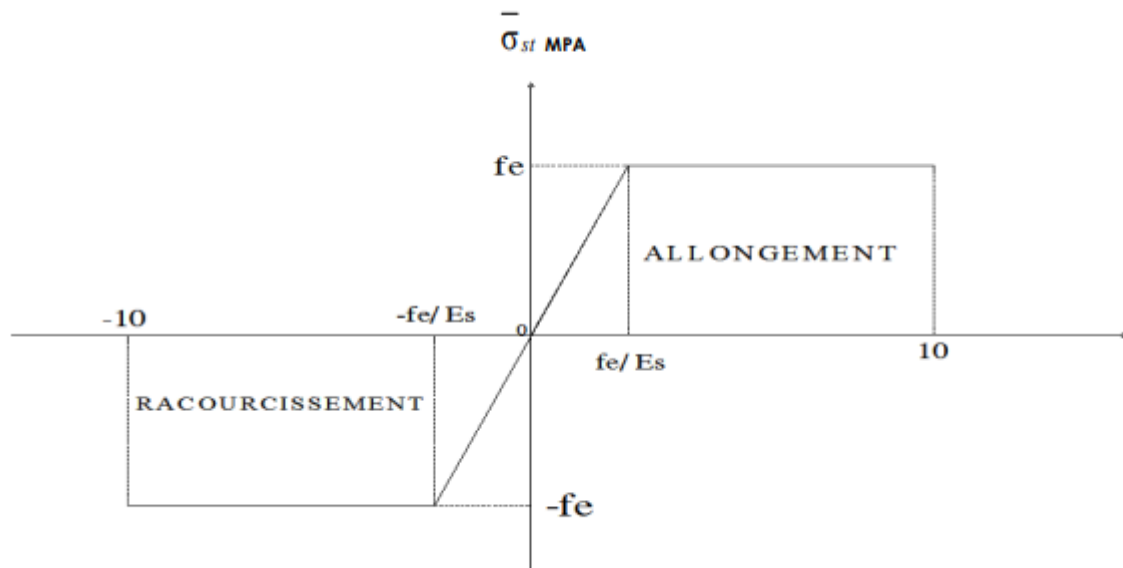


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation d'acier.

• Protection Des Armatures (Art A.7.1 BAEL91)

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, tout en respectant les règles du BAEL 91/ modifiée 99 et le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003).

On va donc passer au pré dimensionnement des éléments et descentes de charges.

Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous allons donc passer dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir : (les planchers, les poteaux, les poutres et les voies) qui est un processus complexe et une étape essentielle dans un projet de génie civil. Cette étape représente e 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 BAEL 91 et RPA 99 version 2003.

II.1 pré dimensionnement des éléments

II.1.1 les planchers

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

Leurs rôle principale est la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs (poteaux, poutre, murs)

Ils constituent un support rigide et stable pour les revêtements appliqués, ils améliorent aussi l'isolation thermique et acoustique et aussi l'isolation cotre l'humidité.

Il y'a deux sortes de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

A. Planchers à corps creux

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante : $h_t = \frac{l_{max}}{22.5}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

Avec :

L_{\max} = portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t = hauteur totale du plancher.

En zone (II_a), le RPA exige le min ($b \times h$) ≥ 25 cm. Donc on prend : min = 25 cm

On a donc : $L_{\max} = 455 - 25 = 430$ cm

$h_t (430/22,5)=19.11$ cm $h_t = 19.11$ cm

On prend $h_t = 20$ 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.

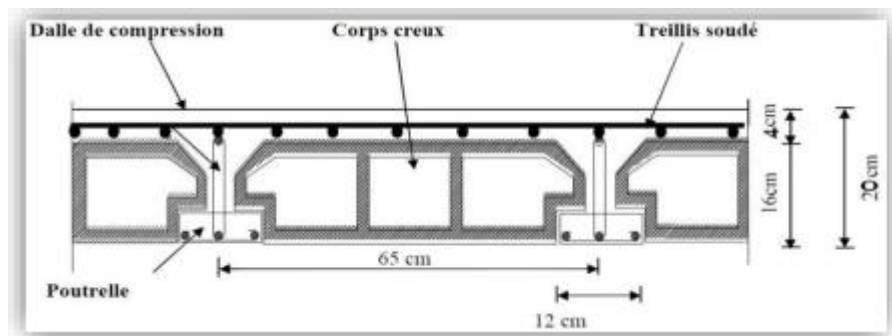


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

B) Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres

Dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance a la flexion,
- L'isolation acoustique
- La Résistance au feu.

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

❖ Résistance a la flexion

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

$E_p = \frac{L}{10}$. Dans notre bâtiment la dalle est considérée comme une console encastrée.

Pour $L = 150$ cm, on aura $E_p = \frac{150}{10}$ $E_p = 15$ cm

Avec L : largeur de la dalle plein.

❖ Condition de résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm. On prend : $e_2 = 11$ cm.

❖ Isolation acoustique

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique su plancher. la protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique MDP est supérieur à 350 kg/m^2 et la masse volumique du béton est

$$\rho = 2500 \text{ dan/m}^3$$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle pleine est : $e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14$ cm

$$e_2 = 14 \text{ cm}$$

Donc : $e = \max (e_1, e_2,) = \max (14 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$

Conclusion

Afin de satisfaire les conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur de 15 cm.

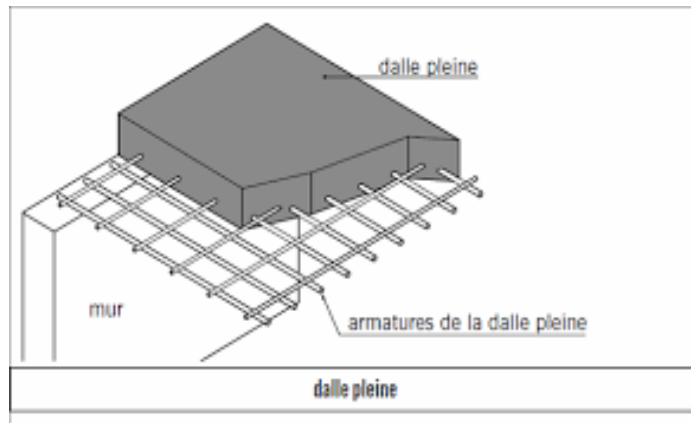


Figure II.2 Schéma descriptif d'une dalle pleine.

II.1.2 les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est

L'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres doivent respectées les conditions suivantes :

- Hauteur : $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Avec : h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée maximum

L'article 7.5.2 du RPA exige

- Largeur $b \geq 20$ cm
- $h_t / b \leq 4$
- Hauteur $h_t \geq 30$ cm

1. les poutres principales

Ce sont des poutres porteuses, elles supportent les poutres secondaires et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

✓ calcul de la hauteur

Dans le premier temps, on suppose que les poteaux sont de section (25 X 25) cm.

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \quad 29,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 44,5 \text{ cm}$$

On optera pour : $h_t = 40$ cm.

✓ calcul de la largeur

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On optera pour une raison de sécurité: $b = 30$ cm.

La section des poutres principales est : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

▪ Vérification des conditions du RPA

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

$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$h_t / b = 40 / 30 = 1,33 < 4$ **Condition vérifiée.**

2. les poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

✓ Calcul de la hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L = 455 - 25 = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \quad 28,8\text{cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm}$$

On optera pour : $h_t = 35 \text{ cm}$.

✓ calcul de la largeur

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Pour les raisons de sécurité on optera pour : $b = 30 \text{ cm}$.

La section des poutres secondaires est : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

▪ Vérification des conditions du RPA

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

$h_t = 35\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$h_t / b = 35 / 30 = 1,16 < 4$ **Condition vérifiée.**

• 3. les poutres de chaînage

Leurs dimensions est données comme suit :

✓ calcul de la hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \text{avec : } L = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \quad \rightarrow 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 34.5 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

On optera pour : $h_t = 30$ cm.

✓ calcul de la largeur

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Pour les raisons de sécurité on optera pour : $b = 25$ cm. La section des poutres de chainages est : (25×30) cm²

➤ vérification des conditions du RPA

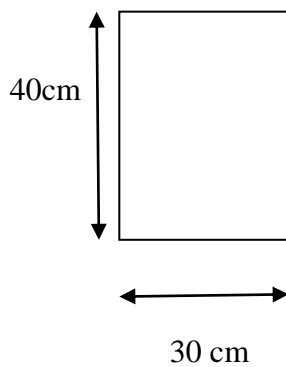
$b = 25\text{cm} > 20$ cm **Condition vérifiée.**

$h_t = 30\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

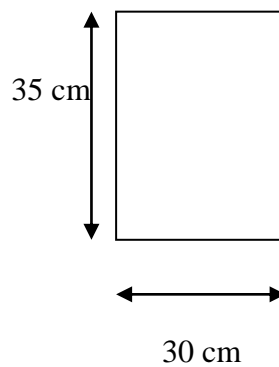
$h_t / b = 30/25 = 1.2 < 4$ **Condition vérifiée.**

Conclusion

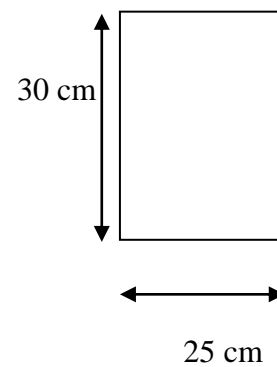
Au final, on adoptera pour des poutres dont les dimensions sont:



Poutre principale



poutre secondaire



poutre de chainage

II.1.3 Les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales..

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. Du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

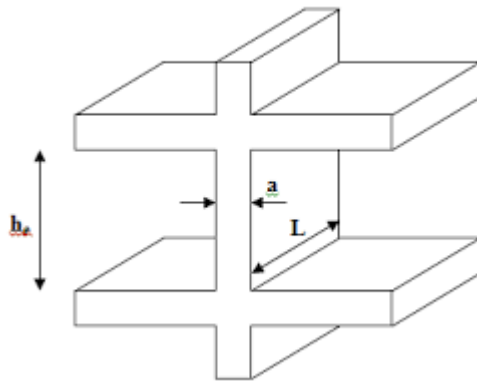


Figure II.3 Coupe de voile en élévation.

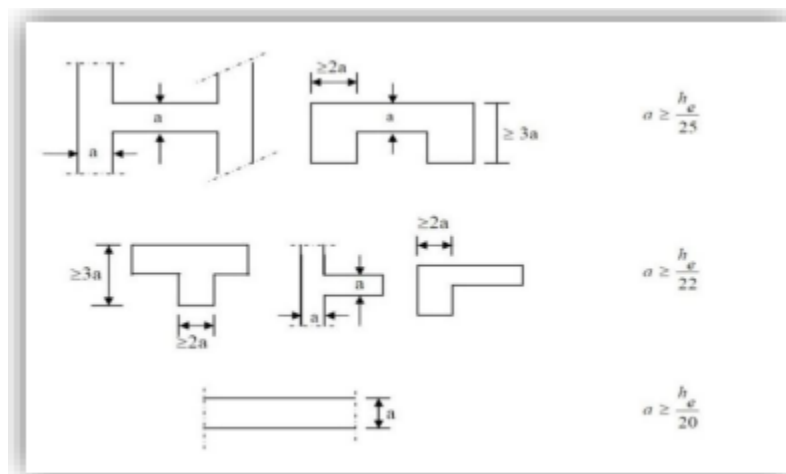


Figure II.4 Dimensionnement des voiles.

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

❖ Epaisseur du voile

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

$$e_p \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$$

	RDC	Etage courant
$h_e = h - e_p$	$408 - 20 = 388 \text{ cm}$	$306 - 20 = 286 \text{ cm}$
$a \geq h_e / 20$	$388/20 = 19.4 \text{ cm}$	$286/20 = 14.3 \text{ cm}$
A	20cm	15cm

Donc on opte pour une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Vérifications

On doit vérifier que :

$L_{\min} \geq 4a$ et $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$ avec : L_{\min} : portée min des voiles, a_{\min} : épaisseur de la dalle.

Vérification	RDC	Etage courant
$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$	$20 > 15$	$20 > 15$
$L_{\min} \geq 4a$	$100 \geq 4 \times 20 = 80$	$100 > 4 \times 20 = 80$

Donc : les voiles que comportera notre structure seront de 20 cm.

II.1.4 les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé. Ils travaillent en flexion composé et constituent les points d'appuis pour les poutres. Ils seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression simple $N_s = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression.

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc} = G+Q / \sigma_{bc}$$

Avec :

- S = section transversale du poteau.
- N_s = effort normal de compression à la base du poteau, il sera déterminé à partir de la descente de charge exigé par le DTRB.C.22.
- $\bar{\sigma}_{bc}$ = contrainte limite de service du béton en compression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (RPA 99.Art 7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone II_b et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} < (b_1, h_1) < 4$

❖ Détermination des charges et des surcharges

- **Charges permanentes G**

a. Plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	σ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduite plate	0,02	10	0,2
6	Brique creuse	0,1	9	0,9
				G=5,1 KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

b. dalle pleine (balcon, les escaliers.....)

	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux	0,15	25	3,75
5	Enduite plate	0,02	18	0,36
				G=5,31 KN/m²

c. Mur extérieure

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduite de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	9	1,35
3	Lame d'Aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduite plate	0,02	10	0,2
				G=2,81 KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

d. Mur intérieure

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduite plâtre	0,02	1	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduite plâtre	0,02	10	0,2
				G=1,3 KN/m²

e. Terrasse inaccessible

N	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchée multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,02
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	0,25	13,2	3,30
7	Enduite de plâtre	0,02	10	0,2
				G=6,19 KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

➤ Charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitations sont données par le DTR B.C.22 comme suite :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage coutant a usage habitations	1,5
Plancher RDC	3,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II.2 descentes de charges

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. Le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas (fondations).

II.2.1 Surface d'influence

➤ Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

❖ Le poteau le plus sollicité

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est (C- 4).

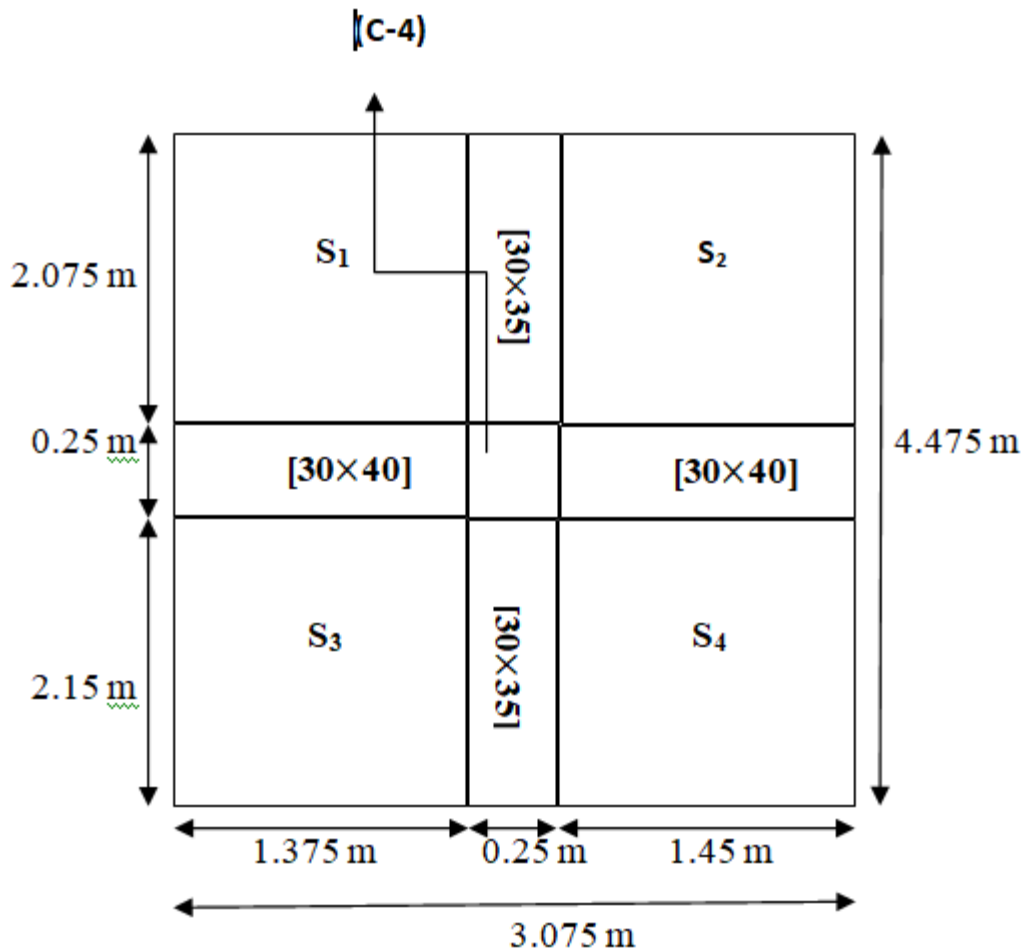


Figure II.6 Localisation du poteau le plus sollicité

La surface revenant aux poteaux :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.075 \times 1.375 = 2.853 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.075 \times 1.45 = 3.01 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.15 \times 1.375 = 2.96 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.15 \times 1.45 = 3.118 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 11.941 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 4.475 \times 3.075 = 13.761 \text{ m}^2$$

II.2.2 Poids propre des éléments

Poids des planchers

- ✓ Plancher terrasse : $G_{pt} = G_t \times S_{nette} = 6,19 \times 13.761 = 85.178 \text{ KN}$
- ✓ Plancher étage courant : $G_{pec} = G_{ec} \times S_{nette} = 5,1 \times 13.761 = 70.181 \text{ KN}$
- ✓ L'acrotère : la hauteur de l'acrotère est égale à 60 cm

La charge permanente de l'acrotère est donnée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{m}$

Avec : $S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,1/2) = 0,0685 \text{ m}^2$

D'ou: $G = 25 \times 0,0685 \times 1\text{G} = 1.712 \text{ KN/ml}$

Poids des poutres

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

- Poutre secondaire

$G_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times 4.475 \times 25$

$G_{pp} = 11.747 \text{ KN}$

- Poutre principale

$G_{ps} = (0,30 \times 0,40) \times 3.075 \times 25$

$G_{ps} = 9.225 \text{ KN}$

$G_{pp} + G_{ps} = 11.747 + 9.225 = 20.972$

Poids des poteaux

- Poteaux de l'étage RDC (4.08 m)

$G_{ec} = G_{ea} = b \times h \times h_{RDC} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 4.08 \times 25$

$G_{ec} = G_{ea} = 6.375 \text{ KN}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

- Poteaux de l'étage courant (3,06 m)

$$G_{ec} = G_{ea} = b \times h \times h_{ec} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25$$

$$G_{ec} = G_{ea} = 4,781 \text{ KN}$$

II.2.3 Surcharge d'exploitation

$$\text{Plancher RDC: } Q \times S_{brute} = 3,5 \times 13.761 = 48.164 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q \times S_{brute} = 1,5 \times 13.761 = 20.642 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } Q \times S_{brute} = 1 \times 13.761 = 13.761 \text{ KN}$$

II.2.4 Loi de dégression des charges

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement. Cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5 niveaux.

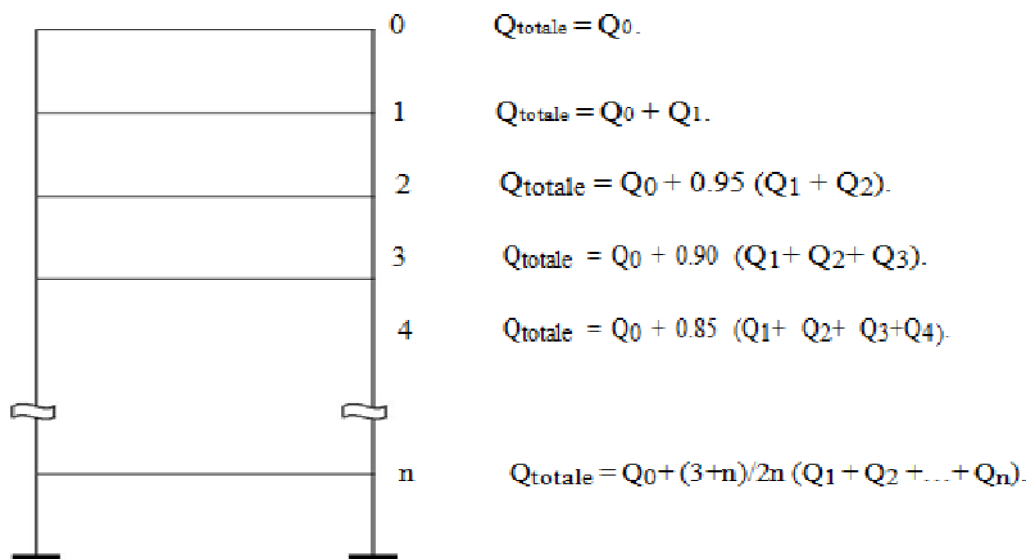


Figure II.7 Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

➤ Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714

II.2.5 Les charges cumulées

Niveaux	
Terrasse	Q_0
Niveau6	Q_0+Q_1
Niveau5	$Q_0+ 0.95(Q_1+Q_2)$
Niveau4	$Q_0 + 0,9 (Q_1+Q_2+ Q_3)$
Niveau3	$Q_0 +0.85(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4)$
Niveau2	$Q_0+0.80(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Niveau1	$Q_0+0.75(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0+0.714(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Application numérique

Niveaux	
Terrasse	$Q_0=13.761$
Niveau 6	$Q_0+Q_1=13.761+ 20. 642 = 34.403$
Niveau 5	$Q_0+ 0.95(Q_1 +Q_2)=13.761 + 0.95 (20.642\times 2) =52.981$
Niveau 4	$Q_0 + 0,9 (Q_1 +Q_2+Q_3)= 13.761+0.9(20.642\times 3)=69. 494$
Niveau 3	$Q_0+0.85(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4)= 13.761+0.85 (20.642\times 4) = 83.944$
Niveau 2	$Q_0+0.8(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5)= 13.761+0.8 (20.642 \times 5)= 96.329$
Niveau 1	$Q_0+0.75(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) 13.761+0.75 (20.642 \times 6)= 106.65$
RDC	$Q_0+0.714(Q_1 + Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ $= 13.761+0.714(20.642\times 6+48.164) = 136.580 \text{ KN}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

	Charge permanente (KN)					Charge exploitations (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids Planche	Poids poutre	Poids Poteau	G Total	G _c Cumule	Q total	Q _c Cumule	N _s =G _c +Q _s	S > $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
7	85.178	20.972	0	106.2	106.2	13.76	13.76	120	80	30× 30
6	70.181	20.972	4.781	95.93	202.13	20.64	34.4	236.5	157.7	30× 30
5	70.181	20.972	4.781	95.93	298.06	20.64	55.04	353.1	235.4	30× 30
4	70.181	20.972	4.781	95.93	393.99	20.64	75.68	469.7	313.1	35× 35
3	70.181	20.972	4.781	95.93	489.92	20.64	96.32	586.2	390.8	35× 35
2	70.181	20.972	4.781	95.93	585.85	20.64	117	702.9	468.6	35× 35
1	70.181	20.972	4.781	95.93	681.78	20.64	137.6	819.4	546.3	40× 40
RDC	70.181	20.972	6.38	97.53	779.31	48.16	185.8	965.1	643.4	40× 40

Tableau II.1 Récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux

II.2.6 vérification des règles du RPA 99

➤ **Vérification relatif aux coffrages des poteaux**

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- $\min (b \times h) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b \times h) \geq \frac{he}{20}$

Avec : h_e : hauteur libre du poteau.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

Etage	(b× h) (cm ²)	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
5^{ème} 6^{ème} 7^{ème}	(30 x 30)	$\min (b,h) \geq 25$	Min (b,h) = 30	Condition vérifiée
		$\min (b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
		$1/4 < b/\square < 4$	b/h = 1	Condition vérifiée
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	(35 x 35)	$\min (b,h) \geq 25$	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
		$\min (b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
		$1/4 < b/\square < 4$	b/h = 1	Condition vérifiée
1^{er} RDC	(40 x 40)	$\min (b,h) \geq 25$	Min (b,h) = 40	Condition vérifiée
		$\min (b,h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20,4$	Condition vérifiée
		$1/4 < b/\square < 4$	b/h = 1	Condition vérifiée

Tableau II.2 vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 (Art 7.4.1)

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **vérification de la résistance des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments

Comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Pour qu'il n'y ait pas de flambement, il faut que l'élancement λ soit ≤ 50

avec : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

- λ : élancement du poteau.
- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7I_0$)
- i : rayon de gyration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)
- I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{hb^3}{12}$)
- B : section transversal du poteau ($B = b \times h$)
- I_0 : longueur d'un poteau entre faces supérieurs de deux planchers consécutifs.

Chapitre II : Pré dimensionnement et décentes des charges

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7 \times I_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{b \times h}}} = \frac{0.7 \times I_0 \sqrt{12}}{b} \longrightarrow \lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

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

Étages	poteaux	I ₀ (m)	b (m)	$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b} \leq 50$	Vérification
RDC et 1 ^{er}	40 x 40	4.08	0.40	$\lambda = 24.735 < 50$	condition vérifiée
2 ^{eme} 3 ^{eme} et 4 ^{eme}	35 x 35	3.06	0.35	$\lambda = 21.20 < 50$	condition vérifiée
5 ^{eme} 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	30 x 30	3.06	0.30	$\lambda = 24.735 < 50$	condition vérifiée

On conclut que pour tous les poteaux, la condition au flambement est vérifiée

Conclusion

Après avoir fait tous les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

✚ Pré dimensionnement des poutres

Poutres	sections adoptées (cm ²)
Principale	30 x 40
Secondaire	30 x 35
Chainage	25 x 30

✚ Pré dimensionnement des poteaux

Poteaux	sections adoptées (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	40 x 40
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} 4 ^{eme} étages	35 x 35
5 ^{eme} 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	30 x 30

INTRODUCTION

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003).

III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher dernier étage. Il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il est exposé aux intempéries. Il est soumis à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral ($Q=1\text{KN/ml}$) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

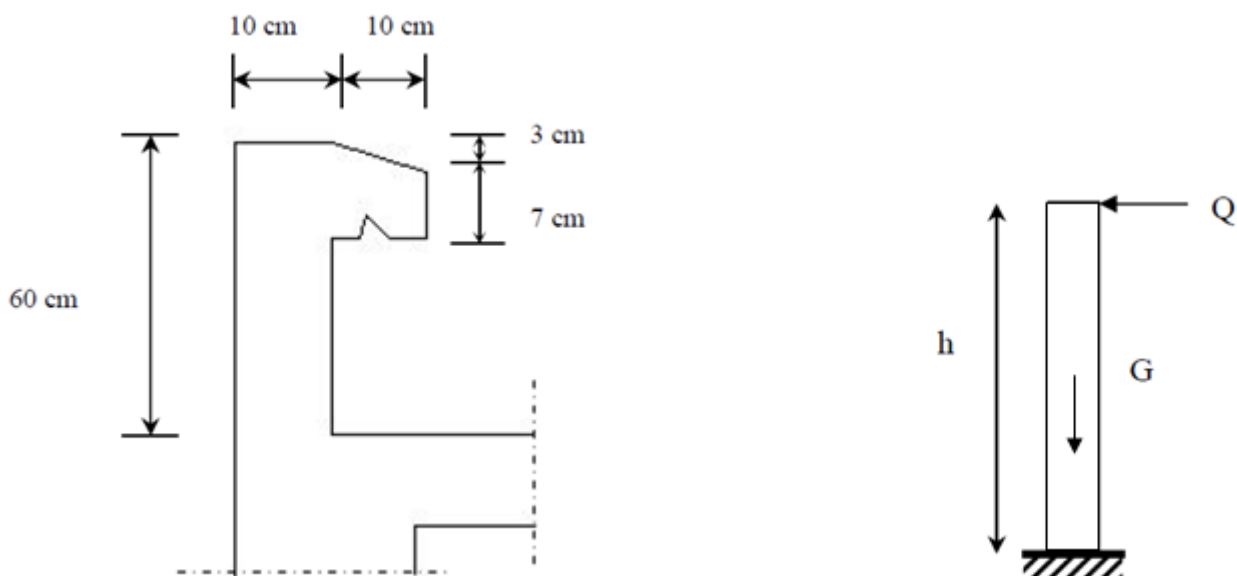


Figure III.1 Coupe transversale et schémas statique de l'acrotère

III.1.2 Détermination des sollicitations

✚ L'effort normal dû au poids propres

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

Avec: ρ : masse volumique du béton $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

S: section transversal.

$$S_t = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - [(0,03 \times 0,1)/2] = 0,0685m$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1,721 \text{ Kg/ml}$$

$$N = 1,721 \text{ KN/m}$$

✚ L'effort horizontal

$$T = Q_{ac} \times 1m \quad \text{avec } (Q_{ac} = 1KN)$$

$$T = 1 \times 1m = 1 \text{ KN/m}$$

$$T = Q = 1KN/m$$

✚ Moment de renversement M du à l'effort horizontal

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6KN.m$$

$$M = 0,6KN.m$$

✚ Diagramme des efforts internes (M, N, T)

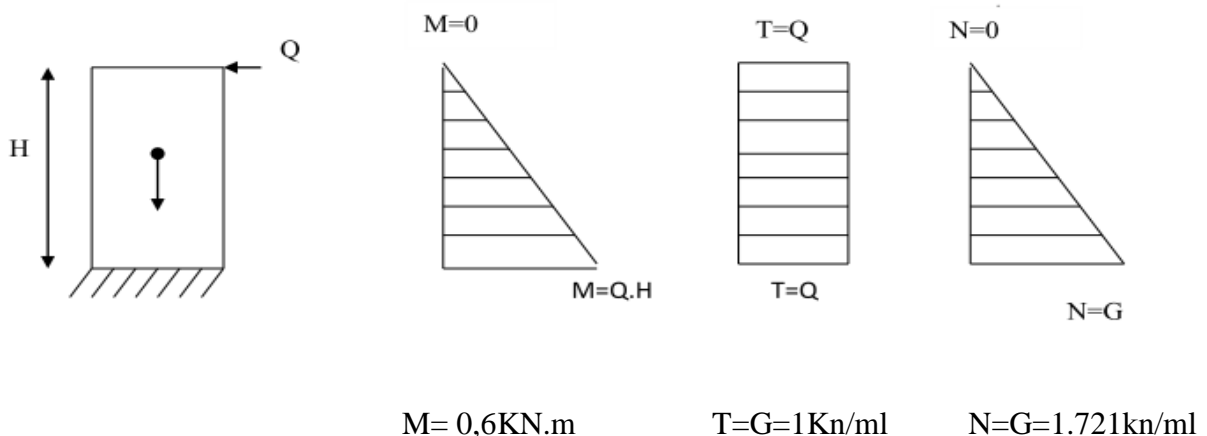


Figure III.1.2 Diagramme des efforts internes M_{max} N et T

III.1.3 Combinaisons des charges

✚ Effort normal de compression dû à G

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.721 + 0 = 2.311 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : N_s = N_G = 1.721 \text{ KN/m}$$

✚ Effort tranchant dû à Q

$$\text{E.L.U} : T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

✚ Moment de flexion

$$\text{E.L.U} : M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire, on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A » .

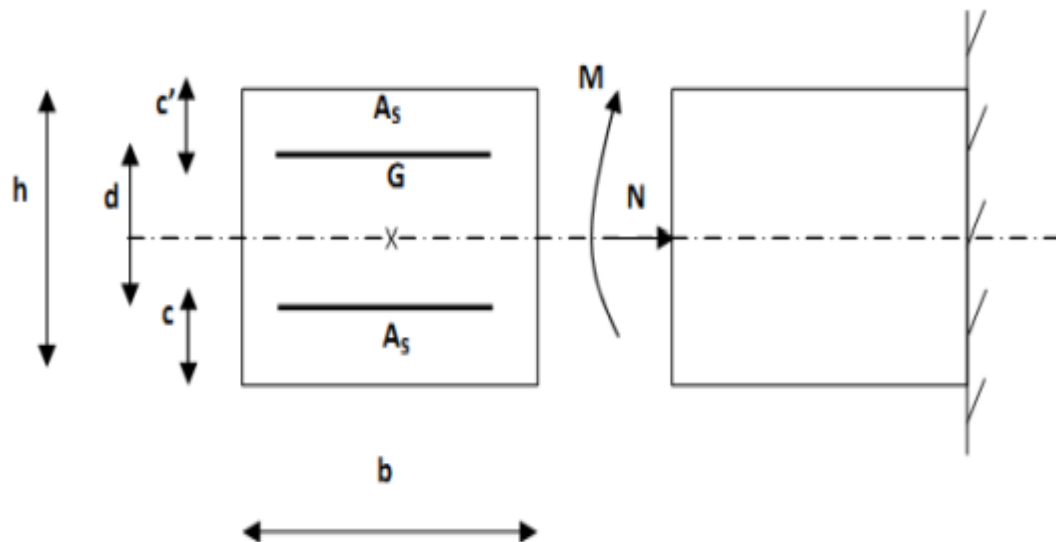


Figure III.1.3 La section de l'acrotère.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec : h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100cm

c : enrobage : $c = c' = 3$ cm

d : hauteur utile avec : $d = h - c = 10 - 3 = 7$ cm

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a) Calcul à l'E.L.U

✚ Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.39 \text{ m} \geq (h/2 - c') = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_u = 0.39 \text{ m} > (h/2 - c') = 0.02 \text{ m}$$

$(h/2 - c')$ est la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section tendue.

D'où, le centre de pression se situe en dehors du noyau central donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

✚ Calcul en flexion simple

➤ Calcul du moment fictif

$$M_F = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$: distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$$g = 39 + 2 = 41 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.311 \times 0.41 = 0.947 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,947 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times} = 0,014$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($asc=0$)

D'après le tableau : $\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$

➤ Calcul des armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{d \times \beta \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec: σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{M_f}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{0,947 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,392 \text{ cm}^2$$

✚ Calcul en flexion composée

➤ La section des armatures réelles

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,392 - \frac{2,311 \times 10^2}{348 \times 10} = 0,326 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0,326 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

a) Vérification à l'E.L.U

1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91) : Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{str} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \left[\frac{(es - 0,455 d)}{(es - 0,185 d)} \right]$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7215} = 0,350 \text{ m} = 35\text{m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1(35 - 0,455 \times 7)}{400 \times (35 - 0,185 \times 7)} = 0.797 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\text{str}} = 0,326 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{\text{str}} \leq A_{\min} \quad \text{condition non vérifiée}$$

⇒ Donc le ferrailage se fera avec la section minimale : $A_s = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera pour : **4HA8 = 2.01 cm²**

Avec un espacement : $S_t \leq 100/4 = S_t = 20 \text{ cm}$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = \mathbf{3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement $s_t = 25 \text{ cm}$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ MPa} \\ \tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

V_u : effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1,5 \times 10}{70 \times 1000} = 0.0214 \text{ KN/cm}^2 \\ \tau_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement, le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3) Vérification de l'encrage des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \tau_{se}^-$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence

τ_{se}^- : contrainte limite d'adhérence

$\tau_{se}^- = \psi_s \times f_{t28}$ avec: $f_{t28} = 2.1$ MPA

ψ_s : Coefficient de scellement droit

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA} \\ \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

⇒ $\tau_{se}^- = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPA

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

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

n : nombre de barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entraînement des barres.

4. Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99)

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$. Soit $S_t = 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$. Soit $S_t = 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

5. Ancrages des barres verticales (Art.6.1.2 BAEL91 modifiée 99)

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \Psi_S^2 f_{t28} \rightarrow \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.855} = 28.22 \text{ mm}$$

Soit : $l_s = 30 \text{ cm}$.

b) Vérifications à l'E.L.S

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est prise comme étant préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

▪ Contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc: $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) \right\}$

Avec : η : coefficient de fissuration : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \quad \text{avec } A_s = 2.01 \text{ cm}$$

Calcul de β

$$\text{On a: } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \quad \Rightarrow k = 43.14$$

$$\text{Donc: } \sigma_s = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} \Rightarrow \sigma_s = 46.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Contraintes dans le béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{46.66}{43.14} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (6-1) du RPA99 version 2003**.

Pour notre cas : (Groupe d'usage 2, zone IIa)

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 tiré du **tableau 6-1 du RPA99 version 2003**.

Pour notre cas : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = G = 1.7215 \text{ KN/ml}$)

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7215 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.1.5 Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera le ferrailage de l'acrotère suivant :

- Armatures principales : $A_p = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**

- Armatures de répartition : $A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

III.2 les planchers

III.2.1 Introduction

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression de (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

Le plancher est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm
- Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm
- Dalle de compression : son épaisseur est de 4 cm, réalisée d'un béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 1. limiter le risque de fissuration par retrait.
 2. résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.

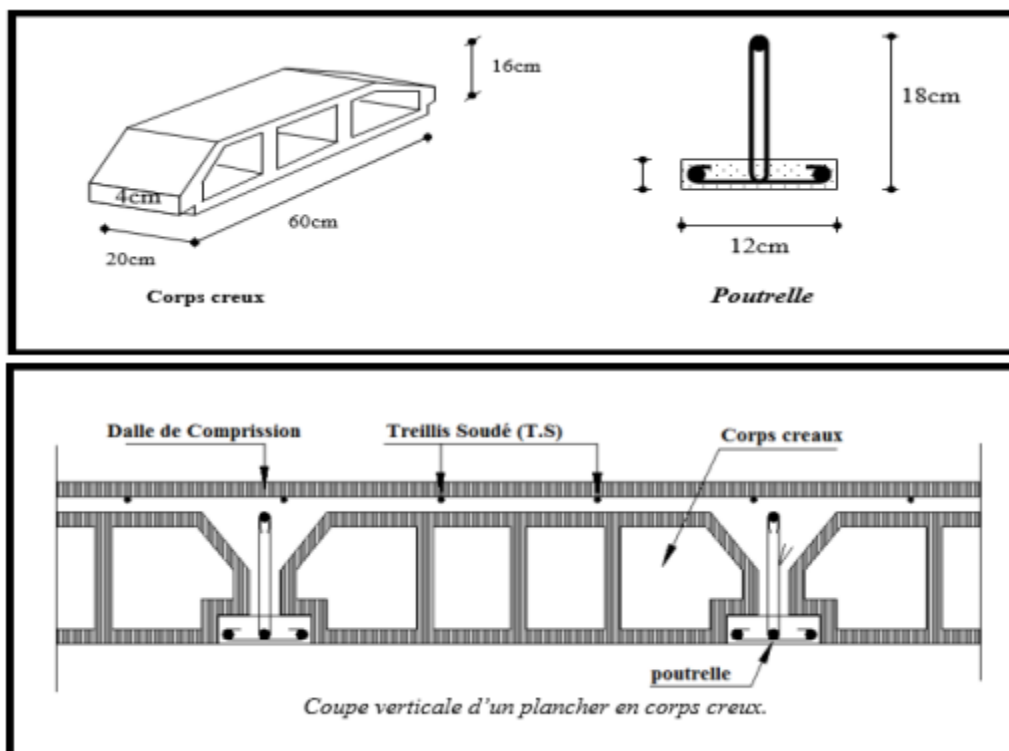


Figure III.2.1 Coupe verticale d'un plancher Corps creux.

III.2.2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé (TLE 520) (BAEL91 mod99/ Art B.6.8, 423)

Ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad \text{avec: } l = 65 \text{ cm : distance entre axes des poutrelles.}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = \mathbf{5HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = \mathbf{5HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

²On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 × 5 × 200 × 200) mm

$$A_{\perp} = \mathbf{5HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \mathbf{5HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

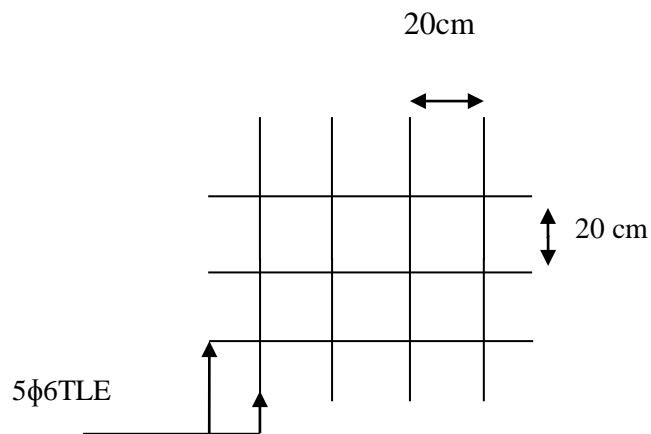


Figure III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé.

III.2.3 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur de la surface est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles et le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée : elles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

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

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- La charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- La surcharge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

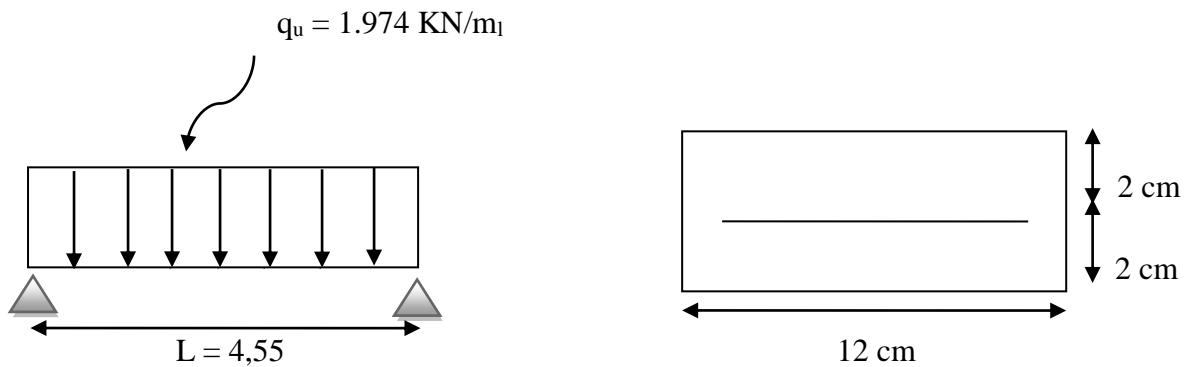
✚ Calcul à l'E.L.U

- **Combinaison de charge**

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

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65$$

$$q_u = 1,974 \text{ KN/ml}$$



- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,974 \times (4,55)^2}{8} = 5,108 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_u = 5,108 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,974 \times 4,55}{2} = 4,490 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad T = 4,490 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

Soit l'enrobage $C = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5,108 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,494 \gg \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

Conclusion

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures (tendus et comprimés), par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

- **Moment correspondant à une section simplement armée**

$$M_1 = \mu \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3 \implies M_1 = 0,27 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,27}{1,974}} = 1,04 \text{ m} \implies \text{En prend : } L = 1 \text{ m entre étais.}$$

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastres 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.

- **Chargement : les Charges et les surcharges**

Plancher	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Plancher terrasse	6.19 x 0.65 = 4.023	1 x 0.65 = 0.65
Plancher étage courant à usage habitation	5.1x 0.65 = 3.315	1.5 x 0.65 = 0.975
Plancher du RDC	5.1x 0.65 = 3.315	3.5 x 0.65 = 2.275

Tableau III.1 : les moments fléchissant à l'ELU

- **Combinaison des charges**

A) Plancher étage courant

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 0.975 = 5.94 \text{ KN/ml}$

-ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.29 \text{ KN/ml}$

B) Plancher du RDC

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 2.275 = 7.887 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 2.275 = 5.59 \text{ KN/ml}$

C) Plancher terrasse

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.023 + 1.5 \times 0.65 = 6.406 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 4.023 + 0.65 = 4.673 \text{ KN/ml}$

Remarque : On constate que le chargement pour le Plancher du RDC est le plus défavorable.

III.2.4 Détermination de la largeur de la table de compression

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

On a :

-h : hauteur de la poutrelle ($h = 16+4 \text{ cm}$)

- h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

- b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

Les règles du (BAEL Art A.4.1.3) précisent que la largeur de la table de compression (b_1) est à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement et limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8 h_0 \right)$$

- L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

-L : largeur de la plus grande travée.

$$L = 455 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8 h_0 \right) = \min (26,5 ; 45,5 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

- b : largeur de la table de compression.

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

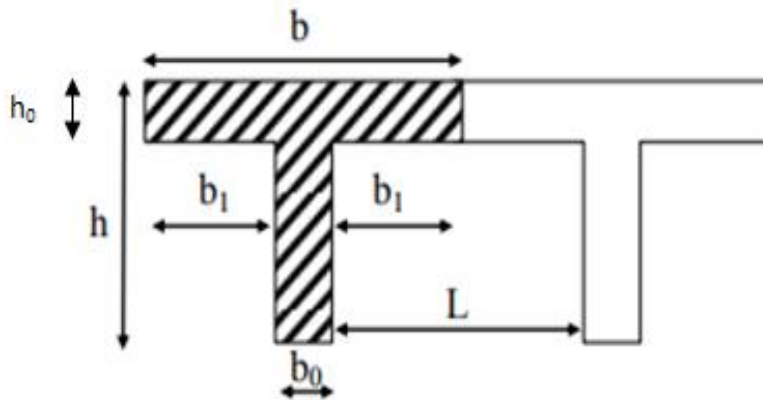


Figure III.2.3 Surface revenant aux poutrelles.

III.2.5 Choix de la méthode de calcul

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

-Méthode forfaitaire

-Méthode de Caquot

-Méthode des trois moments

✓ **Méthode forfaitaire**

✚ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2 ,210/BAEL 91 modifié 99)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.

- La surcharge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

$$Q = 2.275 \text{ KN/ ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.315 = 6.63 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$Q = 2.275 \text{KN/ml} \leq \max \{6.63; 5\} = \text{KN / ml} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\implies **Condition vérifiée.**

- Le rapport des portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.98}{4} = 0.995 \quad \rightarrow \quad 0,8 \leq 0.995 \leq 1,25 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{4.55} = 0.879 \quad \rightarrow \quad 0,8 \leq 0.879 \leq 1,25 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.55}{4.4} = 1.034 \quad \rightarrow \quad 0,8 \leq 1.034 \leq 1,25 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **condition vérifiée**

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable

Principe de la méthode

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Exposé de la méthode

Le rapport « α » des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeur non pondérées est défini comme suit :

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

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Dans une travée intermédiaire.

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

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- ❖ $0,6 M_0 \rightarrow$ Pour une poutre à deux travées.
- ❖ $0,5 M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ❖ $0,4 M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ❖ $0,3 M_0 \rightarrow$ Pour les appuis de rive.

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison avec :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

- L : longueur entre nus des appuis.

- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

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

Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.275}{2.275+3.315} = 0.406$$

Cas N° 1

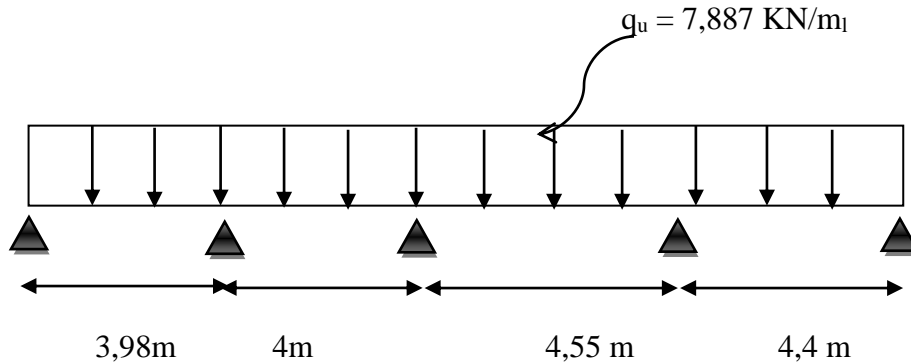


Figure III.2.4 Schéma statique de premier cas.

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,887 \times 3,98^2}{8} = 15,616 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,887 \times 4^2}{8} = 15,774 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,887 \times 4,55^2}{8} = 20,410 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,887 \times 4,4^2}{8} = 19,086 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

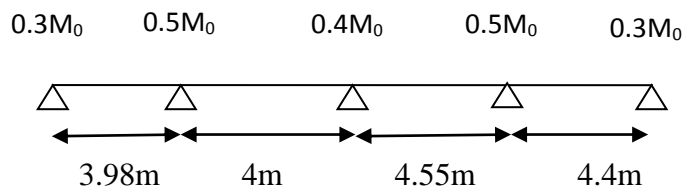


Figure III.2.5 Diagramme des moments aux appuis.

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 4,684 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 (15,774) = 7,887 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4(20,410) = 8,164 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,5 (20,410) = 10,205 \text{ KN.m}$$

$$M_5=0,3 M_0 \quad M_0= 5.725 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées**

On a: $\alpha =0.406$

$$- 1 + 0,3\alpha = 1,121$$

$$- \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0.560$$

$$- \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} = 0.660$$

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

$$- M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$- M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée de rive.}$$

- ❖ **Travée 1-2 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.121 \times 15.616) - \frac{4.624 - 7.887}{2} = 11.225 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.660 \times 15.616 = 10.306 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\implies \mathbf{M_t (1-2) = 11.225 \text{ KN.m}}$$

- ❖ **Travée 2-3 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (17.682) - \frac{7.887 + 8.164}{2} = 9.657 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.560 \times 15.774 = 8.833 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq 9.657 \text{ KN.m} \\ M_{t2-3} \geq 8.833 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Longrightarrow M_t(2,3) = 9.657 \text{ KN.m}$$

❖ **Travée 3-4 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.121 \times 20.41) - \frac{8.164 + 10.205}{2} = 13.694 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.560 \times 20.410 = 11.43 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Longrightarrow M_t(3,4) = 13.694 \text{ KN.m}$$

❖ **Travée 4-5 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{04} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{04}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.121 \times 19.086) - \frac{10.205 + 5.725}{2} = 13.43 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.660 \times 19.086 = 12.596 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Longrightarrow M_t(4,5) = 13.43 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante On a:

$$T_i(\alpha) = \theta(\alpha) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(\alpha = 0) = \frac{q_u \times L_i}{2}$ et $\theta(\alpha = L) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

T(x) : effort tranchant sur appui.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_{i+1} : effort tranchant sur appui droit de la travée

T_i : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

L : longueur de la travée.

❖ Travée 1-2

$$T_1 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = \frac{7.887 \times 3.38}{2} + \frac{(-7.887) - (-4.684)}{3.98} \rightarrow T_1 = 14.890 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = -\frac{7.887 \times 3.98}{2} + \frac{(-7.887) - (-4.684)}{3.98} \rightarrow T_2 = -16.499 \text{ KN}$$

❖ Travée 2-3

$$T_2 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_i} = \frac{7.887 \times 4}{2} + \frac{(-8.164) - (-7.887)}{4} \rightarrow T_2 = 15.704 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_i} = -\frac{7.887 \times 4.55}{2} + \frac{(-8.164) - (-7.887)}{4} \rightarrow T_3 = -15.843 \text{ KN}$$

❖ Travée 3-4

$$T_3 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_i} = \frac{7.887 \times 4.55}{2} + \frac{(-10.205) - (-8.164)}{4.55} \rightarrow T_3 = 17.493 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_i} = -\frac{7.887 \times 4.55}{2} + \frac{(-10.205) - (-8.164)}{4.55} \rightarrow T_4 = -18.390 \text{ KN}$$

❖ Travée 4-5

$$T_4 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_i} = \frac{7.887 \times 4.4}{2} + \frac{(-5.725) - (-10.205)}{4.4} \rightarrow T_4 = 18.369 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_i} = -\frac{7.887 \times 4.4}{2} + \frac{(-5.725) - (-10.205)}{4.4} \rightarrow T_5 = -16.333 \text{ KN}$$

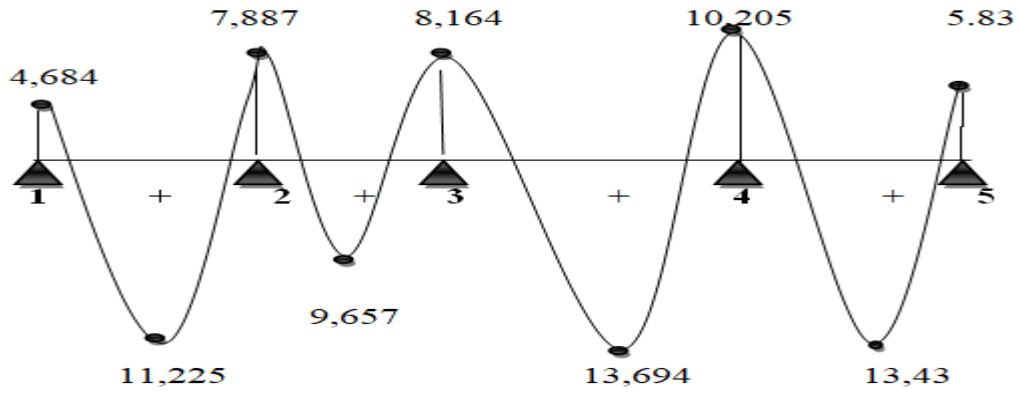


Figure III.2.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

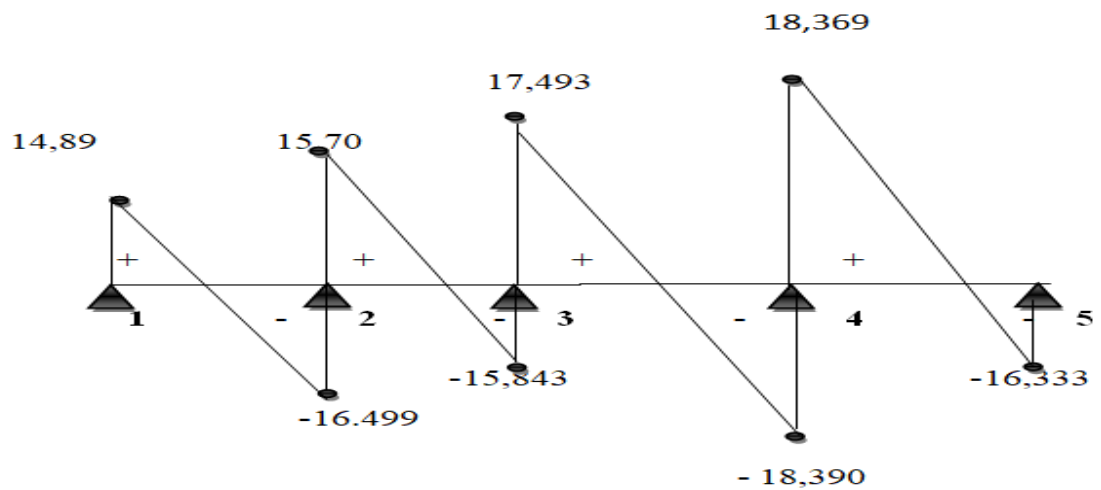


Figure III.2.7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Cas N° 2

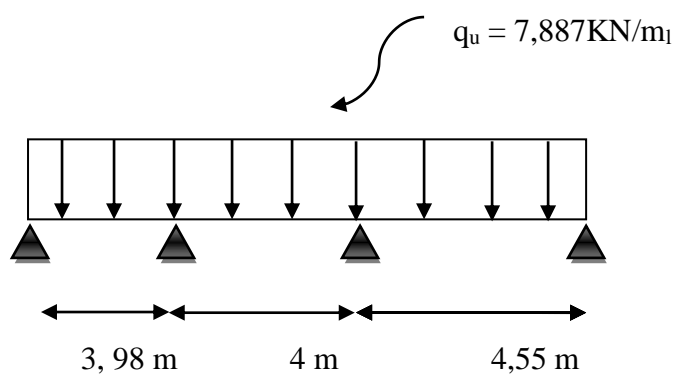


Figure III.2.8 Schéma statique de deuxième cas

• **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.887 \times 4^2}{8} = 15.774 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.887 \times 4.55^2}{8} = 20.410 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.887 \times 4^2}{8} = 19.086 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

0.3M₀ 0.5M₀ 0.5M₀ 0.3M₀

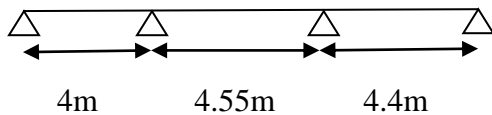


Figure III.2.9 Diagramme des moments aux appuis de 2^{ème} cas.

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0.3 \times 15.774 = 4.732 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 20.410 = 10.205 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.5 \times 20.410 = 10.205 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{03} = 5.725 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées**

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

$$- M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{travée de rive.}$$

❖ **Travée 1-2**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (17.682) - \frac{4.732 + 10.205}{2} = 10.214 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0.660 \times 15.774 = 10.410 \text{ KN.m} \end{array} \right. \implies \mathbf{M_t (1,2) = 10.410 \text{ KN.m}}$$

❖ Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (22.879) - \frac{10.205+10.206}{2} = 12.674 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.560 \times 10.205 = 11.429 \text{ KN.m} \end{array} \right. \implies M_t (2,3) = 12.674 \text{ KN.m}$$

❖ Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (21.396) - \frac{10.205+5.725}{2} = 13.433 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.660 \times 19.086 = 12.596 \text{ KN.m} \end{array} \right. \implies M_t (3,4) = 13.433 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

❖ Travée 1-2

$$T_1 = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = \frac{7.887 \times 4}{2} + \frac{(-10.205) - (-4.732)}{4} \rightarrow T_1 = 14.405 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_i} = -\frac{7.887 \times 4}{2} + \frac{(-10.205) - (-4.732)}{4} \rightarrow T_2 = -17.142 \text{ KN}$$

❖ Travée 2-3

$$T_2 = \frac{7.887 \times 4.55}{2} + \frac{(-10.205) - (-10.205)}{4.55} \rightarrow T_2 = 17.942 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.887 \times 4.55}{2} + \frac{(-10.205) - (-10.205)}{4.55} \rightarrow T_3 = -17.942 \text{ KN}$$

❖ Travée 3-4

$$T_3 = \frac{7.0887 \times 4.4}{2} + \frac{(-5.727) - (-10.205)}{4.4} \rightarrow T_3 = 18.396 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{7.0887 \times 4.4}{2} + \frac{(-5.727) - (-10.205)}{4.4} \rightarrow T_4 = -16.332 \text{ KN}$$

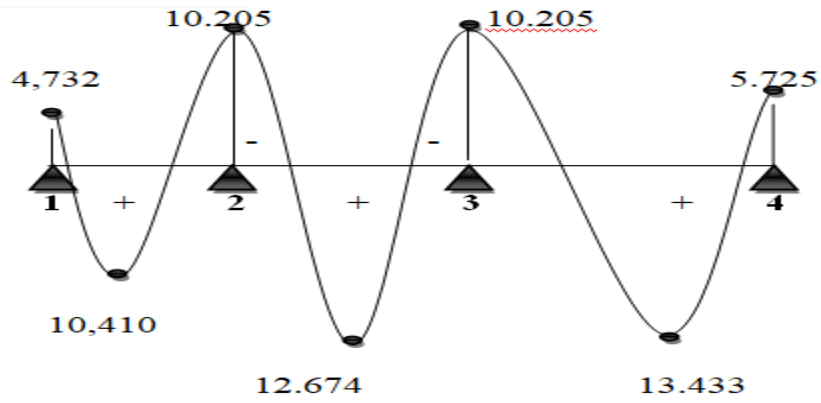


Figure III.2.10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

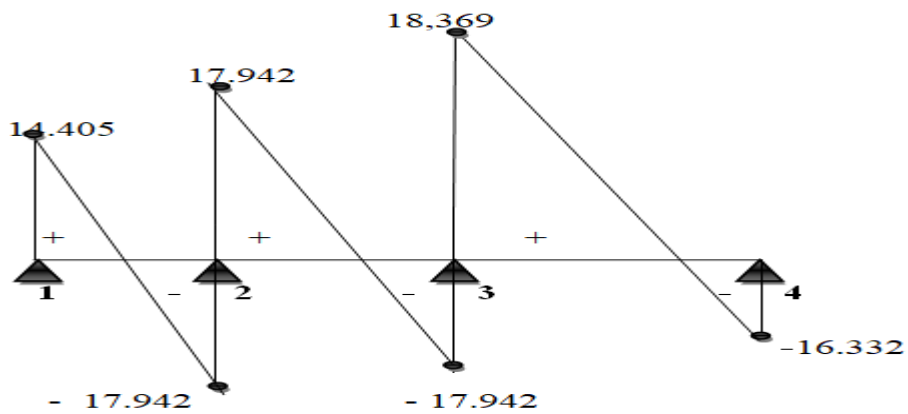


Figure III.2.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Cas N° 3

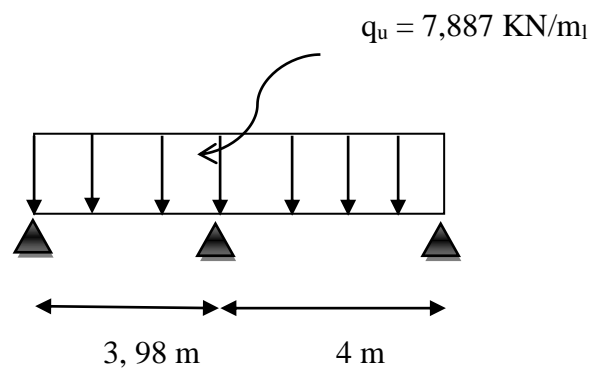


Figure III.2.12 Schéma statique de 3^{ème} cas.

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.887 \times 3.98^2}{8} = 15.616 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.887 \times 4^2}{8} = 15.774 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

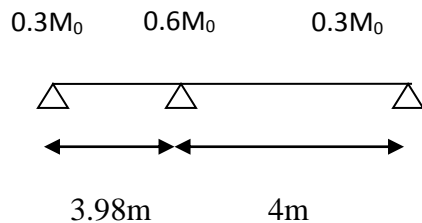


Figure III.2.13 Diagramme des moments aux appuis de 3^{ème} cas.

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 15.616 = 4.684 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,6 \times 15.774 = 9.464 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 15.774 = 4.732 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées**

- ❖ **Travée 1-2**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (15.616) - \frac{4.684 + 9.464}{2} = 10.431 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,660 \times 15.616 = 10.306 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\implies \mathbf{M_t (1,2) = 10.431 \text{ KN.m}}$$

- ❖ **Travée 2-3**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (17.682) - \frac{7.887+4.73}{2} = 10.585 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.660 \times 15.774 = 10.410 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Longrightarrow M_t(2,3) = 10.585 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

❖ Travée 1-2

$$T_1 = \frac{7.887 \times 3.98}{2} + \frac{(-9.464) - (-4.684)}{3.98} \rightarrow T_1 = 14.493 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.887 \times 3.98}{2} + \frac{(-7.987) - (-4.684)}{3.98} \rightarrow T_2 = -16.896 \text{ KN}$$

❖ Travée 2-3

$$T_2 = \frac{7.887 \times 4}{2} + \frac{(-4.938) - (-9.464)}{4} \rightarrow T_2 = 16.957 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.887 \times 4}{2} + \frac{(-4.938) - (-9.464)}{4} \rightarrow T_3 = -16.957 \text{ KN}$$

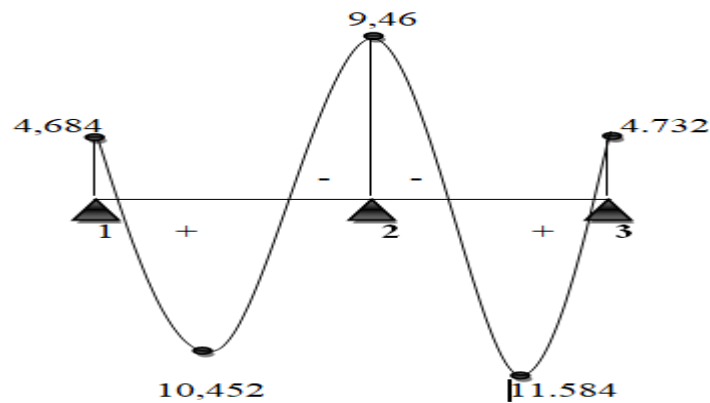


Figure III.2.14 Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

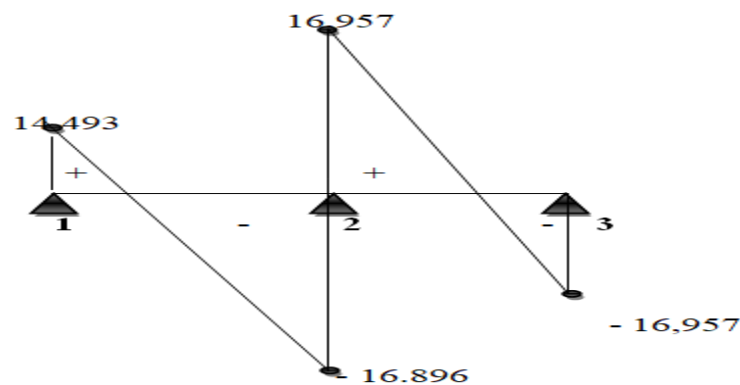


Figure III.2.15 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.6 Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

En travée : $M_t^{\max} = 13.694 \text{ KN.m}$

Aux appui : $M_a^{\max} = 10.205 \text{ KN.m}$

➤ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul**

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale du plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

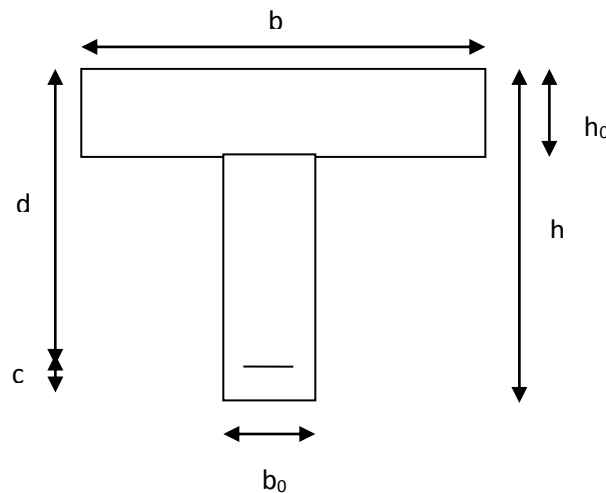


Figure III.2.16 Section de la poutre en T

➤ **Caractéristiques des matériaux**

$$f_{su} = \frac{400}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

M_0 : moment qui peut être repris par la table de compression, il est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2) = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 \times \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 13.694 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

III.2.7 Calcul des armatures à l'ELU

✚ Calcul des armatures longitudinales

En travée

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.694 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \implies \text{la section est simplement armée}$$

(SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.046 \implies \beta = 0.976$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{13.694 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.239 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.205 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.184 < 0.392 \implies \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.184 \implies \beta = 0.898$$

$$A_{st}^a = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{10.205 \times 10^3}{0.898 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.814 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st}^a = 1\text{HA}12 \text{ filante} + 1\text{ah}12 \text{ chapeau} = 2.26 \text{ cm}^2$

III.2.8 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \zeta_u = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\zeta_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times 3.14 \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\zeta_u = \frac{18,369 \times 10^2}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 1.003 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = 1.003 \text{ MPa} < \zeta_u = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ancrage des barres (BAEL99.art.A.6.1.2)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \zeta_{su}}$$

$$\zeta_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

✓ Aux appuis

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

✓ En travée

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers HA

Aux appuis $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

En travée $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

d) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{8,4 \times 10}{12 \times 18} = 0,850 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,850 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL99)

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\phi_l = \frac{20 \cdot 12}{35 \cdot 10}; 1,2 \right) = 0,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 0,57 \text{ mm}$. Donc : $A_t = 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$

La section des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

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

II.2.9 Vérification à l'ELS

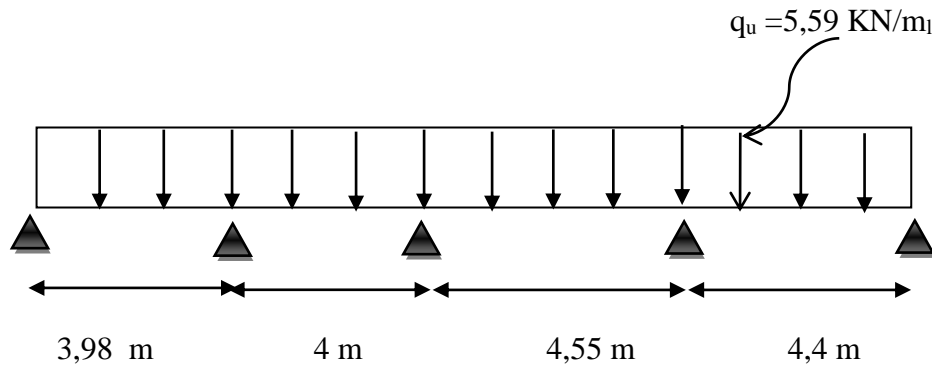


Figure III.2.17 Schéma statique à l'ELS.

• Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,59 \times 3,98^2}{8} = 11,068 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,59 \times 4^2}{8} = 11,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,59 \times 4,55^2}{8} = 14,465 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,59 \times 4,4^2}{8} = 13,527 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11,068 = 3,32 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times 11,18 = 5,59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times 14,456 = 5,786 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,5 \times 14,465 = 7,232 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{04} = 4,058$$

• Calcul des moments en travées

❖ Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\begin{cases} M_t \geq (12,407) - \frac{3,32+5,59}{2} = 7,952 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 11,068 = 7,304 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_t (1,2) = 7,952 \text{ KN.m}$$

❖ Travée 2-3

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{02} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{02}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (12,532) - \frac{5,59+5,786}{2} = 6,844 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 11,18 = 6,260 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_t (2,3) = 6,844 \text{ KN.m}$$

❖ Travée 3-4

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{03} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{03}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (16,215) - \frac{5,786+7,232}{2} = 9,707 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 14,465 = 8,100 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_t (3,4) = 9,707 \text{ KN.m}$$

❖ Travée 4-5 :

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05 M_{04} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{04}] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq (15,163) - \frac{7,232+4,058}{2} = 9,518 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 13,527 = 8,927 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_t (4,5) = 9,518 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

On a: $T_i(\alpha) = \theta(\alpha) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Avec : $\theta(\alpha = 0) = \frac{q_u \times L_i}{2}$ et $\theta(\alpha = L) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_i = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_{i+1} = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

❖ **Travée 1-2**

$$T_1 = \frac{7,887 \times 3,98}{2} + \frac{(-5,59) - (-3,32)}{3,98} \rightarrow T_1 = 10,553 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7,887 \times 3,98}{2} + \frac{(-5,59) - (-3,32)}{3,98} \rightarrow T_2 = -11,694 \text{ KN}$$

❖ **Travée 2-3**

$$T_2 = \frac{7,887 \times 4}{2} + \frac{(5,786) - (5,59)}{4} \rightarrow T_2 = 11,399 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7,887 \times 4}{2} + \frac{(5,786) - (5,59)}{4} \rightarrow T_3 = -11,229 \text{ KN}$$

❖ **Travée 3-4**

$$T_3 = \frac{7,887 \times 4,55}{2} + \frac{(-7,232) - (-5,786)}{4,55} \rightarrow T_3 = 12,399 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{7,887 \times 4,55}{2} + \frac{(-7,232) - (-5,786)}{4,55} \rightarrow T_4 = -13,054 \text{ KN}$$

❖ **Travée 4-5**

$$T_4 = \frac{7,887 \times 4,4}{2} + \frac{(-4,058) - (-7,232)}{4,4} \rightarrow T_4 = 13,019 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{7,887 \times 4,4}{2} + \frac{(-4,058) - (-7,232)}{4,4} \rightarrow T_5 = -11,576 \text{ KN}$$

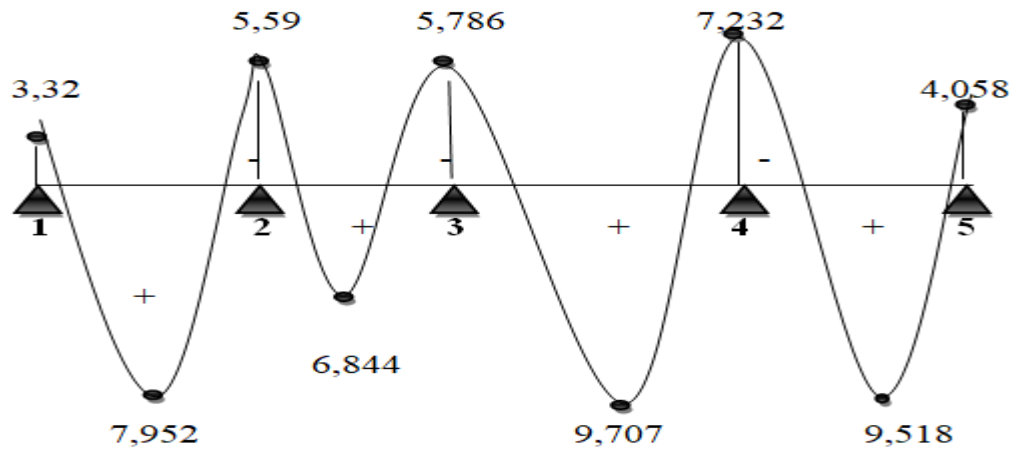


Figure III.2.18 Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

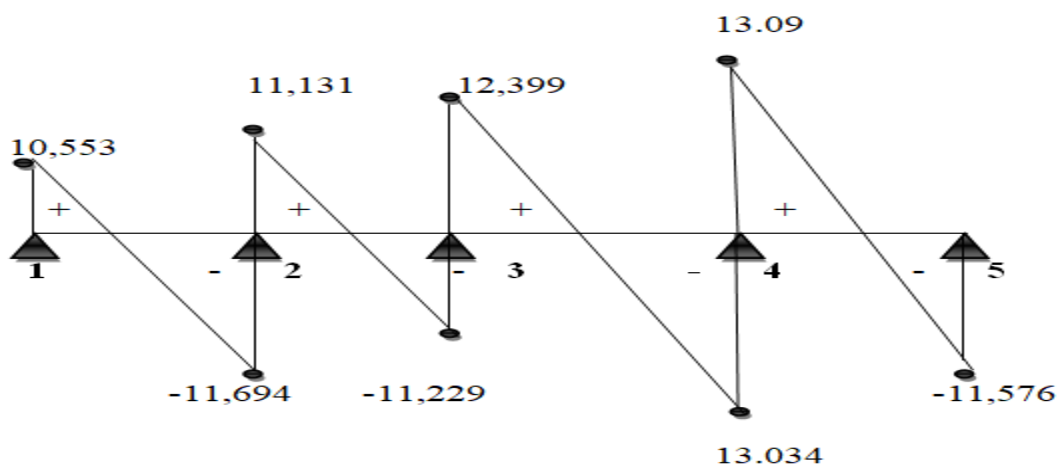


Figure III.2.19 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

✚ Vérification des contraintes à l'ELS

▪ Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ Aux appuis

$$A_{st}^a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow \alpha_1 = 0.426$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.426}{15(1-0.426)} = 0.0494$$

➤ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.232 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 2.26 \times 10^{-4}} = 207,200 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 207,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0494 \times 207,2 = 10,235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.235 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée**

$$A_{st}^t = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}^t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1,56 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow \alpha_1 = 0,489$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,489}{15(1-0,489)} = 0,0638$$

➤ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9,707 \times 10^{-3}}{0,837 \times 0,18 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 190,058 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 190,058 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0638 \times 190,058 = 12,125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec } h : \text{ hauteur de la section droite.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0} \quad L : \text{ portée de la plus longue travée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{455} = 0,044 < \frac{1}{22,5} = 0,444 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La 1 ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

▪ Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s^t}{10} \times \frac{L}{I_{fv} E_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0,9m$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

$$E_v : \text{Module de déformation différé } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 3.39 = 1350.85 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = \frac{65 \times 20^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) = 13915.3 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Position du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{13915.3}{1350.85} = 10.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 10.30 = 9.7 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = 46465.23 \text{ cm}^2$$

- Calcul des coefficients: ρ , λ_v , μ et I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0029$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0029 \times (2+3)} = 2.90$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 190.058 + 2.1} ; 0 \right) = 0.146$$

$$\mu = 0.146$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 46465.23}{1 + 0.146 \times 2.90} = 35919.54 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_s^t}{10} \times \frac{L^2}{I_{fv} E_v} = \frac{9.707 \times 10^3 \times 4.55^2}{10 \times 10818.865 \times 10^6 \times 35919.54 \times 10^{-8}} = 0.0052 \text{ m}$$

$$f = 0.52 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3 Calcul des Escaliers

Introduction

Un escalier est un élément composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à l'autre, il est en béton armé, métallique ou en bois. Il se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle le paillasse. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

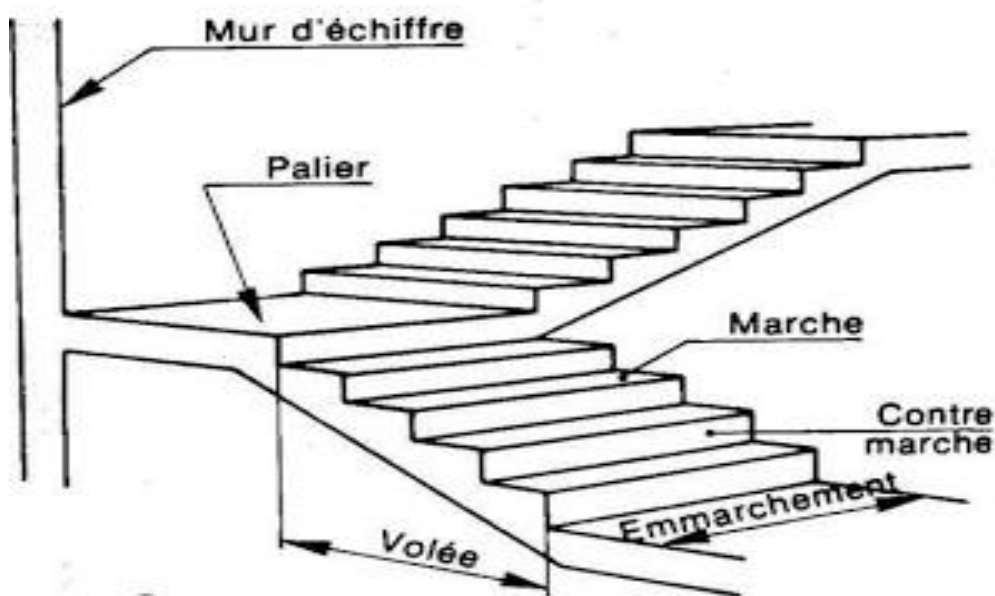


Figure III.3.1 Schéma statique d'un escalier

III.3.1 Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets. Le nombre de contre marche est donnée par : $n = H/h$ avec : H est la hauteur entre deux niveaux consécutifs.
- **Nez de marche** : c'est la partie en saillie sur la contre marche il est souvent mouluré en astragale.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : ligne figurant la trajectoire moyenne des pas d'une personne sur un escalier. Si l'embranchement de l'escalier est $>$ à 1 m, la ligne de foulée se place à $d = 0.50\text{m}$ et si l'embranchement est $<$ à 1 m alors la ligne de foulée se place au milieu de l'embranchement.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marches.
- **Hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.

III.3.2 pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'un escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- L'épaisseur de la paillasse (ep).
- Le nombre des contres marches (n)

Calcul de h, g, n et m

Le dimensionnement des escaliers et contre marches se fera par la formule de **BLONDEL** :

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

Avec : h : hauteur de la marche

g : le giron

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements, et la limite supérieure (66 cm) correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessaire.

On a la hauteur de l'étage courant : $h = 3,06 \text{ m}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Donc, la hauteur de la volée : $H = \frac{h}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$

La hauteur du RDC : $h = 4.56 \text{ m}$

Donc, la hauteur de la volée : $H = \frac{h}{2} = \frac{4.08}{3} = 1.36 \text{ m}$

❖ La hauteur de la marche h

On a : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \implies$ on prend : $h = 17 \text{ cm}$

❖ Le giron g :

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura $59 \text{ cm} \leq 2(17) + g \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 66 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \implies$ On prend : $g = 30 \text{ cm}$

❖ Nombre de contre marches n

Etage courant: On a : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \implies n = 9 \text{ contre marche}$

RDC : On a : $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \implies n = 8 \text{ contre marche}$

❖ Nombre de marche m

Etage courant: On a : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \implies m = 8 \text{ marches.}$

RDC : On a : $m = n - 1 = 8 - 1 = 7 \implies m = 7 \text{ marches.}$

❖ Vérification de la relation BLONDEL

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

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$

\implies La relation est vérifiée donc, l'escalier est confort.

Schéma statique

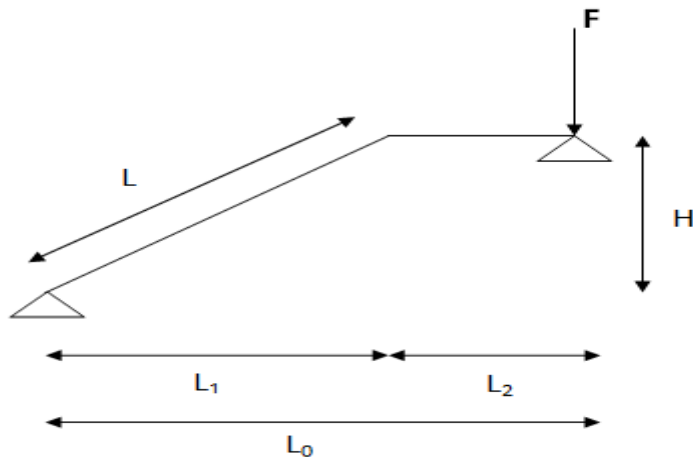


Figure III.3.2 Schéma statique de l'escalier.

✚ Calcul de l'épaisseur de la paillasse et du palier

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

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

Avec :

L_0 : Longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur du palier.

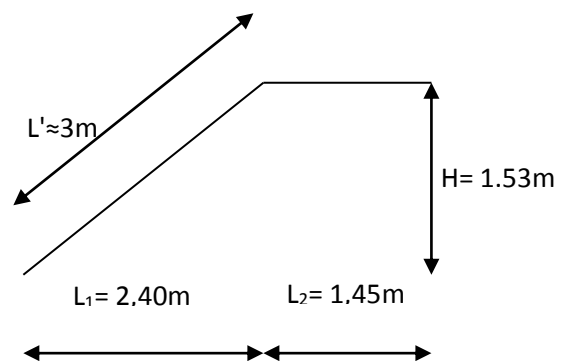
$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0.54 \quad \alpha = 32.62^\circ$$

Etage courant

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \quad \rightarrow \quad L' = \frac{L}{\cos 29.51} = \frac{240}{\cos 32.62} = 285 \text{ cm}$$

$$L_2 = 145 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 240 + 145 = 385 \text{ cm}$$



$$\frac{385}{30} \leq e_p \leq \frac{385}{20} \quad \rightarrow \quad 12.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } e_p = 18 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.3 Détermination des charges et surcharges

- Charges permanentes
- Palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ³)	La charge (KN/ml)
Poids propre de palier	0.18	25	4.5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charges totale			6.02

Tableau III.3.1 Charge permanente du palier

- Volée :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ³)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la pailleuse	$0.18/\cos\alpha$	25	5.34
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Gard corps	/	0.2	0.2
Marches	0.17/2	25	2.125
Charges totale			9.19

Tableau III.3.2 Charge permanente de la volée.

➤ Les surcharges d'exploitation

Selon le **DTR B.C.2.2** pour une construction à usage d'habitation

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

III.3.4 Combinaisons des charges

• Palier

$$\text{E.L.U: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6.02 + 2.5) \times 1 = 8.52 \text{ KN/ml}$$

• Volée

$$\text{E.L.U : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 9.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9.19 + 2.5) \times 1 = 11.7 \text{ KN/ml}$$

III.3.5 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre simplement appuyée et uniformément chargée.

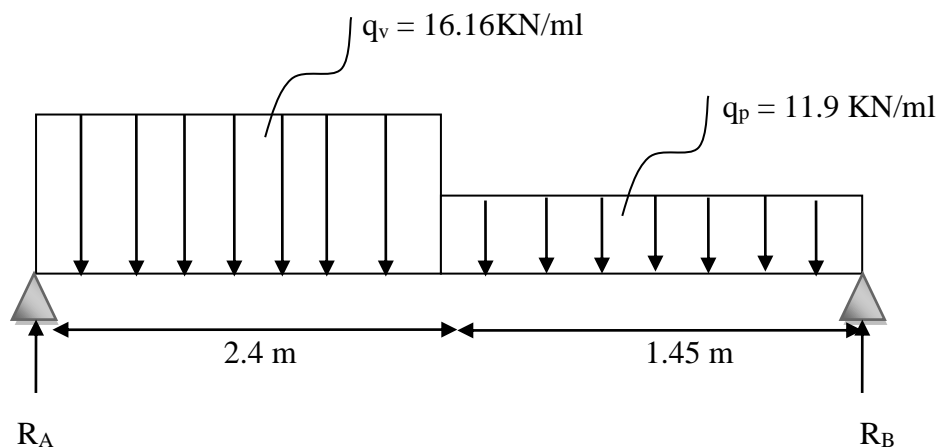


Figure: III.3.3 Schéma statique d'escalier à l'E.L.U

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

➤ Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - (q_{uv} \times 2.4) - (q_{up} \times 1.45) = 0$$

$$R_A + R_B = (16.16 \times 2.4) + (11.9 \times 1.45) \rightarrow R_A + R_B = 56.04 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times (3.85) - (q_{up} \times 1.45 \times 1.45/2 + 2.4) - (q_{uv} \times 2.4 \times 2.4/2) = 0$$

$$R_B = 16.96 \text{ KN} \longrightarrow R_A = 39.08 \text{ KN}$$

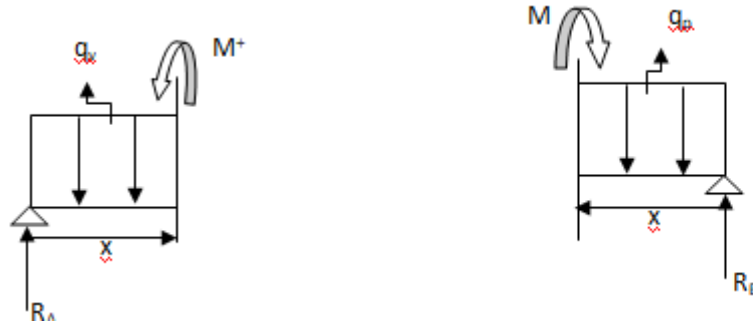
➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant



tronçons (m)	Expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$T = R_A - q_{uv} X$ $T = 39.08 - 16.16 X$	X=0	39.08
		X=2.4	0.30
$0 \leq x \leq 1.45$	$T = q_{up} X - R_B$ $T = 11.9 X - 16.96$	X=0	-16.96
		X=1.45	0.30

Tableau III.3.3 Tableau des efforts tranchants.

- **Moments fléchissant**



tronçons (m)	Expression	x (m)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$M - R_A X + q_{uv} \times X^2 / 2$ $M = 39.08 X - 16.16 X^2 / 2$	X= 0	0
		X= 2.4	47.25
$0 \leq x \leq 1.45$	$M = R_B X - q_{up} X^2 / 2$ $M = -5.95 X^2 + 16.96 X$	X=0	0
		X=1.45	12.08

Tableau III.3.4 Tableau des moments fléchissant.

$$T = 39.08 - 16.16 X = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.4 \text{ m}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur de $x = 2.4$ m.

Donc, on a : $M_{\max} = 39.08 X - 16.16 X^2 / 2 \quad M_{\max} = 47.25 \text{ KN.m}$

Remarque

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

Aux appuis

$$M_{ua} = - 0,3 M_{\max} = (-0,3) \times (47.25) = -14.18 \text{ KN.m}$$

En travées

$$M_{ut} = 0,85 M_{\max} = (0,85) \times (47.25) = 40.16 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

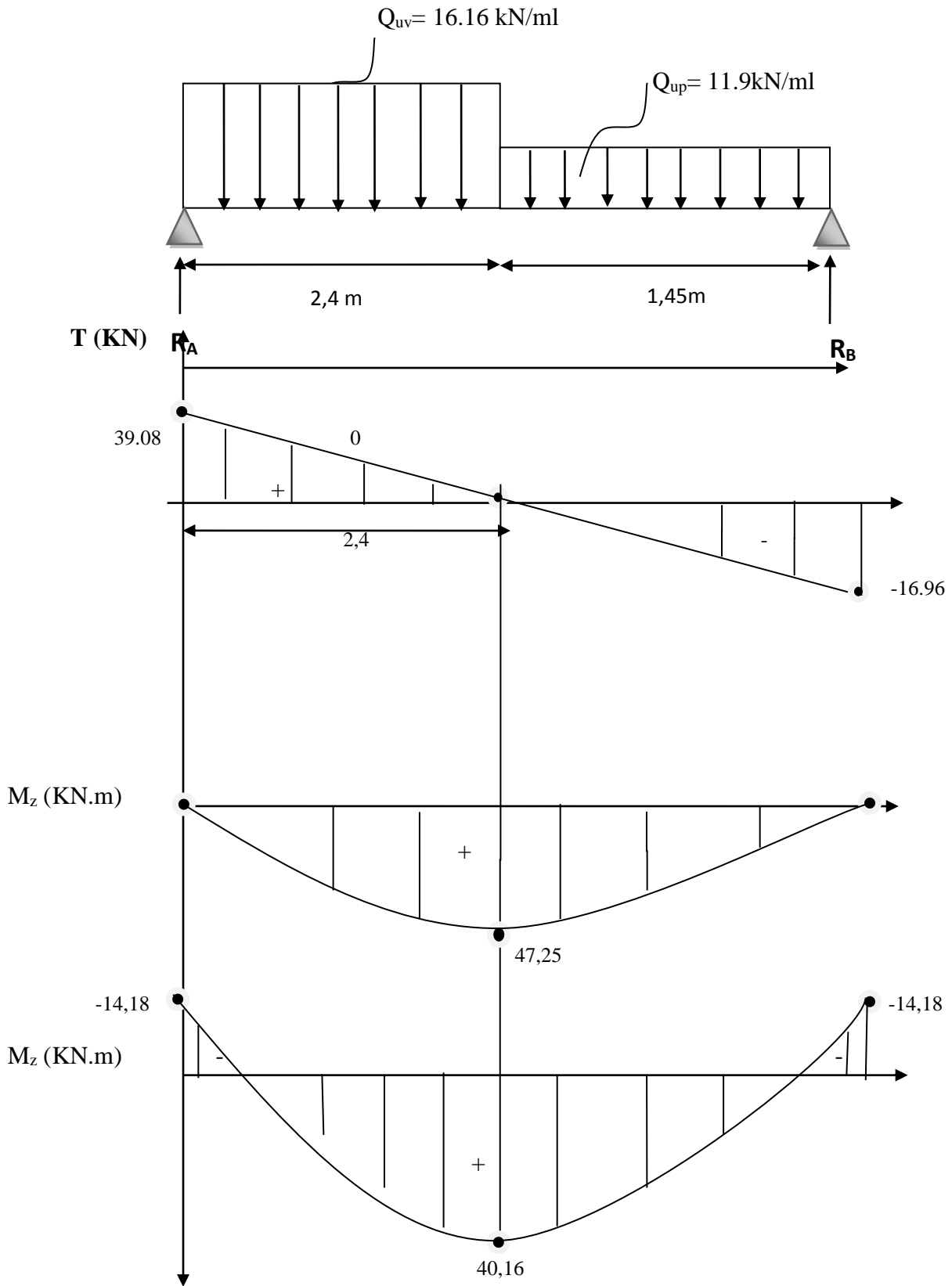
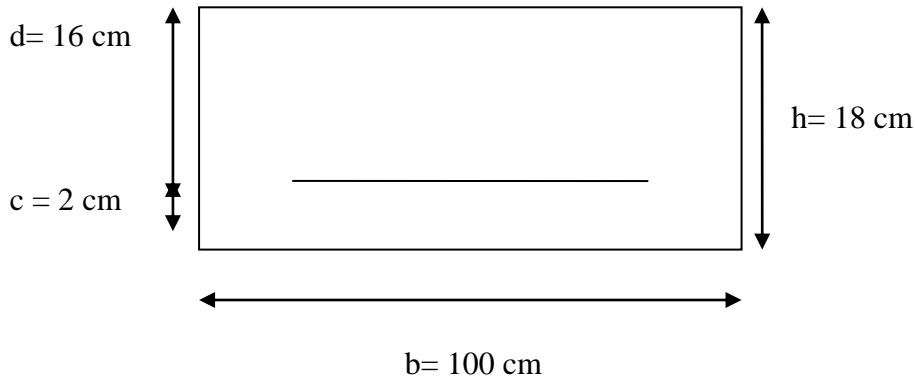


Figure III.3.4 Diagramme des efforts interne à l'E.L.U.

III.3.6 calcul du ferrailage a l'E.L.U

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.



➤ Armature longitudinales

En travée

En travée : $M_T = 40.16 \text{ kN.m}$

▪ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40.16 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.110$$

$\mu = 0.110 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée

$\mu = 0.110 \longrightarrow \beta = 0.942$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{40.16 \times 10^3}{0.942 \times 16 \times 348} = 7.76 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²** avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis

Appui A : $M_{ua} = 14.18 \text{ KN.m}$

▪ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.18 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.04$$

$\mu = 0.04 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{14.18 \times 10^3}{0.980 \times 16 \times 348} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²** avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'E.L.U

A. Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min}$

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

En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

B. Espacement des barres (Art A.8.2,42/ BAEL 91 modifié 99)

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

➤ Armatures principales

$S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition

$S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

C. Contraintes tangentielles

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{39.08 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.244 \text{ MPa}$$

Avec T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

Il y'a pas risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art 5.1.3/BAEL 91 Modifié 99)

▪ Influence sur le béton

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9 d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^1 \times 0.9 \times 16 \times 100}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$V_{u \max} = 39.08 \text{ KN} < 960 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

▪ Influence sur les armatures

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{39.08 \times 10^3}{348} = 112.3 \text{ mm}^2$$

$A_a = 7.70 \text{ cm}^2 > 1.123 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

D. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1.3/BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 7.70 \times 1.4 = 53.9 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.08 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 539} = 0.503 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.503 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

F. Ancrage des barres aux appuis (Art A6.1.2/BAEL 91 modifié 99)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.3 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets :

$$L_s = 0.4L_s = 0.4 \times 49.3 = 20 \text{ cm.}$$

III.3.8 calcul à l'E.L.S

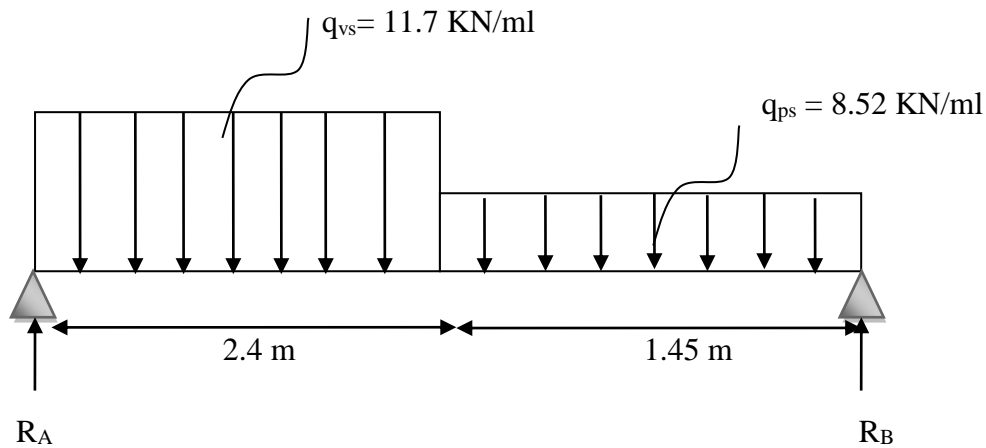


Figure III.3.5 Schéma statique d'escalier à l'E.L.S

➤ **Les réactions d'appuis**

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - (q_{vs} \times 2.4) - (q_{ps} \times 1.45) = 0$$

$$R_A + R_B = (11.7 \times 2.4) + (8.52 \times 1.45) \rightarrow R_A + R_B = 40.43 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times (3.85) - (q_{ps} \times 1.45 \times 1.45/2 + 2.4) - (q_{vs} \times 2.4 \times 2.4/2) = 0$$

$$R_B = 11.70 \text{ KN} \longrightarrow R_A = 28.73 \text{ K}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant**

• **Efforts tranchants**

tronçons (m)	Expression	x (m)	T (KN)
$0 \leq x \leq 2.4$	$T = R_A - q_{vs} X$ $T = 28.73 - 11.7 X$	X= 0	28.73
		X= 2.4	0.65
$0 \leq x \leq 1.45$	$T = q_{up} X - R_B$ $T = 8.52 X - 11.7$	X=0	-11.7
		X= 1.45	0.65

Tableau III.3.3 Tableau des efforts tranchants

- **Moments fléchissant**

tronçons (m)	Expression	x (m)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$M - R_A X + q_{vs} \times X^2 / 2$ $M = 28.73 X - 11.7 X^2 / 2$	X= 0	0
		X= 2.4	35.26
$0 \leq x \leq 1.45$	$M = R_B X - q_{ps} X^2 / 2$ $M = - 4.26 X^2 + 11.7 X$	X=0	0
		X= 1.45	8.01

Tableau III.3.4 Tableau des moments fléchissant.

$$T = 28.73 - 11.7 X = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.4 \text{ m}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur de $x = 2.4$ m.

Donc, on a : $M_{\max} = 28.73 X - 11.7 X^2 / 2$

$$M_{\max} = 35.27 \text{ KN.m}$$

Remarque

En tenant compte su semi-encastrement, on prend :

Aux appuis

$$M_{ua} = - 0,3 M_{\max} = (-0,3) \times (35.27) = - 10.58 \text{ KN.m}$$

En travées

$$M_{ut} = 0,85 M_{\max} = (0,85) \times (35.27) = 29.98 \text{ KN.m}$$

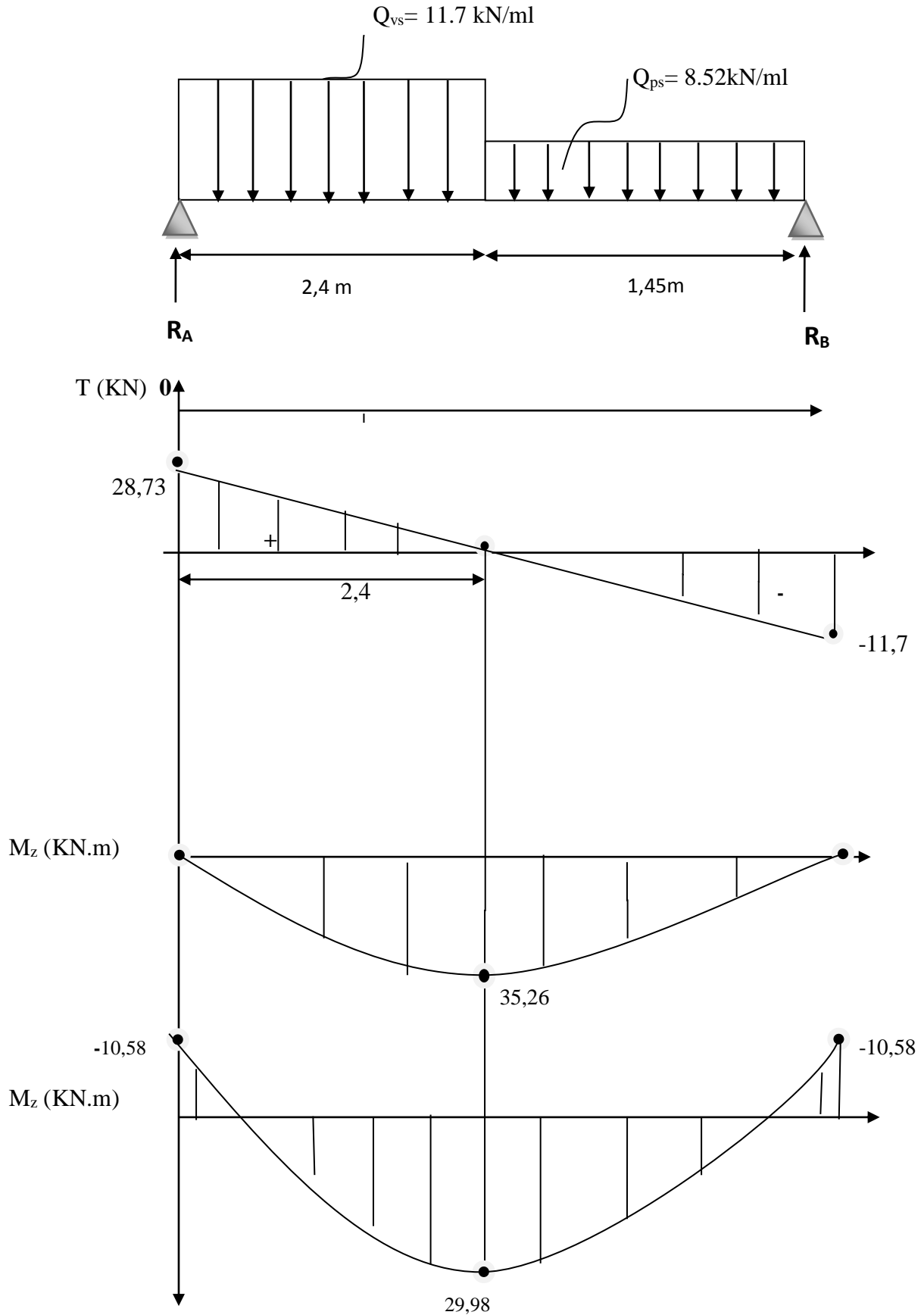


Figure III.3.6 Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS.

III.3.9 Vérification des contraintes à l'E.L.S

➤ **Les contraintes dans le béton et l'acier**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

En travées

$A_{ts} = 7.70 \text{ cm}^2$ $M_{ts} = 29.98 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 16} = 0.483$$

$$\rho = 0,483 \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_{ts}} = \frac{29.98 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.70} = 271.9 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 271.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{271.9}{32.62} = 8.34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis

$A_a = 7.70 \text{ cm}^2$ $M_{as} = 10.58$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 16} = 0.483$$

$$\rho = 0,483 \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_{ts}} = \frac{10.58 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.70} = 95.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 95.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{95.95}{32.62} = 2.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Etat limite de déformation (Art B.6.5.2/BAEL 91)**

Les règles du **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{18}{385} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

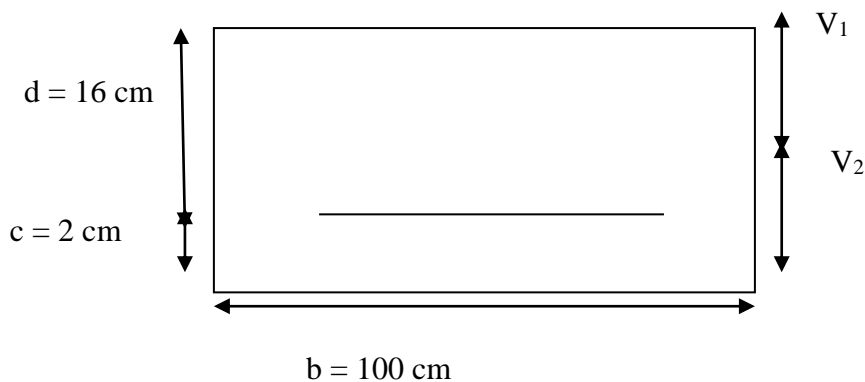
\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$



Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (100 \times 18) + (15 \times 7.70) = 1915.5 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 7.70 \times 16) = 18048 \text{ cm}^2$$

- Position du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{18048}{1915.5} = 9.42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 18 - 9.42 = 8.58 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = 53918.81 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients:

$$f = \frac{M_s^t}{10} \times \frac{L^2}{I_0 E_v} = \frac{29.98 \times 10^3}{10} \times \frac{3.85^2}{10818.87 \times 10^6 \times 53918.81 \times 10^{-8}} = 0.0076 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{3.85}{500} = 0.008 \text{ m}$$

$$f = 0.76 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures

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

Conclusion

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, l'escalier sera ferrailé comme suit :

Aux Appuis

- Armatures principales: **5HA14** avec un espacement $s_t= 20$ cm.
- Armatures de répartitions : **4HA10** avec un espacement $s_t= 20$ cm.

En travée

- Armatures principales: **5HA14** avec un espacement $s_t= 20$ cm.
- Armatures de répartitions : **4 HA10** avec un espacement $s_t= 20$ cm.

III.4 Calcul de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière qui est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux. Sa portée « L » est de 4,7 m (entre nus d'appuis).

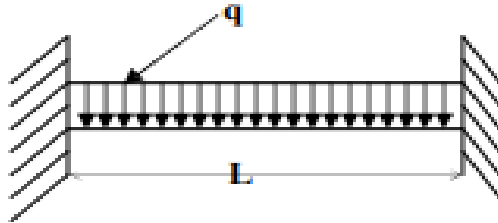


Figure II.4.1 Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

➤ Hauteur

La hauteur de la poutre palière (h_t) est donnée par la formule suivante :

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

Avec : h_t = la hauteur de la poutre.

L = longueur libre de la poutre entre nus d'appuis = 4.45 m

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \quad \rightarrow \quad 29.66\text{cm} \leq h_t \leq 44.5\text{cm}$$

On optera pour $h_t = 40$ cm

➤ Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{On optera pour } b = 30\text{cm.}$$

- **Vérification des conditions du RPA 99 (Art 7.5.1)**

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

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

$\frac{h_t}{b} = 1.33 < 4$ Condition vérifiée

Vu la satisfaction de toutes les conditions, notre poutre a pour dimensions :

$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.4.2 calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière

- Poids propre de la poutre..... $25 \times 0.30 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

- Réaction du palier à l'ELU

Etage courant: $R_A = 39.08 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS :

Etage courant: $R_A = 28.73 \text{ KN}$

➤ **Combinaisons des charges**

- **ELU** : Etage courant: $q_u = 1.35 G + R_A = 1.35 (3) + 39.08 = 43.13 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : Etage courant: $q_s = G + R_A = 3 + 28.73 = 31.73 \text{ KN/m}$

III.4.3 calcul du ferrailage à l'ELU

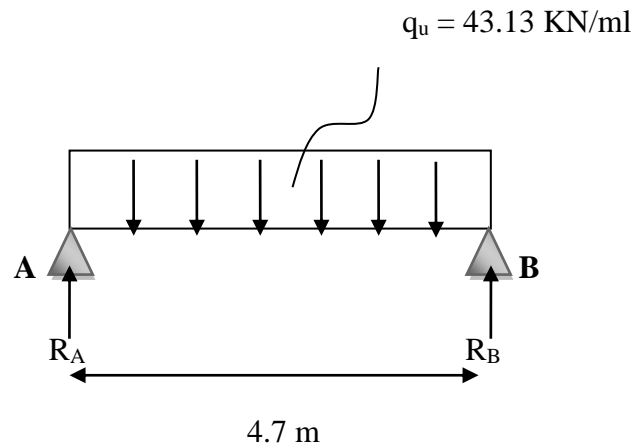


Figure III.4.2 Schéma statique à l'ELU.

a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43.13 \times 4.7}{2} = 101.36 \text{ KN}$$

b) L'effort tranchant

$$T = -q_u(x) + R_A = -43.13(x) + 101.36$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T = 101.36 \text{ KN}$$

$$x = 4.7 \text{ m} \rightarrow T = -101.36 \text{ KN}$$

c) Le moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43.13 \times 4.7^2}{8} = 119.09 \rightarrow M_0 = 119.09 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 (119.09) = -35.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 (119.09) = 101.23 \text{ KN.m}$$

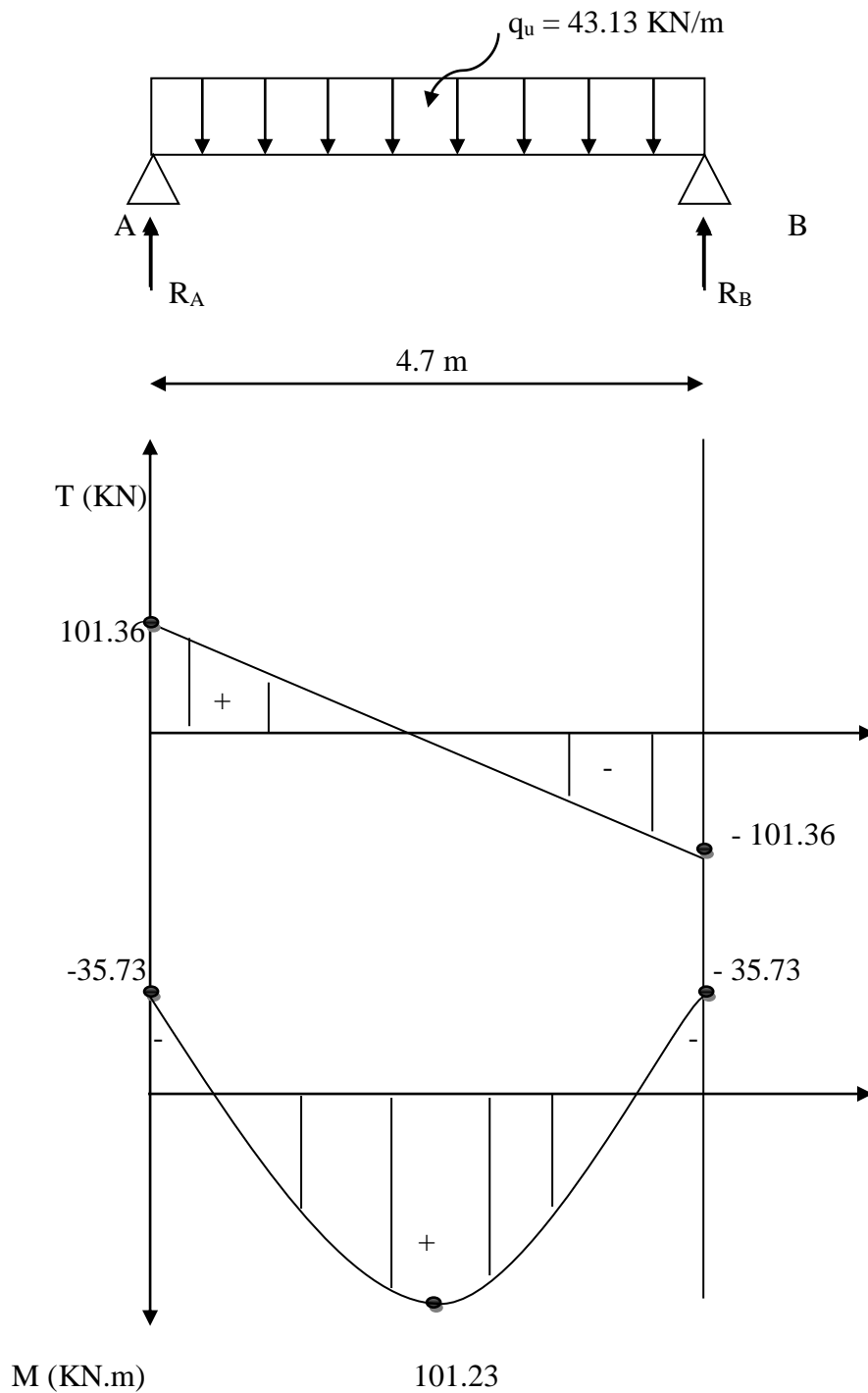
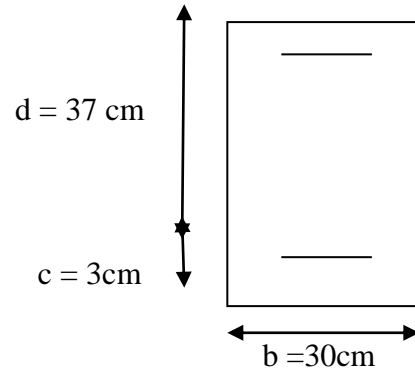


Figure III.4.3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU

❖ Calcul des armatures

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$



➤ En travées

$$\mu_a = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.23 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.174$$

$\mu_t = 0.174 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0.174 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.904$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{101.23 \times 10^3}{0.904 \times 37 \times 348} = 8.70 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA14 Filantes} + 3\text{HA14 Chapeaux} = 9.24 \text{ cm}^2$

➤ En appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35.73 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.060$$

$\mu_a = 0.060 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ donc la section est simplement armée (SSA). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{ap} = 0$

$$\mu_a = 0.060 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35.73 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA14 Filantes} = 4.62 \text{ cm}^2$

N.B

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$9.24 + 4.62 = 13.86 \text{ cm}^2 > 0.5 \times \mathbf{b} \times \mathbf{h}/\mathbf{100} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{condition\ vérifiée.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante donc :
 $13.86 \text{ cm}^2 < 4 \times \mathbf{b} \times \mathbf{h}/\mathbf{100} = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{condition\ vérifiée}$

III.4.4 Vérifications à ELU

A. Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.340 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.340 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{Condition\ vérifiée.}$

Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.340 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{Condition\ vérifiée.}$

B. Contraintes tangentielles (A.5.1.21 BAEL 91)

On doit vérifier que $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{101.36}{30 \times 37} = 0.091 \text{ MPa}$$

Avec T_{max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.091 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{condition\ vérifiée}$

$\tau < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91})$$

$$\tau_{se} = \frac{101.36 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131.9} = 2.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

D. Ancrage des barres au niveau des appuis (A.6.1.23 BAEL 91)

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.83 \text{ mm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets vu que la longueur de scellement est importante. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_s = 0.4L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.8 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 20 \text{ cm}$$

E. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Influence sur le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 101.36 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 370} = 2.03 \text{ MPa} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Influence sur l'acier

On doit vérifier que : $A_{st \text{ adopté}} \geq A_{st \text{ min}}$

$$A_{st \text{ min}} = \frac{T_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{101.36 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.91 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{st \text{ min}} = 2.91 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$

III.4.5 Calcul des armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\phi_t < \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\phi_l = 1.4 ; \frac{40}{35} = \mathbf{1.14} ; \frac{30}{10} = \mathbf{3} \right) \text{ cm} = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Nous adopterons un cadre et un étrier en $\phi 8$.

Donc : $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des armatures transversales (Art A.5.2.2 / BAEL91)

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 37 = 33.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA (Art 7.5.2.2/RPA 99 V2003)

a. Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(12 \phi ; \frac{h}{4} ; \mathbf{30} \right) = \min \left(12 \phi = 16.8 ; \frac{h}{4} = 10 ; 30 \right) = 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

b. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.4.5 Calcul du ferrailage à l'ELS

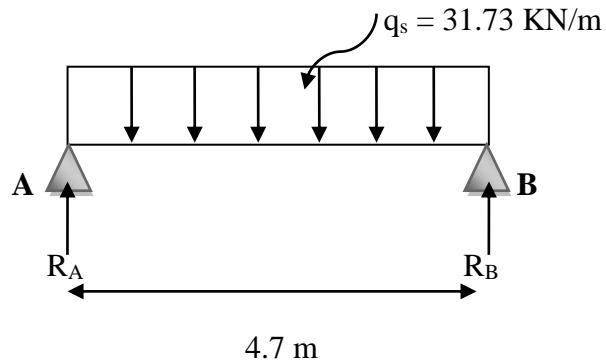


Figure III.4.4 Schéma statique à l'ELS.

c) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31.73 \times 4.7}{2}$$

$$R_A = R_B = 74.57 \text{ KN}$$

d) L'effort tranchant

$$T = -q_s (x) + R_A = -31.73 (x) + 74.57$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T = 74.57 \text{ KN}$$

$$x = 4.7 \text{ m} \rightarrow T = -74.57 \text{ KN}$$

c) Le moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{31.73 \times 4.7^2}{8} = 87.61 \rightarrow M_0 = 87.61 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 (87.61) = -26.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 (87.61) = 74.47 \text{ KN.m}$$

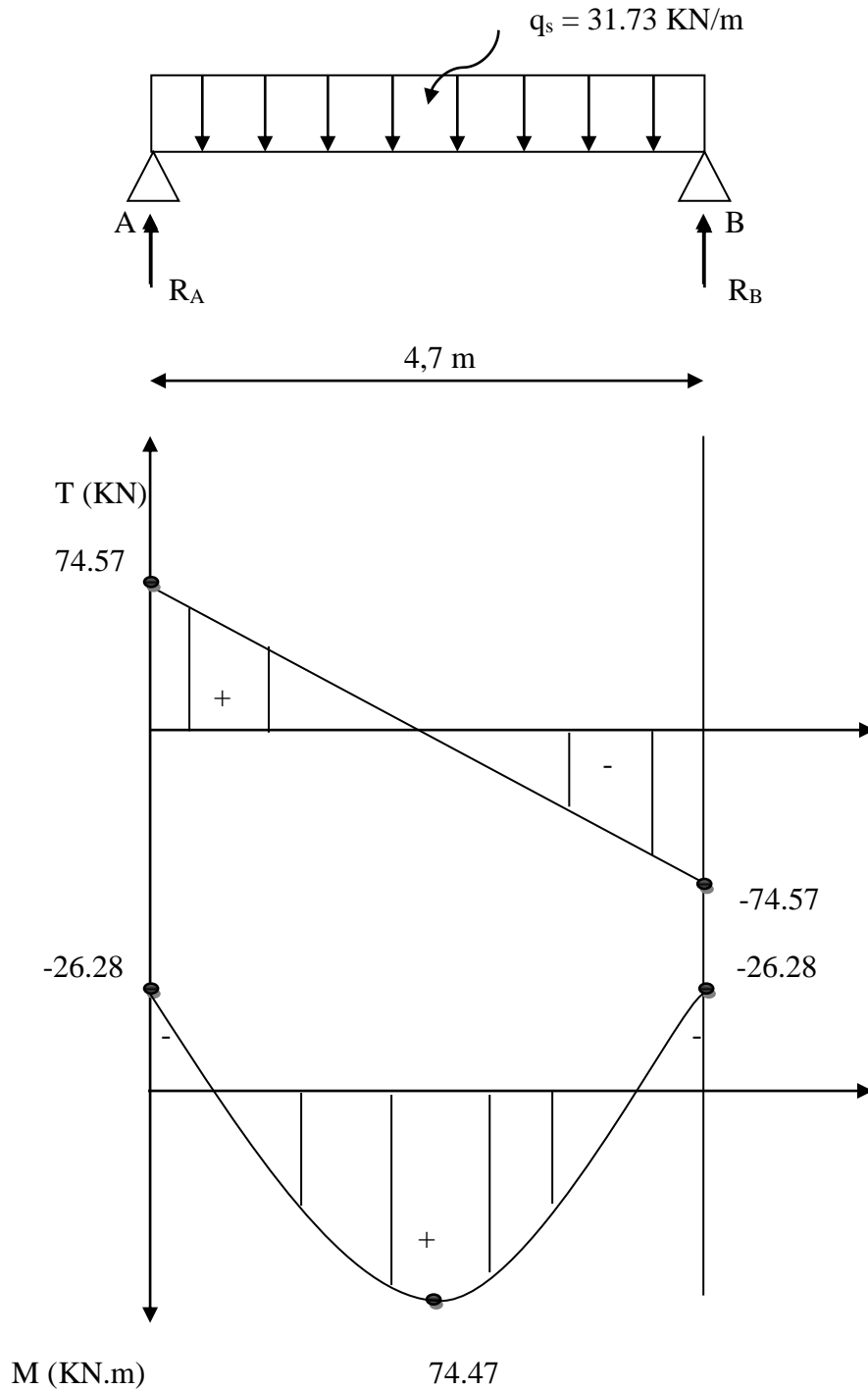


Figure III.4.5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS.

III.4.6 Différentes vérifications à l'ELS

➤ Les contraintes dans le béton et l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travées :

$$A_t = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{30 \times 37} = 0.831$$

$$\rho = 0.831 \begin{cases} \beta_1 = 0.870 \\ K_1 = 23.46 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{74.47 \times 10^3}{0.870 \times 37 \times 9.24} = 250.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{250.37}{23.46} = 10.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 37} = 0.418$$

$$\rho = 0.418 \begin{cases} \beta_1 = 0.901 \\ K_1 = 35.50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{26.28 \times 10^3}{0.901 \times 37 \times 4.62} = 170.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{170.63}{35.50} = 4.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

➤ Etat limite de déformation (BAEL.99/Art b.6.5.2)

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{74.47}{10 \times 87.61} = 0.085 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.62}{30 \times 37} = \mathbf{0.004} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, la poutre palière sera ferrillée comme suit

- Aux Appuis: **3HA14 Filantes = 4.62 cm²**

-En travée : **3HA14 Filantes + 3HA14 Chapeaux = 9.24 cm²**

-Un cadre et un étrier en $\phi 8$. **A_t = 1 cm²**

III.5 Calcul du balcon

Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à des charges G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Avec :

- G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

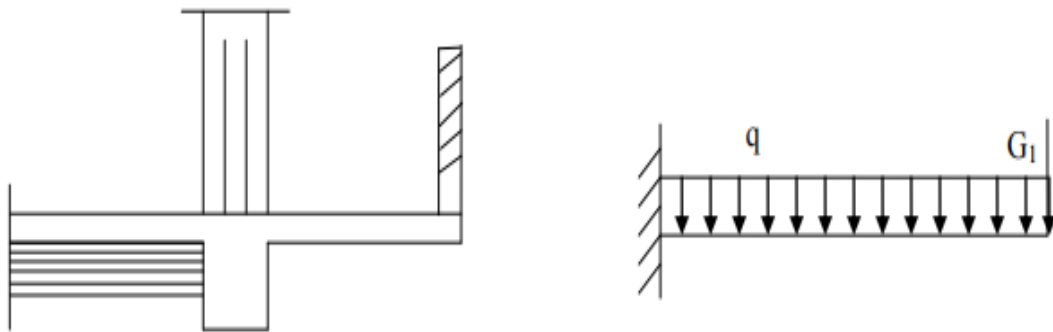


Figure III.5.1 schéma statique du balcon.

III.5.1 Dimensionnement

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

$L = 1.7 \text{ m}$: portée libre.

e_p : épaisseur de la dalle

$$e_p \geq \frac{170}{10} \rightarrow e \geq 17 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur : $e = 17 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Condition de résistance au feu**

En suivant les exigences de la norme **NF EN 1992 1-2 [06]**, pour deux heures (120 mn) d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **12 cm**.

Finalement, nous allons adopter une épaisseur des dalles pleines et des balcons de **17 cm**.

III.5.2 Détermination des sollicitations

- **Charges uniformément réparties (G)**

$G = 5.31 \text{ KN/m}^2$ (déterminée dans le chapitre II)

- **Charge concentrée (g)**

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02x2	18	VI.C.2.2	0.72
02	La brique	0,1	9	VI.B	0.9
G total :					1.62

- **Surcharge d'exploitation**

- Charge d'exploitation du balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (donnée par le DTR BC 2.2).

-Charge horizontale due à la main courante : $p = 1 \text{ KN/ml}$

- ❖ **Combinaison de charges**

Le balcon travaille en flexion composée.

A l'ELU :

- Dalle : $q_u = (1.35 G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.42 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_u = 1.35G = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN}$
- La main courante : $p_u = 1.5 \times p = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

A'ELS

- Dalle: $q_s = (G + Q) \times 1m = (5.31+3.5) \times 1m = 8.81 \text{ KN/ml}$
- Garde corps: $g_u = G = 1.62 \text{ KN}$
- La main courante : $p_s = 1 = 1.0 \text{ KN}$

❖ Calcul des moments

➤ A'ELU

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times L = \frac{12.42 \times 1.7^2}{2} + 2.19 \times 1.7 = 21.67 \text{ KN.m}$$

➤ A'E.L.S

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times L = \frac{8.81 \times 1.7^2}{2} + 1.62 \times 1.7 = 15.484 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant :

➤ A'ELU

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12.42 \times 1.7 + 2.19$$

$$V_u = 23.30 \text{ KN}$$

➤ A'E.L.S

$$V_s = q_s \times L + g_s = 8.81 \times 1.7 + 1.62$$

$$V_s = 16.6 \text{ KN}$$

III.5.3 Ferrailage

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple



Figure III.5.2 section du balcon

Avec :

h = épaisseur de la section ($h = 17$ cm)

b = largeur de la section ($b = 100$ cm)

c = enrobage ($c = c' = 2$ cm)

d = hauteur utile ($d = h - c = 17 - 2 = 15$ cm)

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.42 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.067$$

$\mu = 0.067 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée

$$\mu = 0.067 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.42 \times 10^3}{0.966 \times 15 \times 348} = 4.25 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section : **A = 4HA12 = 4.52 cm²** Avec un espacement $S_t = 25$ cm.

➤ **Les armatures de répartition**

$$A = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2} \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.5.4 Vérification à L'ELU

➤ **Vérification la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + (0.06)(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des armatures : (Art6.1, 3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \text{et : } \psi = 1.5 \text{ HA} \\ \sum u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.30 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 150.72} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{23.30 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'écartement des barres**

- Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition : $S_t < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5 Vérification à L'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad M_s = 15.484 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.301$$

$$\rho = 0,483 \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.914 \\ K_1 = 43.14 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_{ts}} = \frac{15.484 \times 10^3}{0.914 \times 15 \times 4.52} = 249.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 249.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{249.9}{43.14} = 5.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{170} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{15.484}{10 \times 21.62} = 0.072 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.52}{100.15} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_c} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : **4 HA12 = 4.52 cm² (S_t= 25 cm).**
- Armatures de répartition : **4 HA10 = 3.14 cm² (S_t= 25 cm).**

III.6 Poutre de chaînage

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{La largeur : } 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec L: la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \text{ donc : } 29.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 44.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1),

On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad 0.4 \times 30 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 30 \text{ cm} \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc : la poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003)**

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

Donc la poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

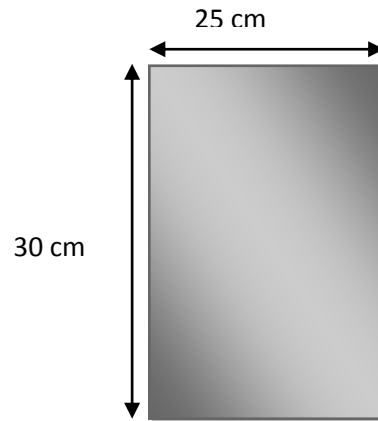


Figure III.6.1 : Coupe transversal de la poutre.

III.6.2 Évaluation des charges G et surcharges Q

Poids propre de la poutre = $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) = $2,81 (3,06 - 0,3) = 7,76 \text{ KN/ml}$

Le poids du plancher = $5,1 \times (0,65/2) = 1,66 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre total $G_t = 11,3 \text{ KN/ml}$.

La charge d'exploitation $Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,49 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison des charges**

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 11,3 + 1,5 \times 0,49 = 15,99 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = 11,3 + 0,49 = 11,8 \text{ KN/ml}$

III.6.3 Étude de la poutre à l'ELU

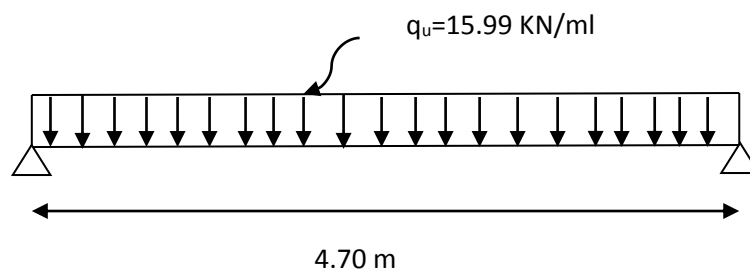


Fig. III.6.2 Schéma statique à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

- **Calcul des moments**

Le moment isostatique : $M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.99 \times (4.70)^2}{8} = 44.15 \text{ KN.m}$

- **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 44.15 = 37.53 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 44.15 = -13.25 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.99 \times 4.70}{2} = 37.58 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

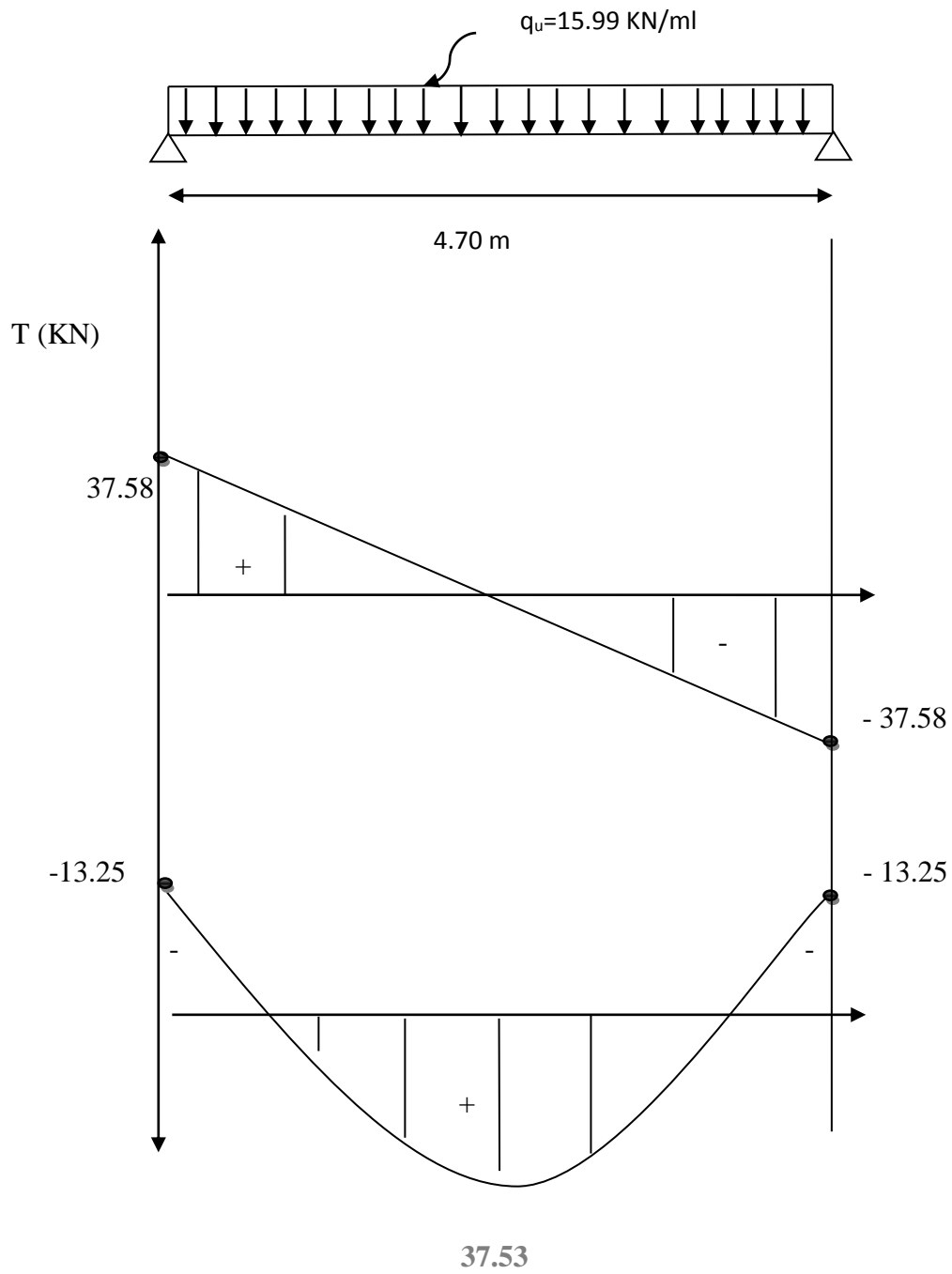


Figure III.6.3 Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU.

III.6.4 Ferrailage

- Les armatures longitudinales

-En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.53 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.134 \Rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_t = \frac{M_t}{B \times d \times f_{bc}} = \frac{37.53 \times 10^3}{0.928 \times 28 \times 348} = 4.15$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

-Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.25 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.25 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

III.6.5 Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité (BAEL91/modifiée 99.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91/modifiée 99.Art. A.5.2.2)**

- **L'influence sur le béton**

On doit vérifier que

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

On a: $T_u^{\max} = 37.58 \text{ KN}$

$$0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 28 \times 25 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 37.58 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **L'influence sur les aciers**

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0.9.d} \right)$

$$A_a = 3.39 \geq \frac{1.15}{400} \left(37.58 \times 10^3 + \frac{13.25 \times 10^3}{0.9 \times 280} \right) = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91/modifiée 99.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{37.58 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.8} = 1.13 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{ cm} \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau = 1.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

• Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{37.58 \times 1000}{250 \times 280} = 0.54 \text{ MPa}$$

Avec T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$$\bar{\tau} = \min \left[(0.2 \times f_{c28}) / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

Il y'a pas risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification l'espacement des armatures transversales

(BAEL91/modifiée99, Art 7.5.2.2)

• Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2 ; 0.86 ; 2.5 \} = 0.86 \text{ mm} = 8.6 \text{ cm}$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$ donc : $A_t = 4\phi^2 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Ecartement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 30\text{cm}) = \min(25.2; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 25.2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 15} = 2.14 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Vérification selon le RPA (Art 7.5.2.2/RPA 99 V2003)

a. Zone nodale :

$$S_t \leq \min(12 \phi; \frac{h}{4}; 30) = \min(12 \phi = 16.8; \frac{h}{4} = 7.5; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$

b. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A (2003) la section d'armatures transversals doit verifier:

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

III.6.6 Étude de la poutre à l'ELS

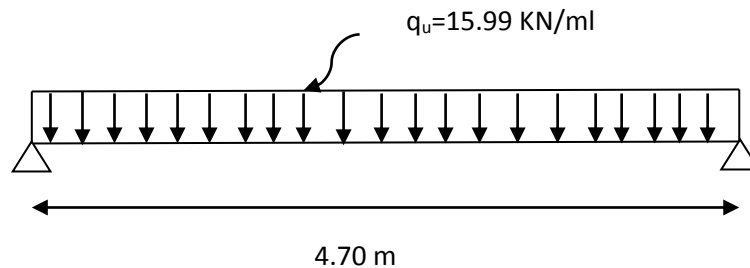


Figure .III.6.4 Schéma statique à l'ELS

- **Moment isostatique**

On a : $q_s = 11.8 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.8 \times 4.7^2}{8} = 32.582 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

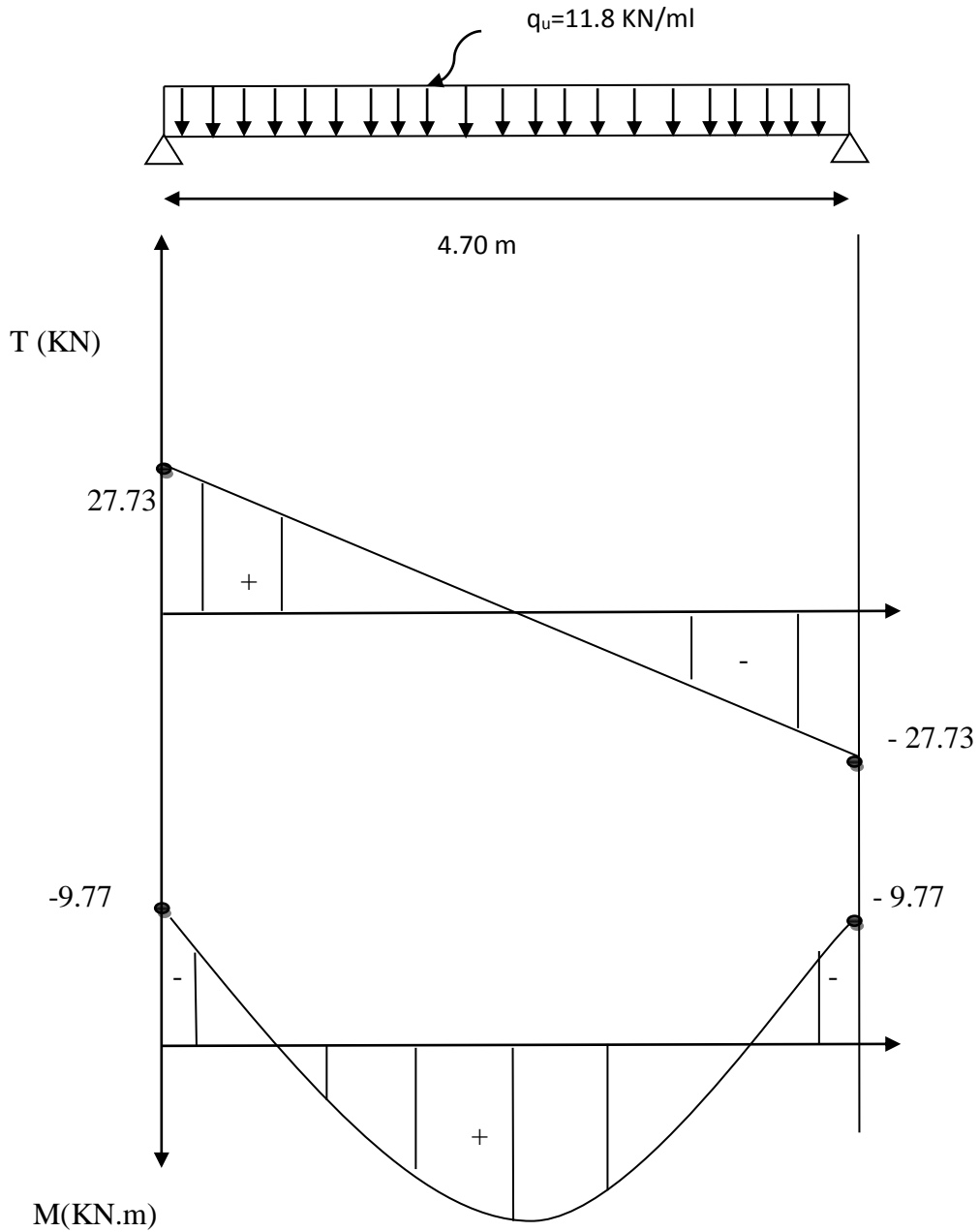
$$\text{Sur appuis : } M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 32.582 = -9.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 32.582 = 27.69 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.8 \times 4.7}{2} = 27.73 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



27.69

Figure III.6.5 Diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS

III.6.7 Vérifications à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

-Aux appuis

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad M_s^a = 9.77 \text{ KN.ml}$$

-Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \quad \beta = 0.895 \quad K_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{9.77 \times 10^3}{0.895 \times 3.39 \times 28} = 115 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{115}{32.62} = 3.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 115 \leq \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 : M_s^t = 27.69 \text{ KN.m}$$

-Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.661$$

$$\rho_1 = 0.661 \Rightarrow \beta_1 = 0.881 \Rightarrow K_1 = 27.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{27.69 \times 10^3}{0.881 \times 4.62 \times 28} = 242.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242.97}{27.02} = 8.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier :

on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 242.97 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{445} = 0.067 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.067 \geq \frac{M^u}{10 M_0} = \frac{27.69}{10 \times 32.582} = 0.084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A_f}{b.d} = \frac{4.90}{25 \times 28} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée : $B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 800.85 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 28 = 12673.8 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12673.8}{800.85} = 15.83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.83 = 14.17 \text{ cm}$$

Donc : $V_2 = 14.17 \text{ cm}$.

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

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

$$I_0 = (15.83^3 + 14.17^3) \frac{25}{3} + 15 \times 3.39 (14.17 - 2)^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$I_0 = 64297.99 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0.0048 \times ((2 + 3))} = 4.375$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.75$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 229.6 + 2.1} = 0.435$$

Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 64297.99}{1 + 1.75 \times 0.435} = 40157.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 46682.36 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{348 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{5 \times 11.8 \times 10^3 \times (4.7)^4}{348 \times 10818.87 \times 10^6 \times 40157.72 \times 10^{-8}} = 0.019 \text{ m}$$

$$f = 1.90 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Remarque

La condition de la flèche n'étant pas vérifiée, nous allons procéder à un redimensionnement en augmentant la hauteur de la poutre. Ainsi, nous allons effectuer la vérification de la flèche pour une nouvelle section, soit $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Les conditions à vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{470} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.074 \geq \frac{M''}{10M_0} = \frac{27.69}{10 \times 32.582} = 0.084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que : $f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Aire de la section homogénéisée : $B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$

$$B_0 = 25 \times 35 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 925.85 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 33 = 16990.55 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{16990.55}{925.85} = 18.35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18.35 = 16.65 \text{ cm}$$

Donc : $V_2 = 16.65 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

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

$$I_0 = (18.35^3 + 16.65^3) \frac{25}{3} + 15 \times 3.39 (16.65 - 2)^2$$

$$I_0 = 100868.67 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0.0041 \times ((2 + 3))} = 5.12$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 2.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0041 \times 229.6 + 2,1} = 0.373$$

Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 100868.67}{1 + 2.05 \times 0.373} = 62876.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 62876.80 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{348 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{5 \times 11.8 \times 10^3 \times (4.7)^4}{348 \times 10818.87 \times 10^3 \times 62876.80 \times 10^{-8}} = 0.00055 \text{ m}$$

$$= 0.055 \text{ cm} < \bar{f} = 0.94 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7 la salle machine

III.7.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie est le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine. Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface $(1,15 \times 2,00) = 2,3 \text{ m}^2$, de vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, pouvant charger 8 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes.

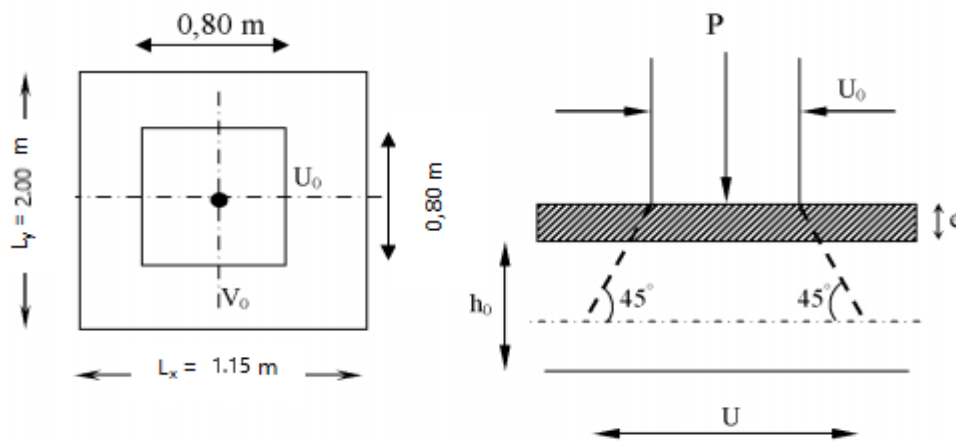


Figure III.7.1 Schéma de la salle machine

III.7.2 Pré dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{115}{30} = 3,83 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA, donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,15}{2,00} = 0,575 \text{ cm} ; 0,4 \leq \rho = 0,575 \leq 1 \quad \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \mathcal{E} \cdot e + h_t \\ V = V_0 + 2 \cdot \mathcal{E} \cdot e + h_t \end{cases}$$

Avec :

h_t = épaisseur de la dalle ($h_t = 15 \text{ cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$)

Le coefficient \mathcal{E} dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est en béton armé, donc :

$$\mathcal{E} = 1$$

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

$(U_0 \times V_0)$: côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = 55 \text{ cm}$, $V_0 = 140 \text{ cm}$).

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 55 + 2 \times 5 + 15 = 80 \text{ cm} \\ V = 140 + 2 \times 5 + 15 = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

III.7.3 Evaluation des moments M_x et M_y

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec: ν = coefficient de poisson :

- ELU : $\nu = 0$

- ELS : $\nu = 0,2$

M_1 et M_2 sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport

$$U = \frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{\nu}{L_y}$$

$$\rho = 0,5 \rightarrow \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{115} = 0,9 & \text{après interpolation} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,5 \end{cases} \quad \begin{cases} M_1 = 0,081 \\ M_2 = 0,027 \end{cases}$$

III.7.4 Détermination des sollicitations

✓ **A L'ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle).}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation).}$$

$$q_u = 1.35 \times 3,75 + 1.5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de } 1 \text{ m).}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml (charge concentrée due au système de levage).}$$

✓ **A L'ELS**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.7.5 Calcul des moments à l'ELU

a) moment due au système de levage

$$M_{xl} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,081$$

$$M_{yl} = P_u (M_2 + \nu M_1) = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,027$$

$$\begin{cases} M_{xl} = 9,841 \text{ KN.m} \\ M_{yl} = 3,280 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) moment due au poids propre de la dalle pleine

$$M_{x2} = \mu_x \times q_x \times l \times x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,5 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0946 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0946 \times 6,56 \times 1,15^2 = 0,665$$

$$M_{y2} = 0,250 \times 0,665 = 0,166$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,665 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,166 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,841 + 0,665 = 10,506 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,280 + 0,166 = 3,446 \text{ kN.m}$$

d) Correction des moments

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de (0,85) en travée et un coefficient de (- 0,3) aux appuis.

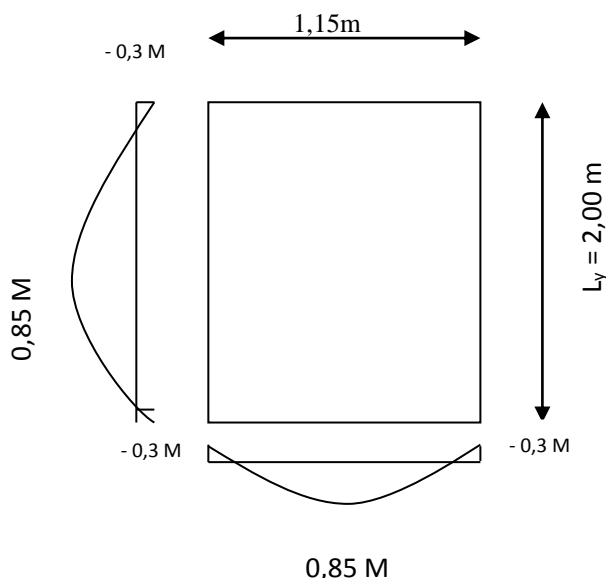


Figure III.7.2 Correction des moments à l'ELU.

- **En travée**

$$M_{x,t} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,506 = 8,930 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,t} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 3,446 = 2,929 \text{ kN.m}$$

- **Sur appuis**

$$M_{xa} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 10,506 = -3,152 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 3,446 = -1,033 \text{ kN.m}$$

III.7.6 Ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}.$$

- ❖ **Sens longitudinal**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{xa}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = -\frac{3,152 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,015 \leq 0,392$$

→ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_{xa}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,152 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,760 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **En travées**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,930 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044 \leq 0,392$$

→ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,044 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_{xt}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,930 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Sens transversal

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ya}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,033 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,01 \leq 0,392$$

→ La section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,01 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,033 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,248 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

• En travées

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,929 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,014 \leq 0,392$$

→ la section est simplement armée (SSA) donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_{yt}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,929 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,706 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.7.7 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

Il faut que :

Adopté > Amin

$$A_{min} = \rho \times S = w_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 0,0005 \times \frac{3-0,5}{2} \times 100 \times 15 = 0,937 \text{ cm}^2$$

Avec : w_0 = Taux d'armatures dans chaque direction. ($w_0 = 0,0005$ pour HA FeE400).

$A_{dopté} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,937 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{dopté} = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,937 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

b. Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm}$

ϕ = diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

c. Vérification de l'espacement des Barres

- Armatures // à L_x : $A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- Armatures // à L_y : $A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

d. Condition de non-poinçonnement (Article A.5.2-4-2 du BAEL91)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq Q = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : charge de calcul à l'ELU

$$\longrightarrow p_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN}$$

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\longrightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(80 + 140) = 440 \text{ cm} = 4.4 \text{ m}$$

$$Q = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4.4 \times 0.15 \times 25}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$P_u = 121.5 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

e. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U

$$T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 0,80 + 1,65} = 37,38 \text{ KN}$$

Au milieu de V

$$T_{max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 0,80} = 50,625 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{50,625}{1 \times 0,12} = 421,9 \text{ KN/m}^2 = 0,4219 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,4219 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

III7.8 Vérification à l'ELS

Calcul des moments

1. moment du au système de levage

$$M_{xl} = P_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,081 + 0,2 \times 0,027)$$

$$M_{yl} = P_s (M_2 + v) M_1 = 90 (0,027 + 0,2 \times 0,081)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xl} = 7,776 \text{ KN.m} \\ M_{yl} = 3,888 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2. moment du poids propre de la dalle pleine

$$M_{x2} = \mu_y \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_x \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,5 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0981 \\ v = 0,2 \quad \mu_y = 0,373 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,0981 \times 4,75 \times 1,15^2 = 0,616$$

$$M_{y2} = 0,373 \times 0,777 = 0,229$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,616 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,229 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3) Superposition des moments

$$M_x = M_{xl} + M_{x2} = 7,776 + 0,616 = 8,392$$

$$M_y = M_{yl} + M_{y2} = 3,888 + 0,229 = 4,117$$

4) correction des moments

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de (0,85) en travée et un Coefficient de (- 0,3) aux appuis.

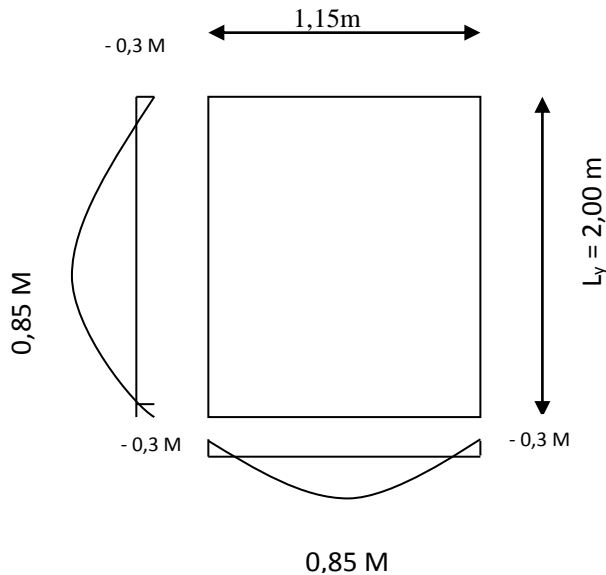


Figure III.7.3 Correction des moments à l'ELS.

- **En travée**

$$M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,392 = 7,133 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,117 = 3,499 \text{ kN.m}$$

- **Sur appuis**

$$M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 8,392 = -2,517 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,117 = -1,235 \text{ kN.m}$$

- ❖ **Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu nuisible donc, aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton**

• **Sens longitudinal**

Aux appuis

$$M_{x^a} = 2,517$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,211$$

$$\rho = 0,211 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,222 \\ \beta = 0,926 \end{array} \right.$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{2,517 \times 10^3}{0,926 \times 12 \times 2,51} = 90,244 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 90,244 \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{90,244}{15} \times \frac{0,222}{1-0,222} = 1,716 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

• **En travée**

$$M_{x^t} = 7,133 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 12} = 0,211$$

$$\rho = 0,211 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,222 \\ \beta = 0,926 \end{array} \right.$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{7,133 \times 10^3}{0,926 \times 12 \times 2,51} = 255,745 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 255,745 \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{255,745}{15} \times \frac{0,222}{1-0,222} = 4,865 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié}$$

❖ Sens transversal

- Aux appuis

$$M_{y,a} = 1,235 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho = 0,167 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,201 \\ \beta = 0,933 \end{array} \right.$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{1,235 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 54,881 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,881 \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{54,881}{15} \times \frac{0,201}{1-0,201} = 0,920 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié}$$

- En travée

$$M_y = 3,499 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho = 0,260 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,201 \\ \beta = 0,933 \end{array} \right.$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{3,499 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 144,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144,49 \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{144,49}{15} \times \frac{0,201}{1-0,201} = 2,42 < 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} \longrightarrow \frac{15}{115} = 0,130 \geq \frac{3,499}{20 \times 4,117} = 0,042 \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{2,51}{100 \times 12} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$

Vu la satisfaction de toutes les conditions, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

✚ En travées

o Sens (x-x) : **5HA8 = 2,51 cm²** avec : S_t = 20 cm

o Sens (y-y) : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : S_t = 25 cm

✚ Aux appuis

o Sens (x-x) : **5HA8 = 2,51 cm²** avec : S_t = 20 cm

o Sens (y-y) : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : S_t = 25 cm

V.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

V.2.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

V.2.2 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur

Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Elément :	Élément
Restraintes :	Points d'application de la charge
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton
Steel :	Acier

V.2.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 10 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

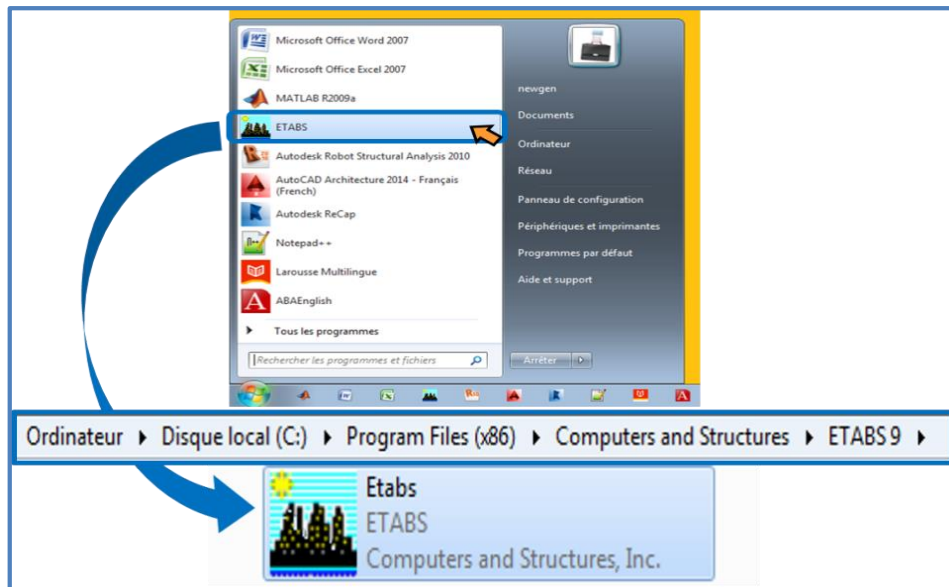


Figure V.1 Icône du logiciel ETABS

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

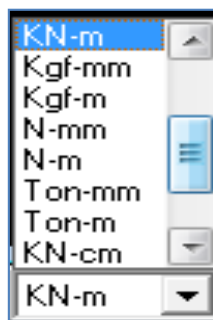


Figure V.2 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

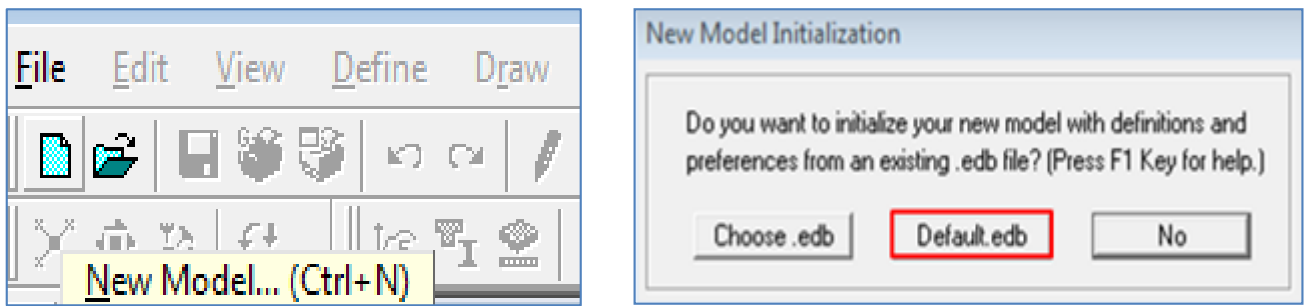


Figure V.3 Démarrer un nouveau modèle

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

Grid dimensions (plan) → custom grid spacing → edit grid:

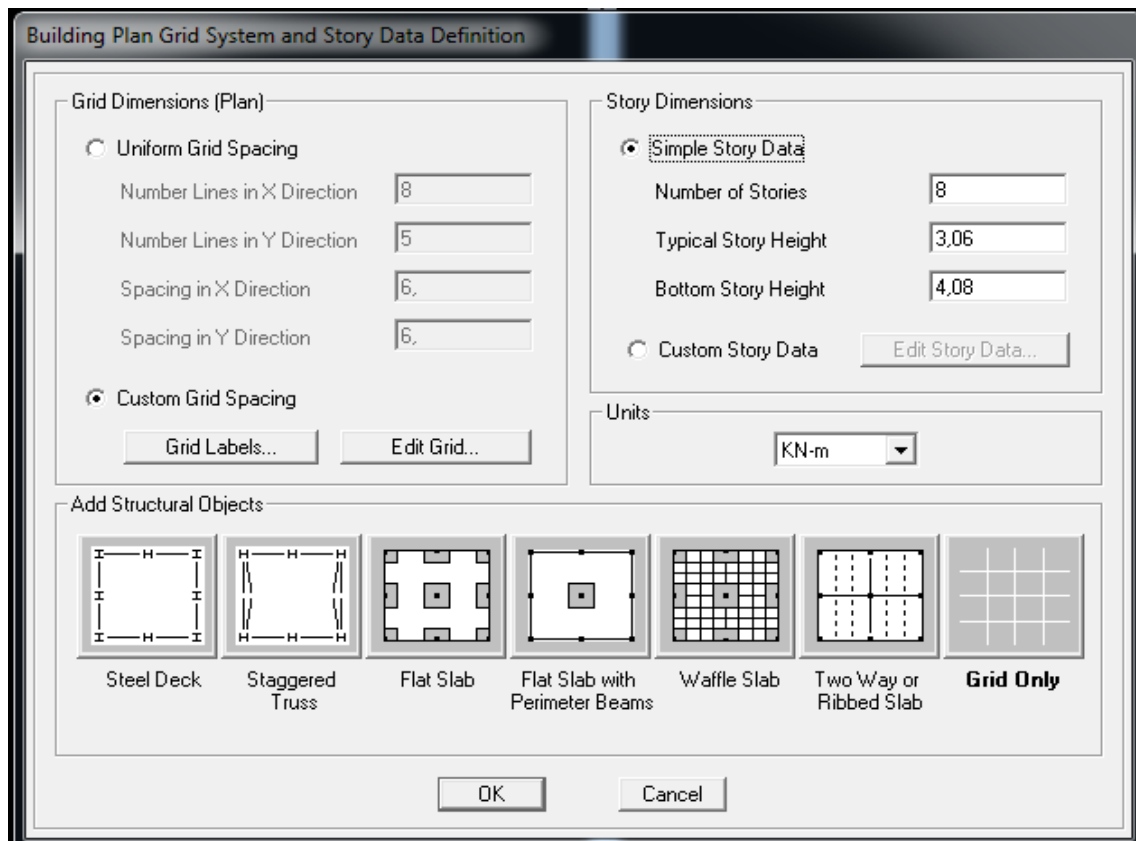


Figure V.4 Géométrie de base.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

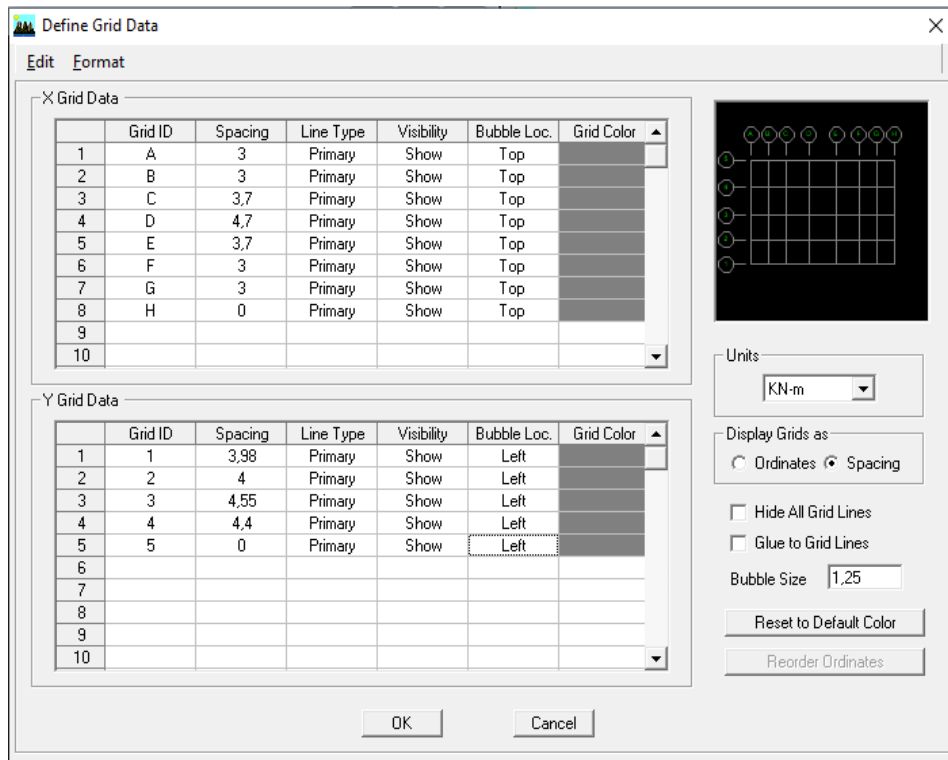
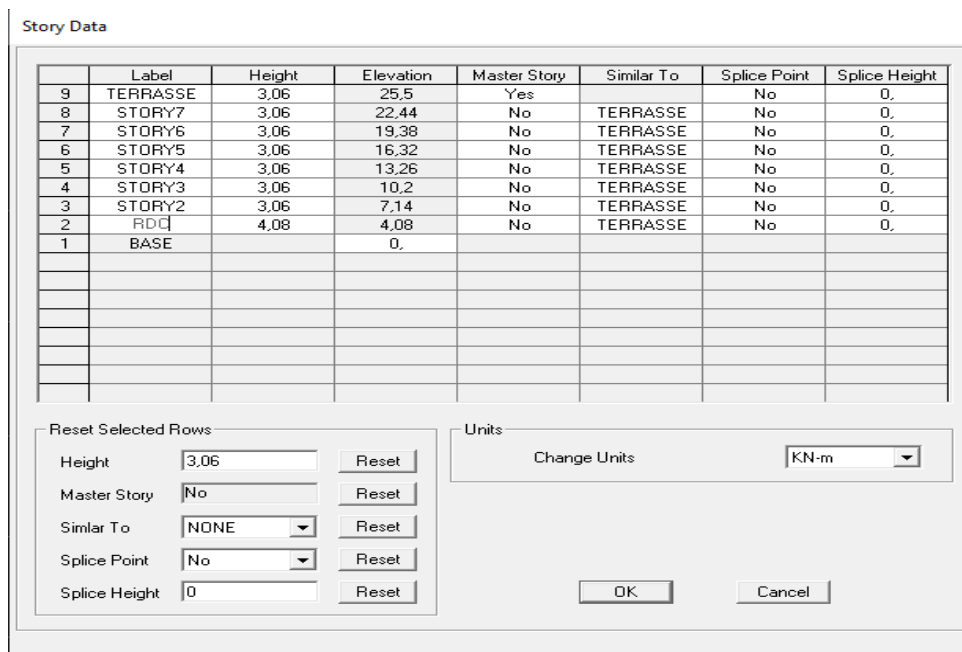


Figure V.5 Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y.

Story dimensions → custom story data → edit story data



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

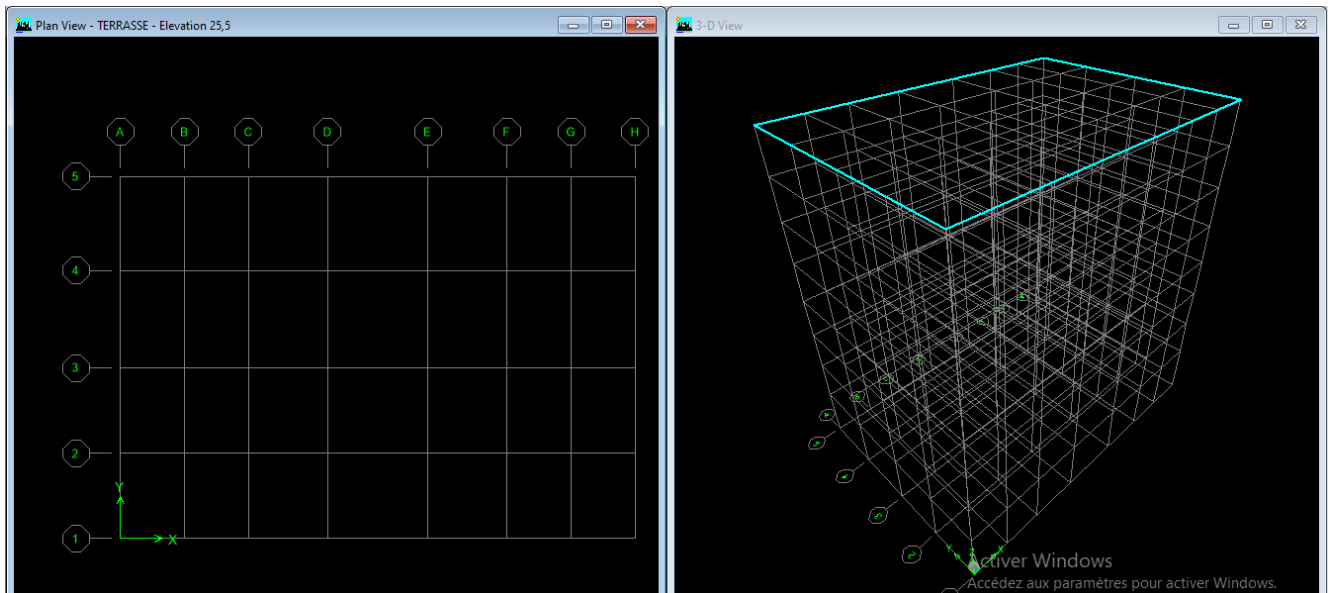


Figure V.6 Représentation de la structure en 2D et 3D.

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**

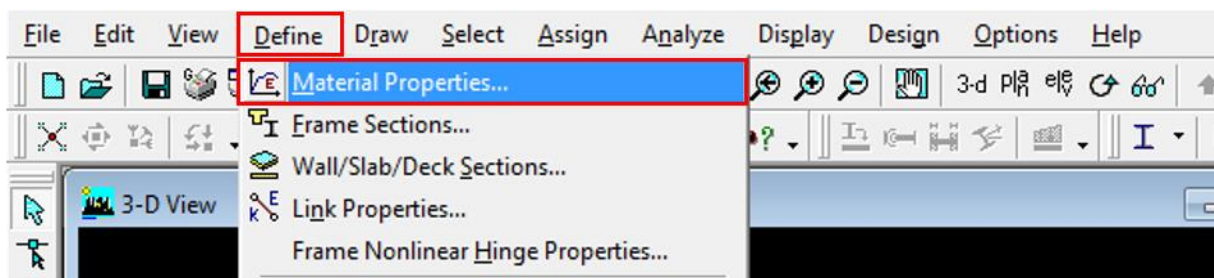


Figure V.7 Définition des matériaux

Chapitre V : Modélisation de la structure

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

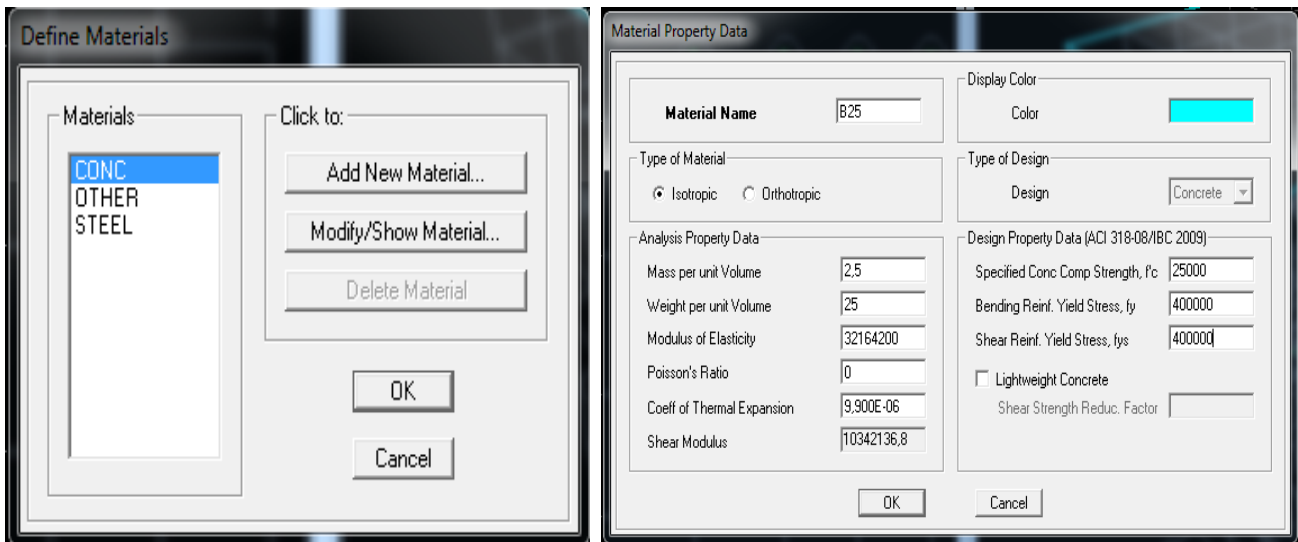


Figure V.8 Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Le matériau other → “autre” est affecté aux planchers en corps creux pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans le chapitre précédent.

On clic sur other→ modify / show material et on fait les modifications nécessaires comme indiquer sur la figure suivante :

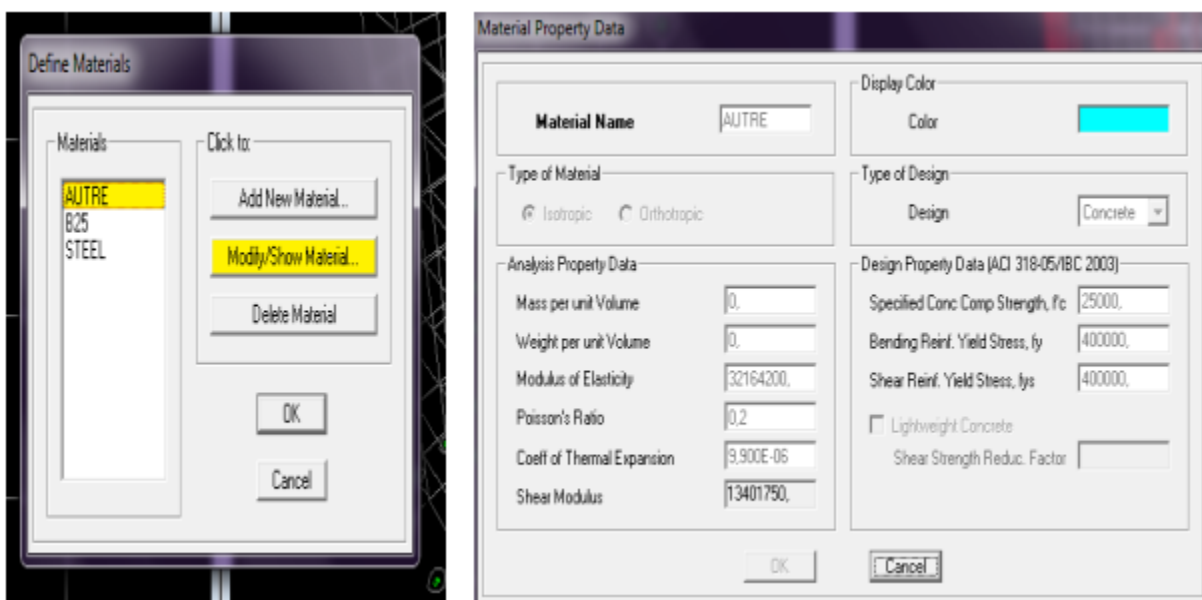


Figure V.9 Introduction des propriétés mécaniques des plancher corps creux.

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :



Define → **Frame Sections** → **ADD Rectangular.**

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poutres) → introduire le nom de la section : (PP) → material : Béton → les dimensions de la poutre → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → beam (poutre) → top = 0,025 et bottom = 0,025 → ok → ok

Et nous procédant de a même manière pour les autres poutres.

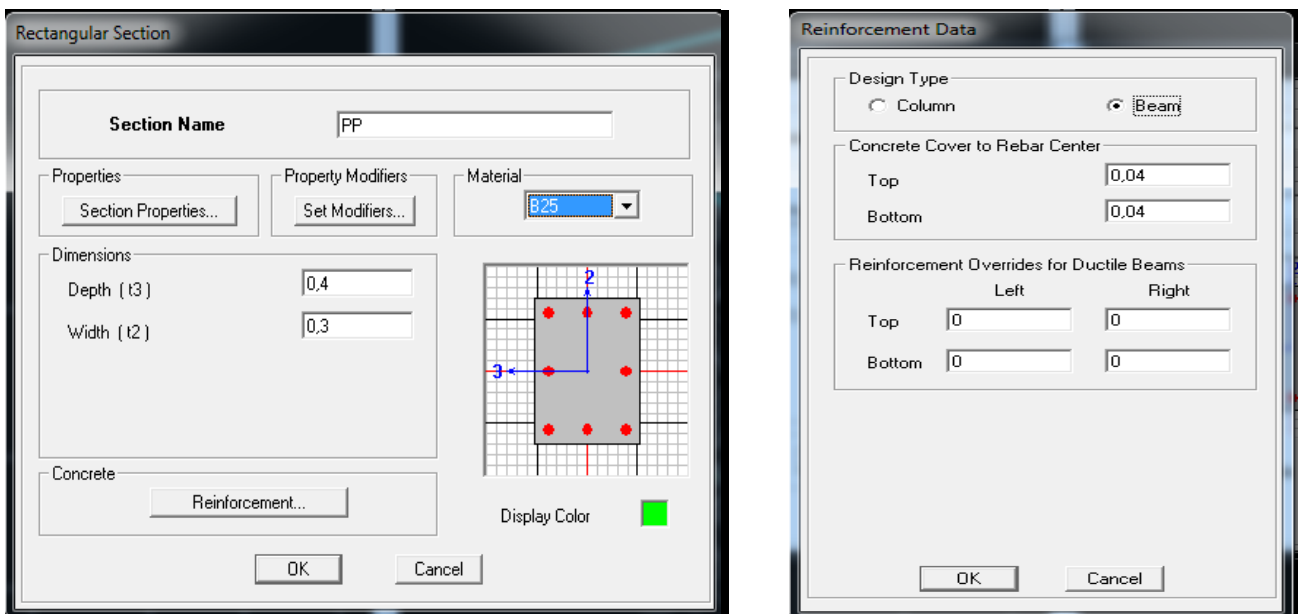


Figure V.10 Introduction des dimensions des poutres.

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poteaux) → introduire le nom de la section : (POT40x40) → material : Béton → les dimensions du poteau → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → colum (poteaux) → cover to rebar center = 0,025 (enrobage) → ok → ok.

Et nous procédant de a même manière pour les autres poteaux.

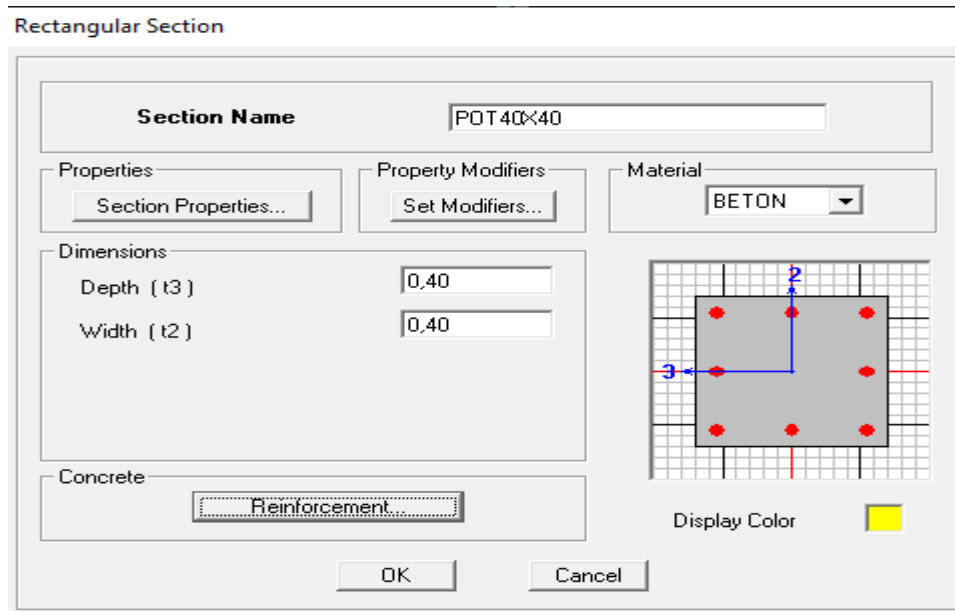


Figure V.11 Introduction des dimensions des poteaux.

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

On clic sur l'icône ou bien : define → wall / slab / deck sections → add new slab (dalle) → introduire le nom de la section : (CC) → material : autre → on spécifie l'épaisseur → on clic sur membrane → use special one-way load distribution → ok

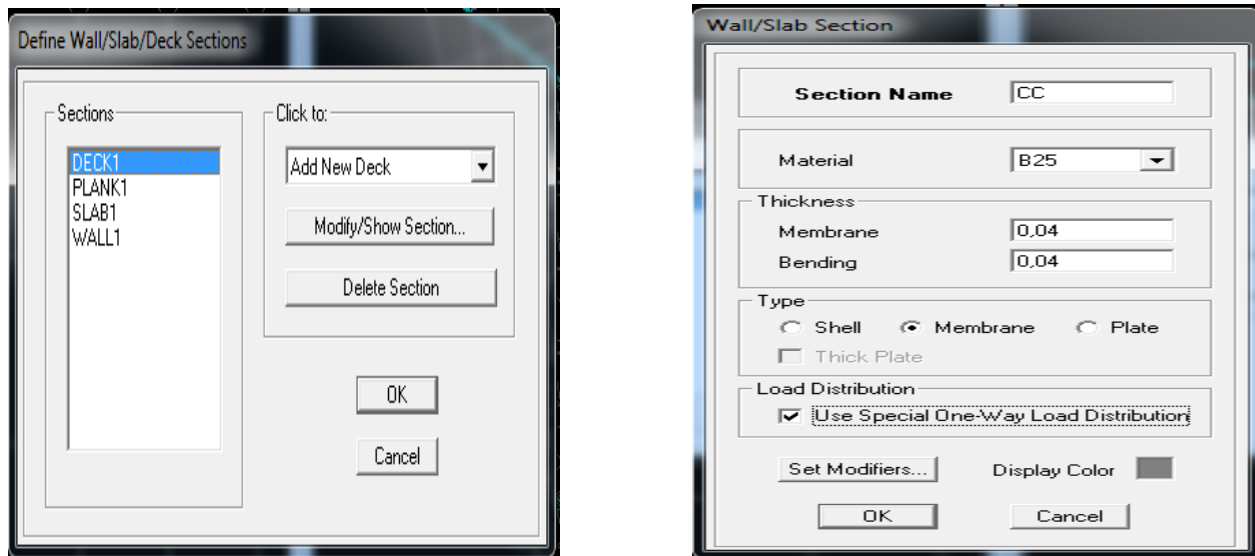


Figure V.12 Introduction des dimensions des éléments corps creux.

Add new slab (dalle) → → introduire le nom de la section : (DP) → material : Beton → on spécifie l'épaisseur → on clic sur plate → ok

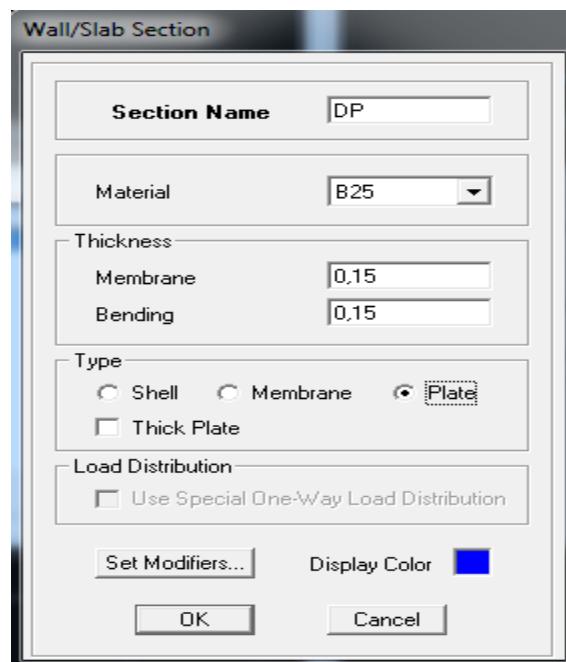


Figure V.13 Introduction des dimensions de la dalle pleine.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Add new wall → → introduire le nom de la section : voile → material : Beton → on spécifie l'épaisseur → on clic sur shell → ok

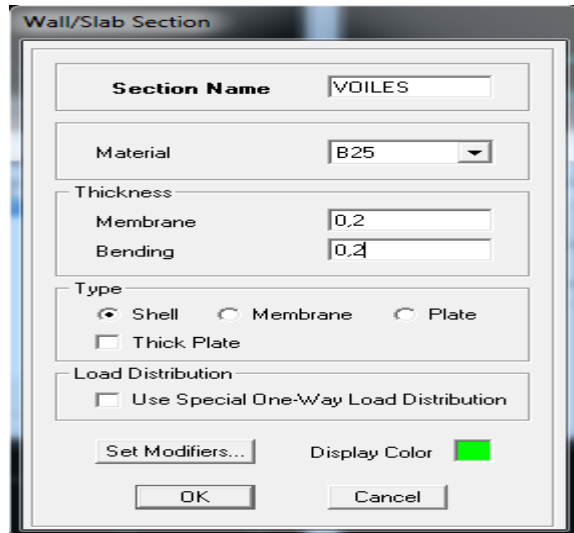


Figure V.14 Introduction des dimensions des voiles.

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour les poutres et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton



pour les poutres et sur



pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton



ou

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

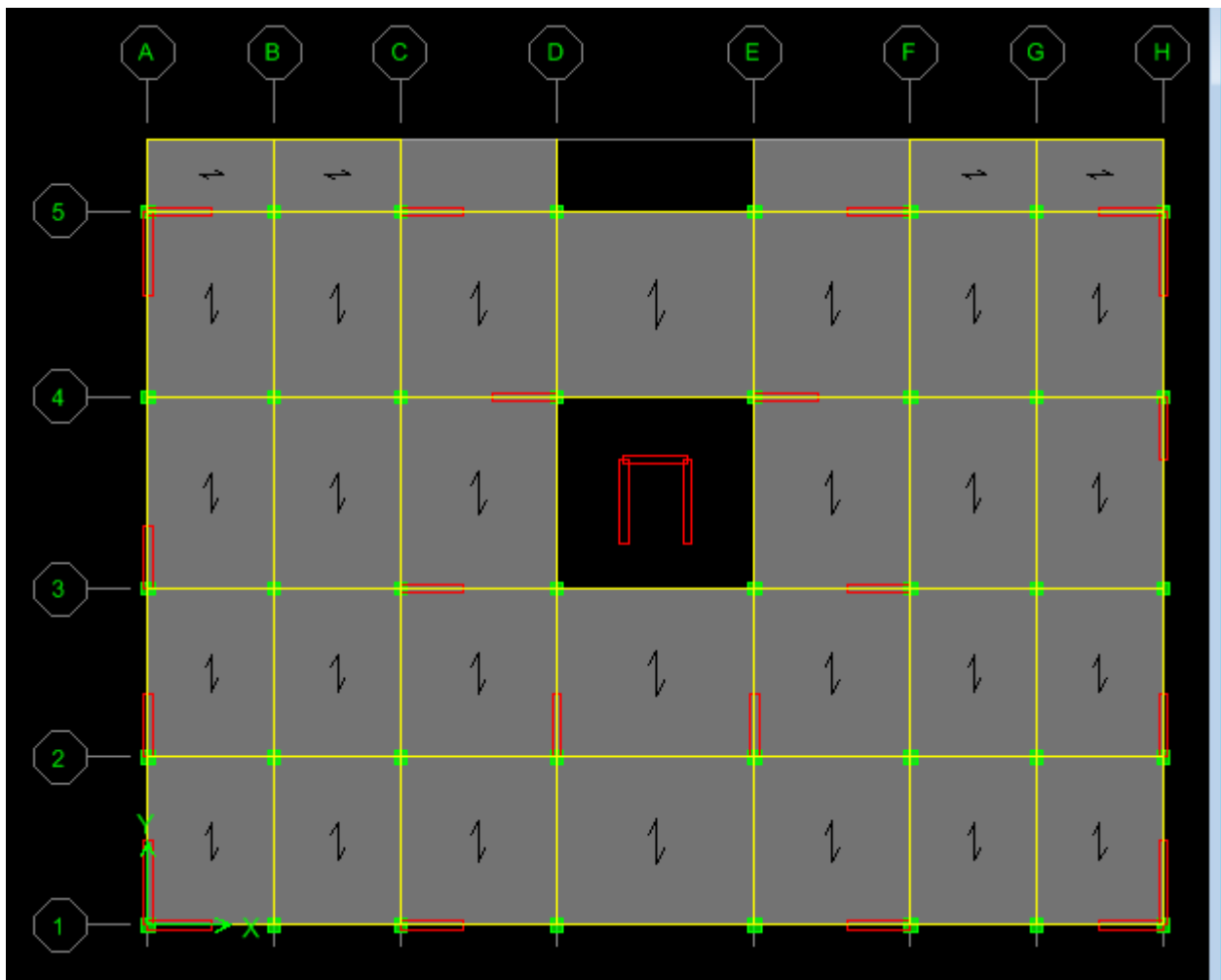



Figure V.15 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

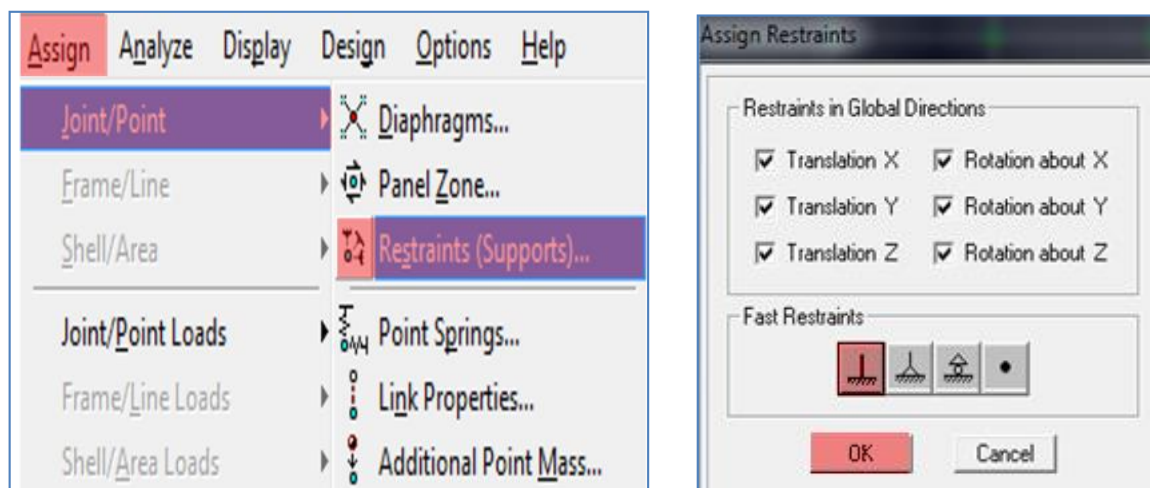


Figure V.16 Encastrement de la base de la structure.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

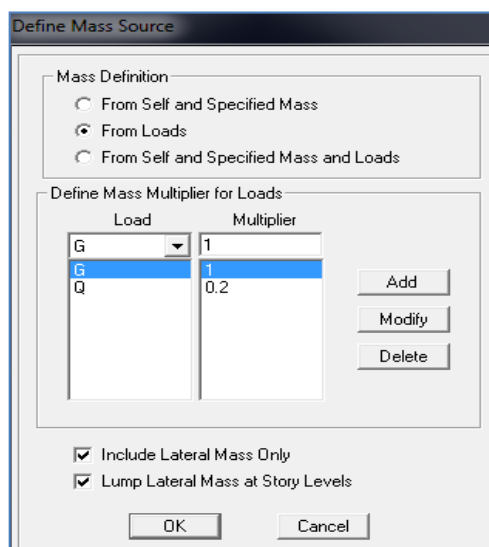



Figure V-17 Définition de la masse source.

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragmas**  → **D1** → **OK**.
 On suit la même procédure pour les autres étages.

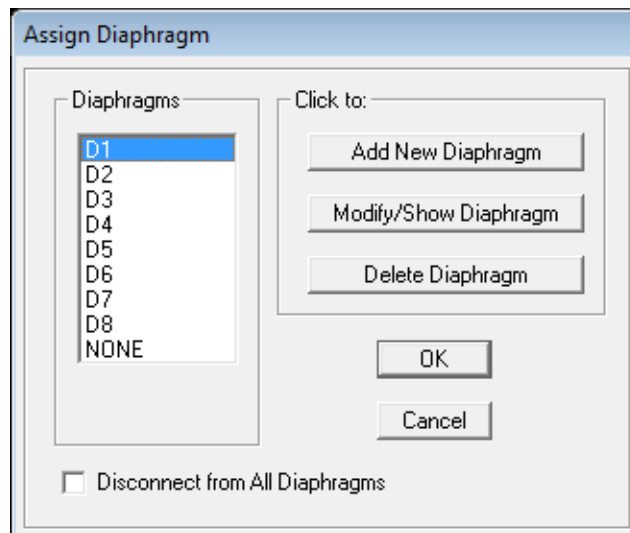


Figure V.17 Introduction des diaphragmes.

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

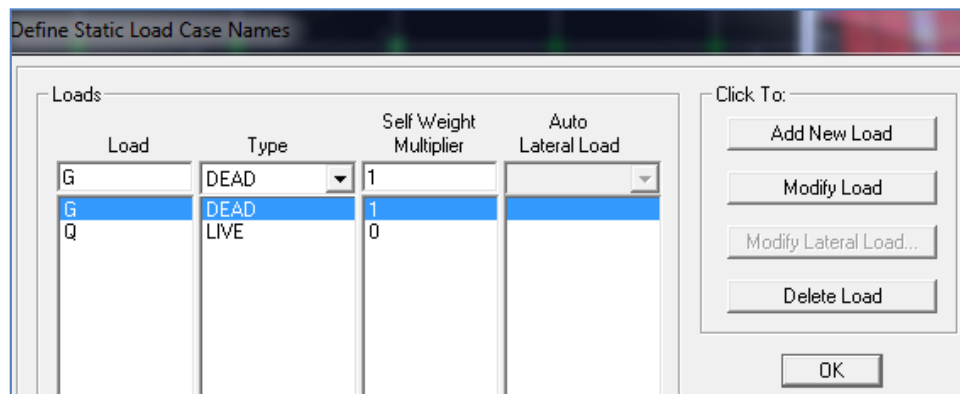


Figure V.18 définition des charges statiques (G et Q).

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2

Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement est mixte

Site : S3 Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\Sigma q^6$

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

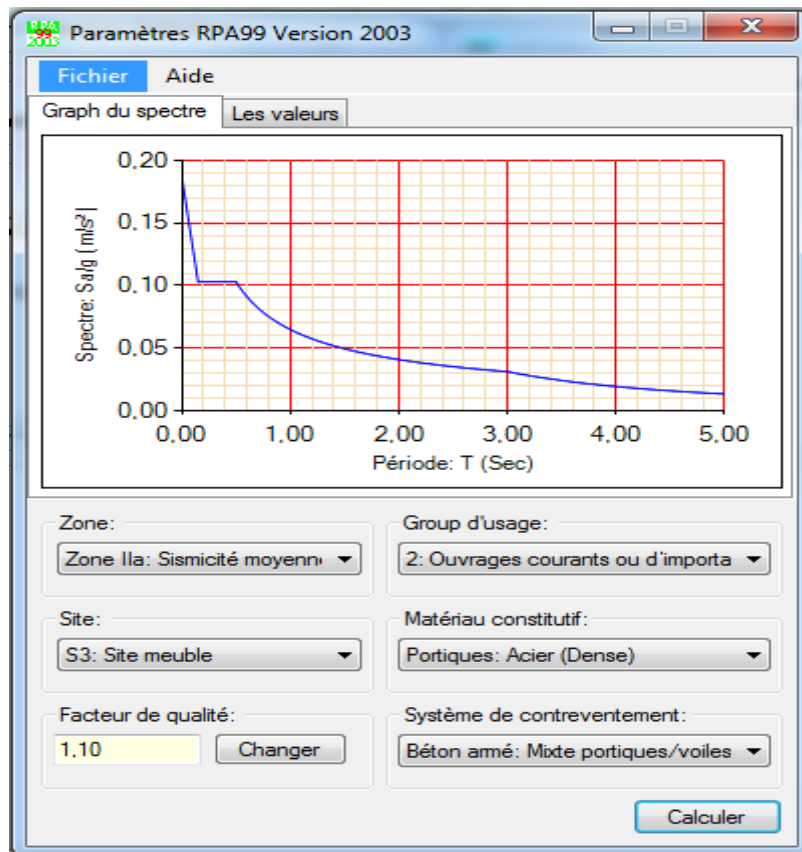
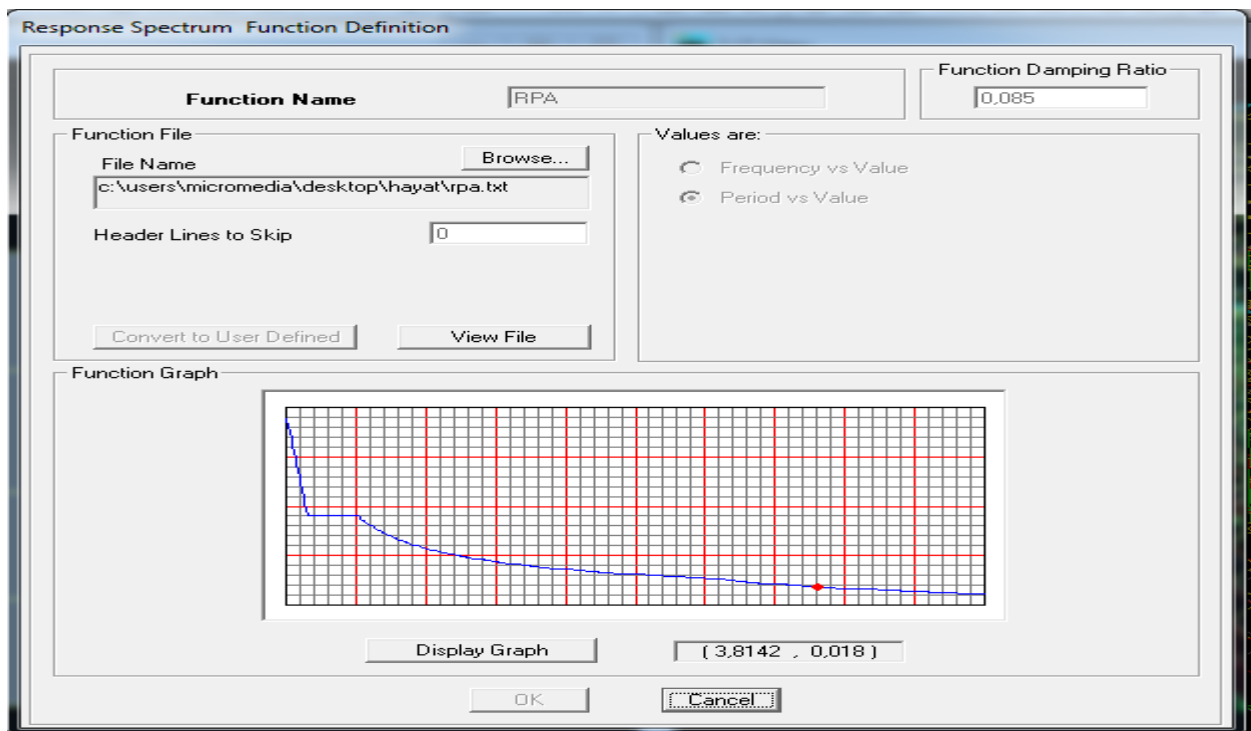


Figure V.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Chapitre V : Modélisation de la structure

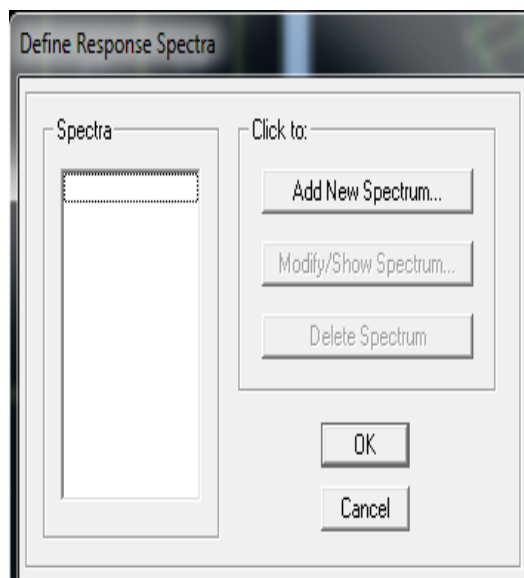
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**



Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**



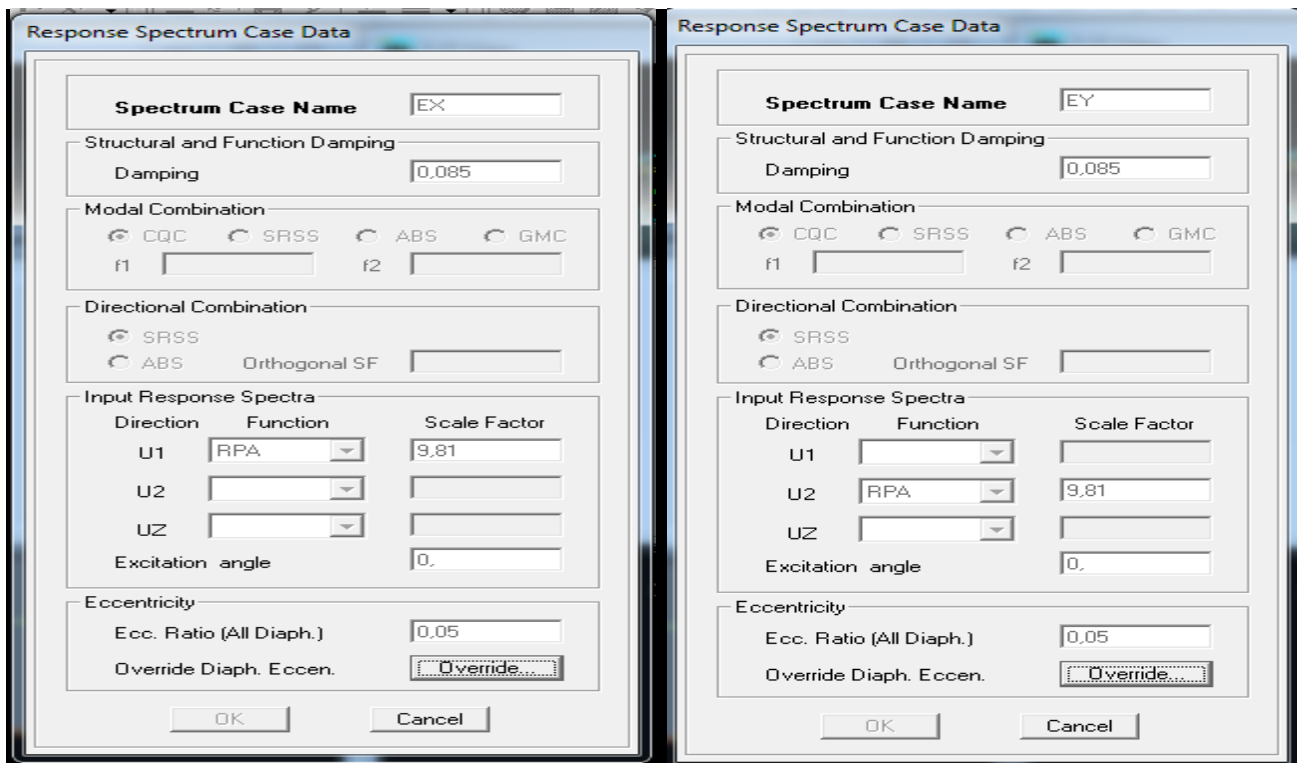


Figure V.20 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en

cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ Combinaisons aux états limites

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

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE : $G + Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

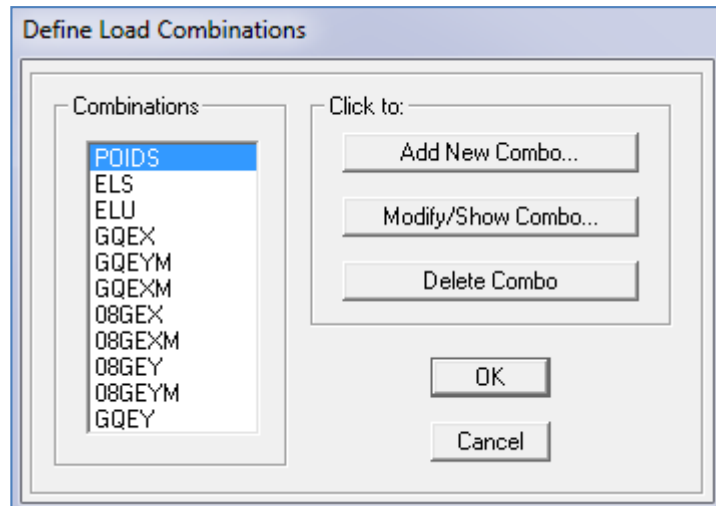



Figure V.21 Introduction des combinaisons d'actions.

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ **Visualisation des résultats**



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** 

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considééré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

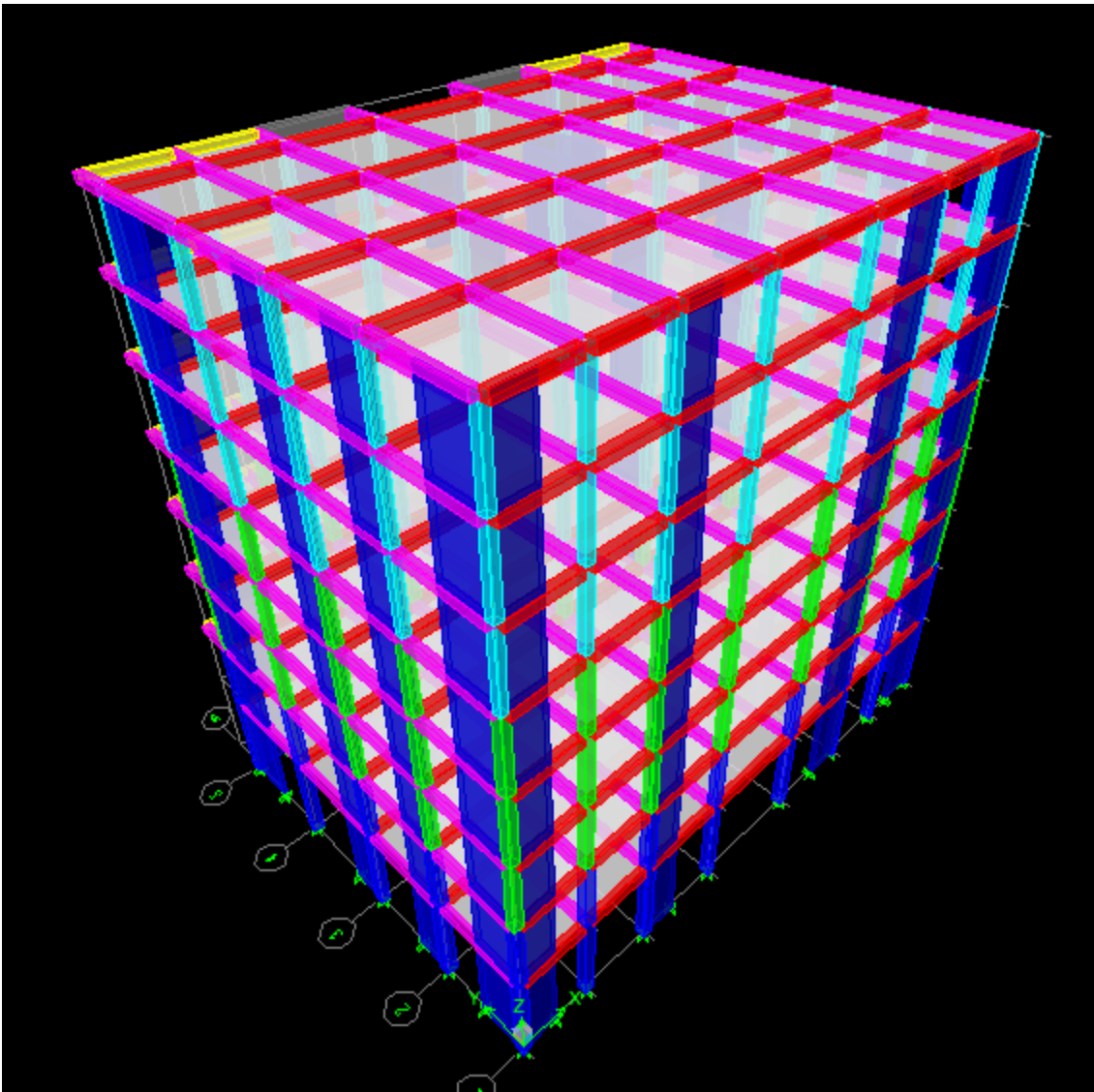


Figure V.22 Vue en 3D de la structure

V.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

V.2.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

V.2.2 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur

Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Elément :	Élément
Restraintes :	Points d'application de la charge
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton
Steel :	Acier

V.2.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 10 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

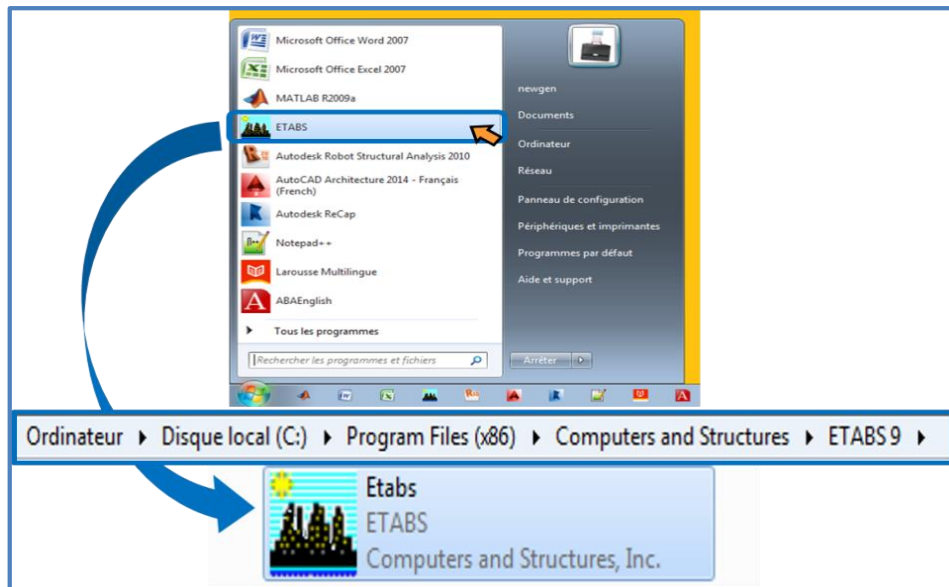


Figure V.1 Icône du logiciel ETABS

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

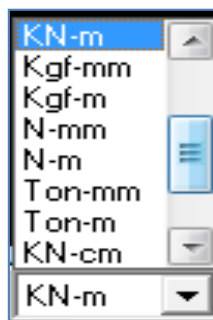


Figure V.2 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

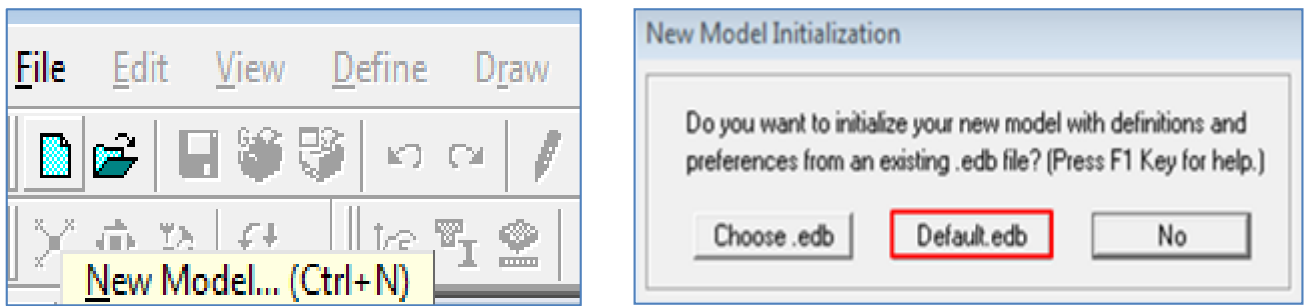


Figure V.3 Démarrer un nouveau modèle

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

Grid dimensions (plan) → custom grid spacing → edit grid:

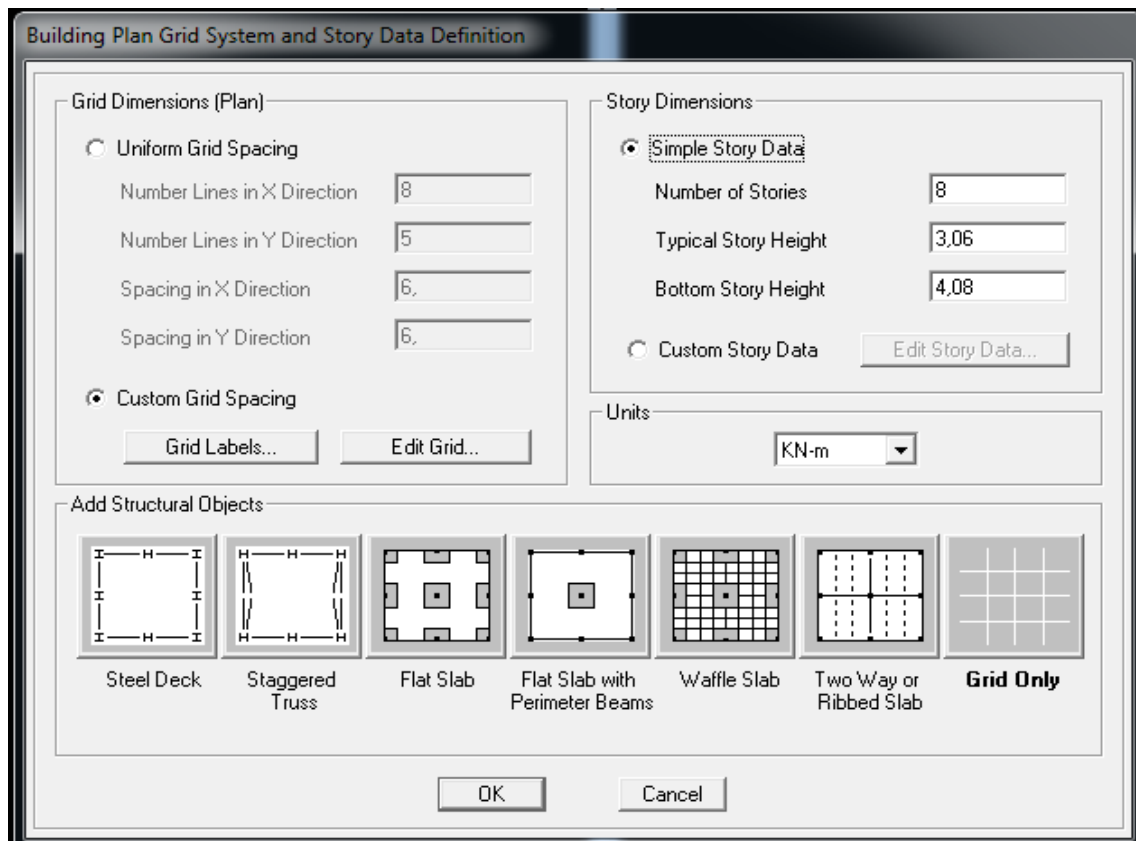


Figure V.4 Géométrie de base.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

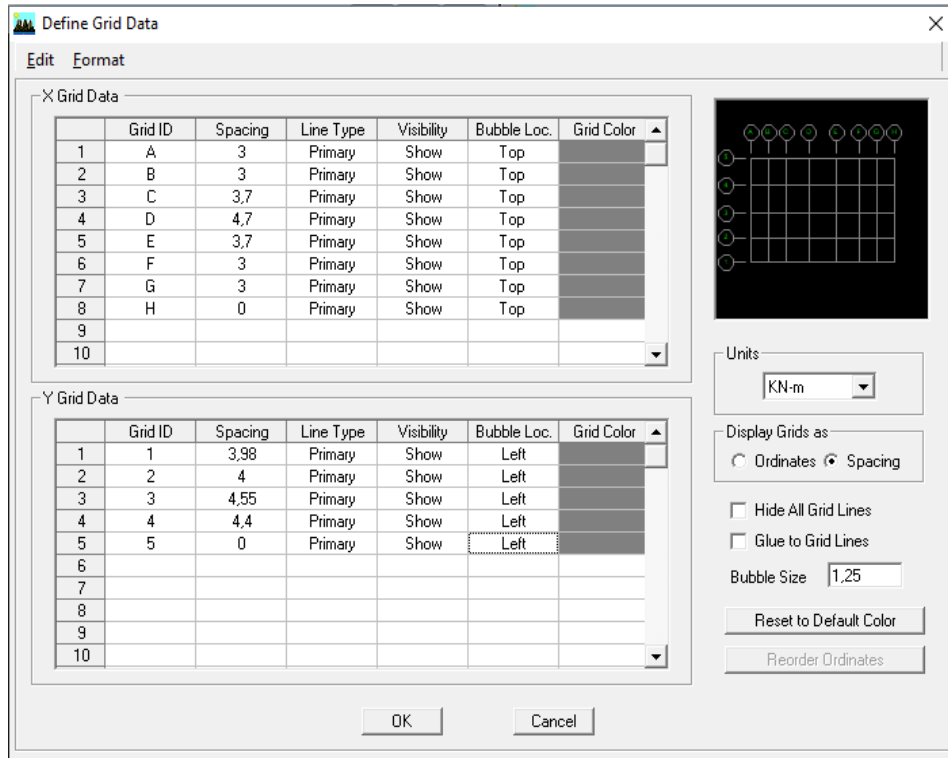
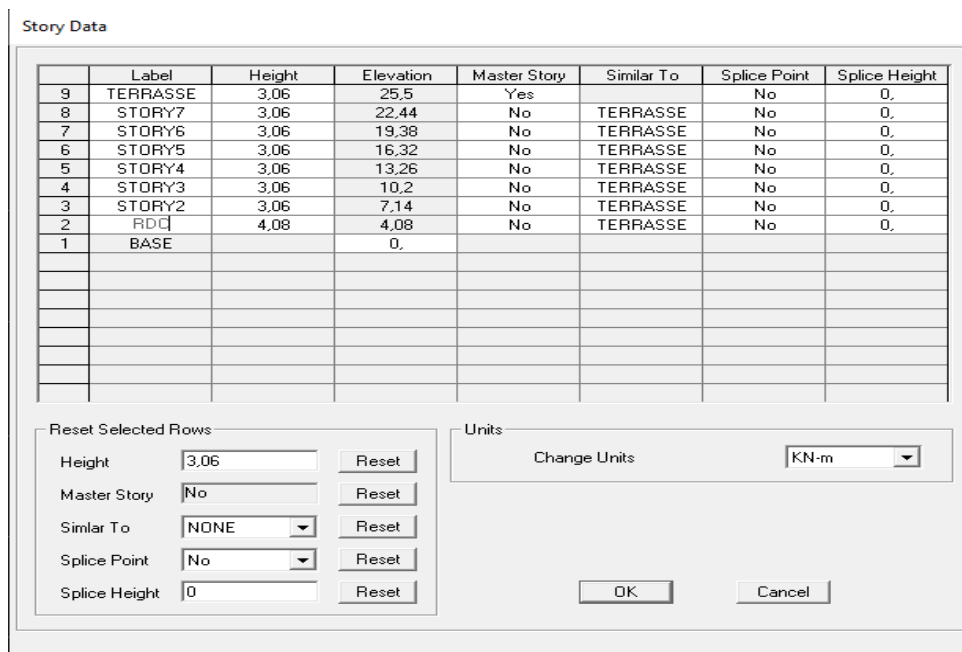


Figure V.5 Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y.

Story dimensions → custom story data → edit story data



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

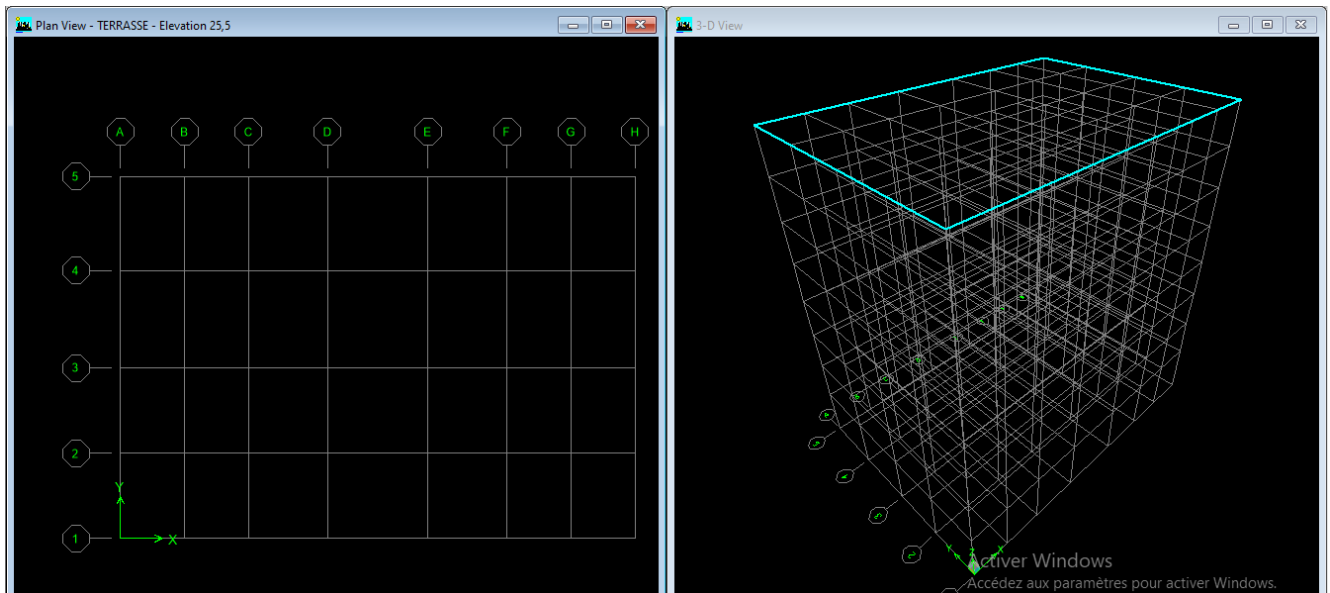


Figure V.6 Représentation de la structure en 2D et 3D.

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**

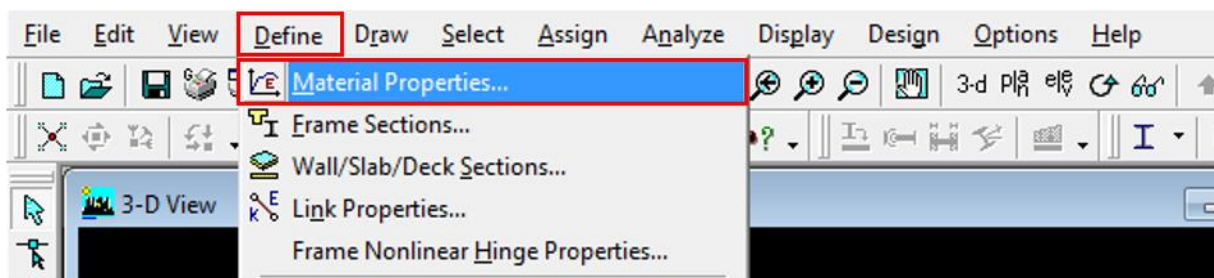


Figure V.7 Définition des matériaux

Chapitre V : Modélisation de la structure

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

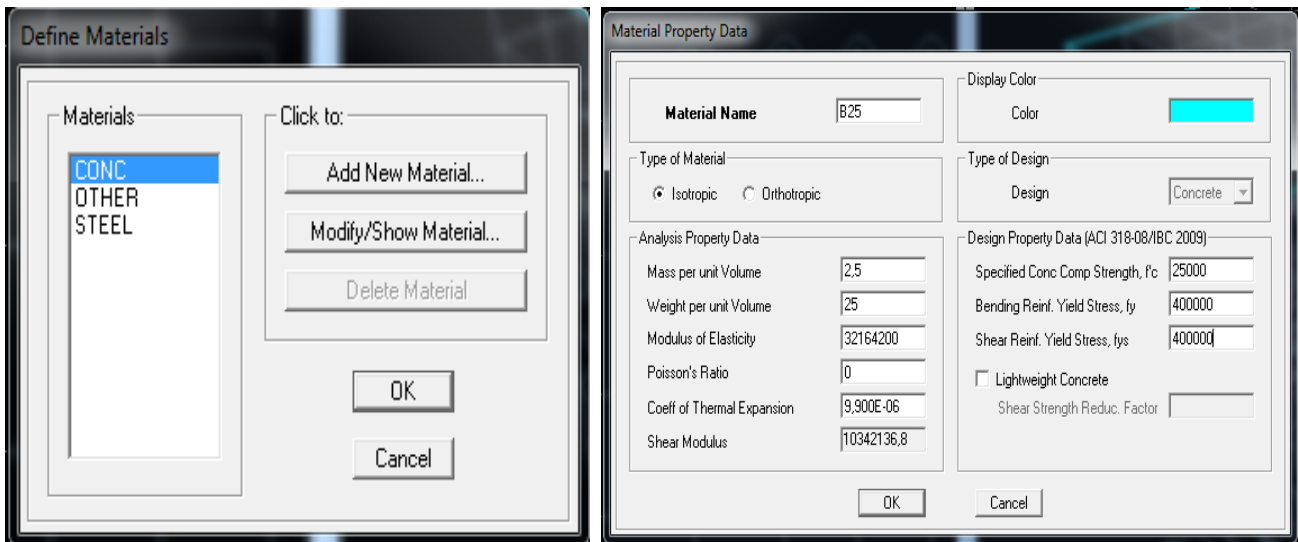


Figure V.8 Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Le matériau other → “autre” est affecté aux planchers en corps creux pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans le chapitre précédent.

On clic sur other→ modify / show material et on fait les modifications nécessaires comme indiquer sur la figure suivante :

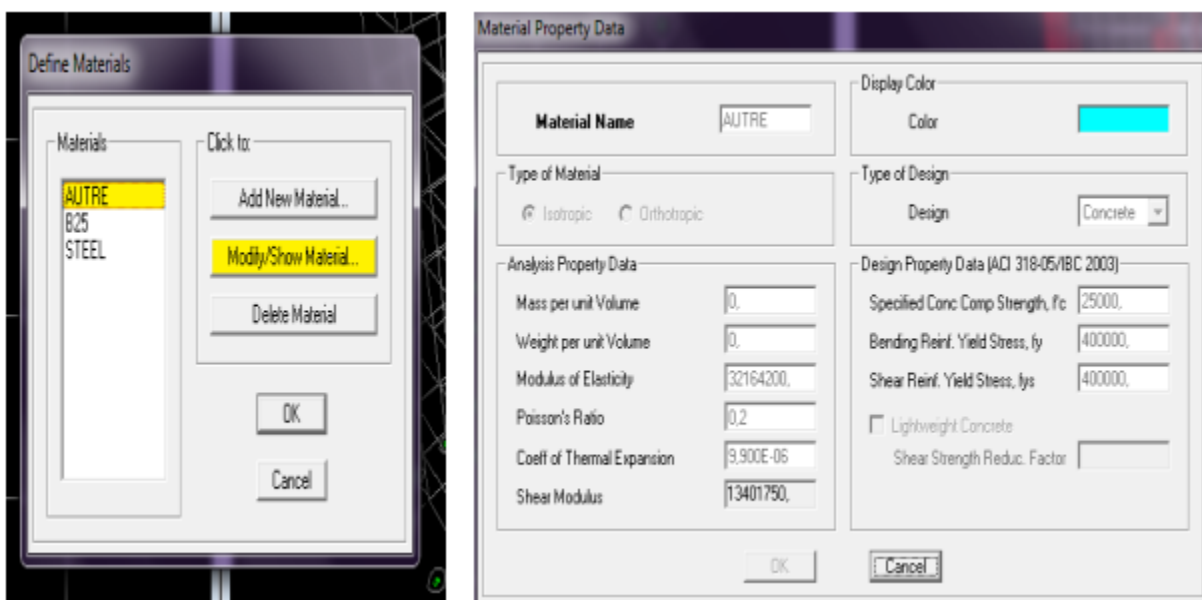


Figure V.9 Introduction des propriétés mécaniques des plancher corps creux.

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :



Define → **Frame Sections** → **ADD Rectangular.**

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poutres) → introduire le nom de la section : (PP) → material : Béton → les dimensions de la poutre → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → beam (poutre) → top = 0,025 et bottom = 0,025 → ok → ok

Et nous procédant de a même manière pour les autres poutres.

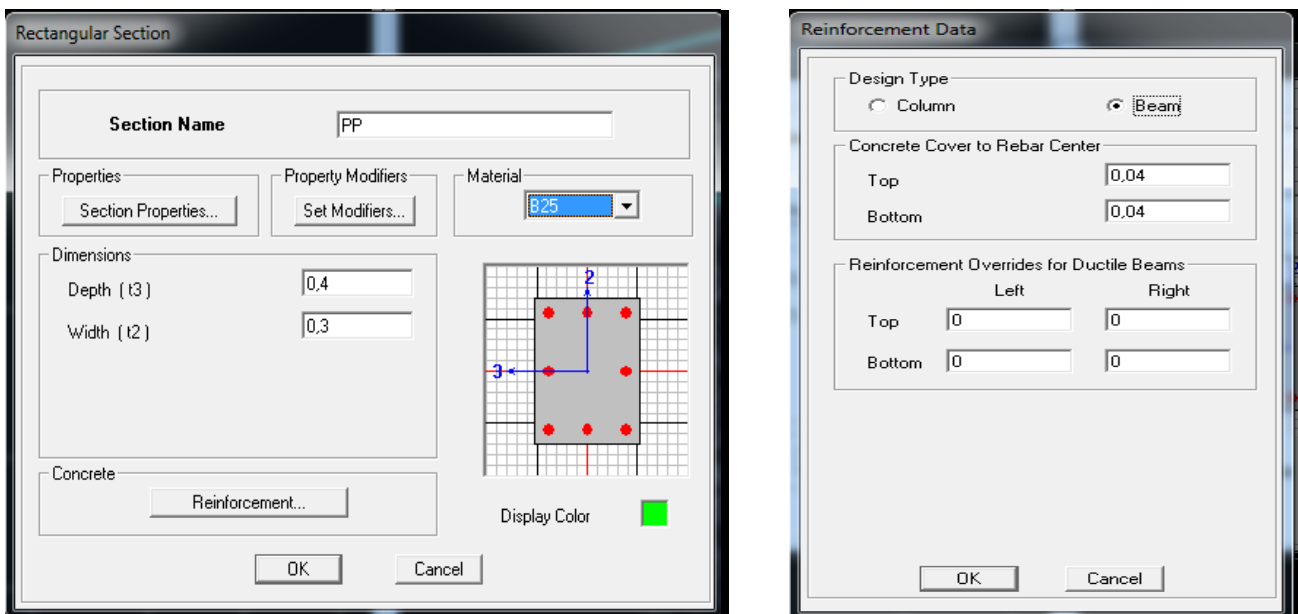


Figure V.10 Introduction des dimensions des poutres.

On clic sur add rectangular (pour ajouter les sections des poteaux) → introduire le nom de la section : (POT40x40) → material : Béton → les dimensions du poteau → on choisi la couleur → on clic sur reinforcement → colum (poteaux) → cover to rebar center = 0,025 (enrobage) → ok → ok.

Et nous procédant de a même manière pour les autres poteaux.

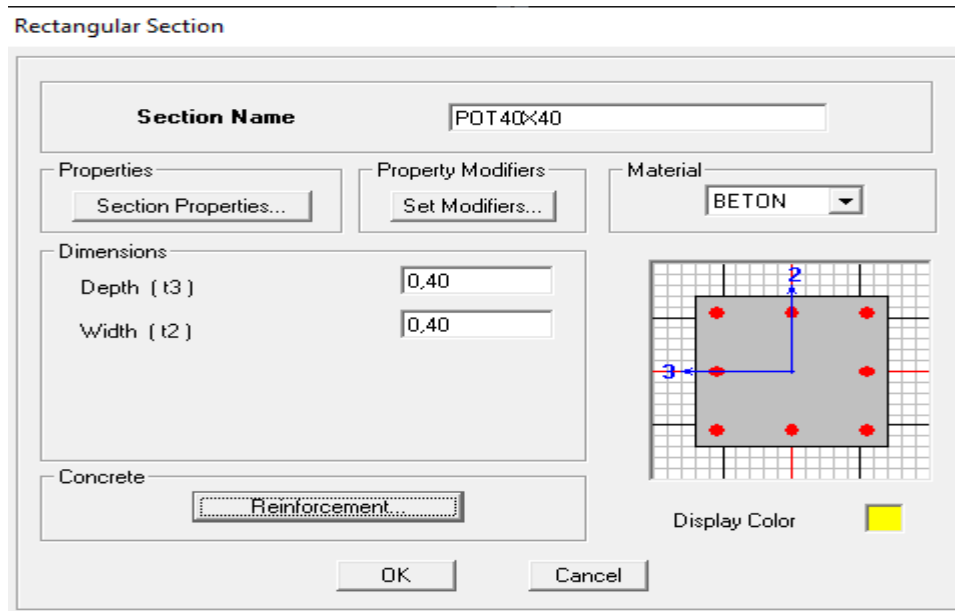


Figure V.11 Introduction des dimensions des poteaux.

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

On clic sur l'icône ou bien : define → wall / slab / deck sections → add new slab (dalle) → introduire le nom de la section : (CC) → material : autre → on spécifie l'épaisseur → on clic sur membrane → use special one-way load distribution → ok

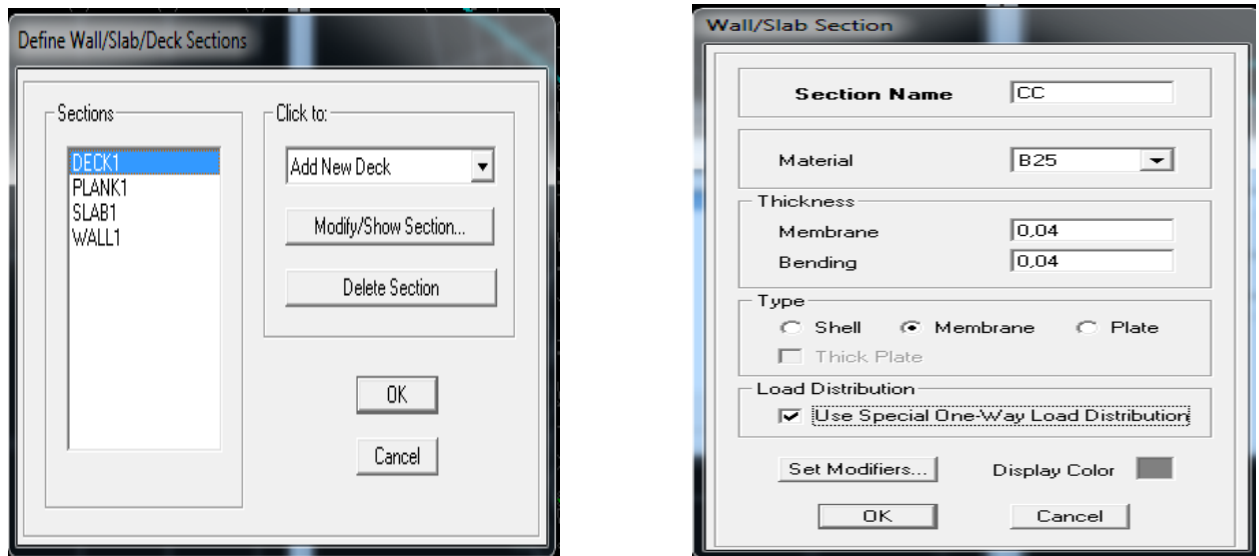


Figure V.12 Introduction des dimensions des éléments corps creux.

Add new slab (dalle) → → introduire le nom de la section : (DP) → material : Beton → on spécifie l'épaisseur → on clic sur plate → ok

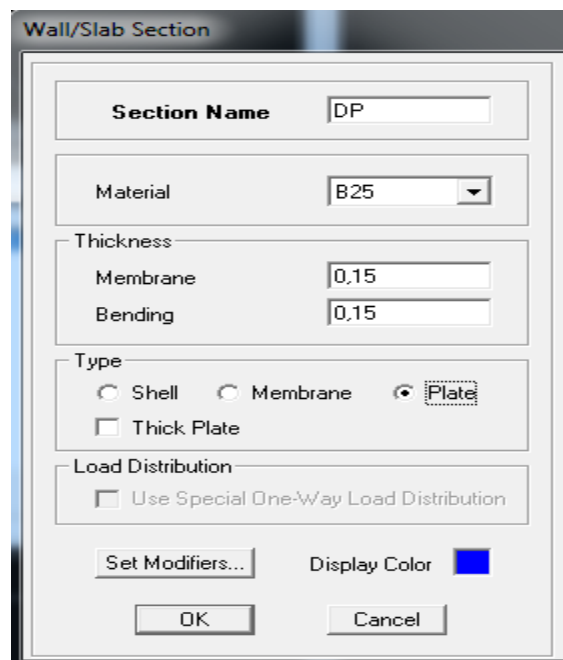


Figure V.13 Introduction des dimensions de la dalle pleine.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Add new wall → → introduire le nom de la section : voile → material : Beton → on spécifie l'épaisseur → on clic sur shell → ok

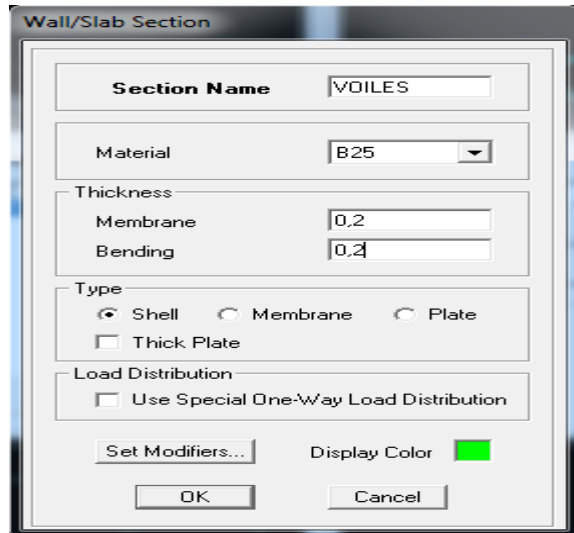


Figure V.14 Introduction des dimensions des voiles.

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour les poutres et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton



pour les poutres et sur



Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

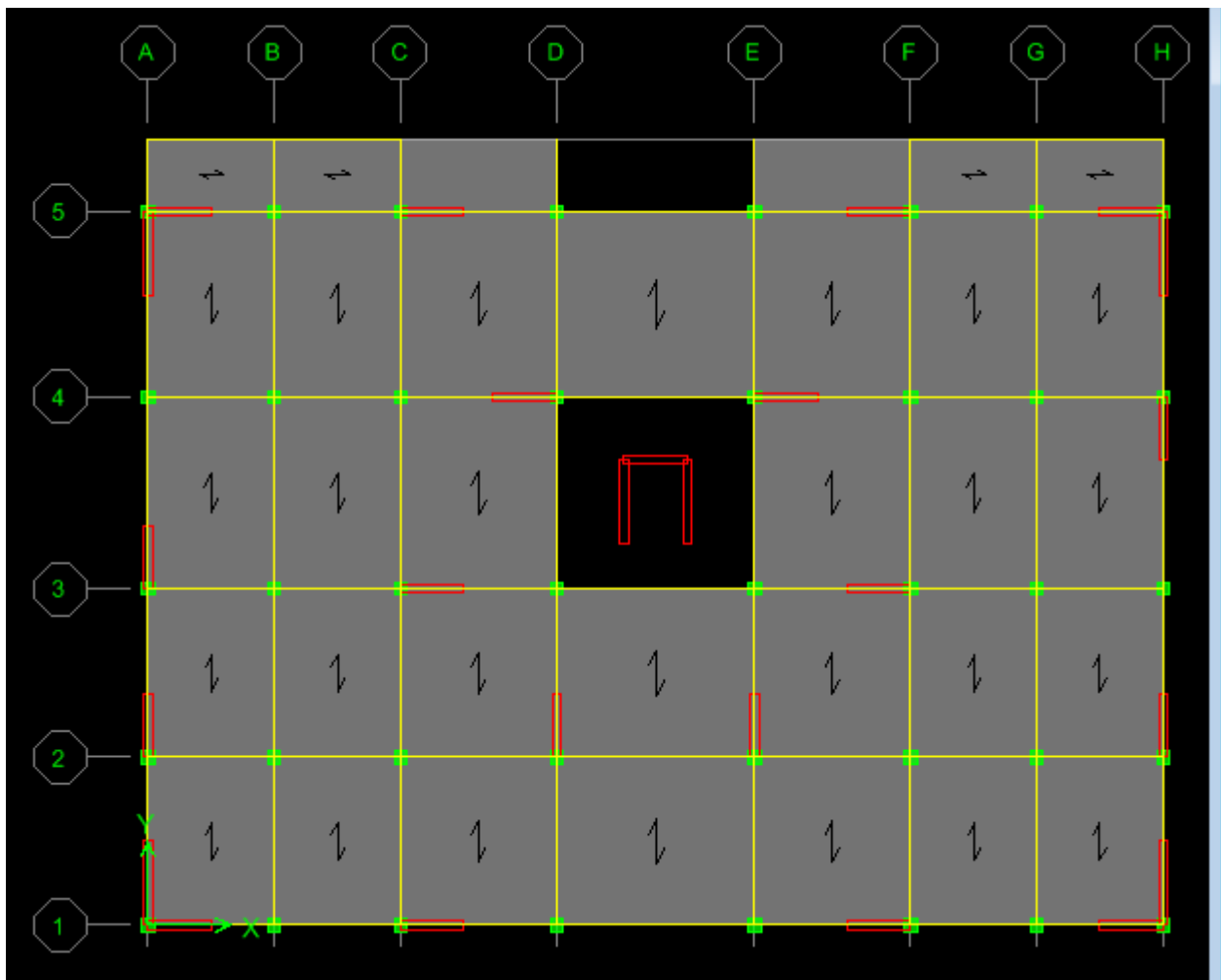



Figure V.15 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

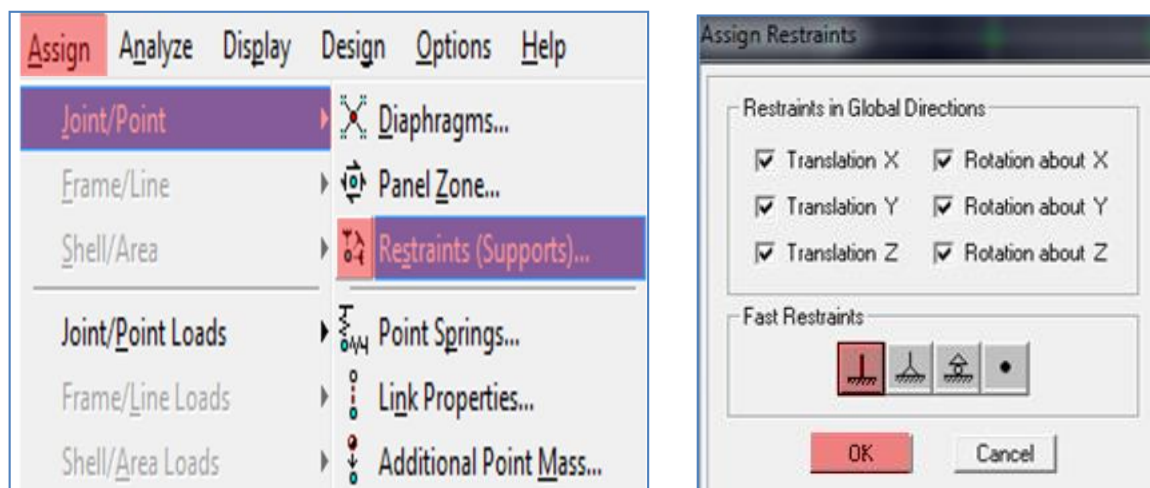


Figure V.16 Encastrement de la base de la structure.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

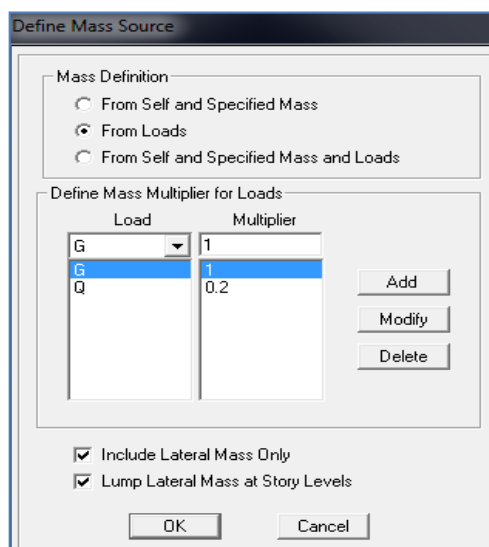



Figure V-17 Définition de la masse source.

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragmas**  → **D1** → **OK**.
 On suit la même procédure pour les autres étages.

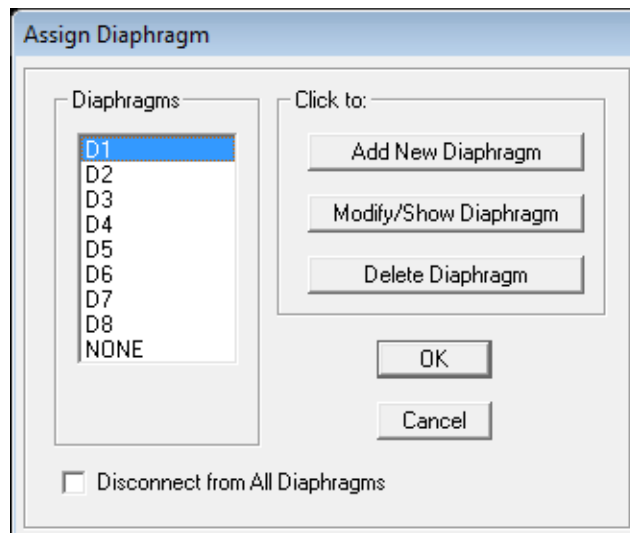


Figure V.17 Introduction des diaphragmes.

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

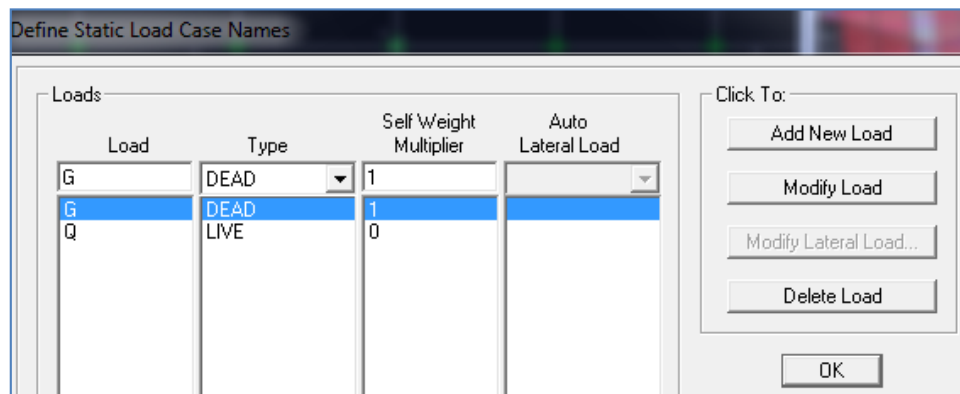


Figure V.18 définition des charges statiques (G et Q).

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2

Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement est mixte

Site : S3 Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\Sigma q^6$

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

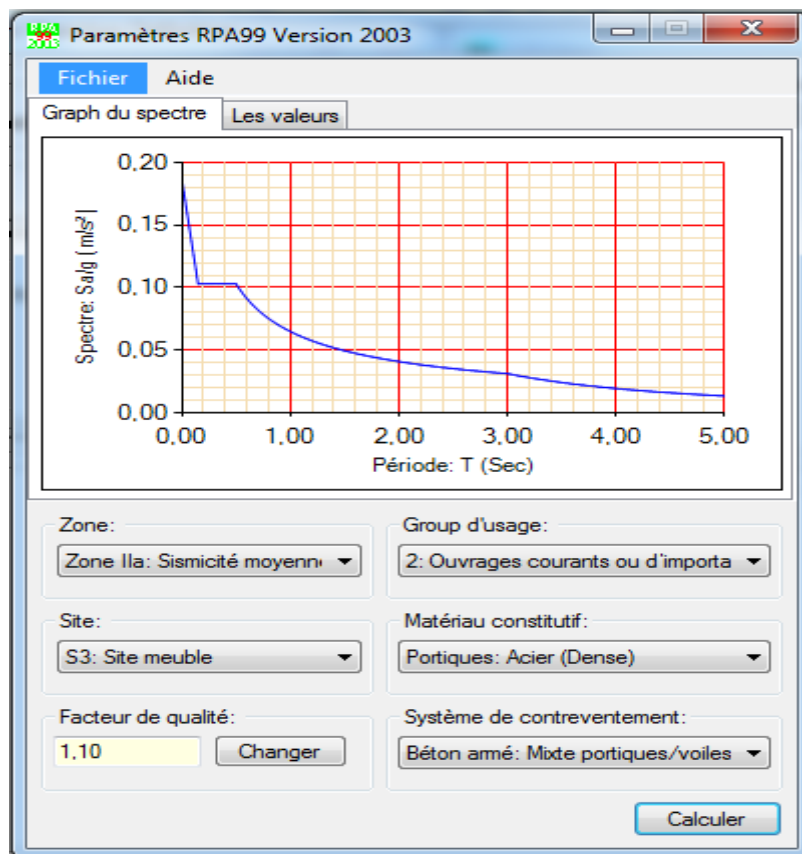
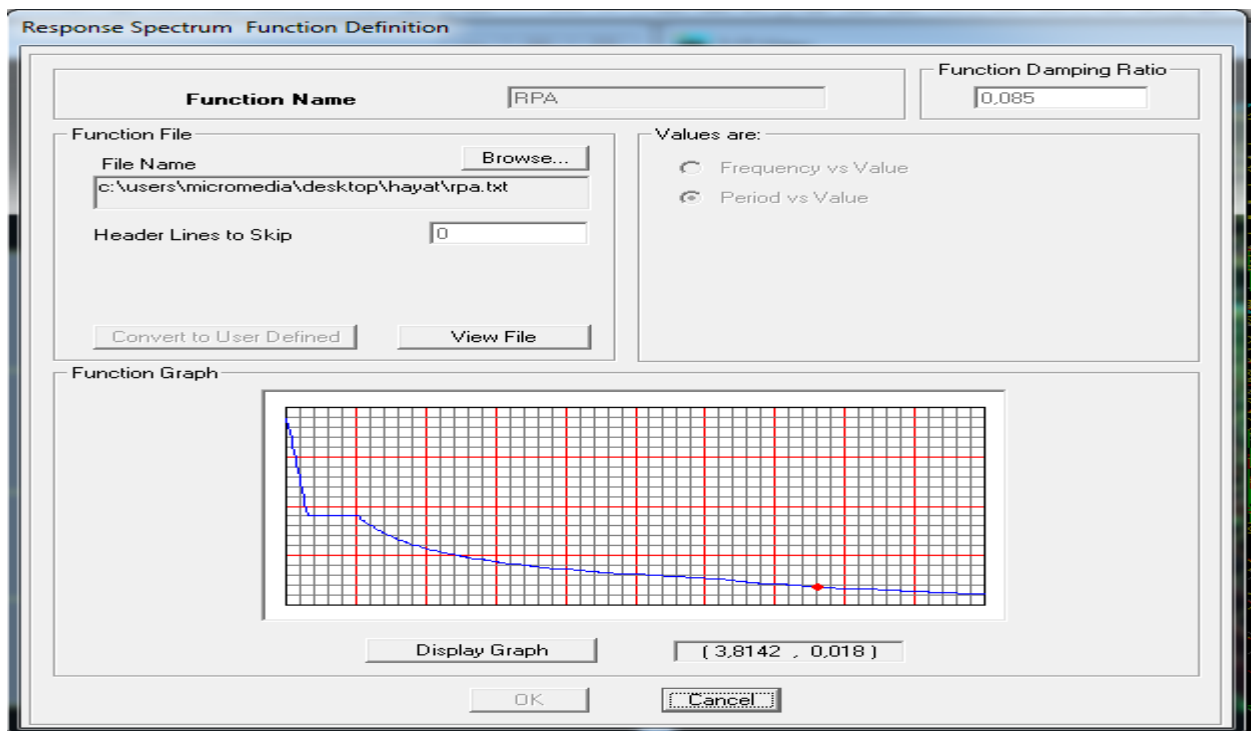


Figure V.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Chapitre V : Modélisation de la structure

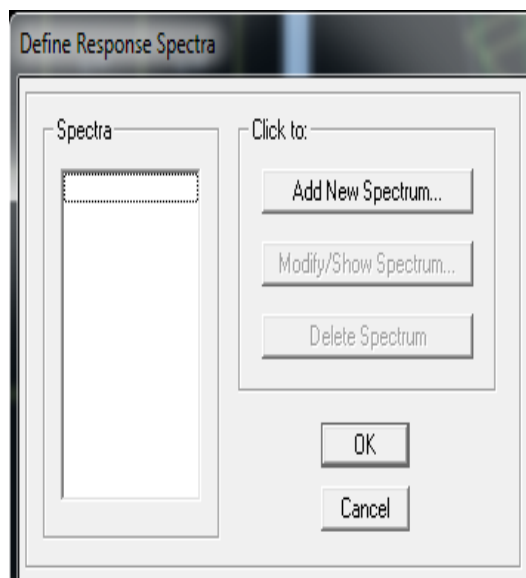
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → Response spectrum → Function Spectre from file.



Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define → Response Spectrum Cases → Add New Spectrum.**



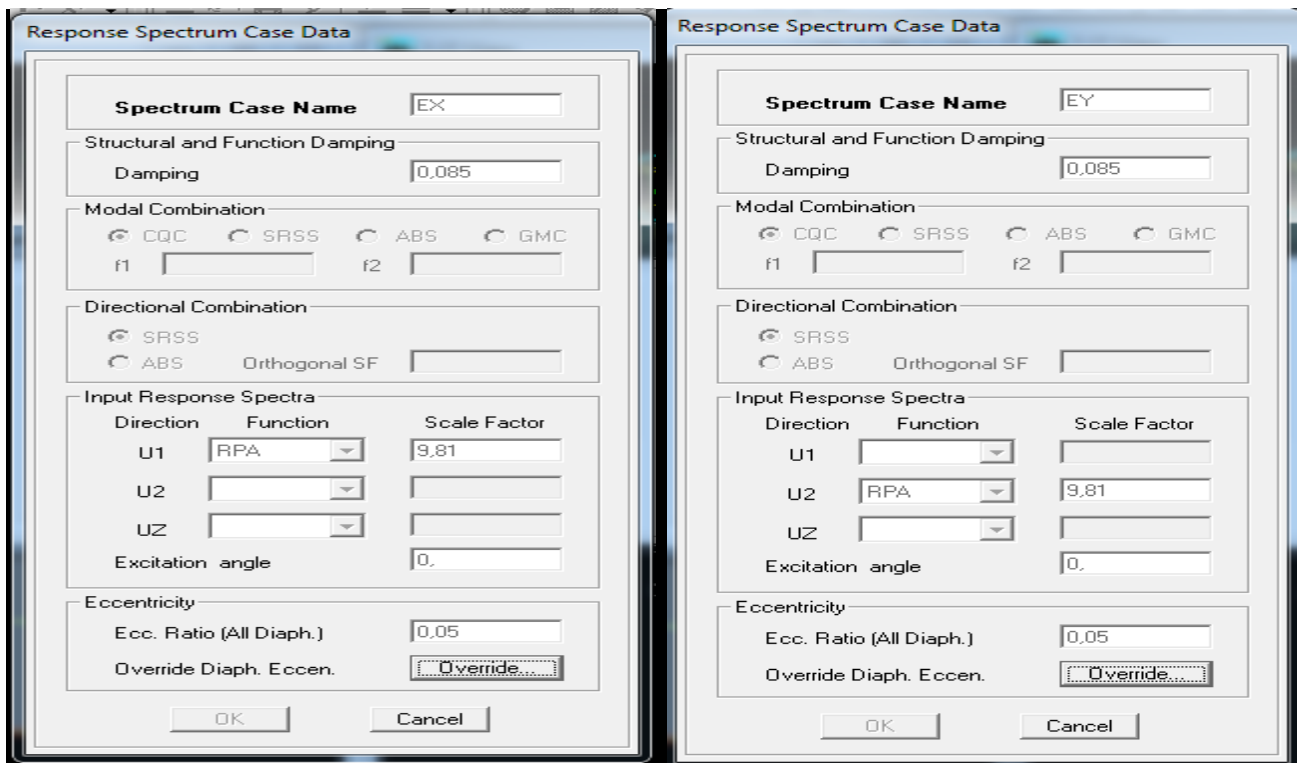


Figure V.20 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dus aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en

cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ Combinaisons aux états limites

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

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE : $G + Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

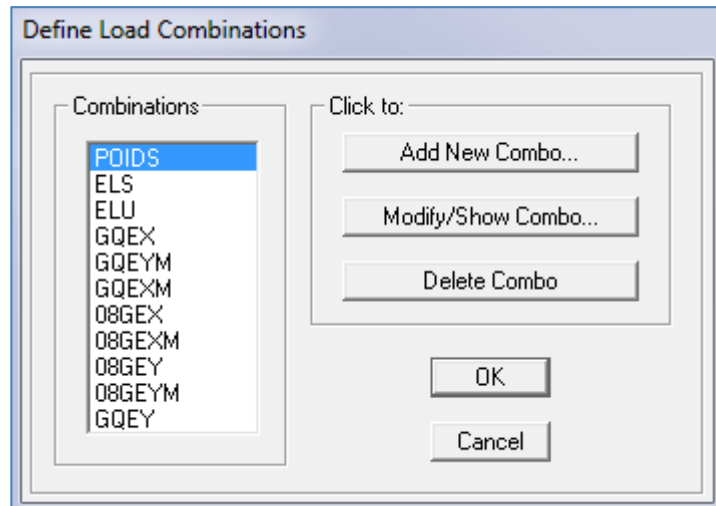



Figure V.21 Introduction des combinaisons d'actions.

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ **Visualisation des résultats**



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** 

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considééré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

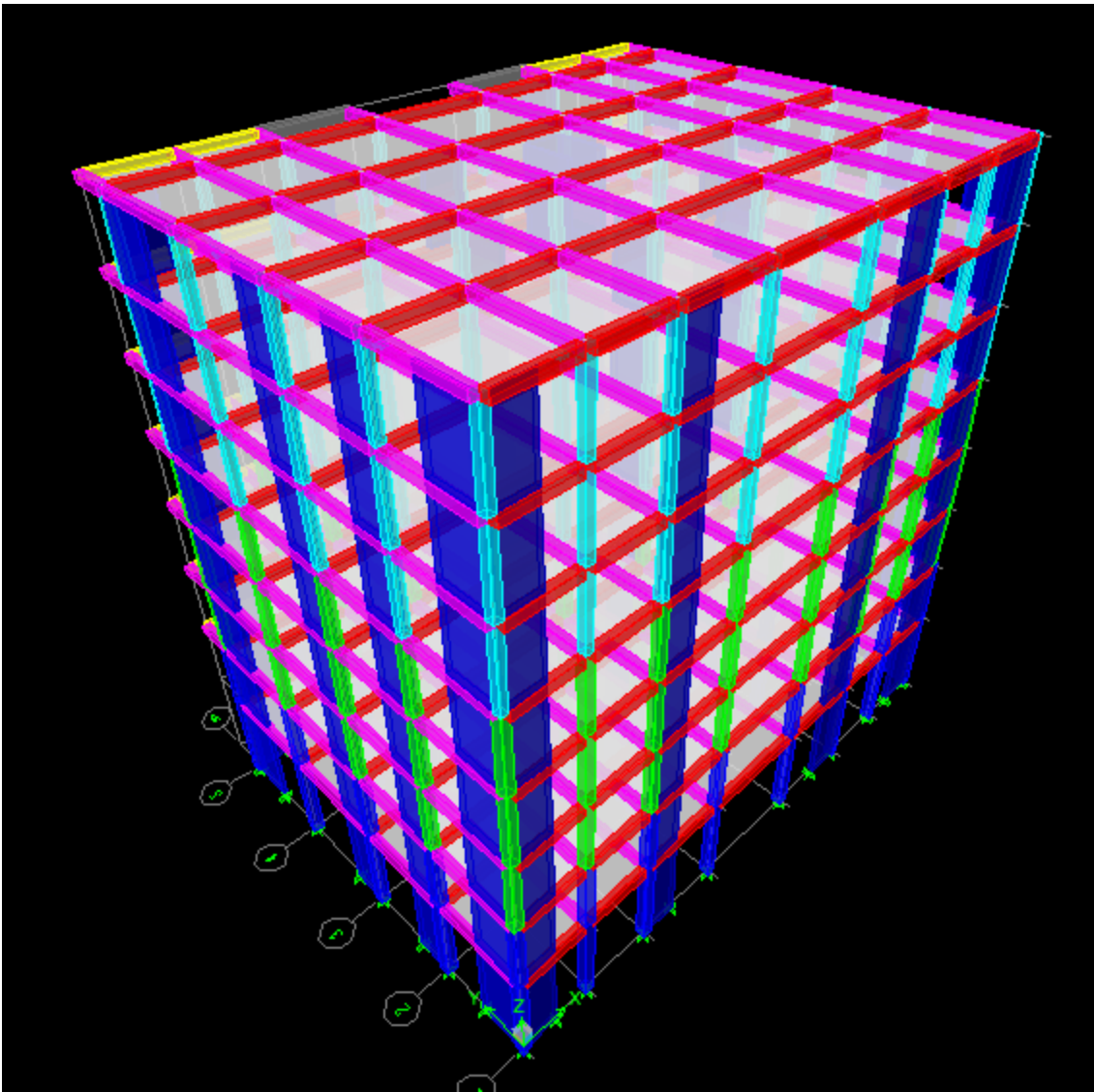


Figure V.22 Vue en 3D de la structure

VI.1 Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre, et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.2 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment de **R+7**, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).
- ✓ 7 étages courants à usage d'habitation.
- ✓ 01 RDC à usage de commerce
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portique + voiles

VI.3 Les conditions que le RPA nous exige de vérifier

- 1) Vérification de la période.
- 2) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 3) Vérification de l'effort tranchant à la base.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'excentricité.

VI.3.1 Vérification de la période

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante: $T = C_T h_n^{3/4}$

Avec

h_n la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$h_n = 25.50 \text{ m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$C_T = 0.05$

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VI.1 Valeurs du coefficient C_T .

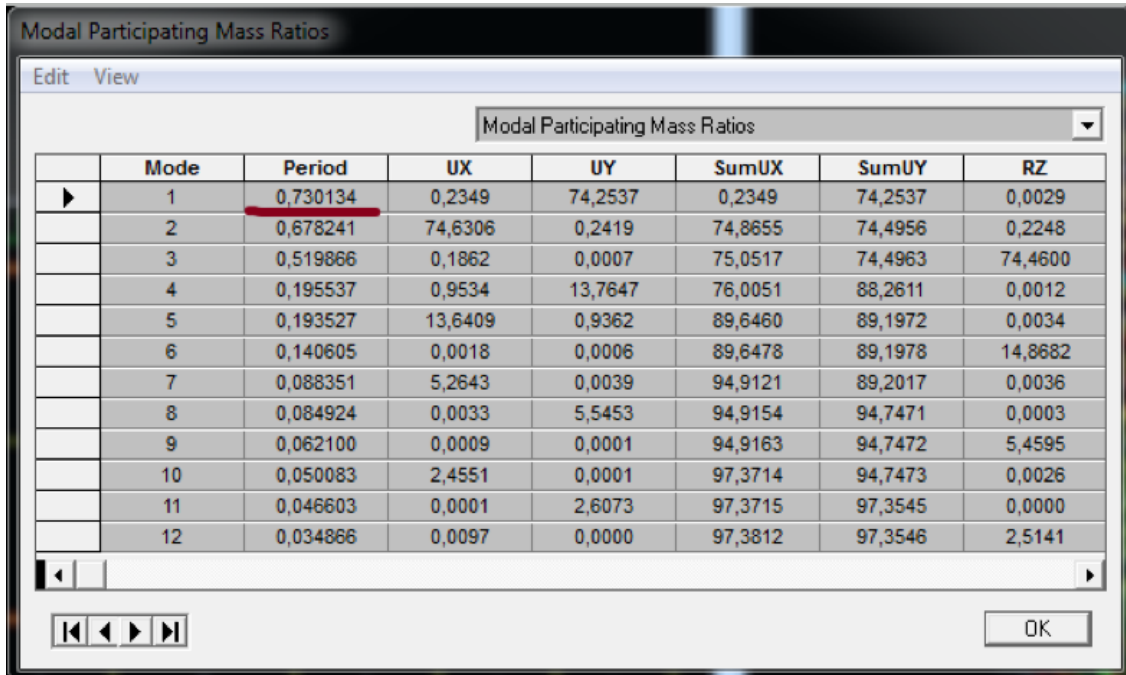
Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0.05 \times (25.5)^{3/4} \rightarrow \mathbf{T = 0.57 \text{ s}}$$

Chapitre VI : Vérification et interprétation des résultats

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :



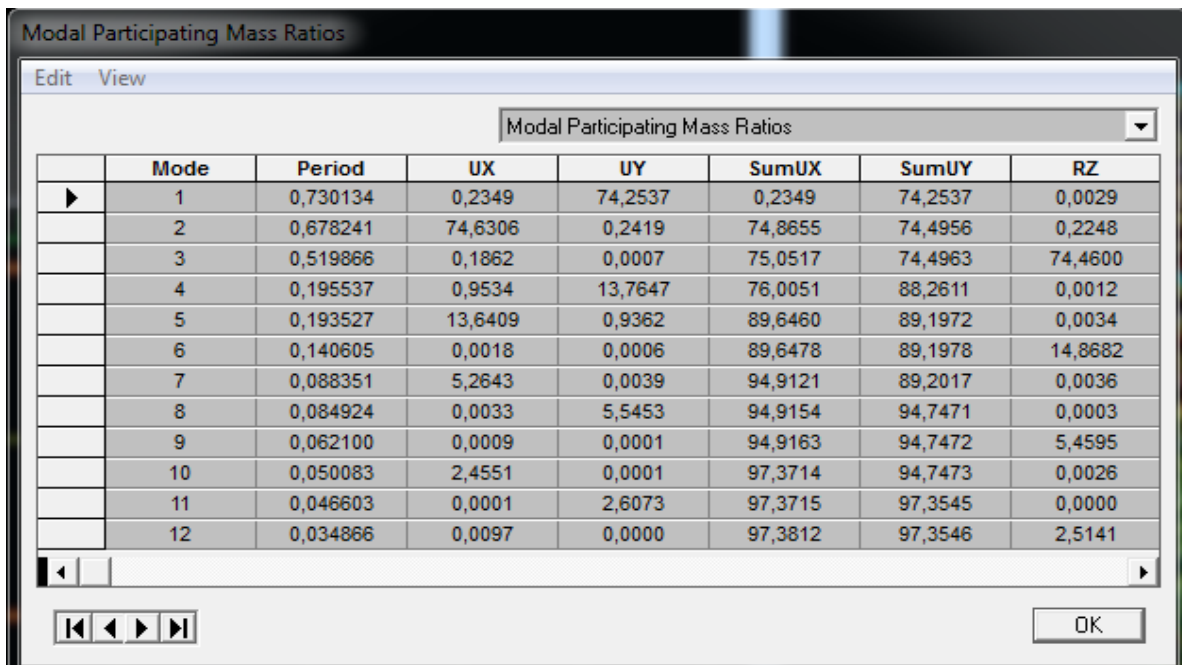
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,730134	0,2349	74,2537	0,2349	74,2537	0,0029
2	0,678241	74,6306	0,2419	74,8655	74,4956	0,2248
3	0,519866	0,1862	0,0007	75,0517	74,4963	74,4600
4	0,195537	0,9534	13,7647	76,0051	88,2611	0,0012
5	0,193527	13,6409	0,9362	89,6460	89,1972	0,0034
6	0,140605	0,0018	0,0006	89,6478	89,1978	14,8682
7	0,088351	5,2643	0,0039	94,9121	89,2017	0,0036
8	0,084924	0,0033	5,5453	94,9154	94,7471	0,0003
9	0,062100	0,0009	0,0001	94,9163	94,7472	5,4595
10	0,050083	2,4551	0,0001	97,3714	94,7473	0,0026
11	0,046603	0,0001	2,6073	97,3715	97,3545	0,0000
12	0,034866	0,0097	0,0000	97,3812	97,3546	2,5141

Tableau VI.2 Justification de la période T.

$$T_{\text{etabs}} = 0,730 \text{ s} < T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,57 = 0,741 \text{ s} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Les résultats seront affichés comme suit :



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,730134	0,2349	74,2537	0,2349	74,2537	0,0029
2	0,678241	74,6306	0,2419	74,8655	74,4956	0,2248
3	0,519866	0,1862	0,0007	75,0517	74,4963	74,4600
4	0,195537	0,9534	13,7647	76,0051	88,2611	0,0012
5	0,193527	13,6409	0,9362	89,6460	89,1972	0,0034
6	0,140605	0,0018	0,0006	89,6478	89,1978	14,8682
7	0,088351	5,2643	0,0039	94,9121	89,2017	0,0036
8	0,084924	0,0033	5,5453	94,9154	94,7471	0,0003
9	0,062100	0,0009	0,0001	94,9163	94,7472	5,4595
10	0,050083	2,4551	0,0001	97,3714	94,7473	0,0026
11	0,046603	0,0001	2,6073	97,3715	97,3545	0,0000
12	0,034866	0,0097	0,0000	97,3812	97,3546	2,5141

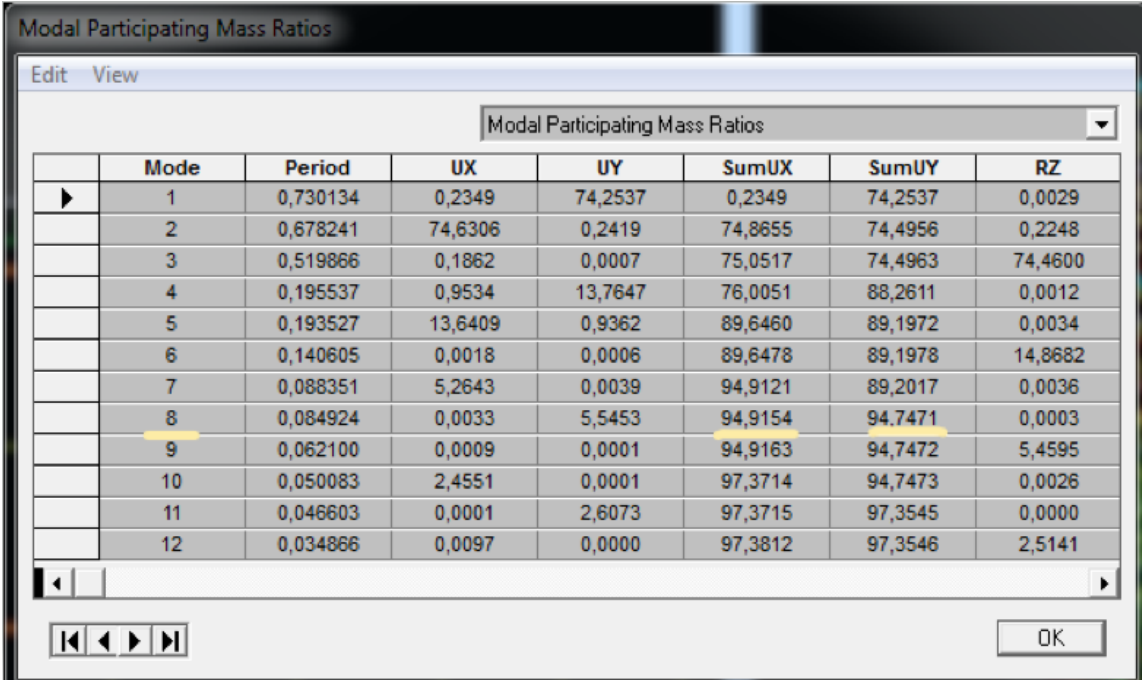
Tableau VI.3 le pourcentage des translations selon x et y

Chapitre VI : Vérification et interprétation des résultats

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**
Il mobilise 74.2537 % de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**
Il mobilise 74.6306 % de la masse.> 50%
- ◆ Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant Z-Z**
Il mobilise 74.4600 % de la masse > 50%
Il n'y a pas de torsion.

➤ Nombres de modes propres (Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.



	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,730134	0,2349	74,2537	0,2349	74,2537	0,0029
	2	0,678241	74,6306	0,2419	74,8655	74,4956	0,2248
	3	0,519866	0,1862	0,0007	75,0517	74,4963	74,4600
	4	0,195537	0,9534	13,7647	76,0051	88,2611	0,0012
	5	0,193527	13,6409	0,9362	89,6460	89,1972	0,0034
	6	0,140605	0,0018	0,0006	89,6478	89,1978	14,8682
	7	0,088351	5,2643	0,0039	94,9121	89,2017	0,0036
	8	0,084924	0,0033	5,5453	94,9154	94,7471	0,0003
	9	0,062100	0,0009	0,0001	94,9163	94,7472	5,4595
	10	0,050083	2,4551	0,0001	97,3714	94,7473	0,0026
	11	0,046603	0,0001	2,6073	97,3715	97,3545	0,0000
	12	0,034866	0,0097	0,0000	97,3812	97,3546	2,5141

Tableau VI.4 Justification des masses participantes.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8^{ème} mode → Sens X-X : 94.9154 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 94.7471 % > 90% → **Condition vérifiée.**

VI.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003/Art4.3.6)

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6**) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.08 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dans le rapport $0.08V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydn} .

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	zone 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 VI.5 Coefficient d'accélération de zone

◆ Zone sismique II_a groupe d'usage 2 → **A= 0.15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 RPA 99 version 2003).}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau VI.6 Période caractéristique en fonction de la nature du sol.

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \text{Site meuble S3}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s \leq T_{etabs} = 0.730 s \leq 3s$

Donc **D = 2.5η(T₂/T)^{2/3}**

➤ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ **(Formule 4.3 RPA99 version 2003)**

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.7 Coefficient d'amortissement critique ξ .

Nous avons un contreventement mixte donc on prend : $\xi=10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$

$\eta = 0,76 > 0,7 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1	T analytique < T empirique	T = T empirique
2	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

D'où : $T = 1,3 \times 0,57 = 0,741 \text{ s} \leq T_{\text{analytique}} = 0,730 \text{ s}$

Donc $T = 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow \mathbf{T = 0,741 \text{ s}}$

Finalemment : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,741}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \mathbf{D = 1,4}$

C) Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule : $\mathbf{Q=1+\sum P_q}$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement : $Q_x = 1.10$ et $Q_y = 1.10$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

Cas de (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau VI.8 Valeur du coefficient de pondération β .

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Story	P	VX	VY
7	4235,01	461,99	452,95
6	8388,84	822,06	793,6
5	12542,66	1122,03	1077,66
4	16795,93	1371,66	1314,53
3	21049,21	1575,35	1507,38
2	25302,48	1728,4	1652,03
1	29670,5	1838,49	1757,33
RDC	34027,92	1898,26	1816,46

Tableau VI.9 La valeur du poids total

Donc : **W = 34027.92 KN**

Le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens-Y	
Coefficient	A	0.15	A	0.15
	D	1.46	D	1.46
	Q	1.10	Q	1.10
	W	34027.92	W	34027.92
	R	5	R	5
Forces sismiques V (Kn)	1639.47		1639.47	

Tableau VI.10 Résumé des résultats obtenus.

Chapitre VI : Vérification et interprétation des résultats

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.10}{5} \times 34027.92 = 1639.47$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

Après avoir effectué tout les étapes sur ETABS, on aura les résultats telles quelles sont dans le tableau suivant :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	5,46	97,10	0,00	-1813,922	102,323	1120,440
EX	2	U1	1813,20	-103,23	0,00	1915,203	33770,602	-17713,140
EX	3	U1	5,43	0,33	0,00	-6,201	92,045	-44,898
EX	4	U1	28,42	107,98	0,00	-281,970	72,196	1048,391
EX	5	U1	406,58	-106,51	0,00	265,164	969,603	-4898,667
EX	6	U1	0,06	0,03	0,00	-0,103	-0,343	-0,097
EX	7	U1	225,86	6,15	0,00	-22,457	823,516	-1910,380
EX	8	U1	0,14	-5,91	0,00	22,296	0,554	-72,533
EX	9	U1	0,04	0,01	0,00	-0,043	0,007	-0,076
EX	10	U1	124,60	0,82	0,00	-2,566	262,182	-1024,909
EX	11	U1	0,00	-0,73	0,00	1,653	0,004	-8,834
EX	12	U1	0,52	0,02	0,00	-0,040	1,009	-3,794
EX	All	All	1898,26	57,50	0,00	1054,920	33928,542	17460,814
EY	1	U2	97,10	1726,48	0,00	-32252,374	1819,346	19921,950
EY	2	U2	-103,23	5,88	0,00	-109,039	-1922,678	1008,471
EY	3	U2	0,33	0,02	0,00	-0,374	5,556	-2,710
EY	4	U2	107,98	410,28	0,00	-1071,388	274,319	3983,515
EY	5	U2	-106,51	27,90	0,00	-89,466	-254,011	1283,323
EY	6	U2	0,03	0,02	0,00	-0,059	-0,197	-0,055
EY	7	U2	6,15	0,17	0,00	-0,612	22,425	-52,021
EY	8	U2	-5,91	241,65	0,00	-911,064	-22,640	2963,808
EY	9	U2	0,01	0,00	0,00	-0,015	0,002	-0,026
EY	10	U2	0,82	0,01	0,00	-0,017	1,732	-6,769
EY	11	U2	-0,73	134,40	0,00	-304,217	-0,793	1625,519
EY	12	U2	0,02	0,00	0,00	-0,002	0,041	-0,154
EY	All	All	57,50	1816,46	0,00	32396,316	1058,863	21802,047

Tableau VI.11 Tableau d'effort tranchant à la base donnée par ETABS.

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 1898.28 \text{ KN}$

$$V_y = 1816.46 \text{ KN}$$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	1639.47	1311.57	1898.28	Condition vérifiée
Sens (y-y)	1639.47	1311.57	1816.46	Condition vérifiée

Tableau VI.12 Vérification de l'effort tranchant à la base.

VI.3.4 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (RPA99/V.2003-Art7.1.3.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme on doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0,3$.

Chapitre VI : Vérification et interprétation des résultats

Avec N_d : Effort normal sismique

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

Niveau	Section	L'effort (KN)	V	observation
RDC et1	40x40	1166.21	0.29	Condition vérifiée
ET2/ET4	35x35	832.54	0.21	Condition vérifiée
ET5/ET7	30x30	398.65	0.10	Condition vérifiée

Tableau VI.13 Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)

VI.3.5 Justification vis-à-vis des déplacements relatifs (RPA V.2003/Art 5.10)

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement

Les déplacements relatifs au niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ » est égale à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Story	Diaphragm	U_x	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	U_y	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
7	7	0,0119	0,0014	306	3,06	0,0131	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
6	6	0,0105	0,0014	306	3,06	0,0117	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
5	5	0,0091	0,0017	306	3,06	0,01	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,0074	0,0017	306	4,08	0,0082	0,002	306	4,08	Condition vérifiée
3	3	0,0057	0,0018	306	3,06	0,0062	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0039	0,0016	306	3,06	0,0043	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0,0023	0,0014	306	3,06	0,0024	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0009	0,0009	408	4,08	0,0009	0,0009	408	4,08	Condition vérifiée

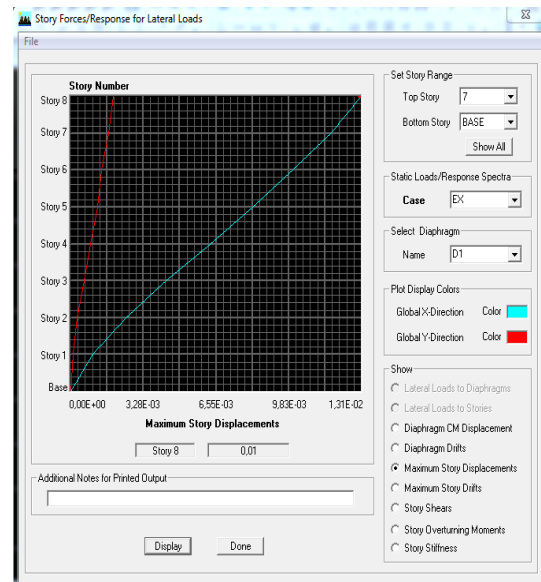
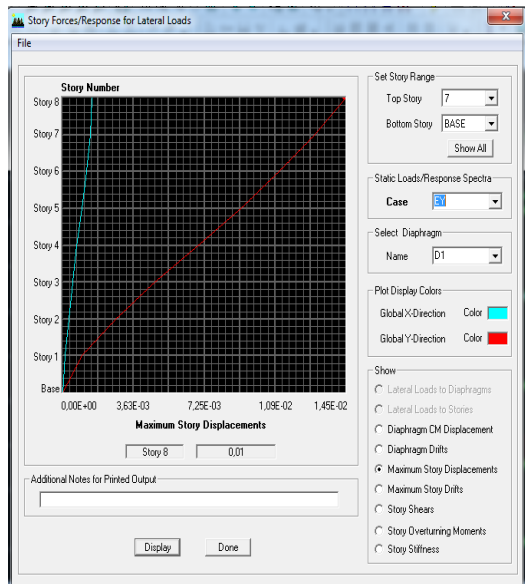
Tableau VI.14 Vérifications des déplacements inter-étages.

➤ Déplacement maximal

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible $\delta_{\max} \leq f = \frac{h_f}{500} = \frac{25.50}{500} = 0.051$ (Art B.6.5, 3 /BAEL91).

➤ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

• **Dans le sens transversal :** De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante



✚ Résultats trouvés :

Déplacement maximal suivant (x-x) : **0.01m**

Déplacement maximal suivant (y-y) : **0.01m**

Flèche admissible : $\bar{f} = 0.05$

VI.3.6 Vérifications de l'effet P-Delta (RPA99/ V.2003-Art 5.9)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

Le **RPA version 2003** préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Chapitre VI : Vérification et interprétation des résultats

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

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

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EX]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)		$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
7	4235,01	3,06	0,0014	461,99	1413,6894	0,004194	0,0014	452,95	1386,027	0,0042777
6	8388,84	3,06	0,0014	822,06	2515,5036	0,004668797	0,0017	793,6	2428,416	0,00587256
5	12542,66	3,06	0,0017	1122,03	3433,4118	0,006210301	0,0018	1077,66	3297,6396	0,00684635
4	16795,93	4,08	0,0017	1371,66	5596,3728	0,005102069	0,002	1314,53	5363,2824	0,0062633
3	21049,21	3,06	0,0018	1575,35	4820,571	0,00785977	0,0019	1507,38	4612,5828	0,00867052
2	25302,48	3,06	0,0016	1728,4	5288,904	0,00765451	0,0019	1652,03	5055,2118	0,00950993
1	29670,5	3,06	0,0014	1838,49	5625,7794	0,007383635	0,0015	1757,33	5377,4298	0,0082764
RDC	34027,92	4,08	0,0009	1898,26	7744,9008	0,003954231	0,0009	1816,46	7411,1568	0,0041323

Tableau VI.15 Vérification de l'effet P-Delta.

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

VI.3.7 Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Soit : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

<i>Story</i>	<i>Diaphragm</i>	<i>XCM</i>	<i>XCR</i>	<i>XCM-XCR</i>	<i>0,05Lx</i>	<i>YCM</i>	<i>YCR</i>	<i>YCM-YCR</i>	<i>0,05Ly</i>
RDC	RDC	12,05	12,065	-0,015	1.225	8,292	9,169	-0,877	0.966
1	1	12,05	12,077	-0,027	1.225	9,05	9,105	-0,055	0.966
2	2	12,05	12,085	-0,035	1.225	9,06	9,036	0,024	0.966
3	3	12,05	12,089	-0,039	1.225	9,06	8,965	0,095	0.966
4	4	12,05	12,089	-0,039	1.225	9,069	8,898	0,171	0.966
5	5	12,05	12,087	-0,037	1.225	9,078	8,837	0,241	0.966
6	6	12,05	12,085	-0,035	1.225	9,078	8,781	0,297	0.966
7	7	12,05	12,084	-0,034	1.225	9,178	8,74	0,438	0.966

Tableau VI.16 Vérification de l'excentricité.

VI.4 Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA) sont vérifiées, donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, est satisfaisante pour résister à l'action sismique. Nous allons donc passer au ferrailage de la Structure.

VII.1 Ferrailage des poutres

VII.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$ RPA99/Version 2003
- $0,8G \pm E$ RPA99/Version 2003

VII.1.2 Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Section cm ⁴	0.5% bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre Principale (30× 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30× 35)	5.25	42	63

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VII.1.3 Calcul de ferrailage

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

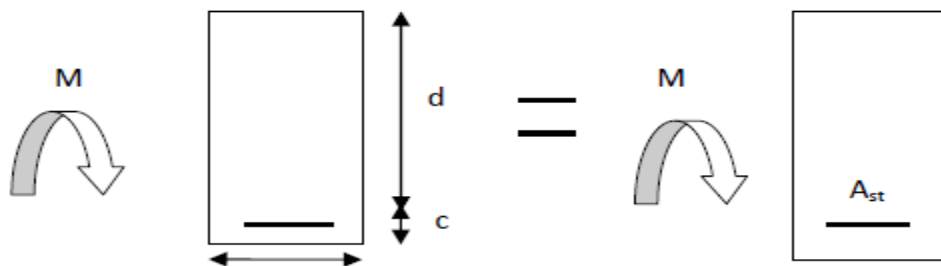
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ **1^{er} cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

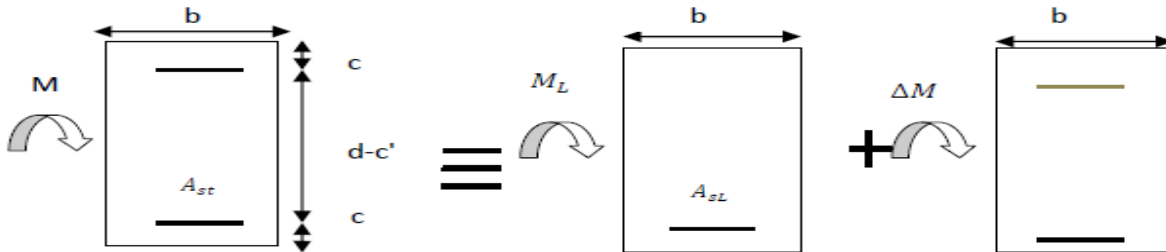
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ **2^{ème} cas:**

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VII.1.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	18.48	1.15	1	0.9	400
Situation durable	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

1- Ferrailages des poutres principales(30 × 40)

➤ En travée

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	ELU	55.587	0.095	SSA	0.951	4.54	3HA14	4.62
6	ELU	53.195	0.091	SSA	0.953	4.34	3HA14	4.62
5	ELU	48.012	0.082	SSA	0.957	3.90	3HA14	4.62
4	ELU	43.752	0.075	SSA	0.961	3.54	3HA14	4.62
3	ELU	44.533	0.076	SSA	0.960	3.60	3HA14	4.62
2	ELU	40.552	0.070	SSA	0.964	3.27	3HA14	4.62
1	ELU	50.035	0.086	SSA	0.955	4.07	3HA14	4.62
RDC	ELU	52.146	0.089	SSA	0.954	4.25	3HA14	4.62

Tableau VII.1.2 Ferrailage des poutres principales en travée en situation courante.

Aux appuis

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	G+Q+E 0.8G+E	98.75	0.130	SSA	0.930	7.18	3HA14+3HA12	8.01
6	G+Q+E 0.8G+E	93.29	0.122	SSA	0.935	6.74	3HA14+3HA12	8.01
5	G+Q+E 0.8G+E	87.12	0.114	SSA	0.939	6.27	3HA14+3HA12	8.01
4	G+Q+E 0.8G+E	81.15	0.106	SSA	0.944	5.81	3HA14+3HA12	8.01
3	G+Q+E 0.8G+E	68.75	0.090	SSA	0.953	4.87	3HA14+3HA12	8.01
2	G+Q+E 0.8G+E	73.16	0.096	SSA	0.949	5.21	3HA14+3HA12	8.01
1	G+Q+E 0.8G+E	88.87	0.116	SSA	0.938	6.40	3HA14+3HA12	8.01
RDC	G+Q+E 0.8G+E	96.51	0.126	SSA	0.932	7.00	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VII.1.3 Ferrailage des poutres principales aux appuis en situation accidentelle.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

La section totale en appuis est :

$$A_{\text{totale}} = 2(3HA14+3HA12) = 16.02 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

La section totale en travée est :

$$A_{\text{totale}} = 2(3HA14) = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

2- Ferrailages des poutres secondaires(30 × 35)

➤ En travée

Niv	comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	ELU	20.314	0.046	SSA	0.976	1.87	3HA12	3.39
6	ELU	26.277	0.060	SSA	0.969	2.44	3HA12	3.39
5	ELU	25.733	0.058	SSA	0.970	2.38	3HA12	3.39
4	ELU	27.668	0.064	SSA	0.967	2.57	3HA12	3.39
3	ELU	28.850	0.066	SSA	0.966	2.68	3HA12	3.39
2	ELU	26.467	0.060	SSA	0.969	2.45	3HA12	3.39
1	ELU	23.709	0.054	SSA	0.972	2.19	3HA12	3.39
RDC	ELU	19.445	0.045	SSA	0.977	1.79	3HA12	3.39

Tableau VII.1.4 Ferrailage des poutres secondaire en travée en situation courante.

➤ Aux appuis

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	G+Q+E 0.8G+E	47.23	0.082	SSA	0.958	3.85	3HA12+2HA12	5.65
6	G+Q+E 0.8G+E	48.77	0.086	SSA	0.955	3.99	3HA12+2HA12	5.65
5	G+Q+E 0.8G+E	48.4	0.084	SSA	0.956	3.96	3HA12+2HA12	5.65
4	G+Q+E 0.8G+E	46.80	0.082	SSA	0.957	3.82	3HA12+2HA12	5.65
3	G+Q+E 0.8G+E	46.47	0.080	SSA	0.958	3.79	3HA12+2HA12	5.65
2	G+Q+E 0.8G+E	46.32	0.082	SSA	0.957	3.78	3HA12+2HA12	5.65
1	G+Q+E 0.8G+E	44.51	0.078	SSA	0.959	3.63	3HA12+2HA12	5.65
RDC	G+Q+E 0.8G+E	42.80	0.074	SSA	0.962	3.48	3HA12+2HA12	5.65

Tableau VII.1.5 Ferrailage des poutres secondaire aux appuis en situation accidentelle.

La section totale en appuis est :

$$A_{\text{stotale}} = 2(3HA12+2HA12) = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La section totale en travée est :

$$A_{\text{stotale}} = 2(3HA12) = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.1.4 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

1. Poutres principales

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1.340[\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.340[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 4.62 > A_{\text{min}} = 1.340[\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.16 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 5.65 > A_{\text{min}} = 1.16 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

1. Poutres principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\text{max}} = 67.94 [\text{KN}] \text{ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.}$$

$$\tau_u = \frac{67.94 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.612 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.612 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 40.17 \text{ [KN]} \text{ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.}$$

$$\tau_u = \frac{40.17 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.418 \text{ [MPa]}$$

$$\ast \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.418 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant

1. Poutres principales

➤ **Sur le béton (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\bar{T}_u = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.4 \times 0.9 \times d \times b = \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.4 \times 0.9 \times 0.37 \times 0.3 = 666 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 67.94 \text{ [KN]} < \bar{T}_u = 666 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) = \left(67.94 - \frac{55.587}{0.9 \times 0.37}\right) = -98.98 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires

➤ **Sur le béton (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\bar{T}_u = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.4 \times 0.9 \times d \times b = \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.4 \times 0.9 \times 0.32 \times 0.3 = 576 \text{ [KN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 40.17 \text{ [KN]} < 576 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) = \left(40.17 - \frac{28.850}{0.9 \times 0.32} \right) = -60 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1.2.1 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

1. Poutres principales

❖ $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ [cm]}$

$$\tau_{se} = \frac{67.94 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 244.9} = 0.833 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 0.833 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.19 \text{ [cm]}$

$$\tau_{se} = \frac{67.94 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131.9} = 1.55 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1.55 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2. Poutres secondaires

❖ $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ [cm]}$

$$\tau_{se} = \frac{40.17 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 188.4} = 0.74 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 0.74 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ [cm]}$

$$\tau_{se} = \frac{40.17 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 1.23 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1.23 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

E) Ancrage des armatures (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ [cm]}$

F) Calcul des armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30\text{cm}\right) \quad \text{en zone nodale} \qquad S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

• Poutres principales

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30\text{cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4, 30\right)$$

$$S_t \leq \min(10, 16,8, 30) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ [cm]}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b \qquad \text{(Art 7.5.2.2RPA/version 2003)}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \phi 8 + 1 \text{ étrier de } \phi 8) = 2,00 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \longrightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \phi 8 + 1 \text{ étrier de } \phi 8) = 2,00 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4, 30) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ [cm]}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \phi 8 + 1 \text{ étrier de } \phi 8) = 2.00 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : (1 cadres de } \phi 8 + 1 \text{ étrier de } \phi 8) = 2.00 \text{ cm}^2$$

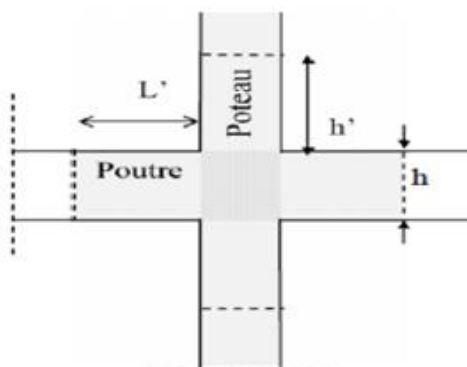
G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ [cm]} \end{cases}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux



Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80$ [cm]
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70$ [cm]

✓ **Remarque**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de déformation du béton en compression (Art .A.4.5.2/BAEL 91)

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348$ [MPa]
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa]

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$$
 [MPa]

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 : \text{Est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) : Sont tirés du tableau à l'ELS.

Poutre principale

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
En travée	48.85	4.62	0.418	0.297	0.901	35.50	317.17	8.94	15	CV
Aux appuis	32.50	8.01	0.719	0.369	0.877	25.65	125.04	4.87	15	CV

➤ poutre secondaire

PS	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
En travée	33.87	3.39	0.351	0.276	0.908	39.35	343.86	8.74	15	CV
Aux appuis	11.70	5.65	0.580	0.339	0.887	29.25	72.96	2.49	15	CV

VII.1.6 Vérification de la flèche BAEL99 (art.6.5.2)

Les déformations des différents éléments de plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, cela se justifie par le calcul de la flèche. Cependant on se dispense de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes avec une portée inférieure à 8 mètres.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{48.85}{10 \times 98.63} = 0.049 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_{\max} \frac{l^2}{8} = G+Q = 5.1+2.5 = 7.6 \text{ KN/ml} \times 4.7 \text{ m} = 35.72 \text{ KN} \rightarrow M_0 = 98.63 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A_s \times f_e}{b \times d} < 4.2 \rightarrow \frac{4.62 \times 400}{30 \times 37} = 1.67 < 4.2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : A_s : Section adoptée en travée

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

M_t : moment max à l'ELS

Remarque : Les trois conditions sont vérifiées, alors on se dispense de la vérification de la flèche

VII.1.7 Conclusion

On adoptera le ferrailage suivant

Poutres	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Travée	appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutre principale	3HA14	3HA14 + 3HA12	cad + étrT8 Eps 15 cm	cad + étrT8 Eps 10 cm
Poutre secondaire	3HA12	3HA12 + 2HA12	cad + étrT8 Eps 15 cm	cad + étrT8 Eps 8 cm

VII.2 Ferrailage des poteaux

VII.2.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{à l'ELU} \\ \text{à l'ELS} \end{array} \quad \text{BAEL 91}$$
$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $N_{\text{cor}} \Rightarrow M_{\max}$

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

VII.2.2 Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.

- Poteaux (40 x 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$.
- Poteaux (35 x 35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$.
- Poteaux (30 x 30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$.

✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.

- Poteaux (40 x 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$.
- Poteaux (35 x 35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$.
- Poteaux (30 x 30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$.

- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.
 - Poteaux (40 x 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.
 - Poteaux (35 x 35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$.
 - Poteaux (30 x 30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VII.2.4 Calcul des Armatures

I) Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{Sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C)

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}}; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T)

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A'_s = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}}; \quad A_s = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A'_s$$

4) Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures« SOCOTEC».

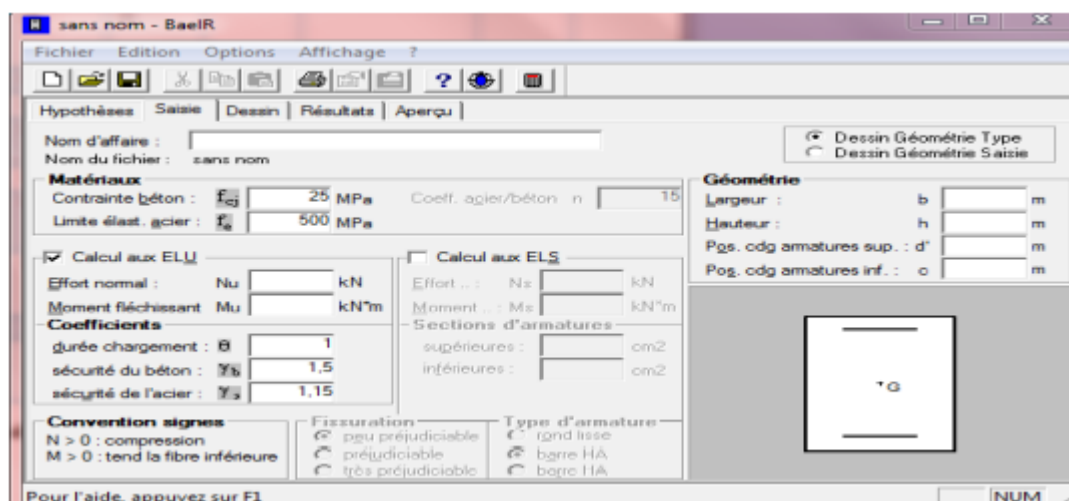


Figure VII. 2.1 Calcul des armatures à l'aide de l'application SOCOTEC.

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

▪ **Sens longitudinal (M_3)**

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_u (cm)	Nature	A'_s cm ²	A_s cm ²	Ferrailage	A_{ad} (cm ²)
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}						
Zone I	40 x 40	N_{max}	1166.21	M_{corr}	0.71	0.061	SEC	0	0	3HA16	6.03
		N_{min}	-234.91	M_{corr}	5.31	-2.26	SEC	0	0	3HA16	6.03
		N_{corr}	614.04	M_{max}	70.41	11.46	SEC	0	0	3HA16	6.03
Zone II	35 x 35	N_{max}	832.54	M_{corr}	4.68	0.56	SEC	0	0	3HA14	4.62
		N_{min}	-48.72	M_{corr}	0.67	-1.38	SEC	0	0	3HA14	4.62
		N_{corr}	235.85	M_{max}	64.17	27.21	SPC	0	3.31	3HA14	4.62
Zone III	30 x 30	N_{max}	398.65	M_{corr}	5.68	1.42	SEC	0	0	3HA12	3.39
		N_{min}	-32.23	M_{corr}	9.46	29.35	SPC	0	0.55	3HA12	3.39
		N_{corr}	105.65	M_{max}	38.97	36.89	SPC	0	3.18	3HA12	3.39

Tableau VII.2.1 Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens X-X.

▪ **Sens transversal (M_2)**

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_u (cm)	Nature	A'_s cm ²	A_s cm ²	Ferrailages	A_{ad} (cm ²)
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}						
Zone I	40 x 40	N_{max}	1166.21	M_{corr}	0.5	0.061	SEC	0	0	3HA16	6.03
		N_{min}	234.91	M_{corr}	5.307	2.26	SEC	0	0	3HA16	6.03
		N_{corr}	313.39	M_{max}	54.33	11.46	SEC	0	1.13	3HA16	6.03
Zone II	35 x 35	N_{max}	832.54	M_{corr}	3.13	0.56	SEC	0	0	3HA14	4.62
		N_{min}	48.72	M_{corr}	0.666	1.38	SEC	0	0	3HA14	4.62
		N_{corr}	178.51	M_{max}	53.048	27.21	SEC	0	2.74	3HA14	4.62
Zone III	30 x 30	N_{max}	398.65	M_{corr}	3.88	1.42	SEC	0	0	3HA12	3.39
		N_{min}	32.23	M_{corr}	9.463	29.35	SEC	0	0.55	3HA12	3.39
		N_{corr}	88.07	M_{max}	33.97	36.89	SEC	0	2.75	3HA12	3.39

Tableau VII.2.2 Résultats de ferrailage à l'ELU suivant le sens Y-Y.

▪ Récapitulation de ferrailages des poteaux

Section	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adopté} (cm ²)
40 × 40	12.80	8HA16	16.08
35 × 35	9.80	8HA14	12.31
30 × 30	7.20	8HA12	9.04

Tableau VII.2.3 Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

VII.2.5 Vérifications à l'ELU

❖ Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a) Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

b) Espacement des armatures transversales

✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm})$.

✓ $S_t \leq \min(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15 \text{ cm})$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi)$.

$S_t \leq \min(15 \phi) = \min(15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$\phi = 12\text{mm}$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

1) Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0.7 l_0$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

l_0 : Hauteur libre du poteau.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Étage	Hauteur	L_f	B	λ_g	$A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$		A_{adopte}	Observation
						Z_c $S_t=15\text{cm}$	Z_n $S_t=10\text{cm}$		
40×40	RDC	408	285.6	40	7.14	1.8	1.2	2.01	Condition vérifiée
40×40	1	306	214.2	40	5.355	1.8	1.2	2.01	Condition vérifiée
35×35	2 - 4	306	214.2	35	6.12	1.58	1.05	2.01	Condition vérifiée
30×30	5 - 7	306	214.2	30	7.14	1.35	0.9	2.01	Condition vérifiée

Tableau VII.2.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales.

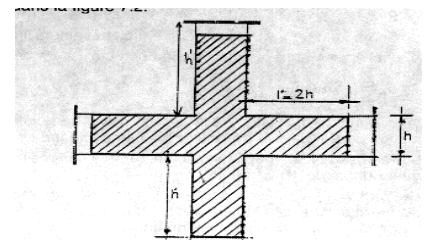
D'après les résultats trouvés ci-dessus, les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales ($4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$)

2) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	H	h'
Poteau (40×40)	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (35×35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (30×30)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60\text{m}$

Tableau VII.2.5 Détermination de la zone nodale.

3) Longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale des recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ en zone II_a .

- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm.
- ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm.
- ✓ Poteaux (30 x 30) : $l_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm.

4) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteau	T_u	$b = h$	D	$\lambda_g \geq 5$	ρ_d	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$	vérification
40×40	46.28	0.4	0.375	7.14	0.075	0.308	1.875	OK
35×35	42.83	0.35	0.325	6.12	0.075	0.377	1.875	OK
30×30	25.33	0.3	0.275	7.14	0.075	0.307	1.875	OK

Tableau VII.2.6 Vérification au cisaillement.

5) Encrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$ MPa

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44$ cm
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38$ cm
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33$ cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22.58 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.92 \text{ cm}$.

VII.2.6 Vérifications à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		u_e (mc)	Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
	N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}									
40 x 40	N_{max}	849.35	M_{corr}	0.15	0.018	SEC	4.71	4.64	15	70.60	69.70	348	Condition vérifiée
	N_{min}	145.16	M_{corr}	0.37	0.25	SEC	0.83	0.77	15	12.30	11.60	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	391.66	M_{max}	16.86	4.18	SEC	3.35	0.85	15	46.50	16.50	348	Condition vérifiée
35 x 35	N_{max}	606.38	M_{corr}	3.4	0.56	SEC	4.67	3.92	15	68.80	60.20	348	Condition vérifiée
	N_{min}	66.15	M_{corr}	0.23	0.35	SEC	0.49	0.44	15	7.32	6.73	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	372	M_{max}	20.14	5.41	SEC	4.86	0.42	15	65.30	13.90	348	Condition vérifiée
30 x 30	N_{max}	290.61	M_{corr}	4.13	1.41	SEC	3.45	2.02	15	48.90	33.20	348	Condition vérifiée
	N_{min}	5.23	M_{corr}	0.28	5.35	SEC	0.10	0	15	1.31	0.25	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	92.33	M_{max}	19.51	21.13	SPC	5.46	0	15	56.60	-82.40	348	Condition vérifiée

Tableau VII.2.7 Vérification des contraintes dans les aciers et le béton dans le sens longitudinal (2-2)

Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		u_e (mc)	Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
	N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}									
40 x 40	N_{max}	849.35	M_{corr}	0.328	0.039	SEC	4.7	4,65	15	70.4	69.9	348	Condition vérifiée
	N_{min}	145.16	M_{corr}	0.367	0.25	SEC	0.83	0,77	15	12.3	11.7	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	692.99	M_{max}	12.602	1.82	SEC	4.75	2,88	15	68.5	46	348	Condition vérifiée
35 x 35	N_{max}	606.38	M_{corr}	3.4	0.56	SEC	4.68	3,93	15	68.9	60.2	348	Condition vérifiée
	N_{min}	66.15	M_{corr}	0.047	0.07	SEC	0.47	0,46	15	7.1	6.98	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	372	M_{max}	15.031	4.04	SEC	4.3	0,98	15	58.8	20.4	348	Condition vérifiée
30 x 30	N_{max}	290.61	M_{corr}	3.908	1.34	SEC	3.41	2,07	15	48.5	33.7	348	Condition vérifiée
	N_{min}	5.23	M_{corr}	0.011	0.21	SEC	0.05	0,05	15	0.76	0.72	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	87.15	M_{max}	15.242	17.49	SPC	4.29	0	15	46.2	-53.7	348	Condition vérifiée

Tableau VII.2.8 Vérification des contraintes dans les aciers et le béton dans le sens transversal (3-3)

Conclusions

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s \text{ min}}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

On adoptera le ferrailage suivant :

Poteau 40X40 :

- Armatures longitudinales : 8HA16 \rightarrow 16.08 cm²
- Armatures transversales : 4HA8 \rightarrow 2.01 cm²

Poteau 35X35 :

- Armatures longitudinales : 8HA14 \rightarrow 12.31 cm²
- Armatures transversales : 4HA8 \rightarrow 2.01 cm²

Poteau 30X30 :

- Armatures longitudinales : 8HA12 \rightarrow 9.04 cm²
- Armatures transversales : 4HA8 \rightarrow 2.01 cm²

VII.3 Ferrailage des voiles

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

VII.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \quad \mathbf{BAEL\ 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \quad \mathbf{RPA99/ Version\ 2003}$$

VII.3.2 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

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

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I : RDC et 1^{ère} étage.

-Zone II : 2^{ème} au 4^{ème} étage.

-Zone III : 5^{ème} au 7^{ème} étage.

VII.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VII.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

a-Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton. $B = L \times e$

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{\text{voile}}/2$

Le calcul se fera pour des bondes de longueur d donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

h : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

L_c : la longueur de la zone comprimé

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

L_t : Longueur de la zone tendue avec $L_t = L - L_c$

Remarque

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

b-Armatures verticales (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0, 20%** de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

c-Armatures horizontales (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :
 - $A_H \geq 0,15\% B$ Globalement dans la section du voile
 - $A_H \geq 0,10\% B$ En zone courante } Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

d-Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e- Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f- Les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : $e = 20$ cm : épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30 ; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

g-Longueur de recouvrement (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h-Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

i-Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courant

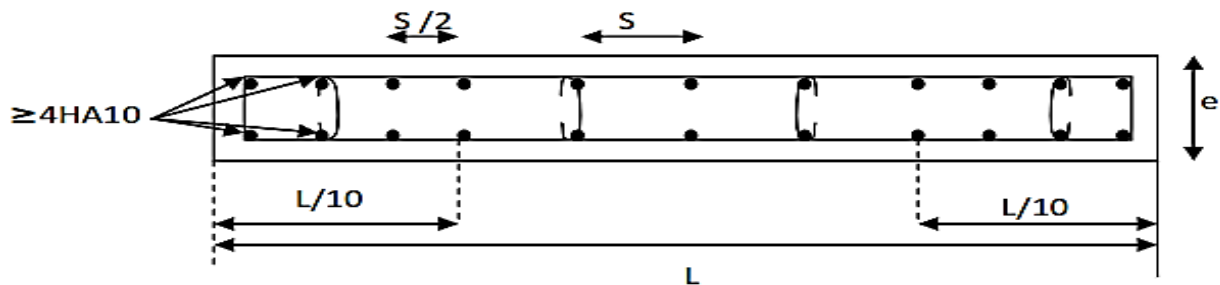


Figure VII.3.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.3.4 Vérification à L'ELS

1- Contrainte du béton à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{\text{vadjp}}}$$

Avec :

$N_{t\max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadjp} : section d'armatures adoptée

2-Contrainte de cisaillement

✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

Voile de 2 m : VL₁ , VL₃ ,VL₄ ,VL₅

		Sollicitation de calcul												
		e _p (voile)	B (surface)	I (inertie)	V=V'	L (voile)	N	M	V _u	COMB	σ _{max}	σ _{min}	L _t	N _t
Zone I	RDC 1^{ère}	0,2	0,4	0,133333333	1	2	-1023,19	136,283	79,83	08GEX MIN	-1535,85	-3580,10	0	0
		0,2	0,4	0,133333333	1	2	-31,81	926,149	223,64	GQEY MAX	6866,59	-7025,64	0,99	678,80
Zone II	2^{ème} 4^{ème}	0,2	0,4	0,133333333	1	2	-361,81	25,29	10,67	ELU	-714,85	-1094,20	0	0
		0,2	0,4	0,133333333	1	2	-391,92	88,956	62,5	08GEX MIN	-312,63	-1646,97	0	0
		0,2	0,4	0,133333333	1	2	-340,86	436,179	199,43	GQEY MAX	2419,19	-4123,49	0,74	178,90
Zone III	5^{ème} 7^{ème}	0,2	0,4	0,133333333	1	2	-482,12	113,923	105,66	GQEY MIN	-350,88	-2059,72	0	0
		0,2	0,4	0,133333333	1	2	109,21	88,394	83,4	08GEY MAX	935,98	-389,93	1,41	132,14
		0,2	0,4	0,133333333	1	2	3,9	145,21	120,6	GQEY MAX	1098,83	-1079,33	1,01	110,87

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
A _v /LT	A _v j/LT	A _T / (LT)	A _T (nappe) /LT	A _T (nappe) /ml	A _{min} (nappe)/ml	A _s	A _s	A _{adp} /ml / (nappe)	A _s adp	A _h cm ²		A _t / ml		nodale	Courante	τ _b ≤ τ _b = 5 MPa		τ _u < τ _u = 3,26 MPa		σ _{bc} < σ _{bc} = 15 MPa	
																τ _b	Observation	τ _u	Observation	σ _{bc}	Observation
0	0,14	0,14	0,07	0,04	5,25	5,25	10,74	7 HA14	10,77	7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	8	15	0,87	Condition vérifiée	0,62	Condition vérifiée	1,63	Condition vérifiée	
0	3,07	3,07	1,54	0,77	5,25	5,25															
16,97	4,26	21,23	10,61	10,74	5,25	10,74															
0	0,41	0,41	0,21	0,10	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	8	15	0,78	Condition vérifiée	0,55	Condition vérifiée	0,43	Condition vérifiée	
0	2,41	2,41	1,20	0,60	5,25	5,25															
4,47	2,84	7,31	3,66	4,94	5,25	5,25															
0	4,07	4,07	2,03	1,02	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	7 HA 10	5,49	4 e _p HA 8	8	15	0,32	Condition vérifiée	0,23	Condition vérifiée	0,32	Condition vérifiée	
3,30	2,27	5,57	2,79	1,97	5,25	5,25															
2,77	2,34	5,11	2,56	2,53	5,25	5,25															

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

Voile de 1.5 m : VL₁ , VL₃ ,VL₄ ,VL₅

		Sollicitation de calcul												
		ϵ_s (voile)	B (surface)	I (inertie)	V=V'	L (voile)	N	M	V _u	COMB	σ_{max}	σ_{min}	L _t	N _t
Zone I	RDC 1 ^{ere}	0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	521,75	27,998	9,76	08GEY MAX	2112,47	1365,86	1,50	316,87
		0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	-252,08	542,114	186,27	GQEX MIN	6387,92	-8068,45	0,66	423,40
Zone II	2 ^{eme}	0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	-1221,9	19,823	10,82	ELU	-3808,69	-4337,31	0	0
		0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	103,51	67,002	43,09	08GEY MAX	1238,39	-548,33	1,04	128,75
	4 ^{eme}	0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	-208,54	268,915	143,14	GQEX MAX	2890,40	-4280,67	0,60	174,75
Zone III	7 ^{eme} 5 ^{eme}	0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	-673,07	23,577	13,34	ELU	-1929,21	-2557,93	0	0
		0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	110,25	1,889	0,67	08GEY MAX	392,69	342,31	1,5	58,90
		0,2	0,3	0,05625	0,75	1,5	-345,74	154,55	111,78	GQEX MIN	908,20	-3213,13	0,33	30,02

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions				
A _w /LT	A _{ij} /LT	A _i /(LT)	A _T (nappe) /LT	A _T (nappe) /ml	A _{min} (nappe) /ml	A _s	A _s	A _{adp} /ml/(nappe)	A _{s adp}	A _h cm ²		A _t / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
															τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
0	7,17	7,17	3,59	2,39	5,25	5,25				7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,966	Condition vérifiée	0,690	Condition vérifiée	1,339	Condition vérifiée
7,92	0,38	8,30	4,15	2,77	5,25	5,25	10,38	7 HA14	10,77	7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,966	Condition vérifiée	0,690	Condition vérifiée	1,339	Condition vérifiée
10,58	3,17	13,75	6,88	10,38	5,25	10,38				7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,742	Condition vérifiée	0,530	Condition vérifiée	0,560	Condition vérifiée
0	1,66	1,66	0,83	0,55	5,25	5,25				7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,742	Condition vérifiée	0,530	Condition vérifiée	0,560	Condition vérifiée
3,22	1,15	4,37	2,18	2,10	5,25	5,25	5,45	7 HA 12	7,92	7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,742	Condition vérifiée	0,530	Condition vérifiée	0,560	Condition vérifiée
4,37	2,22	6,59	3,30	5,45	5,25	5,45				7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,742	Condition vérifiée	0,530	Condition vérifiée	0,560	Condition vérifiée
0	0,03	0,03	0,01	0,01	5,25	5,25				7 HA 12	7,92	4 e _p HA 8	10	15	0,580	Condition vérifiée	0,414	Condition vérifiée	0,189	Condition vérifiée
1,47	0,03	1,50	0,75	0,50	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	7 HA 10	5,49	4 e _p HA 8	10	15	0,580	Condition vérifiée	0,414	Condition vérifiée	0,189	Condition vérifiée
0,75	0,95	1,70	0,85	2,57	5,25	5,25				7 HA 10	5,49	4 e _p HA 8	10	15	0,580	Condition vérifiée	0,414	Condition vérifiée	0,189	Condition vérifiée

Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.1 Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

a) Etude de sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VIII.2 Pré-dimensionnement des semelles

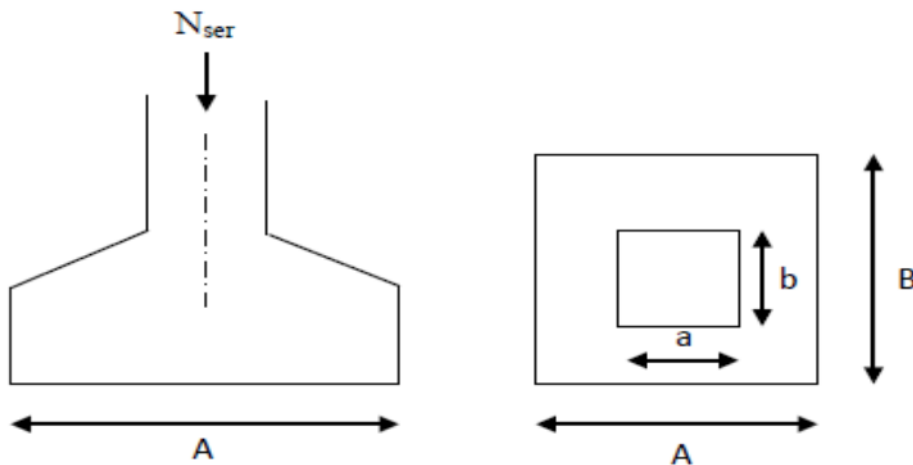
1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Homothécité des dimensions} \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{d'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \cdot \overline{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple de calcul

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_s = 1045.13 \text{ kN} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1045.13}{200}} = 2.29 \text{ m} \rightarrow \text{On opte pour } A = B = 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S = n \times B^2 = 40 \times 3^2 = 360 \text{ m}^2$

Avec:

N:nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t = 24.51 \times 19.32 = 473.53 \text{ m}^2$

Donc : $S_t = 360 \text{ m}^2 > 50\%$ $S_{bat} = 236.77 \text{ m}^2$

Remarque

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la Surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à Notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes

2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

	Voiles	Ns(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)	Nombre	S _{TOT} (m ²)
VL	V1	536.1	1.5	1.79	2.68	13	34.85
VT	V2	517.3	1.5	1.72	2.59	6	15.52
	V3	344.09	2	0.86	1.72	6	10.32
							Σ= 60.69

Tableau VIII.1 Surface des semelles filantes sous voiles dans les deux sens.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 60.69 \text{ m}^2$.

1.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

✓ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul

– Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✓ Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_i (KN)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	462.58	-12.05	-5574.089	4.12
2	849.35	-9.05	-7686.62	0.513
3	734.83	-6.05	-4445.72	-2.077
4	1041.5	-2.35	-2447.53	-1.811
5	1045.13	2.35	2456.06	1.939
6	731.37	6.05	4424.79	2.128
7	816.98	9.05	7393.67	-0.777
8	591.12	12.05	7122.99	-4.227
	$R = \sum N_i = 6272.86$		$\Sigma = 1243.556$	$\Sigma = -0.192$

Tableau VIII.2 résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1243.556 + (-0.192)}{6272.86} = 0.20 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0.20 < \frac{L}{6} = \frac{24.51}{6} = 4.09 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

\Rightarrow Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6272.86}{24.51} \left(1 + \frac{6 \times (0.20)}{24.51}\right) = 268.47 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6272.86}{24.51} \left(1 - \frac{6 \times (0.20)}{24.51}\right) = 243.39 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6272.86}{24.51} \left(1 + \frac{3 \times (0.20)}{24.51}\right) = 262.33 \text{ KN/ml}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{262.33}{200} = 1.31 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc } S = 1.5 \times 24.51 = 36.77 \text{ m}^2$$

$$\text{La somme total des semelles sous poteaux est : } \sum S_p = 36.77 \times 7 = 257.36 \text{ m}^2$$

$$\text{Nous aurons la surface totale des semelles sous les voiles : } S_v = 60.69 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 257.36 + 60.69 = 318.05 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{\text{bat}} = 473.53 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{318.05}{473.53} = 0.672$$

La surface des semelles représente 67.2 % de la surface totale.

$$\Rightarrow S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$$

Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale du bâtiment, donc il serait plus intéressant d'orienté vers un radier général.

VIII.3 Calcul d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VIII.3.1 Pré-dimensionnement du radier

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} > 25$ cm)

a) Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale $L_{\max} = 4.7$

$$L_{\max} = \frac{470}{8} \leq h \leq \frac{470}{5} \quad 59 \leq h \leq 94$$

On prend: $h = 80$ cm

-La dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $h_d = 30$ cm

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à: $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 70$ cm

b) Condition de la longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Ce qui conduit à: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique;

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 1 m);

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.7}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.962 \text{ m}$$

On prend: $h = 100$ cm

La largeur de la nervure

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70$$

$$28 \leq b_n \leq 49$$

On prend $b_n = 45$ cm

❖ Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cmHauteur de la dalle.

$b_n = 45$ cmLargeur de la nervure.

VII.3.2 Détermination des efforts

Charge permanente $G_{\text{bat}} = 33030.16$ KN.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 4948.50$ KN.

✚ Combinaison d'actions:

ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 33030.16) + (1.5 \times 4948.50) = 52013.47$ KN

ELS: $N_s = G + Q = 33030.16 + 4948.50 = 37978.66$ KN

VIII.3.3 Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{52013.47}{1,33 \times 200} = 195.54 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37978.66}{200} = 189.89 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 195.54 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 473.53 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 195.54 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{70}{2} ; 30\text{cm} \right) = 35 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 35\text{cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}}$$

$$\text{Avec : } L_{\text{périmètre}} = (19.32 + 24.51) \times 2 = 87.66\text{cm}$$

$$S_{\text{débord}} = 0.35 \times 87.66 = 30.68 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 473.53 + 30.68 = 504.21 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{\text{Radier}} = 504.21 \text{ m}^2$

VIII.3.4 Calcul des sollicitations à la base du radier

Charges permanentes

➤ Poids de radier

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 504.21 \times 0.30 \times 25 = 3781.58 \text{ KN}$$

Poids de la nervure

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L_y \times n_y \times \rho + b_n \times (h_n - h_d) \times L_x \times n_x \times \rho$$

$$= 0.45 \times (0.70 - 0.30) \times 24.51 \times 7 \times 25 + 0.45 \times (0.70 - 0.30) \times 19.32 \times 4 \times 25$$

$$= 1119.83 \text{ KN}$$

Poids de TVO

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$S_{ner} = (77.28 + 171.57) \times 0.45 = 111.98 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (504.21 - 111.98) \times (0.70 - 0.30) \times 17 = 2667.16 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$= (504.21 - 111.98) \times 0.1 \times 25 = 980.58 \text{ KN}$$

Poids de radier

$$G_{radier} = 3781.58 + 1119.83 + 2667.16 + 980.58 = 8549.15 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment : $Q_{bâtiment} = 4948.50 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{radier} = 5 \times S_{radier} = 3.5 \times 504.21 = 1764.74 \text{ KN.}$

Poids total de la structure

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment} = 8549.15 + 33030.16 = 41579.31 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 4948.50 + 1764.74 = 6713.24 \text{ KN.}$$

VII.3.5 Combinaison d'actions

Etat Limite Ultime

$$N_{ut} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35(41579.31) + 1.5(6713.24) = 66201.93 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service

$$N_{st} = G_{tot} + Q_{tot} = 41579.31 + 6713.24 = 48292.55 \text{ KN.}$$

$$\text{ELU: } S_{Radier} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{66201.93}{1.33 \times 200} = 248.88 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{Radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{48292.55}{200} = 241.46 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{Radier}^{ELU}; S_{Radier}^{ELS}) = 248.88 \text{ m}^2$$

$$S_{Bâtiment} = 473.53 \text{ m}^2 > \max(S_{Radier}^{ELU}; S_{Radier}^{ELS}) = 248.88 \text{ m}^2$$

VIII.3.6 Vérifications

A) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } \gamma_b = 1,5$$

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = Q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{Radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{66201.93 \times 1 \times 4.7}{504.21 \times 2} = 308.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{308.55 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier

a) Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{24.51}{2} = 12.26 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{19.32}{2} = 9.66 \text{ m}$$

b) Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 14729.35 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 23705.87 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes 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.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Sens longitudinal (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 33928.54 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ox} = 1898.28 \text{ KN.}$$

$$M_x = 33928.542 + 1898.28 \times 1 = 35826.82 \text{ KN.m.}$$

Sens transversal (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{oy} = 32396.32 \text{ KN.m.}$$

$$T_{oy} = 1816.46 \text{ KN.}$$

$$M_y = 32396.32 + 1816.46 \times 1 = 34212.78 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal

A l'ELU: $M_x = 35826.82 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{66201.93}{504.21} + \left(\frac{35826.82}{23705.87} \times 12.05 \right) = 149.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{66201.93}{504.21} - \left(\frac{35826.82}{23705.87} \times 12.05 \right) = 113.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 149.51 + 113.09}{4} = 140.41 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 140.41 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

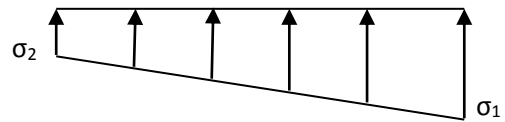


Fig. VII.1. Diagramme des contraintes

A l'ELS: $M_x = 35826.82 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{48292.55}{504.21} + \left(\frac{35826.82}{23705.87} \times 12.05 \right) = 113.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{48292.55}{504.21} - \left(\frac{35826.82}{23705.87} \times 12.05 \right) = 77.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 113.99 + 77.57}{4} = 104.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 104.89 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$**condition vérifiée**

- **Sens transversal**

A l'ELU: $M_y = 34212.78 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{66201.93}{504.21} + \left(\frac{32396.32}{14729.35} \times 8.29 \right) = 149.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{66201.93}{504.21} - \left(\frac{32396.32}{14729.35} \times 8.29 \right) = 113.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 149.53 + 113.07}{4} = 140.41 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 140.41 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$**Condition vérifiée.**

A l'ELS: $M_y = 34212.78 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{48292.55}{504.21} + \left(\frac{34212.78}{14729.35} \times 8.29 \right) = 115.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{48292.55}{504.21} - \left(\frac{34212.78}{14729.35} \times 8.29 \right) = 76.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 115.04 + 76.52}{4} = 105.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 105.41 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$**condition vérifiée**

⇒ **Toutes les contraintes sont vérifiées.**

VIII.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens.

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}; L_x < L_y$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité

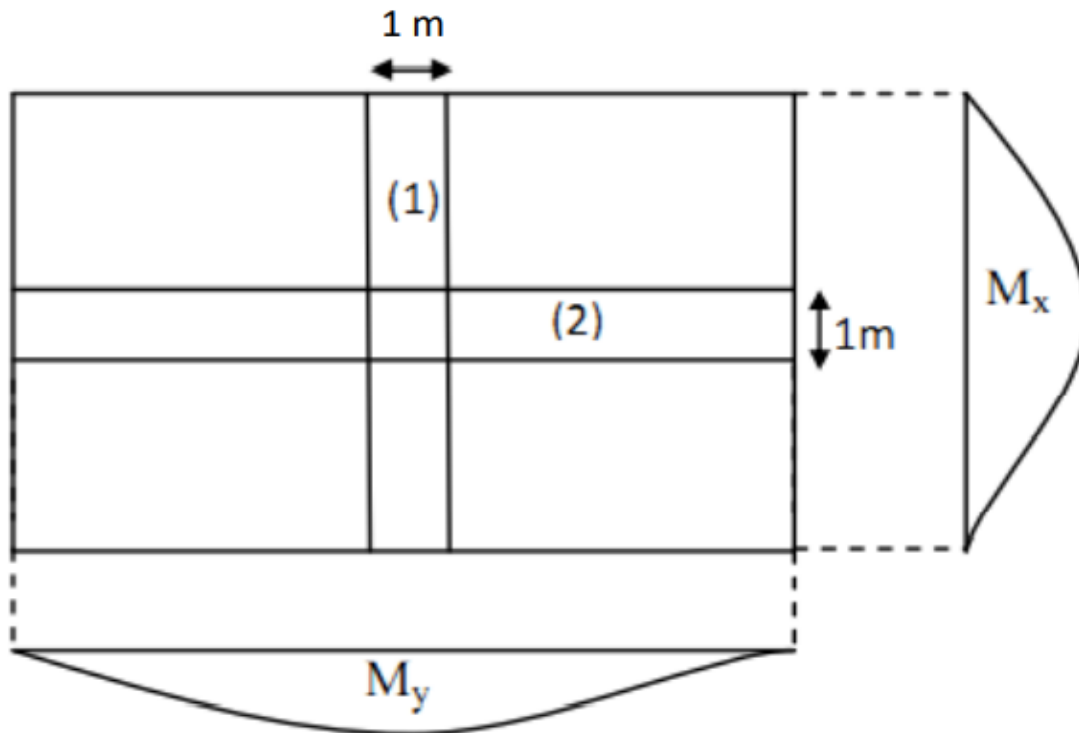
On a : $L_x = 4.55$ m ; $L_y = 4.7$ m

Donc :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{4.7} = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99. On considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 140.41 - \frac{8549.15}{504.21} = 123.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 105.41 - \frac{8549.15}{504.21} = 88.26 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0393 \times 123.26 \times 4.55^2 = 100.29 \text{ m.}$$

$$M_y = 0.934 \times 100.29 = 93.67 \text{ KN m.}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : pour les moments des travées intermédiaires

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 100.29 = 50.15 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^a = 0.5 \times 93.67 = 46.84 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 100.29 = 85.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^t = 0.85 \times 93.67 = 79.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

1) Ferrailage à ELU

• Sens longitudinale

✓ Aux appuis

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{50.15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.048 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.975$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50.15 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ En travées

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{85.25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.082 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.957$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{85.25 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} = 9.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7 HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Sens transversale

✓ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{46.84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.978$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46.84 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 5.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ En travées

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{79.62 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.960$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{79.62 \times 10^3}{0.960 \times 27 \times 348} = 8.83 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7 HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 10.78 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

2) Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \left(\frac{3 - 0.97}{2} \right) = 2.44 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \Rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton

• Ferrailage minimal

Sens	Zone	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	Observation
X-X	Appuis	2.44	10.78	Condition vérifiée
	Travée	2.44	10.78	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	2.4	10.78	Condition vérifiée
	Travée	2.4	10.78	Condition vérifiée

Tableau VIII.3 Vérification de la section minimale.

❖ Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

✓ Sens longitudinal

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle (Art. A.5.2.2 BAEL91 modifiée99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de l_y**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 123.26 \times 4.55 \times 4.7 = 2635.92$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2635.92}{3 \times 4.7} = 186.95$$

- **Au milieu de l_x**

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{186.95}{2 \times 4.7 + 4.55} = 13.40$$

$$\tau_u = \frac{13.40 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.050$$

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

$$\tau_u = 0.050 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS

❖ **Evaluation des moments M_x M_y**

Sens longitudinal

$$v = 0.2 \quad \rho = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0467 \times 88.26 \times 4.55^2 = 85.33 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^x = 0.5 \times 85.33 = 42.67 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^x = 0.85 \times 85.33 = 72.53 \text{ KN m.}$

- **Sens transversal**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.954 \times 85.33 = 81.41 \text{ kNm.}$$

✓ **Moment aux appuis :** $M_a^y = 0.3 \times 81.41 = 24.42 \text{ kNm.}$

✓ **Moment en travées :** $M_t^y = 0.85 \times 81.41 = 69.20 \text{ kNm.}$

Sens	Zone	M _s	A _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Observation
Sens x- x	Travée	42.67	10.78	0.398	0.903	36.55	162.35	348	4.44	15	Condition vérifiée
	Appuis	72.53	10.78	0.398	0.903	36.55	275.96	348	7.55	15	Condition vérifiée
Sens y- y	Travée	24.42	10.78	0.398	0.903	36.55	92.91	348	2.54	15	Condition vérifiée
	Appuis	69.20	10.78	0.398	0.903	36.55	263.29	348	7.20	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.4 Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

VIII.4.1 Ferrailage des débords

❖ Sollicitations de calcul

✓ **ELU :** $q_u = 123.26 \text{ kN/ml} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-123.26 \times (0,5)^2}{2} = -15.41 \text{ kN.m}$

✓ **ELS :** $q_s = 88.26 \text{ kN/m} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-88.26 \times (0,5)^2}{2} = -11.03 \text{ kN.m}$

❖ Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.41 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.41 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.163 \text{ du tableau } \rightarrow \beta_1 = 0.934 \text{ et } K_1 = 60.76$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{88.26 \times 10^3}{0.934 \times 27 \times 4.52} = 774.31 \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{774.31}{60.76} = 12.74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

VIII.5 Ferrailage de la nervure

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b_n = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

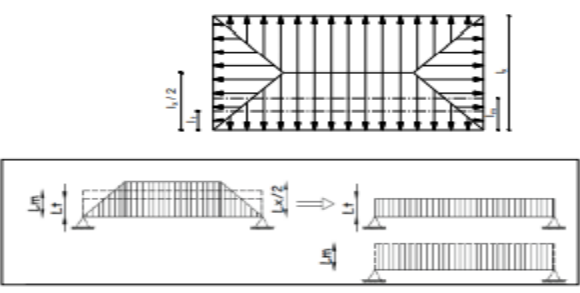
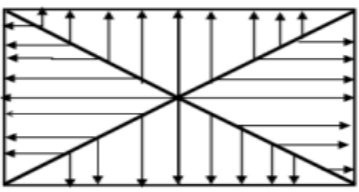
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Figure VIII.2 Présentation des charges simplifiées

Les sollicitations

✓ **Moment fléchissant**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Chapitre VIII : Infrastructure

Tableau VIII.5 Calcul des charges de la nervure sens (X-X).

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
A - B	1	4.4	4.7	0.936	Triangulaire	1.47	1.10	123.26	88.26	180.60	354.88	129.32	254.11	135.59	282.99	97.09	202.64
	2	3.7	4.4	0.841	Trapézoïdal	1.41	1.20	123.26	88.26	174.28		124.79		147.41		105.55	
B - C	1	4.55	4.7	0.968	Triangulaire	1.52	1.14	123.26	88.26	186.76	364.52	133.73	261.02	140.21	292.84	100.40	209.69
	2	3.7	4.55	0.813	Trapézoïdal	1.44	1.24	123.26	88.26	177.77		127.29		152.64		109.29	
C - D	1	4	4.7	0.851	Triangulaire	1.33	1.00	123.26	88.26	164.18	327.18	117.56	234.27	123.26	253.74	88.26	181.69
	2	3.7	4	0.925	Trapézoïdal	1.32	1.06	123.26	88.26	162.99		116.71		130.48		93.43	
D - E	1	3.98	4.7	0.847	Triangulaire	1.33	1.00	123.26	88.26	163.36	325.70	116.97	233.22	122.64	252.14	87.82	180.54
	2	3.7	3.98	0.930	Trapézoïdal	1.32	1.05	123.26	88.26	162.34		116.24		129.49		92.72	

Tableau VIII.6 Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
1 - 2	1	3	4.4	0.682	Triangulaire	1.00	0.57	123.26	88.26	123.26	246.52	88.26	176.52	70.26	140.52	50.31	100.62
	2	3	4.55	0.659	Triangulaire	1.00	0.57	123.26	88.26	123.26		88.26		70.26		50.31	
2 - 3	1	3.7	4.4	0.841	Triangulaire	1.41	1.2	123.26	88.26	173.80	351.29	124.45	251.54	147.91	304.45	105.91	215.35
	2	3.7	4.55	0.813	Triangulaire	1.44	1.24	123.26	88.26	177.49		127.09		156.54		109.44	
3 - 4	1	4.4	4.7	0.936	Trapézoïdal	1.56	1.24	123.26	88.26	192.29	384.58	137.69	275.38	156.54	305.68	109.44	216.24

❖ Diagramme des sollicitations

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X »

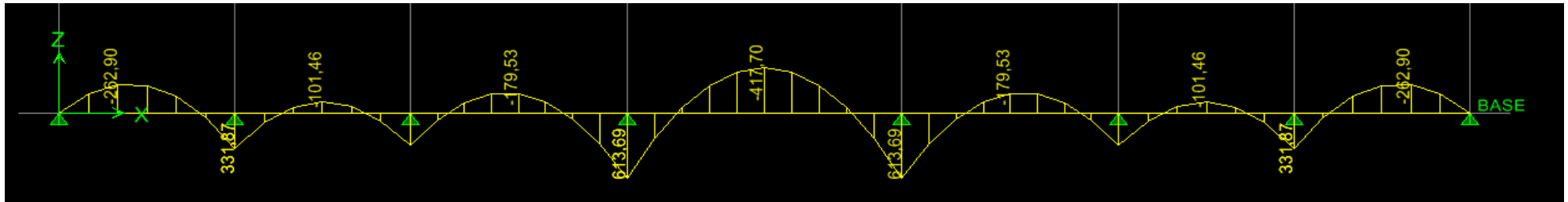


Figure VIII.1 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

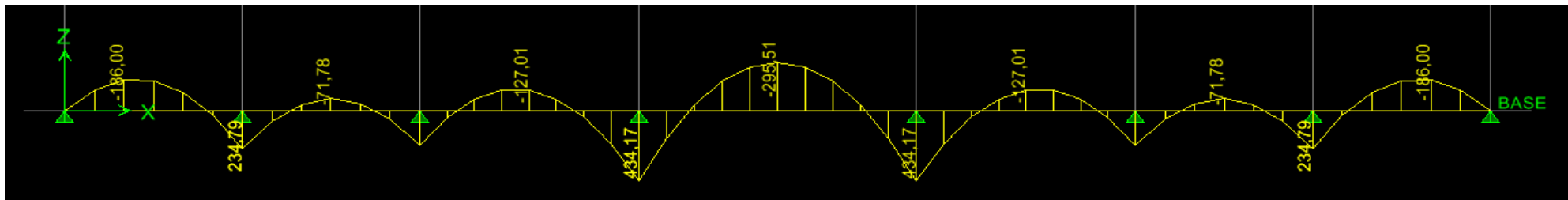


Figure VIII.2 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

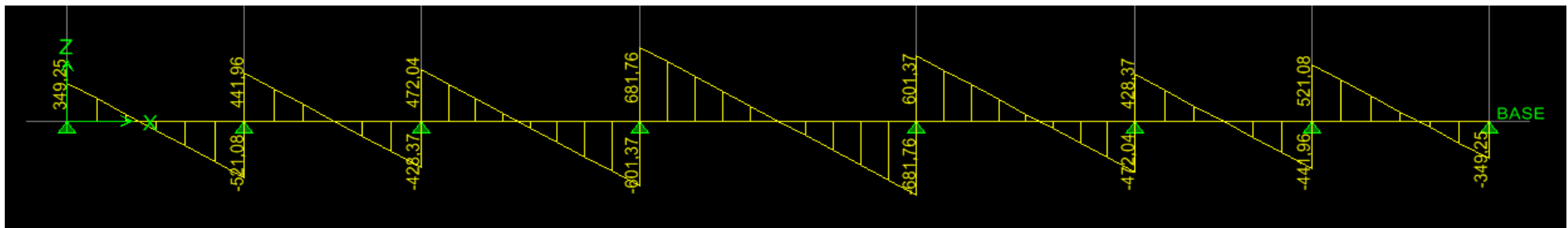


Figure VIII.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

Sens transversale « Y-Y »

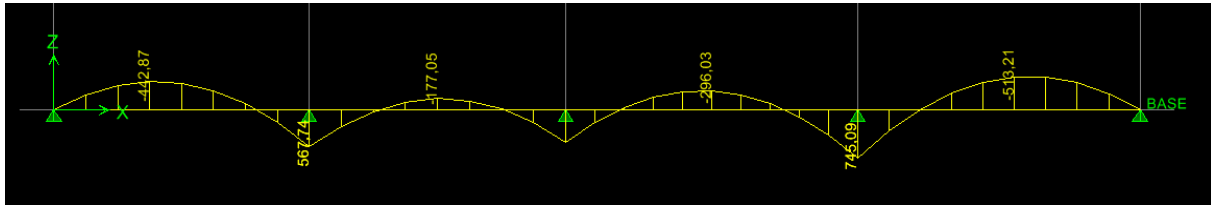


Figure VIII.4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

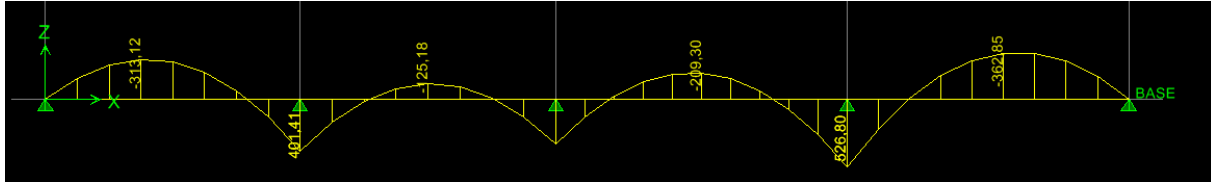


Figure VIII.5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

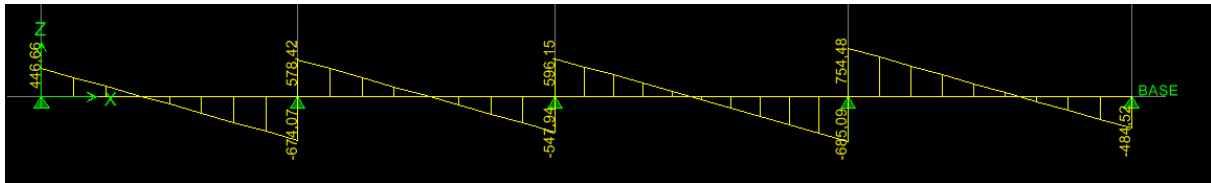


Figure VIII.6 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 613.69$	$M_{\max}^a = 434.17$	$M_{\max}^a = 765.09$	$M_{\max}^a = 526.80$
$M_{\max}^t = 417.70$	$M_{\max}^t = 295.51$	$M_{\max}^t = 513.21$	$M_{\max}^t = 362.85$
$T_{\max} = 681.76$		$T_{\max} = 685.09$	

Tableau VIII.7 Efforts maximale.

Chapitre VIII : Infrastructure

VIII.6 Calcul du ferrailage

$$b = 45 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	μ	Obs	B	A_s	Choix	A_{ad}
X-X	Appuis	613.69	0.106	S.S.A	0.944	19.66	4HA16+4HA20	20.61
	Travée	417.70	0.072	S.S.A	0.963	13.12	4HA16+4HA16	16.08
Y-Y	Appuis	765.09	0.132	S.S.A	0.929	24.91	5HA16+5HA20	25.76
	Travée	513.21	0.088	S.S.A	0.954	16.27	5HA16+5HA14	17.75

Tableau VIII.7 Calcul du ferrailage.

VIII.7 Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1)

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 45 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

		A_{Adopté}	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	20.61	5.27	Condition vérifiée
	Travée	16.08	5.27	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	25.76	5.27	Condition vérifiée
	Travée	17.75	5.27	Condition vérifiée

Tableau VIII.8 Vérification de Condition de non fragilité

2) Armatures transversales

- **Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.7 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

3) Escapement des armatures

Zone nodal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

4) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

5) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{681.76 \times 10^3}{450 \times 950} = 1.59 < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{685.09 \times 10^3}{450 \times 950} = 1.60 < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.8 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa. } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Chapitre VIII : Infrastructure

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
x-x	Travée	16.08	295.51	0.369	0.906	38.19	213.52	348	5.59	15	Condition vérifiée
	Appuis	20.61	434.17	0.483	0.895	32.62	247.76	348	7.59	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	17.75	362.85	0.408	0.902	36.02	238.56	348	6.62	15	Condition vérifiée
	Appuis	25.76	526.80	0.606	0.885	28.48	243.24	348	8.54	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.9 Vérification à l'ELS.

VIII.9 Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/1\text{m} = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2 .$$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Ce travail nous a incité à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier. Il nous a aussi permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91-modifié99 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique. On cite par exemple ETABS : logiciel de calcul que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques, il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

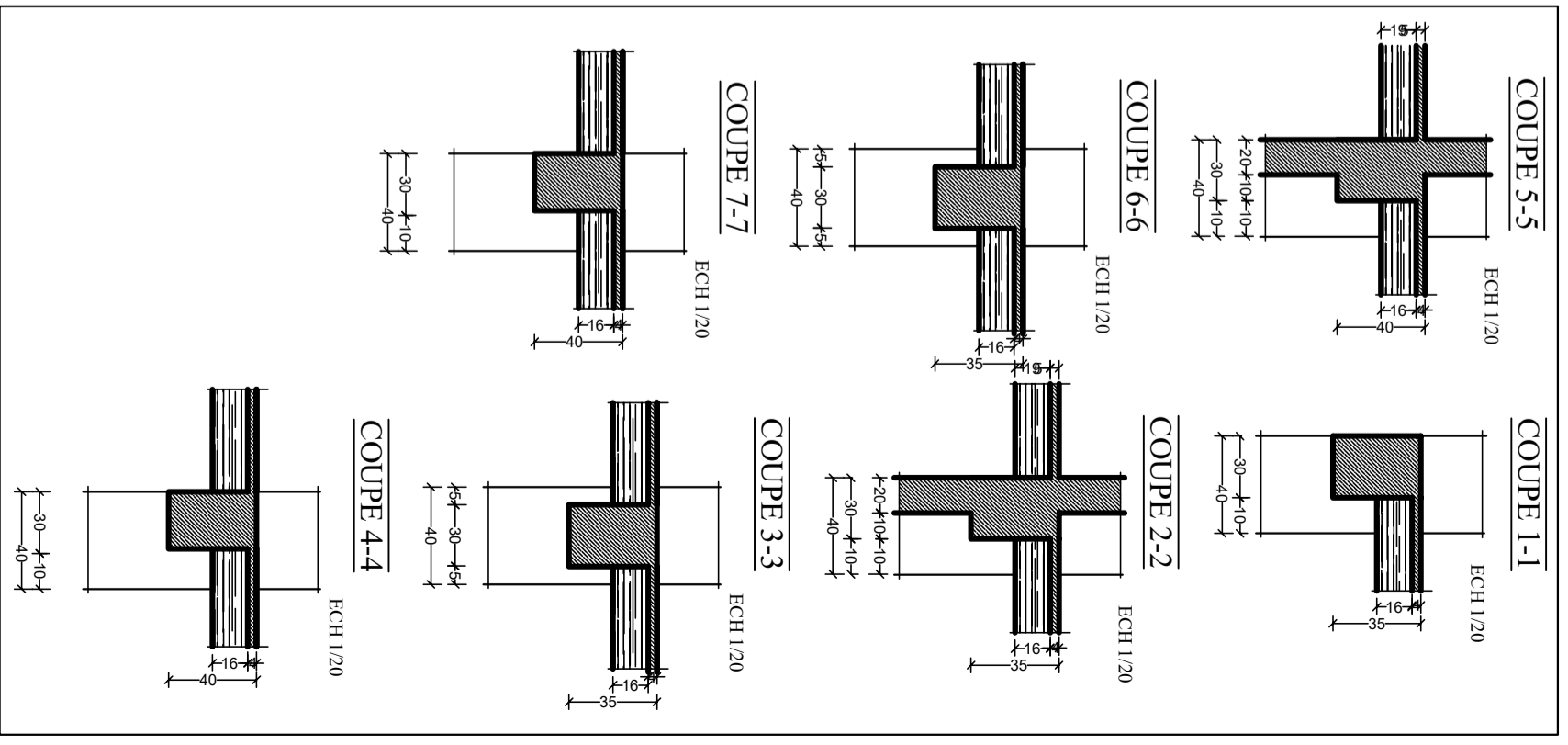
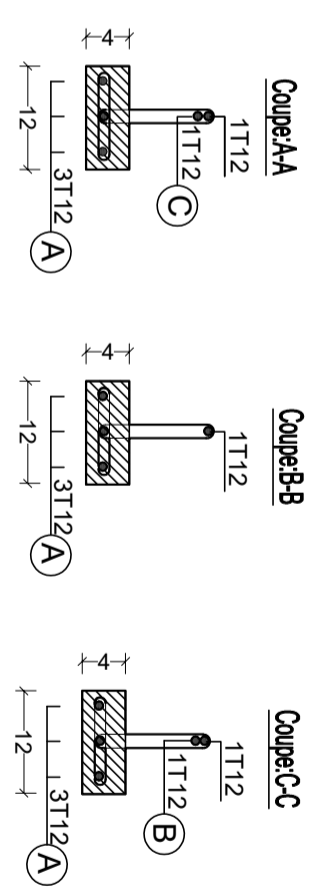
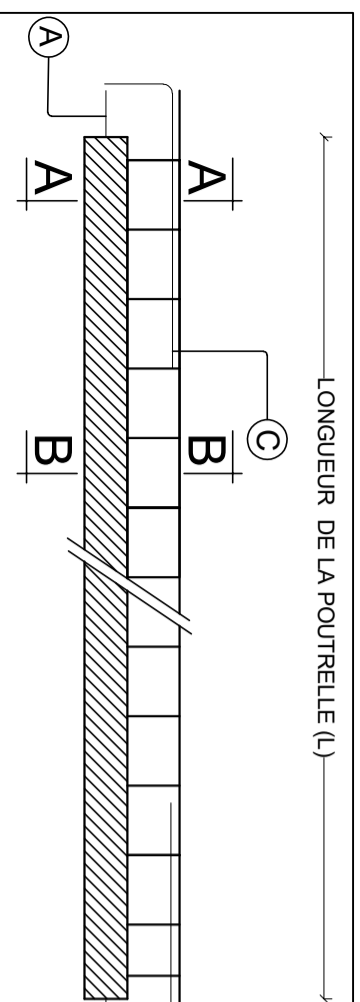
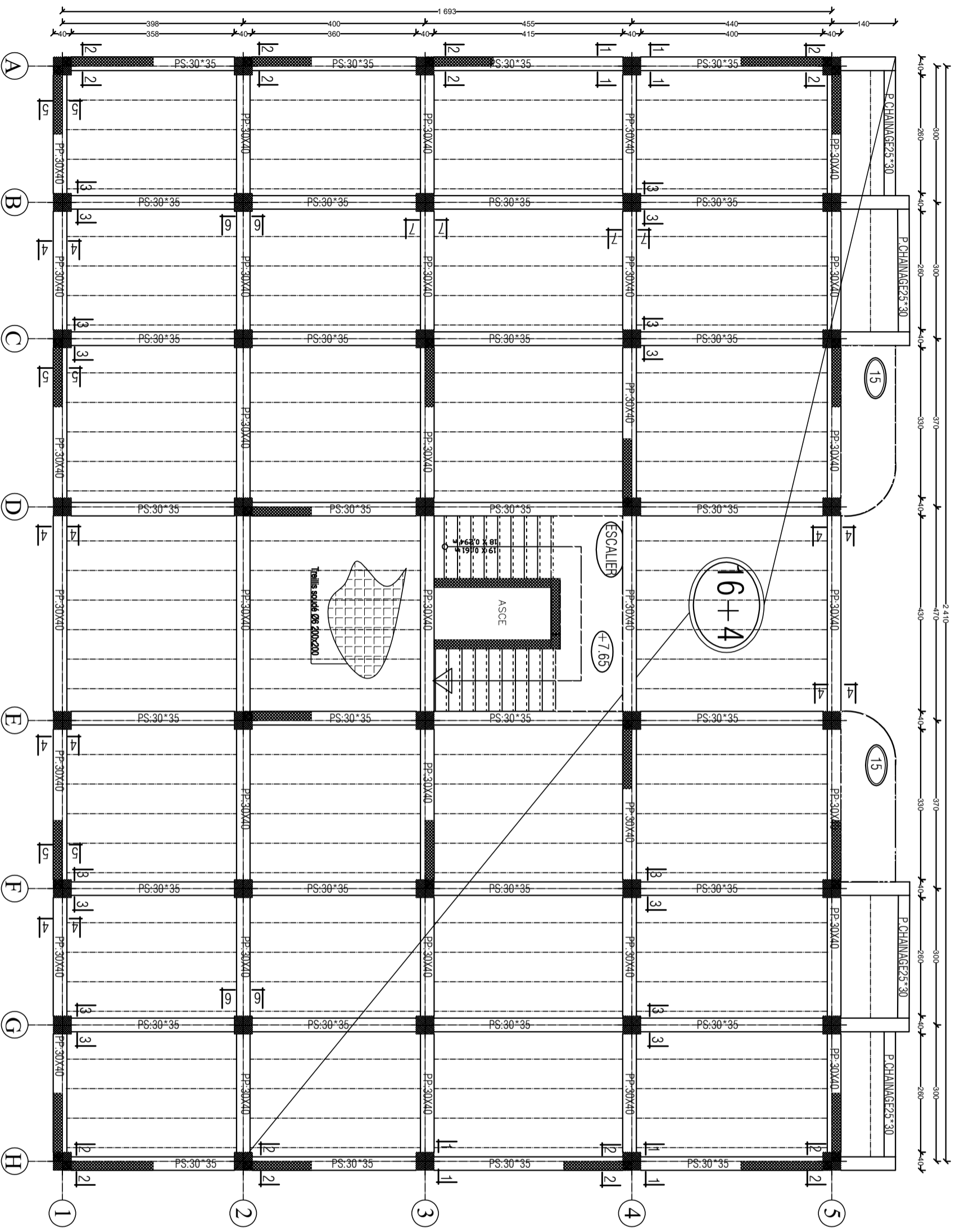


Bibliographie



- ❖ Règlement parasismique Algérien RPA99 / version 2003
- ❖ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé aux états limites BAEL91 modifié 99
- ❖ Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS
- ❖ Cours et TD du cursus
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes
- ❖ Internet (Google)
- ❖ Autocad
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ ETABS 9.7

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 7,14 m



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

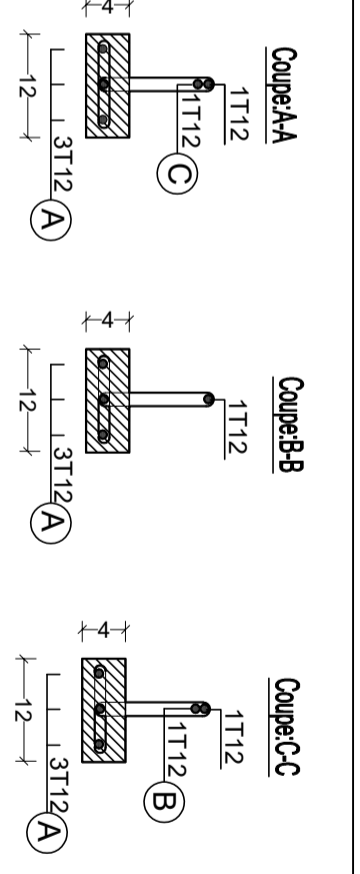
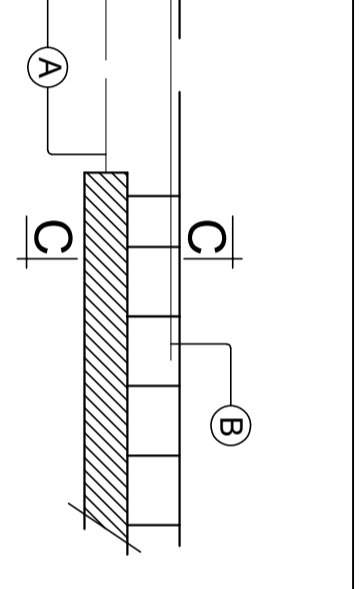
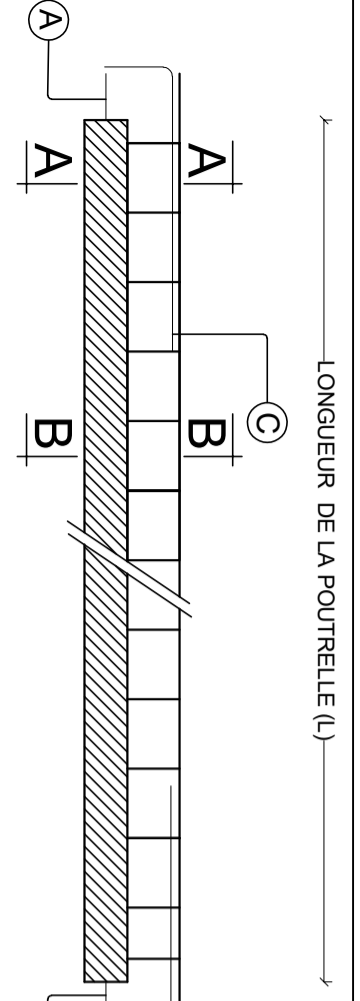
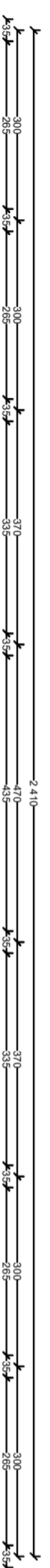
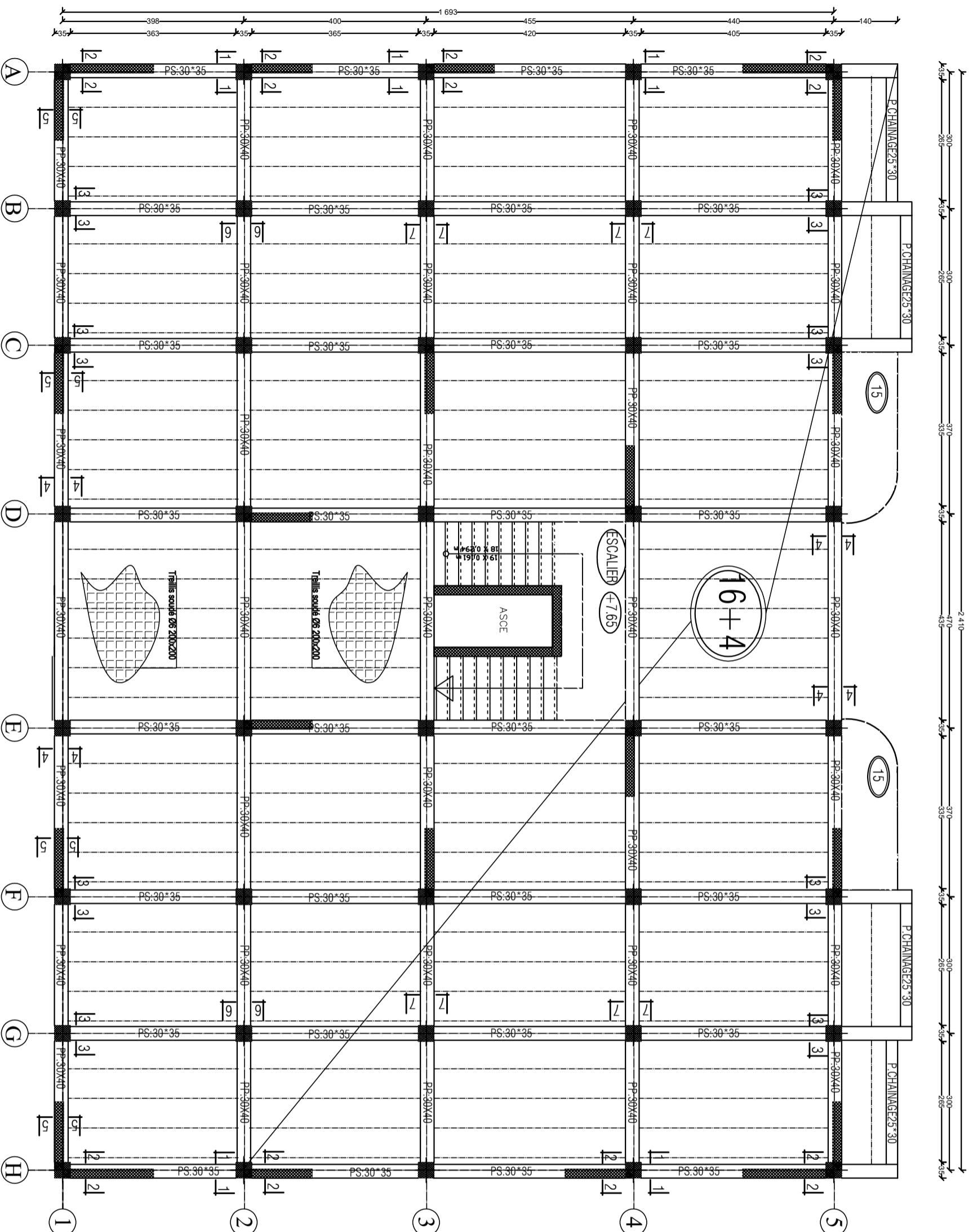
PROJET:
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGES DES PLANCHERS

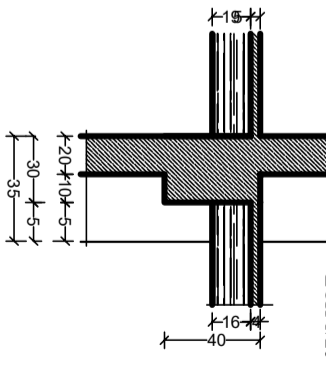
Réalisé par : AMAROUICHE Hayet,
AKZIZ Souhila,
Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

promotion : 2020 / 2021

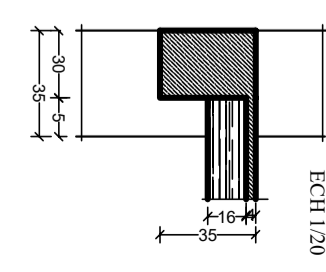
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 10,20;+13,26;16,32;19,38 m



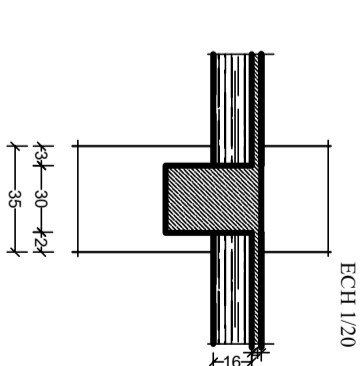
COUPE 5-5



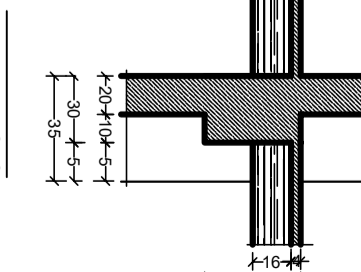
COUPE 1-1



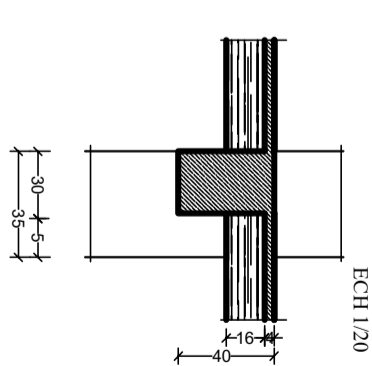
COUPE 6-6



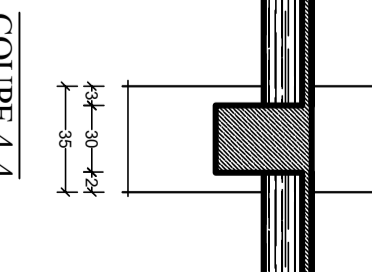
COUPE 2-2



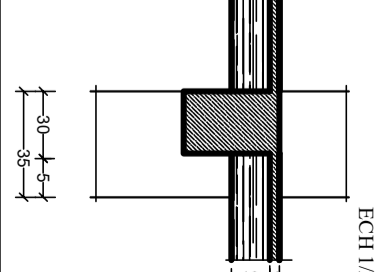
COUPE 7-7



COUPE 3-3



COUPE 4-4



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERITZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filiale Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

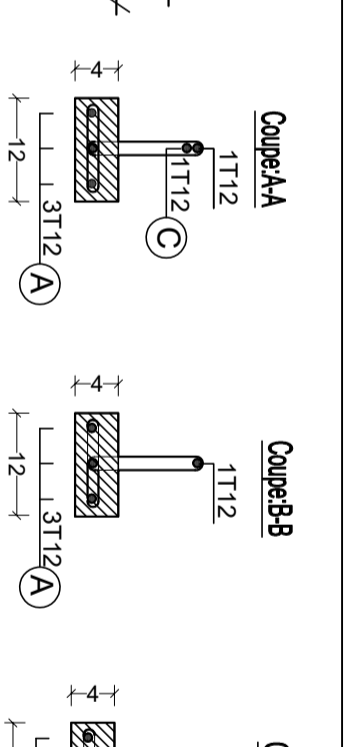
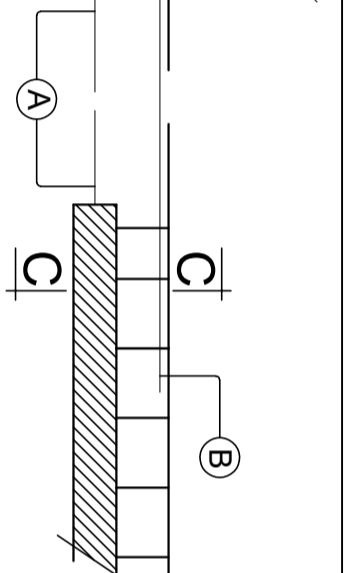
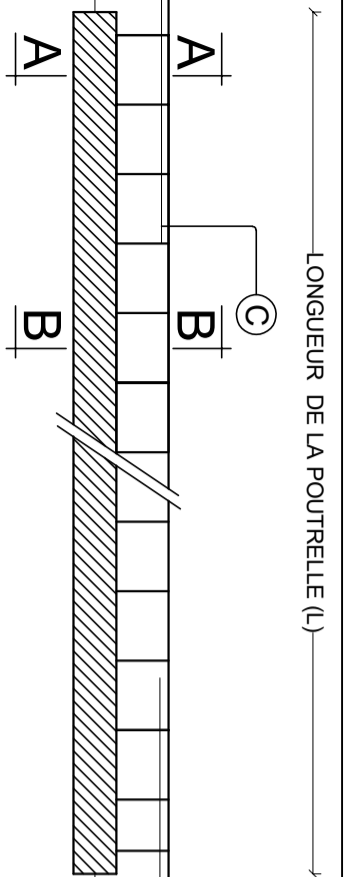
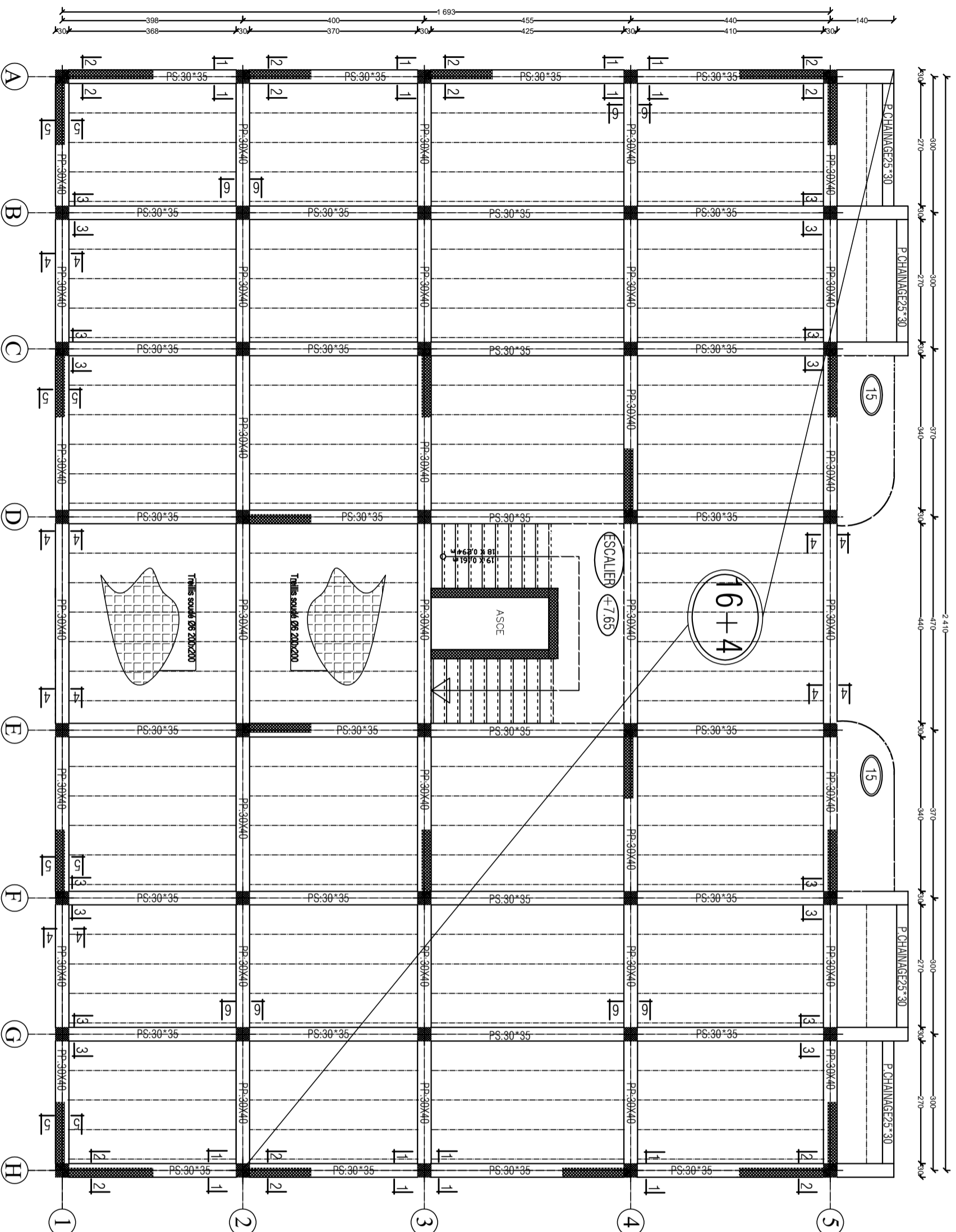
PROJET:
 CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGES DES PLANCHERS

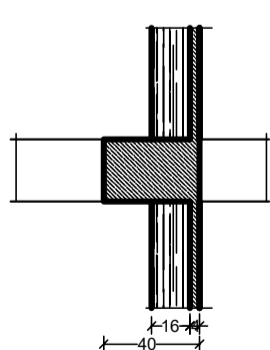
Réalisé par : AMAROUCHE Hayet,
 AKZIZ Souhila,
 Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

promotion :2020/2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : +19,38; 22,44; m

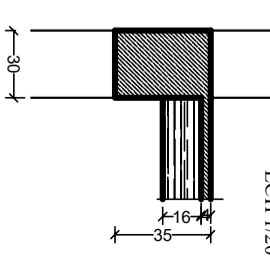


COUPE 4-4



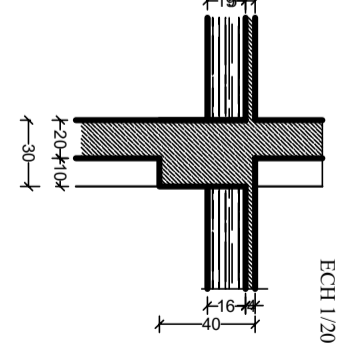
ECH 1/20

COUPE 1-1



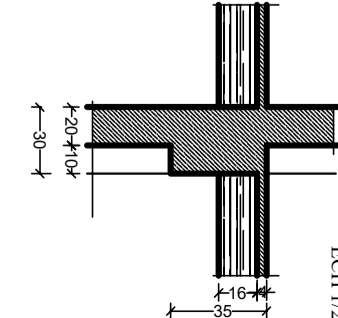
ECH 1/20

COUPE 5-5



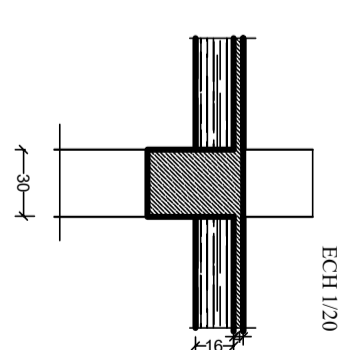
ECH 1/20

COUPE 2-2



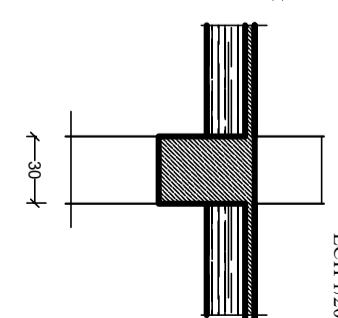
ECH 1/20

COUPE 6-6



ECH 1/20

COUPE 3-3



ECH 1/20

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUIZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

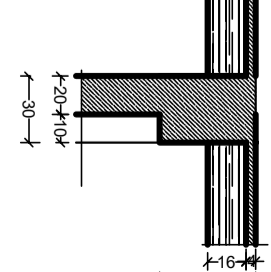
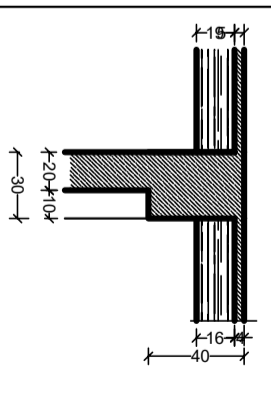
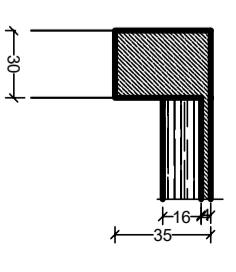
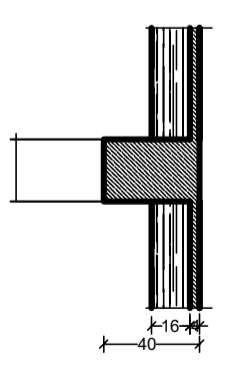
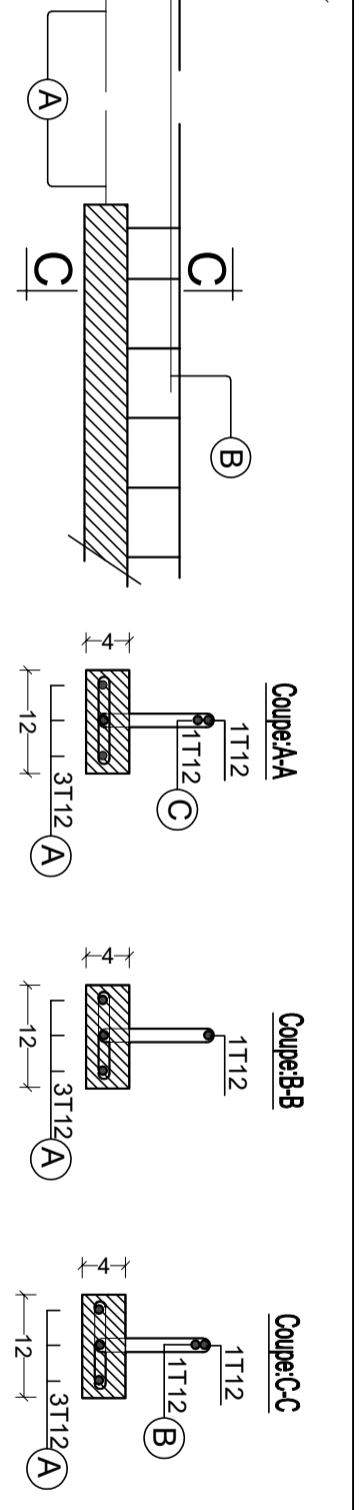
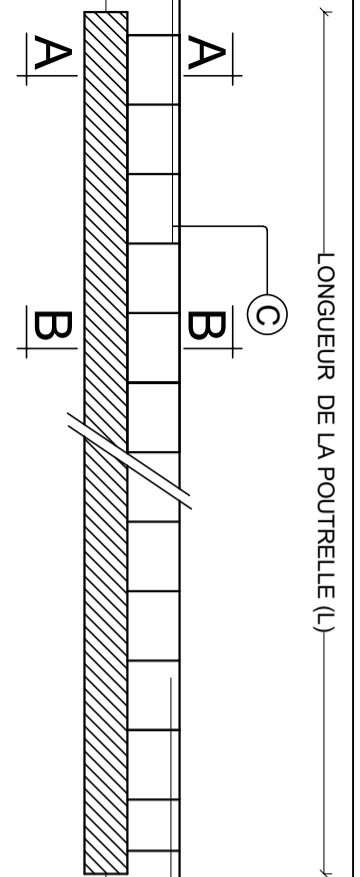
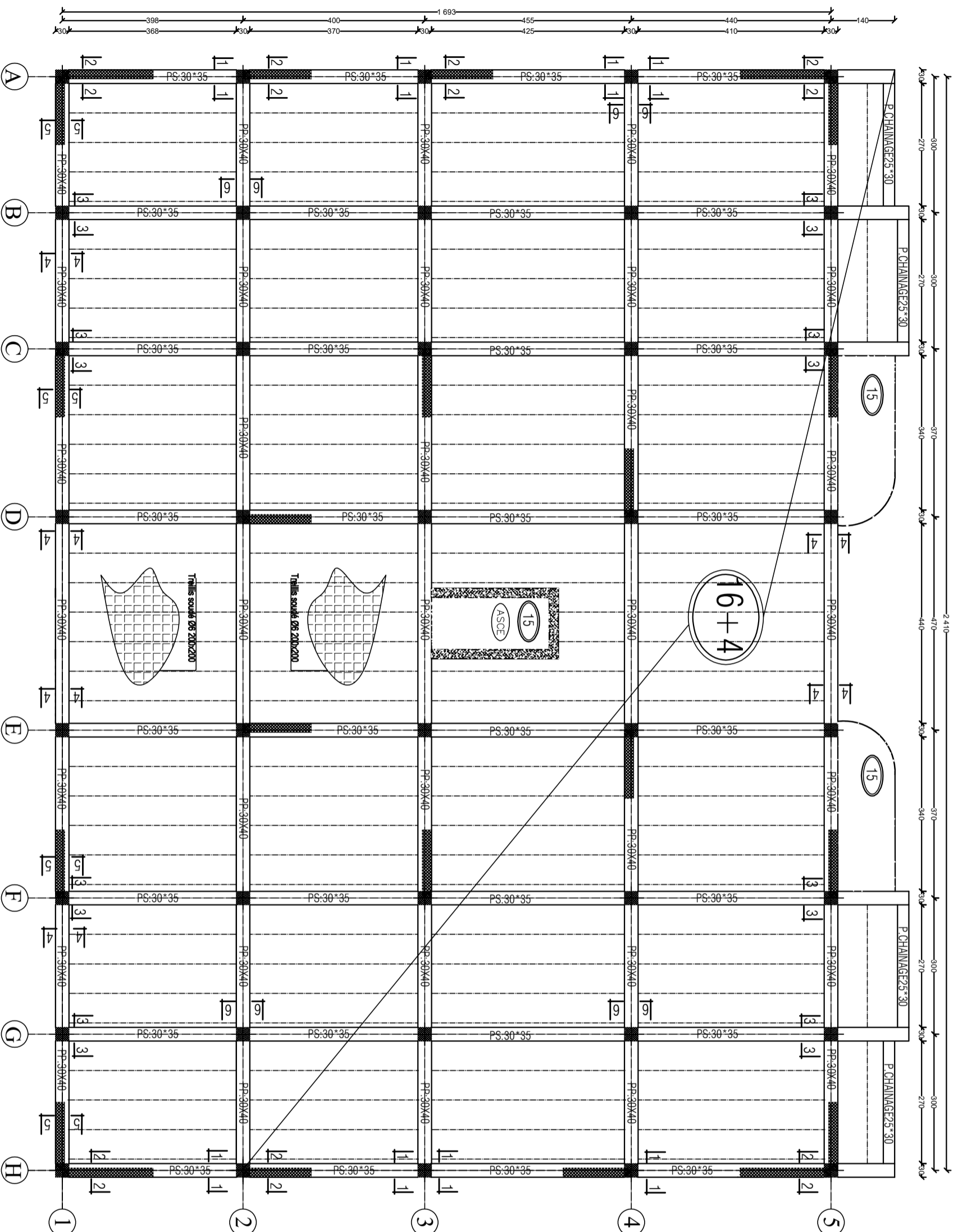
PROJET:
 CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGES DES PLANCHERS

Réalise par : AMAROUICHE Hayet,
 AKZIZ Souhila,
 Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

promotion : 2020/2021

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : 25,5 m



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filiale Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET:
CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

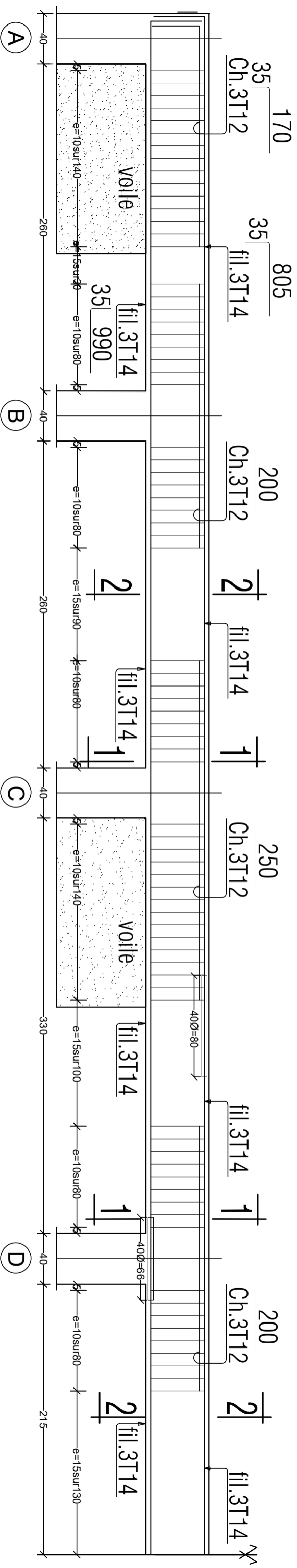
PLAN DE COFFRAGES DES PLANCHERS

Réalise par : AMAROUICHE Hayet,
AKZIZ Souhila,
Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

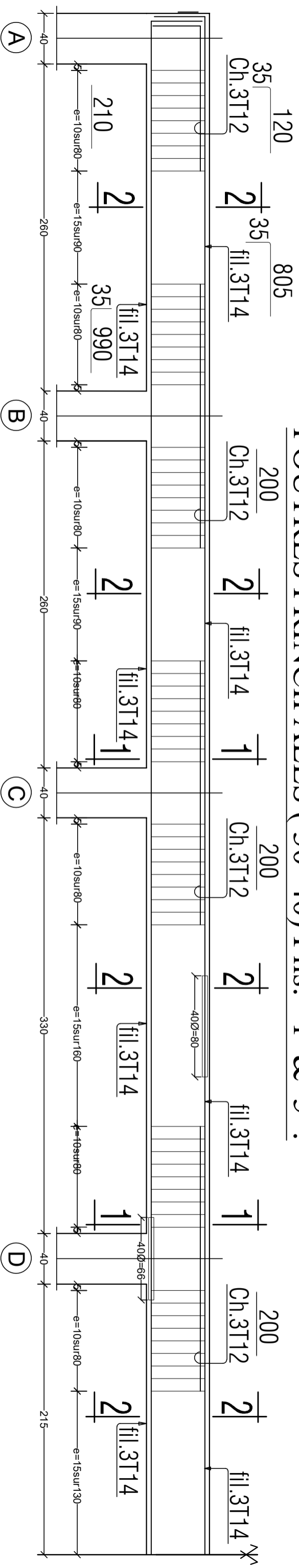
promotion : 2020/2021

POUTRES PRINCIPALES (30*40).

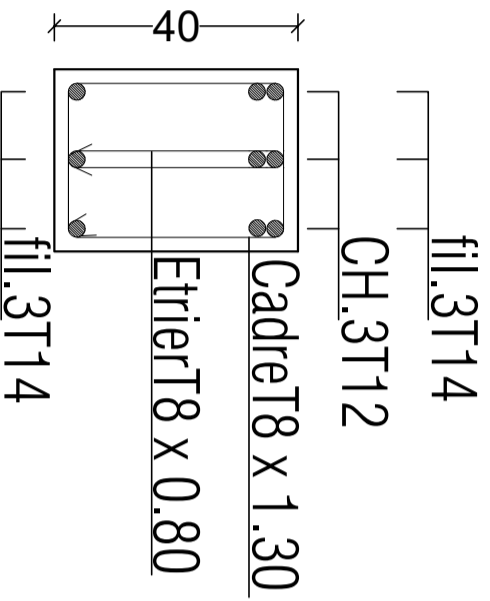
POUTRES PRINCIPALES (30*40) Fils: *2*.



POUTRES PRINCIPALES (30*40) Fils: *1*&*5*.

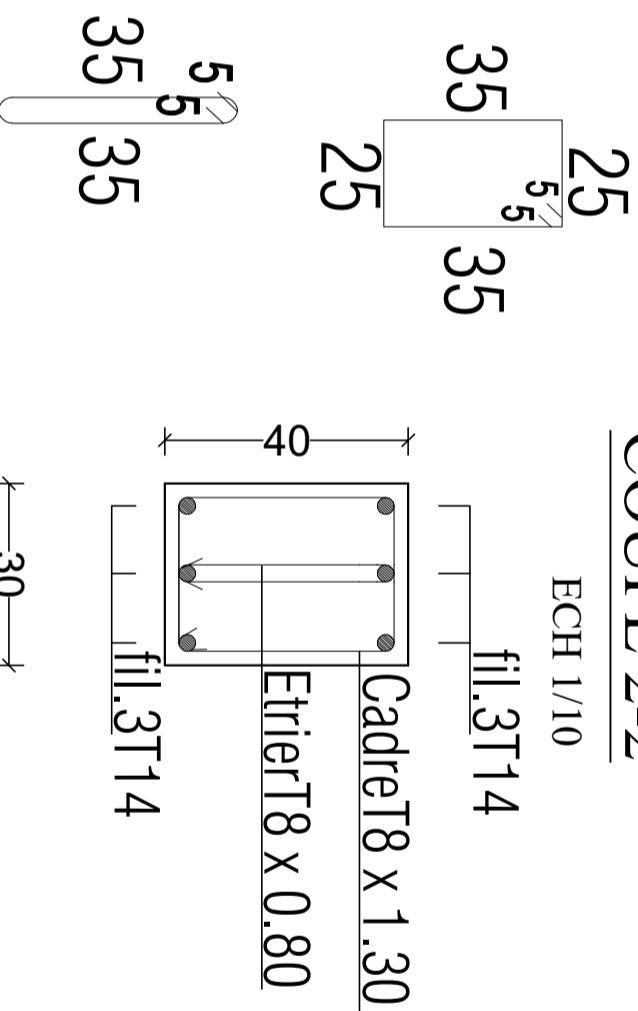


COUPE 1-1



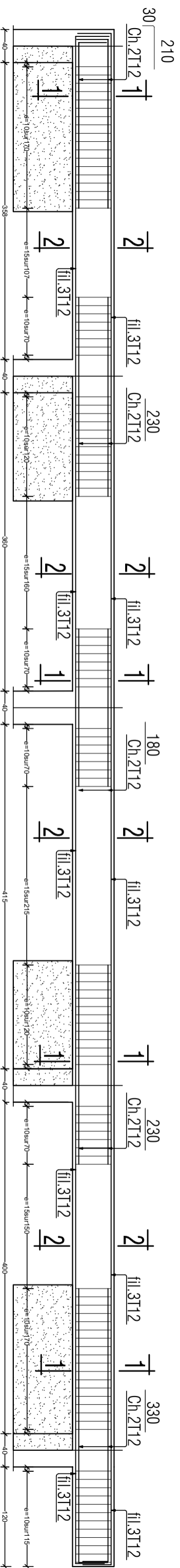
COUPE 2-2

ECH 1/10

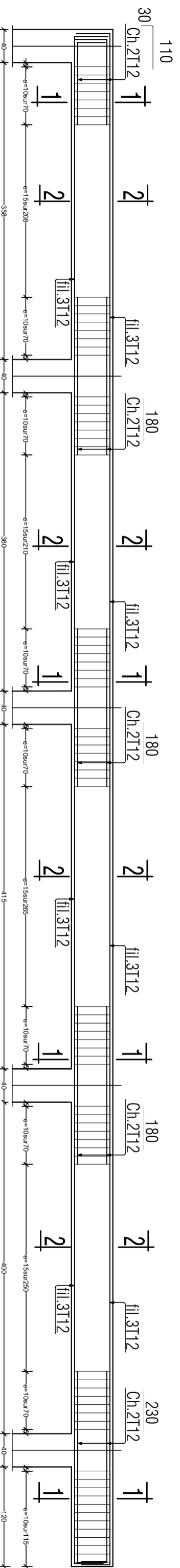


POUTRES SECONDAIRES (30*35).

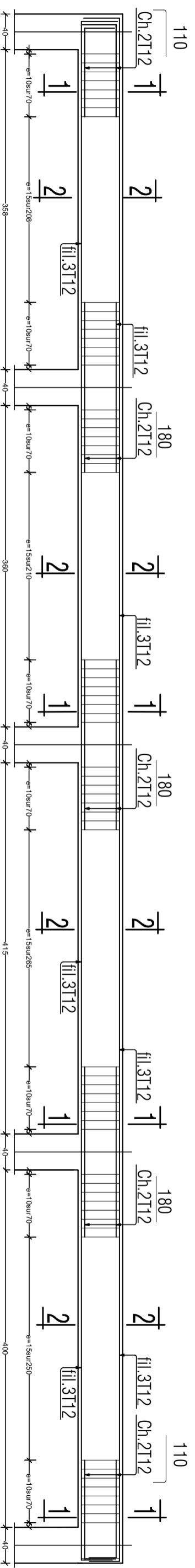
POUTRES SECONDAIRES (30*35) Fils: *2*.



POUTRES SECONDAIRES (30*35) Fils: *B*, *C*, *F*, *G*.



POUTRES SECONDAIRES (30*35) Fils: *D*, *E*.

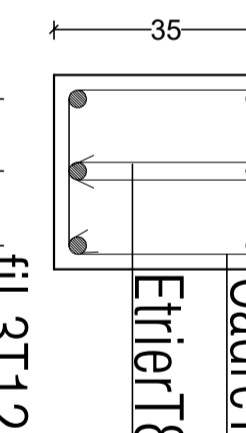
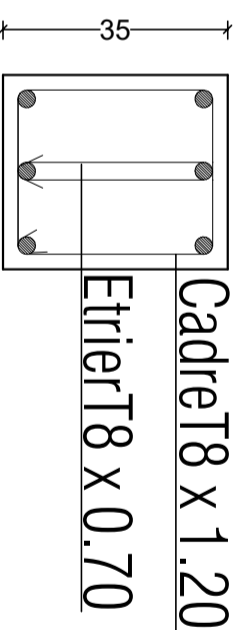
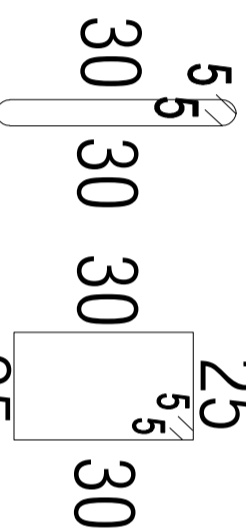
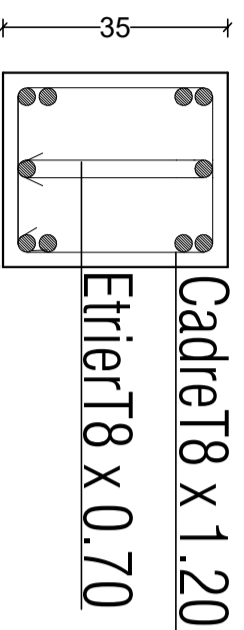


COUPE 1-1

Ch.2T12
fil.3T12

COUPE 2-2

fil.3T12



UNIVERSITE MOULOUE MAMMERTIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET:

CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE

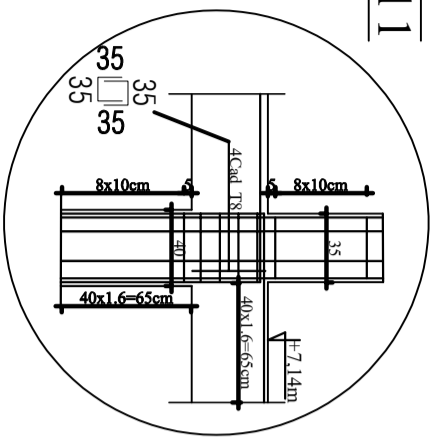
Réalise par : AMAROUÛCHE Hayet.

AKZIZ Souhila.

Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

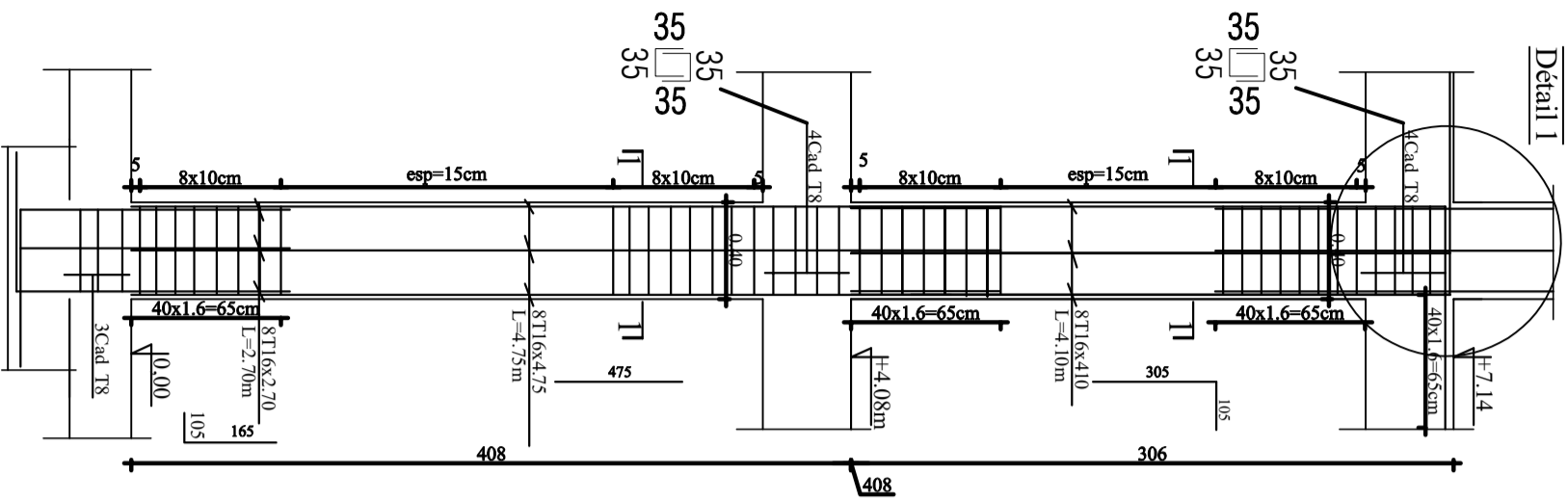
promotion :2020/ 2021

Détail 1

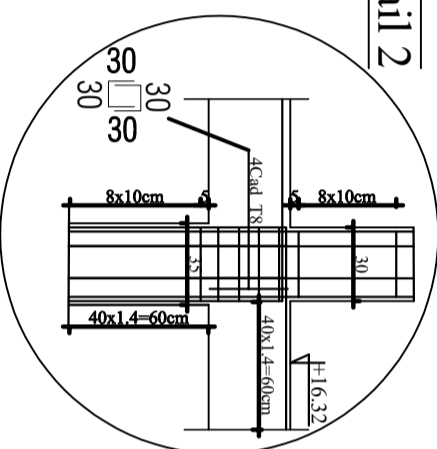


POTEAUX 40*40

Détail 1

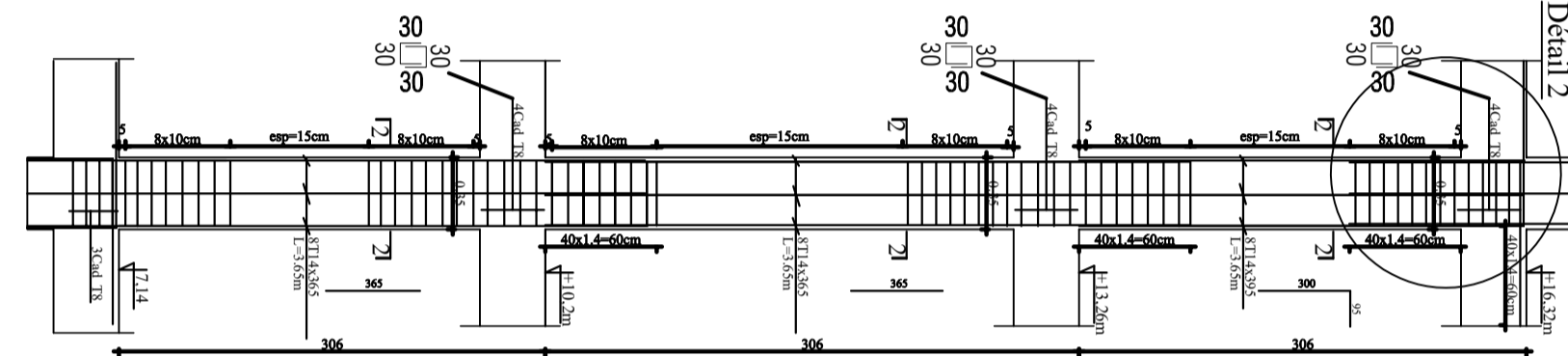


Détail 2

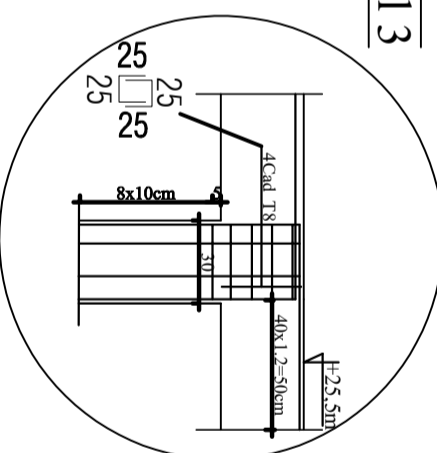


POTEAUX 35*35

Détail 2

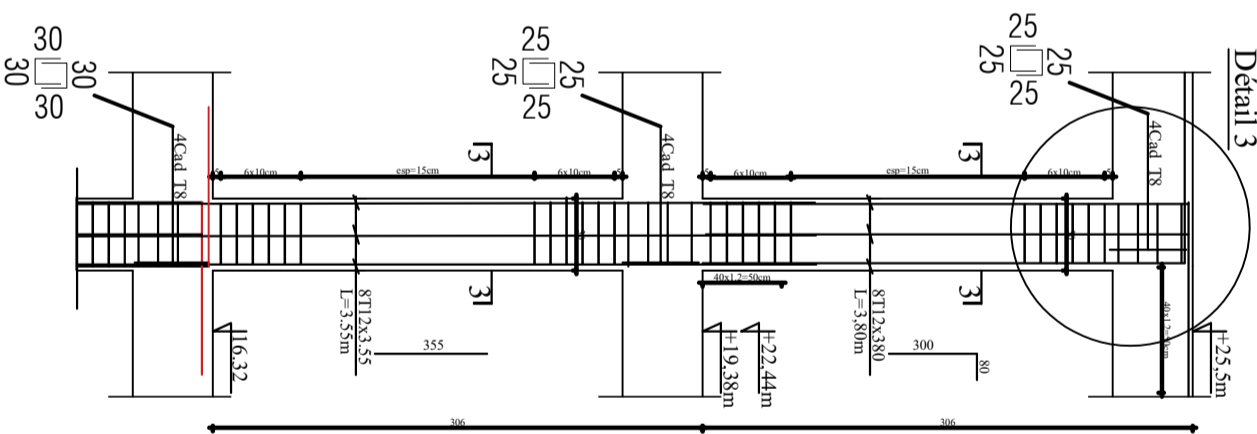


Détail 3

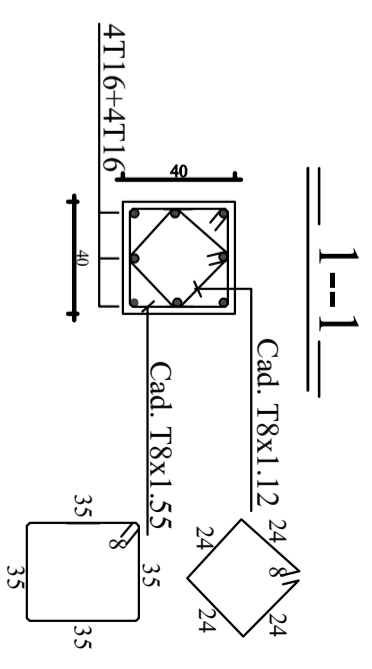


POTEAUX 30*30

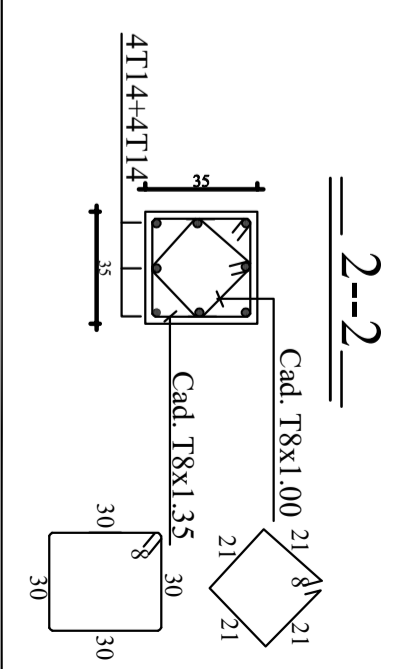
Détail 3



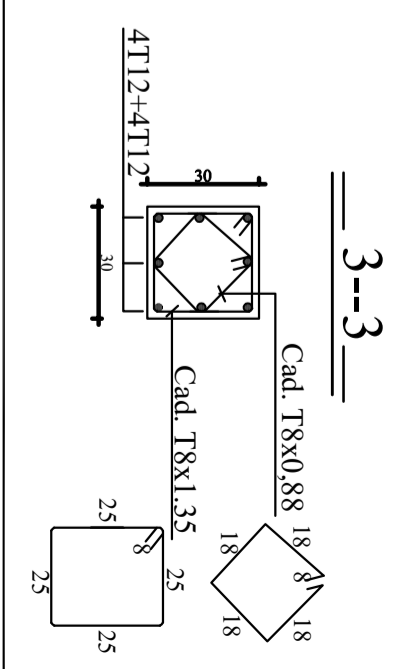
COUPE 1-1



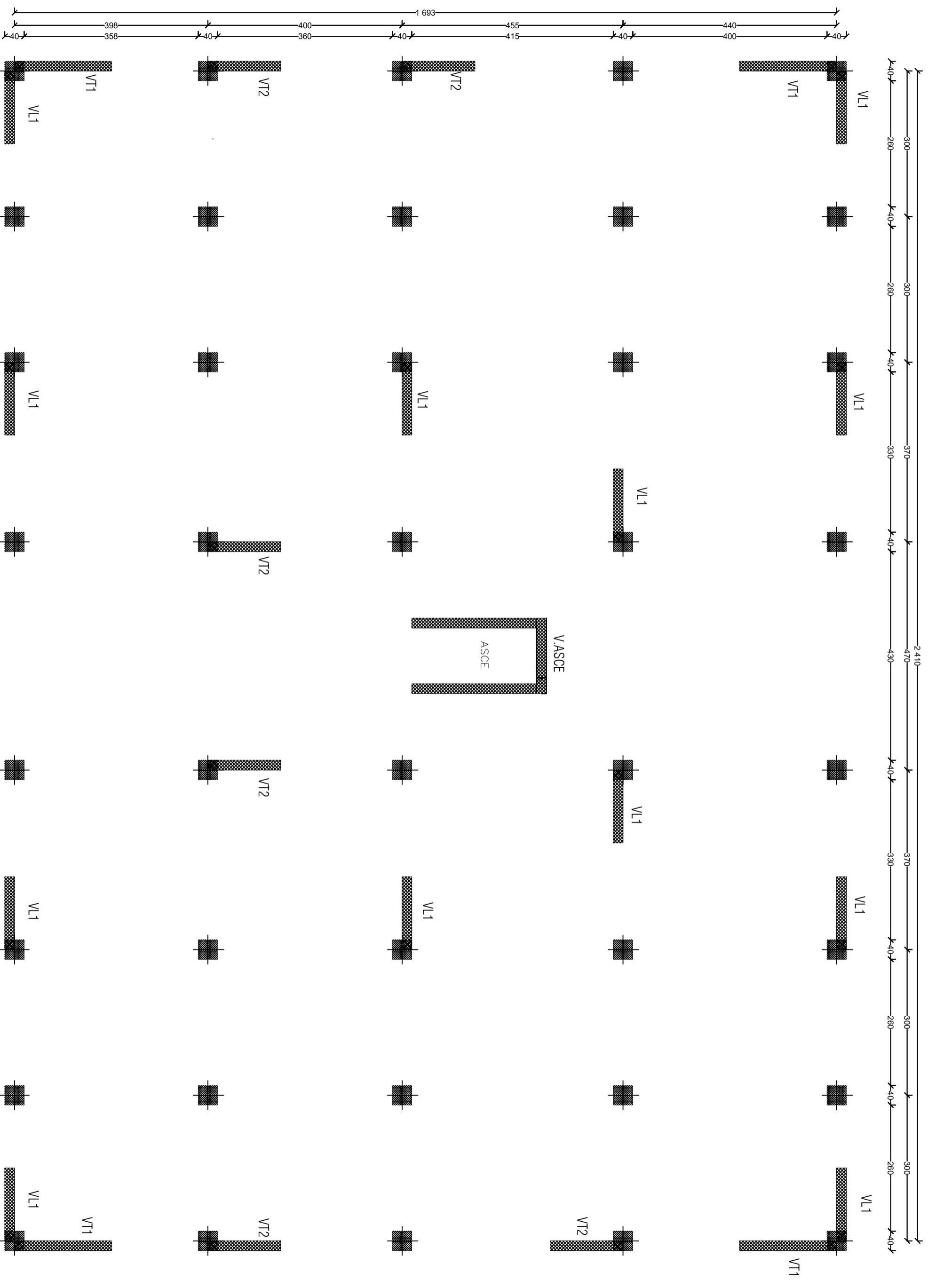
COUPE 2-2



COUPE 3-3

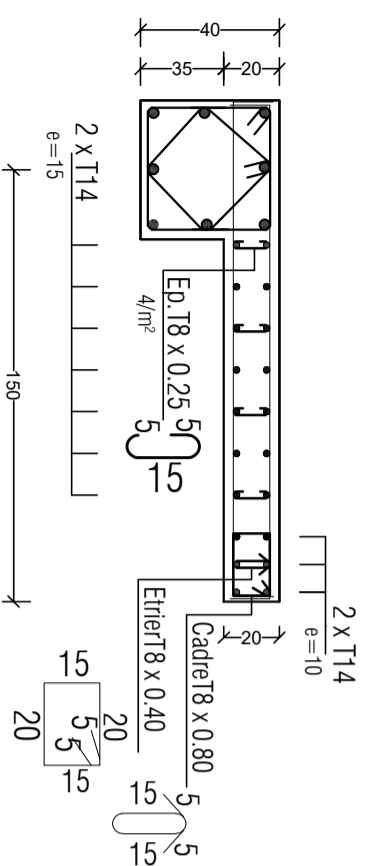


DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT



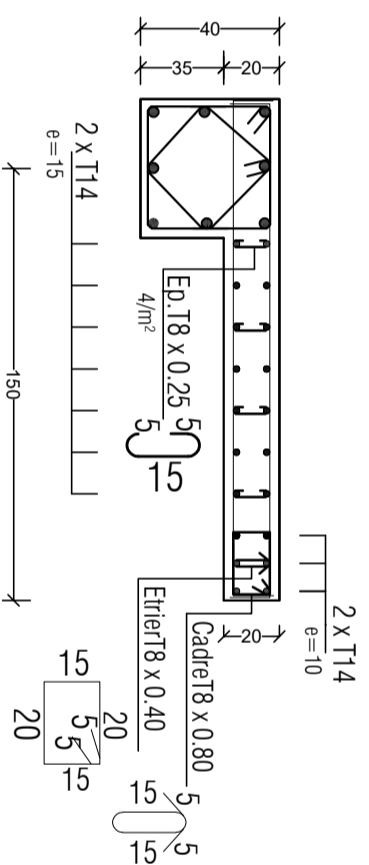
VOILE : VT1=1.5m

Zone -I-



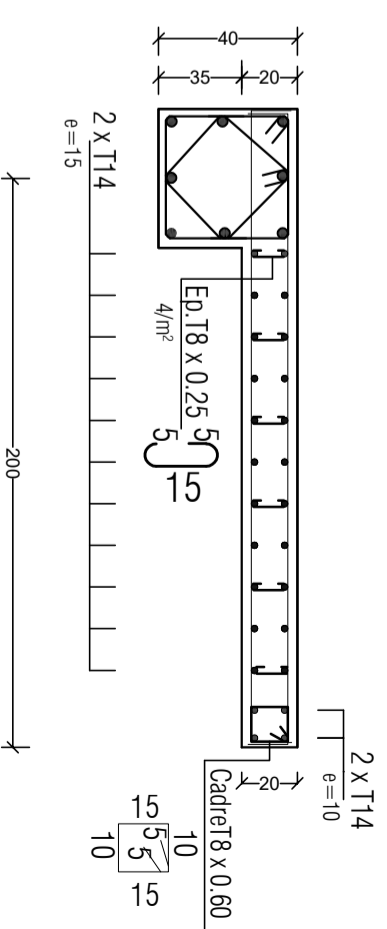
VOILE : VL1=1.5m

Zone -I-

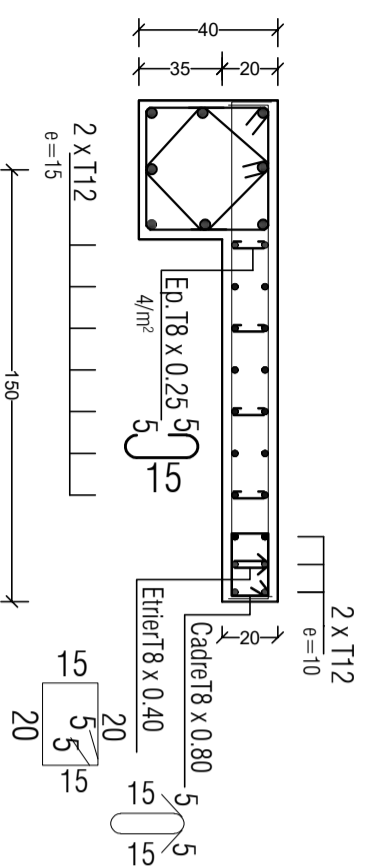


VOILE : VT2=2m

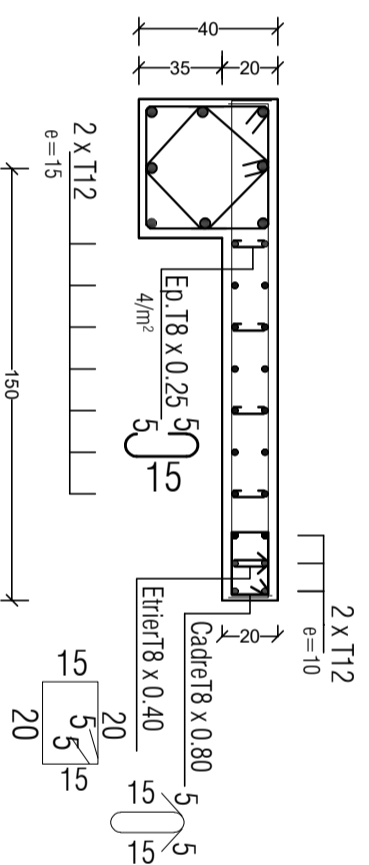
Zone -I-



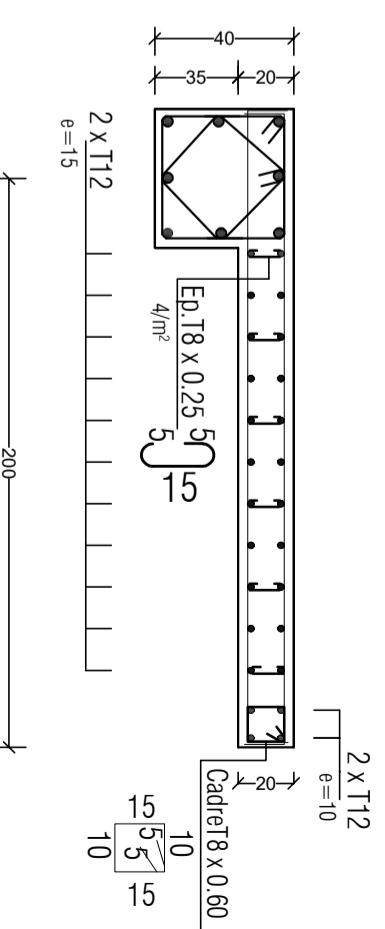
Zone -II-



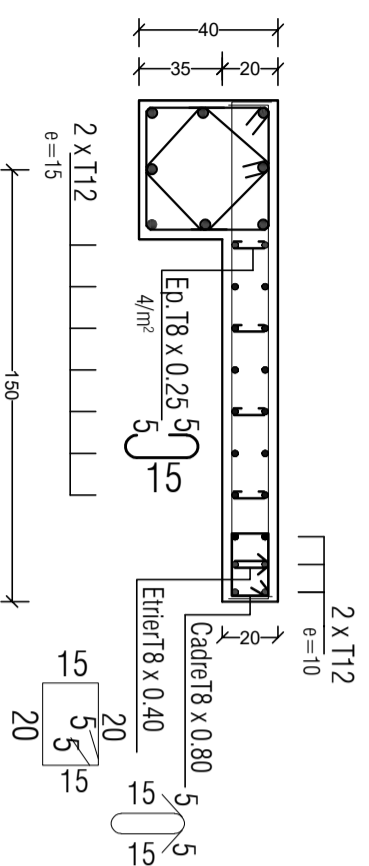
Zone -II-



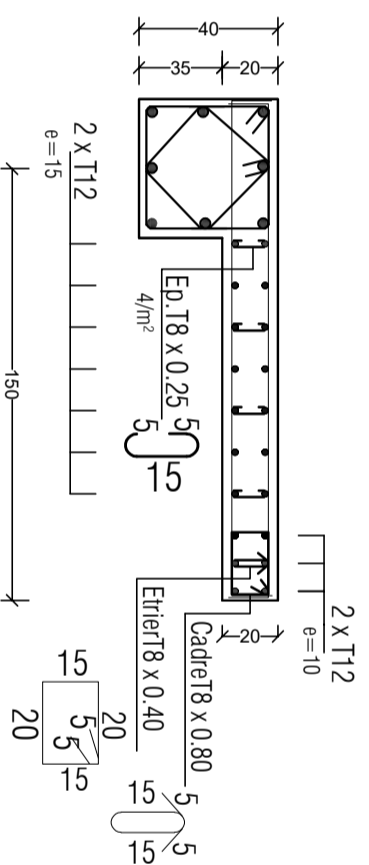
Zone -II-



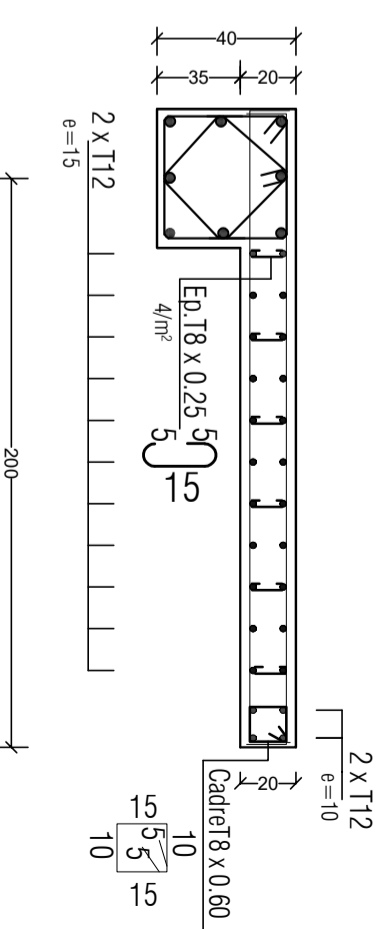
Zone -III-



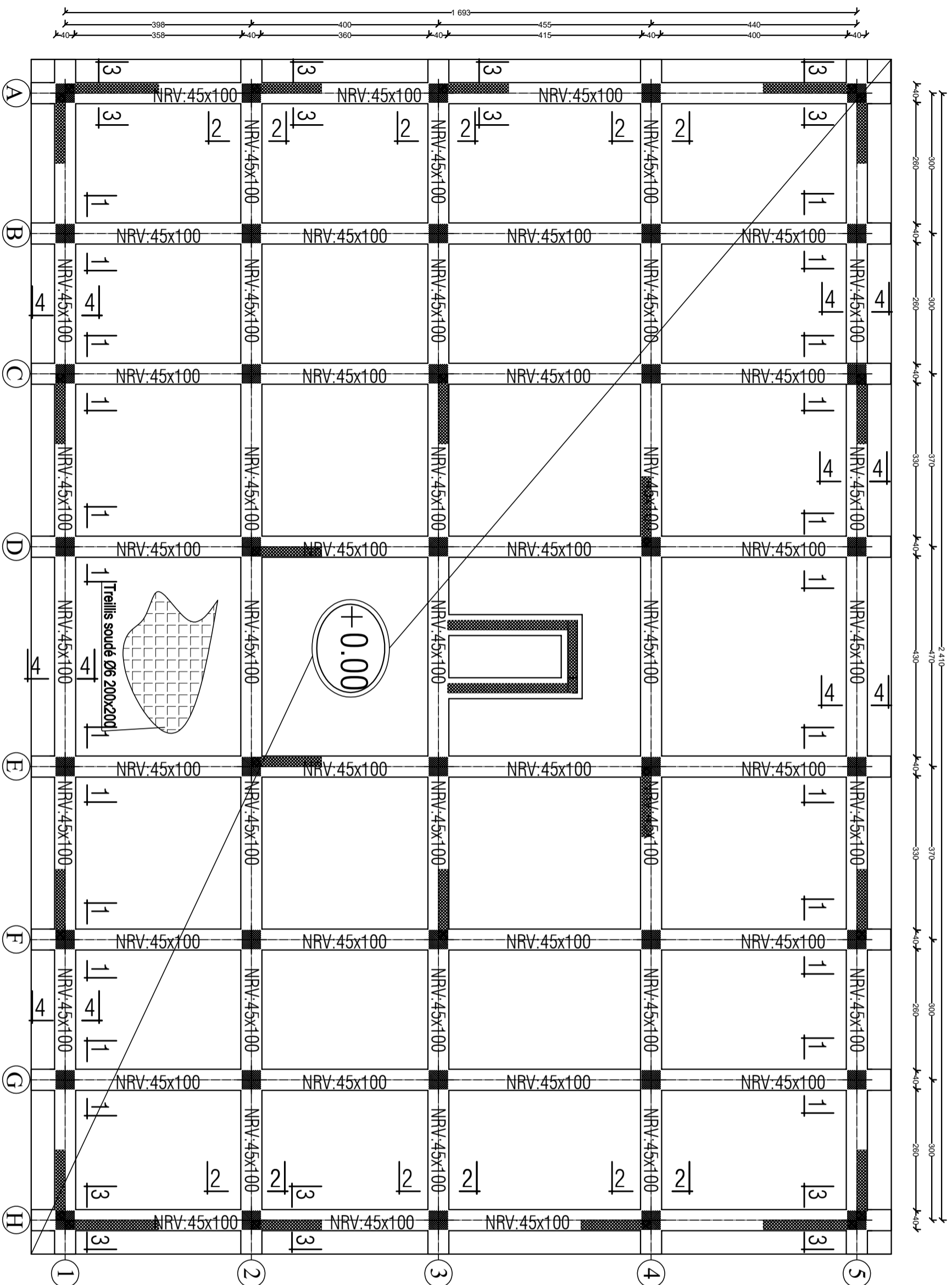
Zone -III-



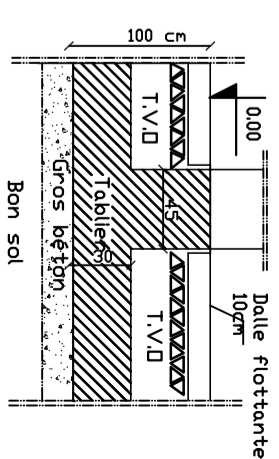
Zone -III-



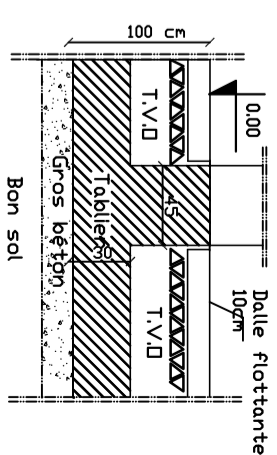
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER NIV : + 0,00 m



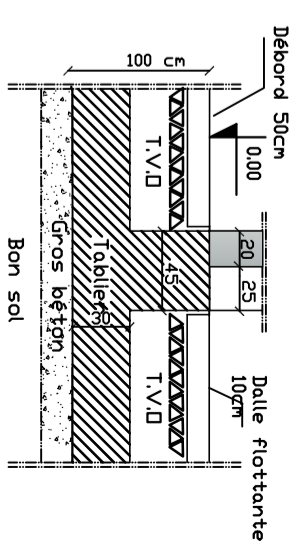
Coupe 1-1



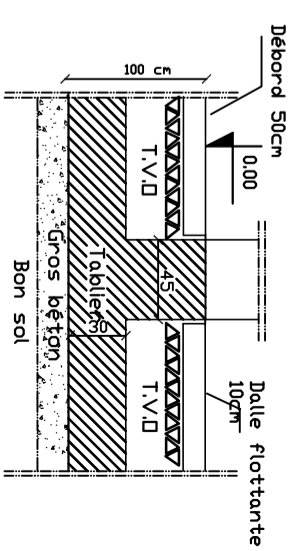
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



UNIVERSITE MOLOUDE MAMBERTI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

PROJET:
 CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGES DES PLANCHERS

Réalise par : AMAROUCHE Hayet,
 AKZIZ Souhila,
 Encadrée par : Monsieur ATLAOUI.

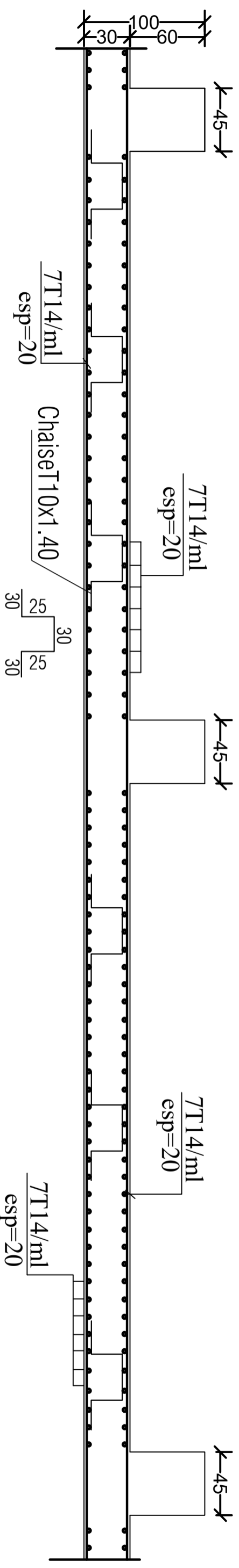
promotion :2020/ 2021

FERRAILLAGE DU RADIER

Sens X-X

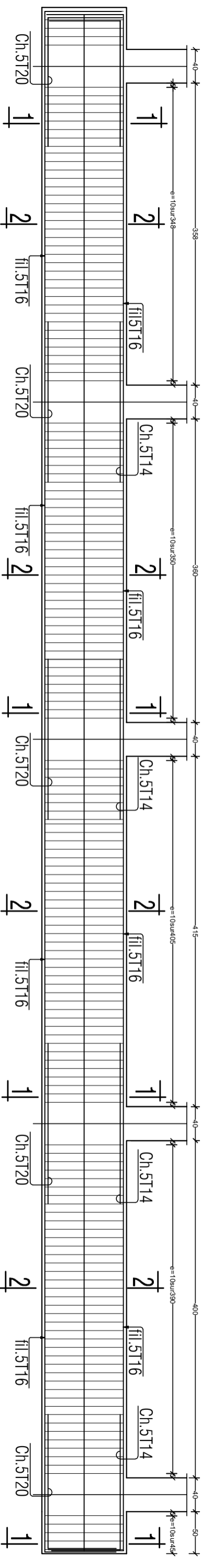


Sens Y-Y



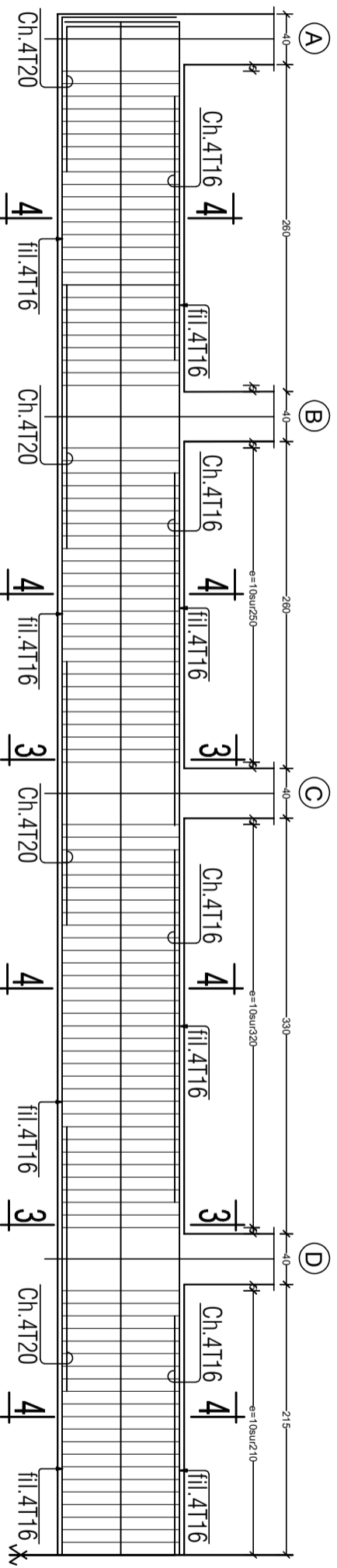
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS Y-Y

NERVURE TRANSVERSALE (45*100) Fils: *1*&*5*.



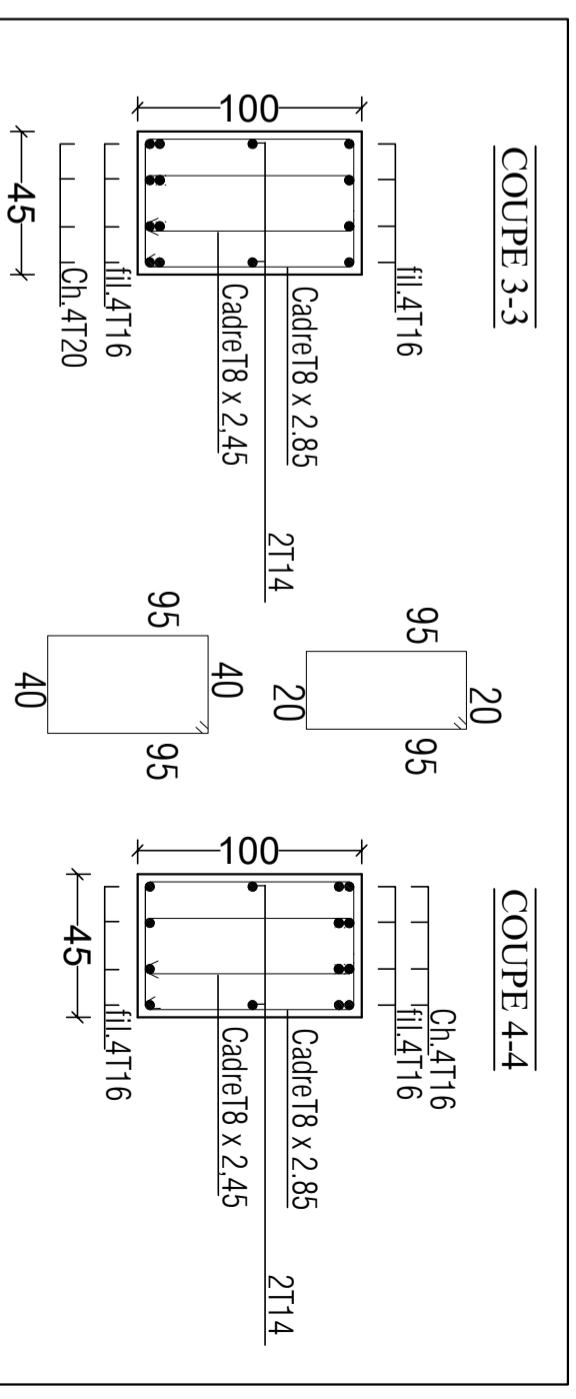
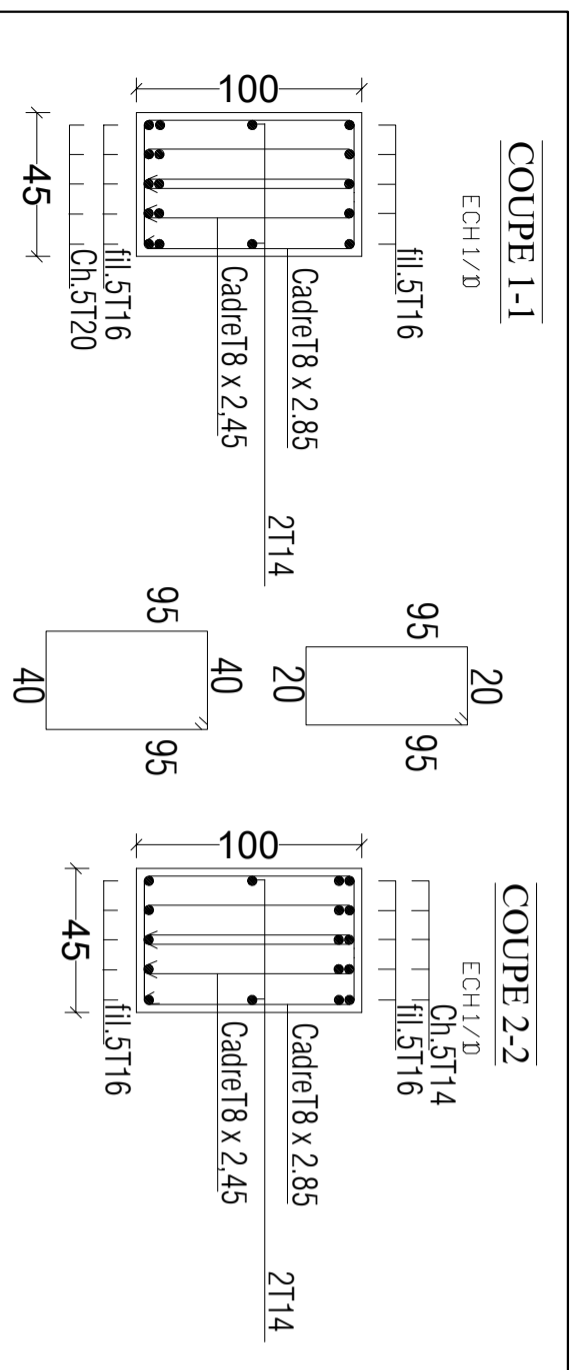
FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X

NERVURE LONGITUDINALE (45*100) Fils: *1*&*5*.

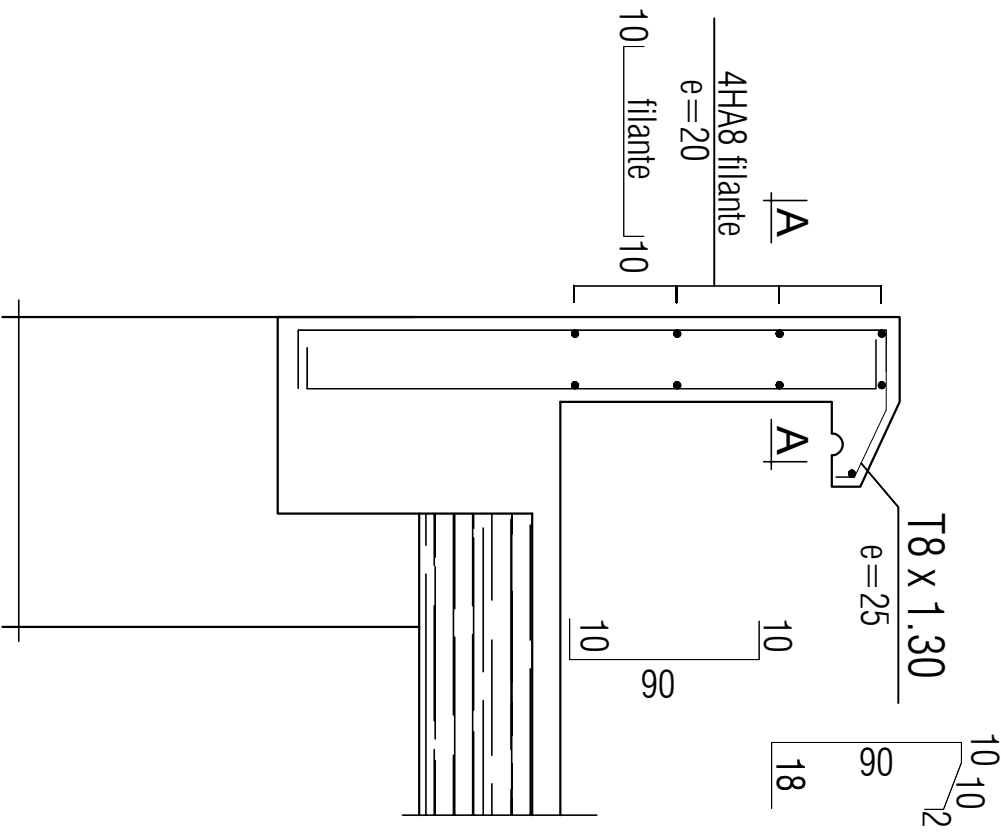


SENS Y-Y

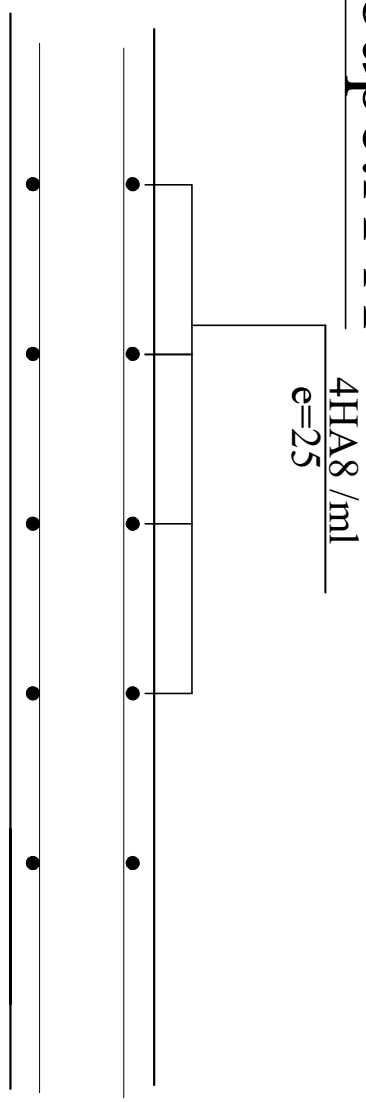
SENS X-X



Ferrailage de l'acrotère

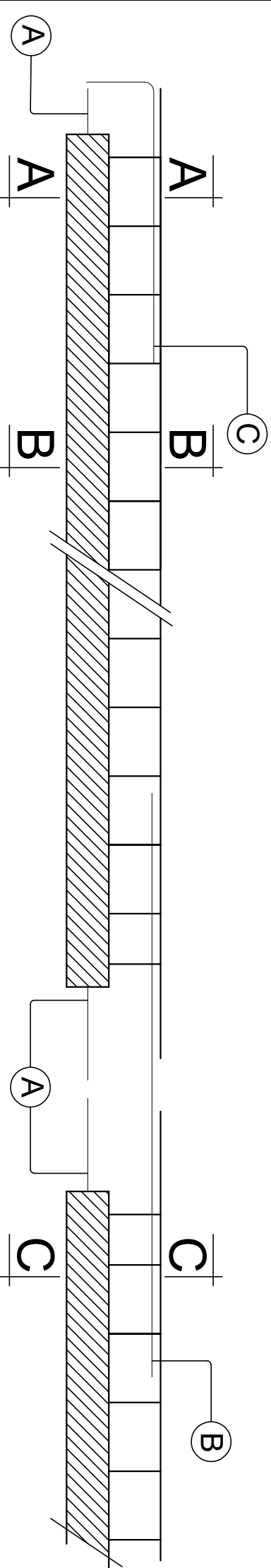


Coupe: A-A

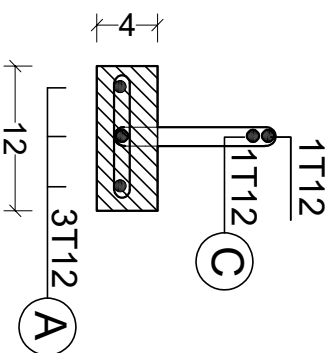


Ferrailage des poutrelles

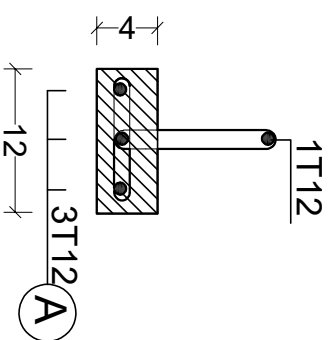
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



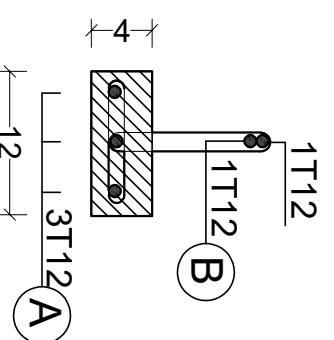
Coupe:A-A



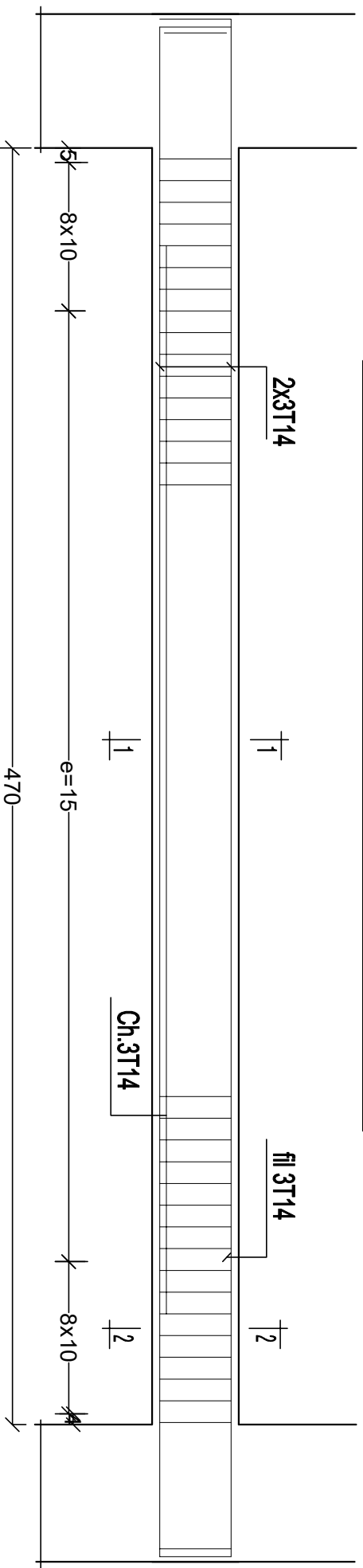
Coupe:B-B



Coupe:C-C

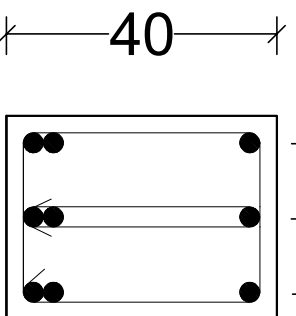


FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X40)



1-1

fil.3T14



ch.3T14

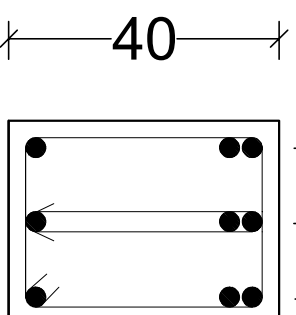
fil.3T14



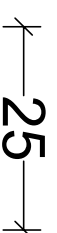
25

2-2

fil.3T14

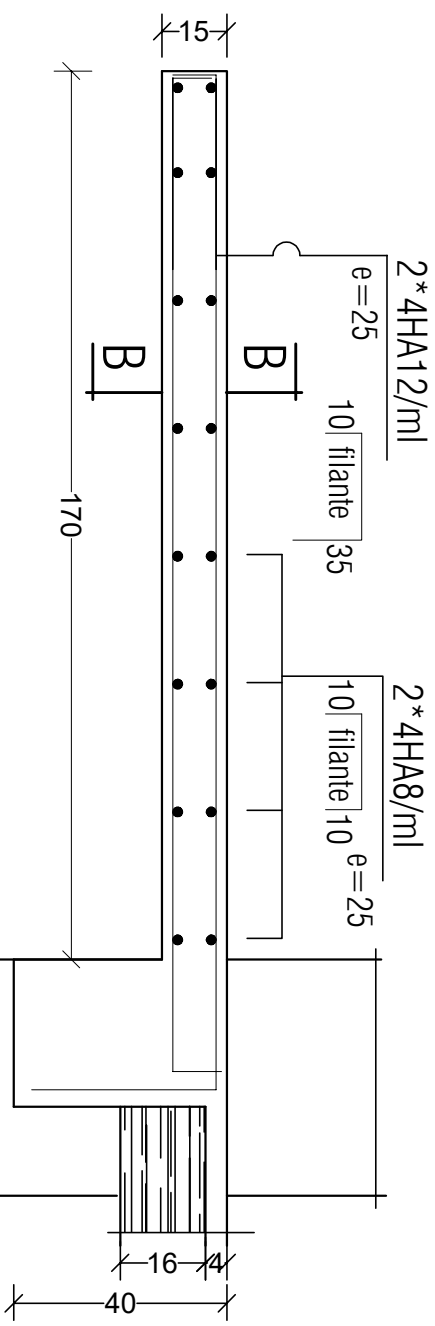


fil.3T14

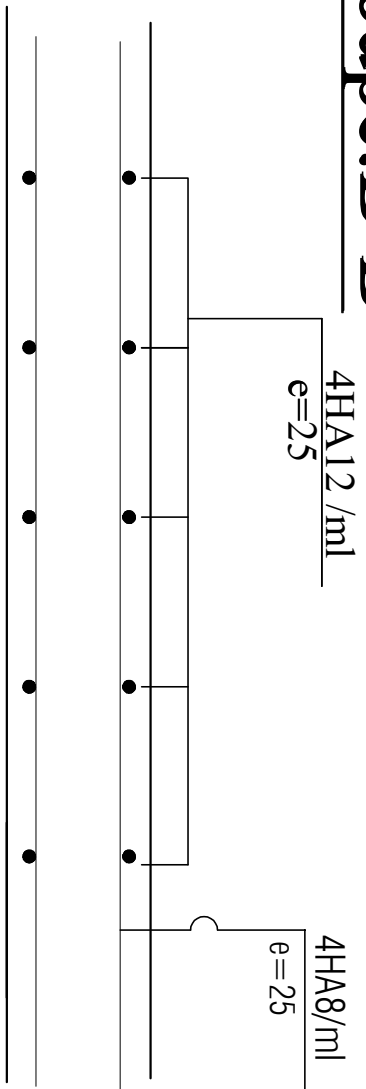


25

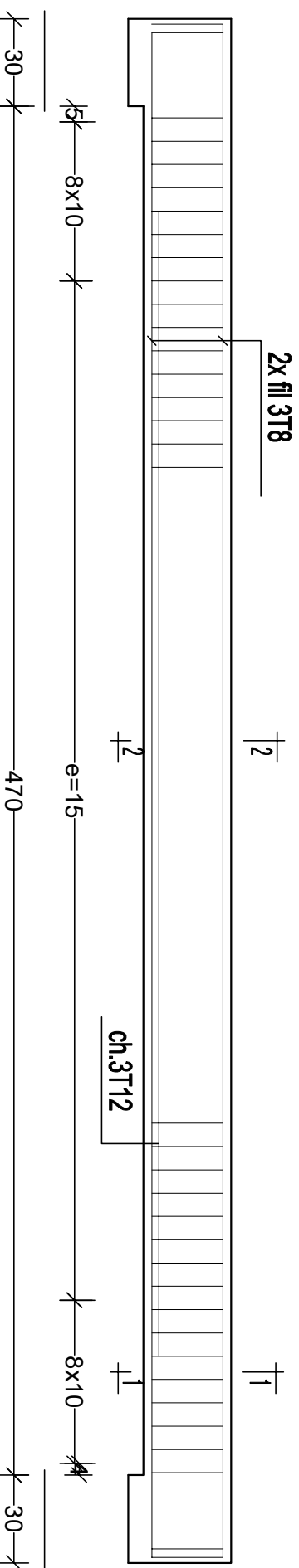
Ferrailage des balcons



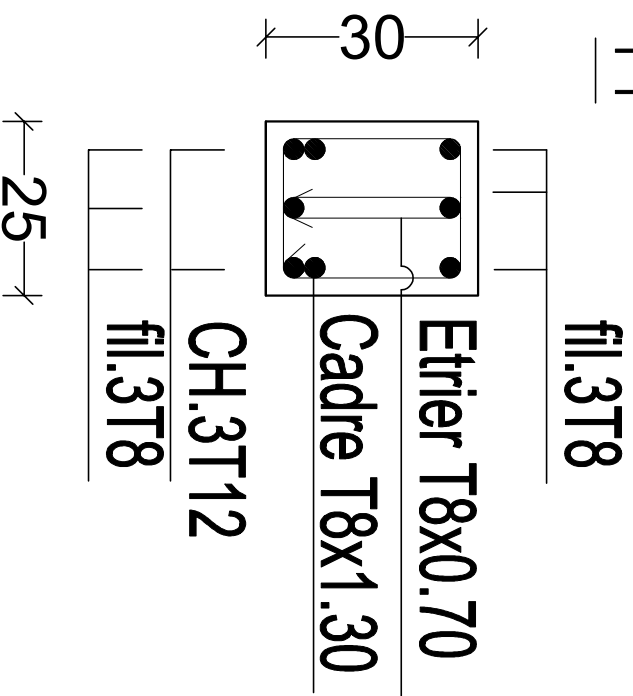
Coupe: B-B



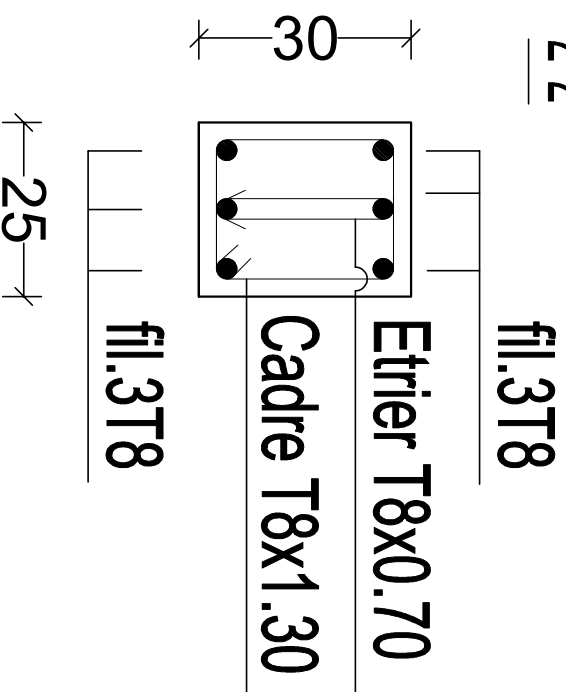
FERRAILLAGE : POUTRE CHAINAGE (25X30)



1-1

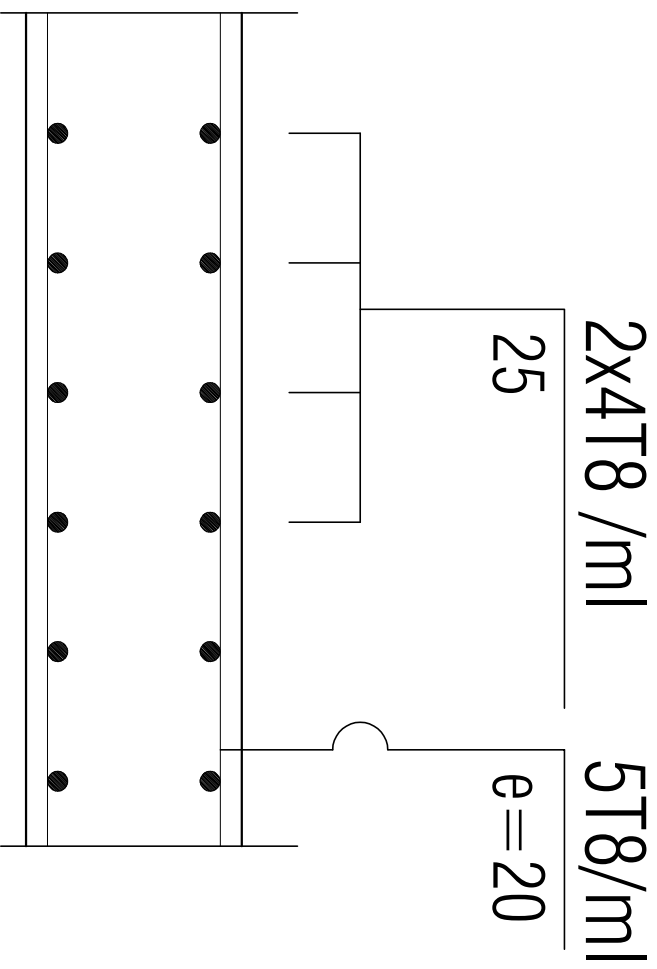


2-2



Ferrailage de la dalle salle machine

Sens X-X



Sens Y-Y

