

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



UNIVERSITE KASDI MERBAH

- OUARGLA -



Faculté des Sciences Appliquées

Département de Génie civil et d'hydraulique

**Projet de fin d'Etudes pour
L'obtention du Diplôme master en Génie Civil**

Option

Constructions Civiles et Industrielles

THÈME

**ÉTUDE D'UNE OSSATURE D'UN HANGAR
EN BÉTON ARMÉ ET EN CHARPENTE
MÉTALLIQUE À OUARGLA
(ÉTUDE COMPARATIVE)**

Présenté par:

- MESTOURI Cherihen
- LAMARAT Bahia

Devant le jury composé de :

Mr. LOGBI Abdelaziz

Maitre-assistant classe A

Président

Mr. ABDSELEM Issam

Maitre-assistant classe A

Examineur

M^{lle} MEZIANI Nedjma

Maitre-assistant classe A

Promotrice

Année universitaire : 2013/2014

A decorative border of pearls and roses surrounds the text. The top and right sides feature a line of pearls, while the left and bottom sides feature a line of roses. The roses are in various stages of bloom, with some fully open and some as buds. The pearls are arranged in a slightly irregular line, creating a delicate frame for the text.

REMERCIEMENT

Nous remercions avant tout Allah 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 faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur MEZIANI NEDJMA, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les ingénieurs de CTC-Tougourt

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement

*CHERIHENE
& BAHIA*

SOMMAIR

Notations

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 1

GENERALITE : PRESENTATION DU SUJET

| | |
|------------------------------|---|
| 1. Introduction | 2 |
| 2. Béton Arme | 2 |
| 3. Charpente Métallique..... | 7 |

PARTIE I : BETON ARME

CHAPITRE I: Pré dimensionnement et Evaluation des charges

| | |
|--|----|
| I. Introduction | 10 |
| 1. Les Poutres | 10 |
| 2. Les planchers | 11 |
| 3. Les poutrelles | 12 |
| 4. Les poteaux..... | 12 |
| II- Evaluation des charges..... | 13 |
| a- Plancher terrasse inaccessible..... | 14 |
| b- Acrotère..... | 14 |
| c- Les poteaux..... | 15 |

CHAPITRE II: Calcul les planchers

| | |
|-------------------------------|----|
| 1 Introduction | 18 |
| 2 Dalle de compression..... | 18 |
| 3 Calcul des poutrelles | 18 |

CHAPITRE III: Calcul les poteaux et les poutres

| | |
|---------------------------------|----|
| 1. Introduction | 27 |
| 2. Ferrailage des poteaux | 27 |
| 3. Ferrailage des poutres | 32 |

CHAPITRE IV: Calcul les fondations

| | |
|-----------------------------|----|
| 1.Introduction..... | 37 |
| 2.Calcul des semelles | 37 |
| 3. Les longrines | 40 |

PARTIE II : CHARPENTE METTALIQUE

CHAPITRE I : Evaluation des surcharges climatiques

| | |
|-----------------------|----|
| 1.Effet de vent | 42 |
|-----------------------|----|

CHAPITRE II : Etude les éléments de superstructure

| | |
|-------------------------------------|----|
| 1. Calcul les panne..... | 53 |
| 2. Calcul l'échantignole..... | 56 |
| 3. Calcul les liernes | 57 |
| 4. Calcul des lisse de bardage..... | 58 |
| 5. Calcul les potelet..... | 60 |
| 6. Calcules fermes | 62 |

| | |
|---------------------------------|----|
| 7. Calcul contreventements..... | 68 |
| 8. Calcul les poteaux | 73 |
| 9. Calcul le portique..... | 79 |

CHAPITRE III : Etude les éléments de l’infrastructure

| | |
|-------------------------------|----|
| 1. Calcul la fondation..... | 82 |
| 2. Calcul les longrines | 89 |

CHAPITRE IV : Assemblage

| | |
|--|----|
| 1. Introduction..... | 91 |
| 2. Assemblage les éléments de la ferme..... | 91 |
| 3. Assemblage les éléments de contreventement..... | 95 |

PARTIE III : ETUDE DE PRIX

| | |
|--|-----|
| 1. Etude de prix Béton arme | 97 |
| 2. Etude de prix Char pont métallique..... | 98 |
| 3. Comparaison de prix | 100 |
| 4. Conclusion | 101 |

| | |
|----------------------------------|-----|
| <u>CONCLUSION :</u> | 103 |
|----------------------------------|-----|

BIBIOGRAPHIQUE

ANNEXES

NOTATION

I - Béton armé

| | |
|-----------|---|
| A | section des armatura. |
| B | Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de |
| BAEL | Béton armé à l'état limite intérieur. |
| E | Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG). |
| E_{ij} | Module de déformation instantanée du béton. |
| E_{vj} | Module de déformation différée du béton |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier. |
| ELS | Etat limite de service |
| ELU | Etat limite ultime |
| E | Epaisseur, excentricité. |
| F_p | Fissuration préjudiciable |
| FTP | Fissuration très préjudiciables |
| G | Charge permanente, module d'élasticité transversale |
| H | Hauteur totale du bâtiment. |
| K | Rigidité. |
| L | Portée. |
| M | Moment, masse |
| M_0 | Moment en travée isostatique. |
| M_t | Moment en travée de la poutre considérée. |
| M_{app} | Moment sur appuis. |
| M_u | Moment ultime |
| N_G | Effort normal développé par les charges permanentes. |
| N_Q | Effort normal développé par les charges d'exploitation |
| N_u | Effort normal ultime. |
| P, W | Poids. |
| Q | Charge d'exploitation, facteur de qualité. |
| Q | Densité de charge répartie. |
| R | Réaction. |
| RPA | Règlement parasismique Algérien. |

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE I BETON ARME

CHAPITRE I : Pré dimensionnement Et Evaluation des charges

| | |
|--|----|
| Tableau 1: évaluation des charge de plancher..... | 14 |
| Tableau 2 évaluation des charges d'Acrotère..... | 14 |
| Tableau 3 Descente des charges de poteaux (35*35)..... | 15 |
| Tableau 4 Descente des charges de poteaux (35*50)..... | 15 |

CHAPITRE II :Calcul les Planchers

| | |
|---|----|
| Tableau 1 résultats des moments et effort tranchants ELU..... | 20 |
| Tableau 2 résultats des moments et effort tranchants ELS..... | 20 |

CHAPITRE III :Calcul les Poteaux Et poutres

| | |
|---|----|
| Tableau 1 Ferrailages maximales et minimales..... | 27 |
| Tableau 2 Les sollicitations obtenues par SAP2000 poteau (35*35)cm ² | 28 |
| Tableau 3 Les sollicitations obtenues par SAP2000 poteau (35*50)cm ² | 28 |
| Tableau 4 Les ferrailages des poteaux..... | 30 |
| Tableau 5 la vérification de CNF..... | 31 |
| Tableau 6 la vérification des contraintes..... | 31 |
| Tableau 7 Ferrailage longitudinales des poutres..... | 33 |
| Tableau 8 vérification de l'effort tranchant..... | 34 |
| Tableau 9 Vérification de l'adhérence..... | 34 |
| Tableau 10 Vérification à l'état limite de service..... | 35 |

CHAPITRE IV : Calcul les fondations

| | |
|--|----|
| Tableau 1 Ferrailage les semelles..... | 39 |
|--|----|

PARTIE II CHARPENTE METALLIQUE

CHAPITRE I : Evaluation des charges climatiques

| | |
|--|----|
| Tableau 1 Pression dynamique du vent (grande face au vent« Paroi BC»)..... | 46 |
| Tableau 2 Pression dynamique du vent (portail au vent« Paroi AB»)..... | 47 |
| Tableau 3 Pression dynamique du vent (portail sous vent «Paroi CD »)..... | 47 |

CHAPITRE II: Calcul les éléments de superstructures

| | |
|---|----|
| Tableau 1 la dimension et caractéristique des pannes..... | 54 |
| Tableau 2 la dimension et caractéristique des lisses de bardage..... | 59 |
| Tableau 3 la dimension et caractéristique des potelets..... | 61 |
| Tableau 4 les force chaque barre..... | 64 |
| Tableau 5 Les combinaisons les plus défavorable Chaque barre..... | 65 |
| Tableau 6 Dimensionnement des barres..... | 67 |
| Tableau 7 Tableau .7. Poids réel des éléments..... | 67 |
| Tableau 8 l'effort horizontal en tête de potelets..... | 69 |
| Tableau 9 la dimension et caractéristique des pannes intermédiaire..... | 71 |
| Tableau 10 les dimensions et les caractéristiques des poteaux..... | 76 |
| Tableau 11 résultant des charges..... | 81 |

CHAPITRE IV : Calcul l'assemblage

| | |
|--|----|
| Tableau 1 Assemblage les fermes par soudure | 92 |
| Tableau 2 Assemblage les fermes par boulons ordinaires | 94 |

LISTE DES FIGURES

PARTIE I BETON ARME

CHAPITRE I :Pré dimensionnement et Evaluation des charges

| | |
|---|----|
| Figure 1 section transversal de la poutre principale..... | 10 |
| Figure 2 section transversal de la poutres..... | 11 |
| Figure 3 section transversal de plancher..... | 12 |
| Figure 4 transversal de la poutrelle..... | 12 |
| Figure 5 section transversal de poteau | 13 |
| Figure 6 la section transversal d'acrotère..... | 14 |
| Figure 7 la section transversal de poteaux (35*35)..... | 15 |
| Figure 8 la section transversal de poteaux (35*50)..... | 15 |

CHAPITRE II :Calcul les Planchers

| | |
|---|----|
| Figure 1 Ferrailage de Dalle de compression..... | 18 |
| Figure 2 Ferrailage en travée et appui de rive..... | 26 |
| Figure 3 Ferrailage en appui intermédiaire..... | 26 |

CHAPITRE III :Calcul les Poteaux et poutres

| | |
|--|----|
| Figure1 La section transversale du poteau..... | 29 |
| Figure 2 section transversal de poteaux (35*50)cm ² | 32 |
| Figure 3 section transversal de poteaux (35*35)cm ² | 32 |
| Figure 4 La section des poutres P..... | 32 |
| Figure 5 section transversal de poutre (35*95)cm ² en travée..... | 36 |
| Figure 6 section transversal de poutre (35*95)cm ² en appui..... | 36 |
| Figure 7 section de poutre (35*40)cm ² en travée..... | 36 |
| Figure 8 section transversal de poutre (35*40)cm ² en appui..... | 36 |

CHAPITRE IV : Calcul les fondations

| | |
|---|----|
| Figure 1 Section transversal se semelle I..... | 38 |
| Figure 2 Section transversal semelle II..... | 38 |
| Figure 3 Ferrailage de semelle I | 40 |
| Figure 4 Ferrailage de semelle II..... | 40 |
| Figure 5 Coupe transversale de la Ferrailage de longrine..... | 41 |

PARTIE CHARPENTE METALLIQUE

CHAPITRE I : Evaluation des charges climatiques

| | |
|---|----|
| Figure 1 C _{pe} sur les parois Verticales..... | 44 |
| Figure 2 C _{pe} sur la toiture | 45 |
| Figure 3 C _{pe} sur les parois Verticales..... | 45 |
| Figure 4 C _{pe} sur la toiture | 45 |

CHAPITRE II: Calcul les éléments de superstructures

| | |
|--|----|
| Figure1 Disposition l'échantignolle..... | 53 |
| Figure 2 Disposition des liernes..... | 57 |
| Figure 3 Position du center de gravité | 59 |
| Figure 4 Les charges et surcharge climatique | 60 |
| Figure 5 la ferme traille..... | 63 |
| Figure 6 Les force on nœud (1) | 64 |
| Figure 7 Les force on nœud(2)..... | 64 |
| Figure8 Cornières à ailes égales (2L70X70 X7)..... | 66 |
| Figure 9 Poutre de vent | 69 |
| Figure 10 Section d'Une cornière isolée de (20 x 20 x 3) diagonales..... | 70 |
| Figure 11 Palée de stabilité en long pan..... | 72 |
| Figure 12 Effort de dans traction la diagonale tendue..... | 73 |
| figure13 Position du CDG..... | 75 |
| Figure14 Disposition les charge vertical à toiture..... | 80 |
| Figure 15 Disposition les charge vertical à la paroi..... | 80 |
| CHAPITRE III :Calcul les éléments de l'infrastructure | |
| Figure 1 Sections transversales poteau encastré..... | 84 |
| Figure 2 Caractéristiques géométriques d'ancrages..... | 85 |
| Figure 3 Représentations boulon d'ancrage..... | 86 |
| Figure 4 Ferrailage de la semelle | 89 |
| Figure 5 Coupe transversale de la Ferrailage de longrine | 90 |
| CHAPITRE IV : Calcul l'assemblage | |
| Figure 1 Attach diagonal/gusset Attach diagonal/gusset..... | 91 |
| Figure2 Assemblage au nœud (3) | 94 |

Introduction

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou charpente métallique.

Ces procédés sont réglementés par des normes et des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier l'ossature d'un hangar par deux procédés de construction la première méthode est en béton armé et la deuxième en charpente métallique, en fait le calcul et la vérification des éléments résistants pour chaque ossature. Enfin on a fait une étude financière pour ces ossatures pour la comparaison.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans les cours de Béton Armé et charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master en spécialité construction civile et industrielle

Pour atteindre ces objectifs, on a partagé le travail en deux parties avec 4 chapitres et la troisième partie pour la comparaison:

PARTIE I : BETON ARME

CHAPITRE I : Pré dimensionnement et Evaluation des charges

CHAPITRE II : Calcul les planchers

CHAPITRE III : Calcul les poteaux et poutres

CHAPITRE IV : Calcul les Fondations

PARTIE II: CHARPENTE METALLIQUE

CHAPITRE I: Evaluation des surcharges climatiques

CHAPITRE II : Etude les éléments de superstructure

CHAPITRE III: Etude les éléments de l'infrastructure

CHAPITRE IV : Assemblage

PARTIE III : ETUDE FINANCIERE

Ce travail est clôturé par une conclusion générale.

GENERALITE

Introduction:

L'objet de ce projet de fin d'étude est consisté comparer deux ossature une en béton armé et l'autre en charpente métallique, cette ossature est d'un bâtiment à usage industrielle de type hangar simple est destinée principalement à stockage des matériaux, qui sera implanté à wilaya d'Ouargla.

I. BETON ARME

1. Caractéristique géométriques

Les dimensions de projet sont :

- ◆ Longueur : 15,00m
- ◆ Largeur : 10,00m
- ◆ Hauteur total : 6,00m

2. Présentation de la méthode de calcul aux états limites

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ces éléments, dans le quelle une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action. Il existe deux états limites :

2.1. Etat limite ultime ELU : Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture des sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).
- Transformation de la structure à un mécanisme.
- Critères de calcul :
 - 1) Déformations relatives limites.
 - 2) Calcule de type rupture avec lois contraintes - déformations des matériaux.

2.2. Etat limite de service ELS

Il est lié aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité...etc.

Critères de calcul :

- 1) Contraintes (ou déformations) limites.
- 2) Calcul de types élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence...)

3. Les matériaux

3.1. Le béton : est un mélange de proportions définies de ciment, de granulats (sable, gravier), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

3.1.1. Résistance à la compression : Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} et choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier quelle est atteinte.

- Résistance du béton à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours notée f_{cj} est donnée par :

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

on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- Résistance du béton à la traction : La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

On a : $f_t = 2,1 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinal du béton E :

Sous contraintes normales d'une durée d'application $< 24\text{h}$, on admet à défaut de mesure qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

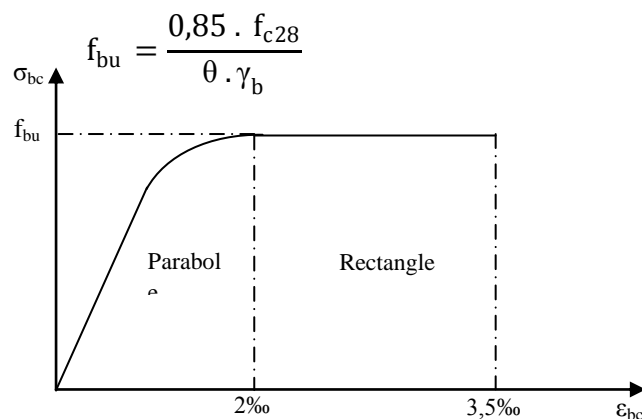
Sous contraintes normales d'une longue durée $> 24\text{h}$, le module de déformation déferé est donné par :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = \frac{E_{i28}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

➤ Contrainte limite du béton ultime en compression :

- a. **L'ELU** : le diagramme contrainte déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit « parabole- rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe de déformations et tangent à la parabole à son sommet.



- Cas courant en situation durable transitoire (SDT) $\gamma_b = 1,50 \rightarrow F_{bu} = 14,16 \text{ MPa.}$
 ➤ Cas accidentel en situation accidentelle (SA) $\gamma_b = 1,15 \rightarrow F_{bu} = 18,48 \text{ MPa.}$

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action, il vaut:

- 1 pour une durée $> 24\text{h}$.

- 0,90 pour une durée entre 1 et 24h.
- 0,85 pour une durée < 1h.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,16 \text{ MPa en SDT}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,15} = 18,48 \text{ MPa en SA}$$

Dans ce cas le diagramme de contrainte-déformation considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{D'où : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

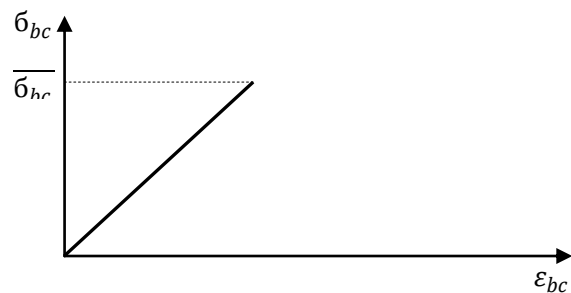


Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

3.1.2. Résistance au cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

1. Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

2. Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.}$$

3.2. Les acier

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendue, nous utilisons :

- Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance fe E 40, caractérisé par leur limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Des aciers ronds lisses (RL) de nuance Fe E 24, caractérisé par leur limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$.

3.2.1. Module d'élasticité (module de Young)

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

2.2.2. Contraintes limites

a. ELU

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ pour } \varepsilon_s > 1,74\text{‰} \\ E_s \cdot \varepsilon_s ; \text{ pour } \varepsilon_s \leq 1,74\text{‰} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ en SDT } \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ en SA } \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \end{cases}$$

b. ELS

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en fissuration peu préjudiciable.} \\ \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{ en fissuration préjudiciable.} \\ \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 88\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) ; \text{ en fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature.

$$\text{Pour } \varnothing > 6\text{mm} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses RL.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers haute adhérence HA } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers haute adhérence HA } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\psi_s = \begin{cases} 1 \text{ pour RL} \\ 1,5 \text{ pour barra HA} \end{cases}$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 348,00 \text{ MPa en F. P. N} \\ 201,63 \text{ MPa en F. P} \\ 161,30 \text{ MPa en F. T. P} \end{cases}$$

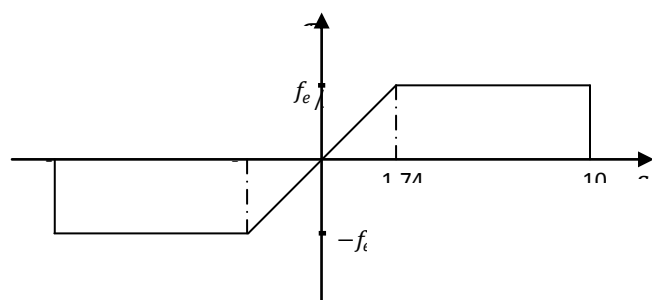


Diagramme de

3. Hypothèse de calcul

a. ELS

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire et élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b. ELU

- les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Les diagrammes contrainte déformation du béton sont « parabole-rectangle »

II. charpente métallique

1. Caractéristique géométriques

Les dimensions de projet sont :

- ◆ Longueur : 15,00m
- ◆ Largeur : 10,00m
- ◆ Hauteur total : 6,00m
- ◆ Hauteur des poteaux: 4,50m

La toiture est constituée par des fermes espacées de 5,00 m qui sont placées à l'intermédiaire.

2. Désignation des éléments structuraux

2.1. Ossature métallique

Elle comprend : Cadres auto stables avec assemblage par boulons à haute résistance, Pieds de poteaux boulonnés sur des massifs en béton armé ; Arbalétrier brisé montées par boulonnage sur poteaux ; Pannes métalliques espacées de 1.22 m sur les traverses

2.2. Toiture : Elle est composée de bâtiment avitailleur : toiture à deux versants plans et symétriques dont la pente est de 20%.

3. Règlements utilisés

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- **RPA 99/V. 2003 :** règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique
- **RNV 99 :** règlement neige et vent algérien
- **B.A.E.L 91:** Béton armé aux états limites.
- **CCM 97 :** règles de calcul des constructions en acier pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- **CM 66 :** Règles de conception et de calcul des structures en acier

4. Caractéristiques Mécaniques des matériaux

a. Aciers : Les principaux matériaux choisis pour réaliser l'ouvrage sont :

a.1. Aciers de construction pour les éléments de structure

Tous les composants de la structure métallique sont des produits sidérurgiques laminés à chaud. Le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par RPA (voir RPA 8.2 .2). La nuance d'acier utilisée est le E 24 qui a comme caractéristiques :

- ◆ Résistance limite d'élasticité : $\sigma_e = 24 \text{ daN / mm}^3$
- ◆ Module d'élasticité longitudinal : $E = 2,1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$
- ◆ Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN / m}^3$

a.2. Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux (voir RPA 8.1.1), assurant la stabilité sont :

- ◆ Boulons à haute résistance type HR et Boulon ordinaire
- ◆ Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

2. Béton armé

Pour la réalisation des fondations, le type de ciment utilisé est le CRS. Le béton est un matériau composé de : (ciment, sable, gravier et l'eau). Conforme aux normes et définie par la

valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours.

Pour 1m^3 du béton on a :

- ◆ Ciment $350\text{Kg}/\text{m}^3$ (CPJ325).
- ◆ $400\text{L}/\text{m}^3$ de sable ($\emptyset < 5\text{mm}$).
- ◆ $800\text{L}/\text{m}^3$ de gravier ($5\text{mm} \leq \emptyset \leq 25\text{mm}$). soit 8/15 et 15/25 .
- ◆ $175\text{L}/\text{m}^3$ d'eau.

2.1. Béton pour l'infrastructure Dosage : $350\text{Kg}/\text{m}^3$ (CRS)

Caractérisé par un dosage de $425\text{ Kg}/\text{m}^3$, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\rho = 2500 \text{ daN}/\text{mm}^3$$

$$f_{c28} = 25 \text{ daN}/\text{mm}^2 \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ daN}/\text{mm}^2$$

2.2. Béton de propreté Dosage : $(200-250)\text{ Kg}/\text{m}^3$

PARTIE I
BETON ARME

CHAPITRE /

pré dimensionnement
Evaluation des charges

I. Pré dimensionnement

Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure ; il faudra passer par leurs pré dimensionnement (phase d'avant projet) et cela on basant sur les règles BAEL91, RPA 99 et CBA93.

1. Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs elles transmettent les charges du plancher aux poteaux.

➤ Selon BAEL 91 condition de flèche

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

➤ Selon RPA99/2003

* $b \geq 20$ cm.

* $h \geq 30$ cm.

* $h / b \leq 4$

Avec: L: la portée maximale de la poutre entre axes.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

a) **Poutres principales :**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$D'où \frac{1000}{15} \leq h \leq \frac{1000}{10} \text{ donc } 66.66 \leq h \leq 100$$

Soit $h = 95$ cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \text{ donc } 28.5 \leq b \leq 76 \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les démentions adoptées aux exigences de l'RPA qui sont les suivantes :

$b > 20$ cm Vérifie.

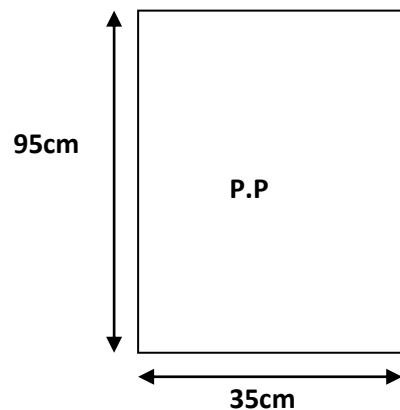


Figure -1- section transversal de la poutre principale

$h > 30 \text{ cm}$ Vérifie.

$h/b = 95/35 = 2.71 < 4$ Vérifie.

Donc on adopte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$h = 95 \text{ cm. } b = 35 \text{ cm.}$

b) Poutres secondaires :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

D'où $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$ donc $33,33 \leq h \leq 50$

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

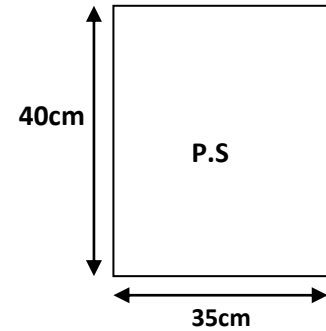


Figure .2. section transversal de la poutre s

$0,3h \leq b \leq 0,8h$ donc $12 \leq b \leq 35 \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$

➤ **Vérification**

- $b > 20 \text{ cm}$ Vérifie.
- $h > 30 \text{ cm}$ Vérifie.
- $h/b = 40/35 = 1,14 < 4$ Vérifie.

Donc on adopte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

- $h = 40 \text{ cm.}$
- $b = 35 \text{ cm.}$

2. Les planchers :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur (supporté les charges et les surcharges), et un rôle d'isolation thermique et acoustique .il est composé d'un corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante :

d'après le BAEL91 : $h_t \geq L/22,5$

$L = 465 \text{ cm}$ Donc : $h_t \geq \frac{465}{22,5} = 20,66 \text{ cm}$

On prend $h_t = 21 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16 + 5)

Avec : 16 cm → hauteur de corps creux.

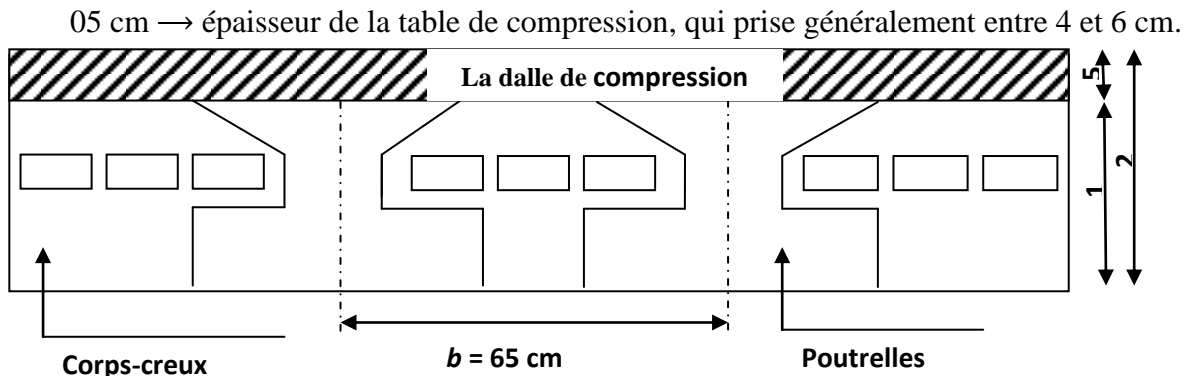


Figure.3. section transversal de plancher

3. Poutrelles (nervures):

La distance normalisé entre axe de nervure et de 56 cm à 65 cm et pour notre cas on adopte

$$b = 65 \text{ cm}, \text{ On a : } b_0 \geq (0.3; 0.4) \rightarrow b_0 \geq (0.3; 0.4)21 \rightarrow b_0(6.3; 8.4) \text{ cm}$$

Donc on adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$

- On a: $b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$ avec la portée de travée entre une $L=500 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{65-10}{2}; \frac{500}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min(27.5; 50) \text{ cm}$$

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$: La longueur de la table de compression

- h_1 : Hauteur de la dalle de compression; $h_1 = 5 \text{ cm}$
- h_2 : Hauteur du corps-creux; $h_2 = 16 \text{ cm}$
- h_i : 21 cm

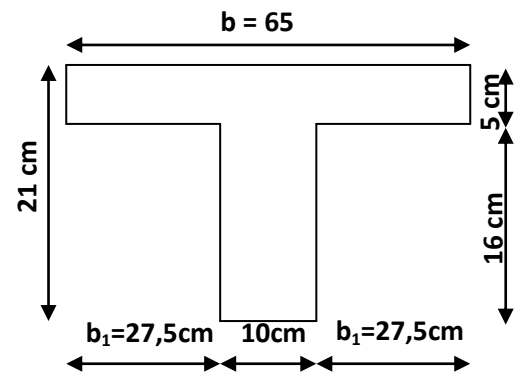


Figure.4. Section transversal de la poutrelle

$$d = 0.9 \times h_i = 0.9 \times 21 = 19 \text{ cm} \Rightarrow d = 19 \text{ cm} \text{ et } e = 2 \text{ cm}$$

4. Poteaux:

Sont les éléments les plus sollicités de toute la structure, leurs rôle est important maintien la stabilité de l'ouvrage; c'est aux qui assurant en reprenant la charge. Leur transmission au sol par l'intermédiaire du fondation, leur sections sont constats dans tout les niveaux d'après le règlement BAEL91.

A partir de la largeur de flambement on détermine le coefficient d'élancement λ : $\lambda \leq 0$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B : Section du béton

$$B = b \times h$$

I : Moment d'inertie

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = \frac{h}{2\sqrt{3}}$$

l_f : Longueur de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0,7h \text{ où } l_f \text{ est la longueur de flambement}$$

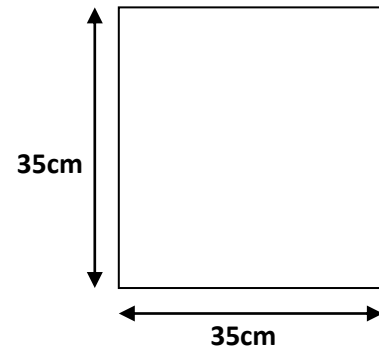


Figure.5. section transversal de poteau

h_0 Hauteur d'étage $h_0 = 6m$

$$l_f = 0.7 \times 600 = 420cm$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{420}{\frac{h}{2\sqrt{3}}} = \frac{420 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 50 \Rightarrow 1454.92 \leq 50h$$

$$h \geq \frac{1454.92}{50} = 29.098cm \Rightarrow h \geq 29.098cm$$

On adopte $h = 35cm$

$$I = \frac{bh^3}{12}, \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\frac{h}{b}}$$

$$\Rightarrow 0.7l_0 \times \frac{2\sqrt{3}}{b} = 0.7 \times 420 \times \frac{2\sqrt{3}}{b} \leq 50$$

$$b \geq 29 \text{ cm}$$

On adopte $b = 35cm$

donc on adopte les sections des poteaux intermédiaires $(35 \times 50)cm^2$ et les autres $(35 \times 35)cm^2$

II. Evaluation des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer : Le poids propre de l'élément, La charge de plancher qu'il supporte, Les éléments secondaires

a) Plancher terrasse inaccessible

charge permanente : D'après DTR BC 2.2

Tableau.1. évaluation des charge de plancher

| Eléments constituants | Masse volumique(KN /m ³) | Epaisseur(m) | Masse surfacique(KN/m ²) |
|-------------------------|--------------------------------------|--------------|--------------------------------------|
| Gravillon de protection | 20 | 0,04 | 0.80 |
| Etanchéité multicouches | 60 | 0,02 | 0.12 |
| Isolation thermique | 4 | 0,04 | 0.16 |
| Béton de pente | 22 | 0,05 | 1.10 |
| Plancher corps creux | / | 0,21 | 2.86 |
| Total | | | 5.14 |

Surcharger d'exploitation **Q = 1 KN/m²**

b) Acrotère :

Tableau.2. évaluation des charges d'Acrotère

| Elément constituant | Masse volumique (KN /m ³) | Surface (m ²) | Masse linéaire (KN/m) |
|---------------------|---------------------------------------|---------------------------|-----------------------|
| Totale | 25 | 0,059 | 1.5 |

G = 1.5 KN/ml Q = 1 KN/ml

poids propre de poteaux :

$G(P1) = 0.35 \cdot 0.35 \cdot 25 = 3.06 \text{ KN/ml}$

$G(P2) = 0.35 \cdot 0.5 \cdot 25 = 4.37 \text{ KN/ml}$

poids propre de poutre :

$G_p = 0.35 \cdot 0.95 \cdot 25 = 8.31 \text{ KN/ml}$

$G_s = 0.35 \cdot 0.4 \cdot 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$

Figure .6 . la section transversal d'acrotère

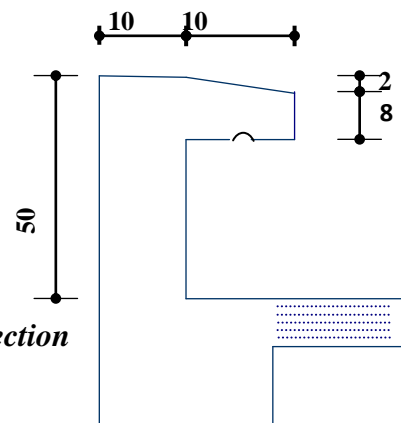


Tableau.3. Descente des charges de poteaux (35*35)

| Descente | N_G (KN) | N_Q (KN) |
|--|---------------|----------------------|
| - Acrotère: 1.50 *5 | 7.5 | $(2.33+2.33)*2.15*1$ |
| - Plancher terrasse: 5.14 [(2.33+2.33)2.15] | 51.5 | |
| - Poutre p: 8.31 *2.15 | 17.9 | |
| - Poutre s: 3.5*5 | 17.5 | |
| - poteau 3.06 *6 | 18.36 | |
| Totale | 112.8 | 10 |

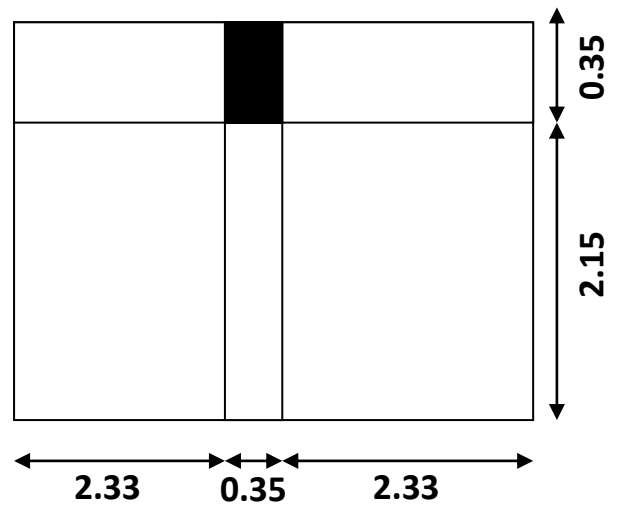


Figure.7. la section transversal de poteaux (35*35)

➤ **Combinaison des charges et surcharges pour le poteau**

| poteau | G (KN) | Q (KN) | $N_u = 1.35G + 1.5Q$ | $N_s = G + Q$ |
|--------------|--------------|-----------|----------------------|---------------|
| 35*35 | 112.8 | 10 | 167.3 | 122.8 |

d) Poteau (0.35*0.50)

Tableau.4. Descente des charges de poteaux (35*50)cm

| Descente | N_G (KN) | N_Q (KN) |
|---|---------------|---------------------|
| - Acrotère: 1.50 *5 | 7.5 | $(2.33+2.33)*4.5*1$ |
| - Plancher terrasse: 5.14 [(2.33+2.33)4.5] | 107.8 | |
| - Poutre principale: 8.31 *4.5 | 37.4 | |
| - Poutre secondaire: 3.5*5 | 17.5 | |
| - poteau 4.37 *6 | 26.22 | |
| Totale | 196.4 | 21 |

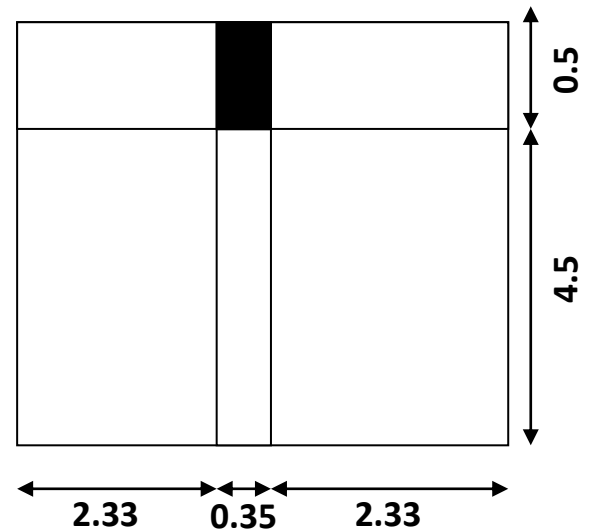


Figure.8. la section transversal de poteaux

➤ **Combinaison des charges et surcharges pour le poteaux (35*50) :**

| poteau | G (KN) | Q (KN) | Nu = 1.35G+ 1.5Q | Ns = G + Q |
|---------|--------|--------|------------------|------------|
| (35*50) | 196.4 | 21 | 296.64 | 217.4 |

Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

D'après le règlement 'B A E L'91 « ART B.8.11 » avec

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Le poteau (50*35) :**

$$S \geq S_p = N_u / \sigma_{bc}.$$

$$S = 50 * 35 = 1750 \text{ cm}^2.$$

$$N_u / \sigma_{bc} = 296.64 * 10^3 / 14.2 = 20890.14 \text{ mm}^2.$$

$$S = 1750 \text{ cm}^2 \geq S_p = 208.9 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V La section est vérifiée.}$$

➤ **Le poteau (35*35) :**

$$S \geq S_p = N_u / \sigma_{bc}.$$

$$S = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2.$$

$$N_u / \sigma_{bc} = 167.3 * 10^3 / 14.2 = 11781.7 \text{ mm}^2.$$

$$S = 1225 \text{ cm}^2 \geq S_p = 117.817 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots \text{C V La section est vérifiée.}$$

Vérification du flambement :

$$N_u \leq \frac{a * B_r * F_{c28}}{0.9 * \sigma_b}$$

$$B_r = (b - 2)^2 = (35 - 2)^2 \quad \rightarrow \quad B_r = 1089 \text{ Cm}^2$$

$$a = \frac{0.85}{1 + (0.2 * \frac{\lambda^2}{30^2})} \quad \rightarrow \quad a = \frac{0.85}{1 + (0.2 * \frac{41.56^2}{30^2})} = 0.61$$

$$\lambda = \frac{3.46 \times l_f}{h} < 50 \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{3.46 \times 0.7 \times 6}{35} < 50 = 41.56$$

$$B_r \geq \frac{N \times 0.9 \times \gamma_b}{a \times Fc_{28}} \quad \rightarrow \quad B_r \geq \frac{296.64 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3}{0.75 \times 25 \times 10^2} = 120.45 \text{ cm}$$

1089 cm² ≥ 120.45 cm²(C . V).

Donc, la section adoptée (35 * 35) Cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux

CHAPITRE ;

Calcul les planchers

Introduction

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

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers

❖ Calcul de plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux. Ils ont pour rôle :

1-transmettre les charges aux éléments porteurs.

2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planché de notre bâtiment sont en corps creux (**16+5**) associée à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **5 cm**

A. Dalle de compression

La dalle de compression est de hauteur = à 5cm, elle est armée d'un treillis soudé continu totalement ancré sur les appuis de rives.

➤ Les armatures porteuses // L_x :

Se sont des armatures aux nervures (poutrelles).

Selon le CBA93 :

$$A_{\perp} = 4 \frac{b}{f_e} = 4 \frac{65}{235} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{\perp}/\text{ml} = 5\text{Ø}6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

➤ Les armatures de répartition $\perp L_x$:

Selon le CBA93 :

$$A_{//\text{ml}} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{//} = 4\text{Ø}6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

Soit un treillis soudé $T_s \text{Ø}6 (200 \times 250)$ (**Figure.1.**)

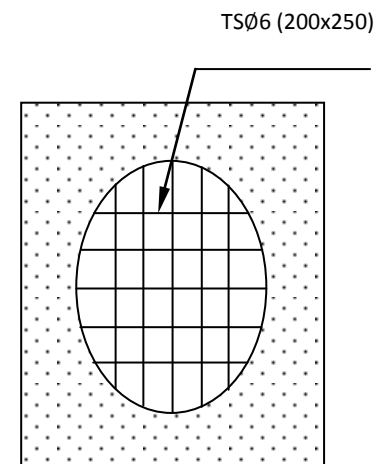


Figure.1. Ferrailage de Dalle de compression

B. Calcul des poutrelles :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, de la hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

. Poids propre de plancher: $0.65 \times 5.14 = 3.341$ KN/ml

. Surcharges d'exploitation : $1 \times 0.65 = 0.65$ KN/ml

$G = 3.341$ KN/ml , $Q = 0.65$ KN/ml

ELU : $q_s = 5.5$ KN/ml $ELS : q_u = 4$ KN/ml

Méthode de Caquot :(voir l'annexe de la méthode de Caquot)

d'après BAEL91 article 2.3.2 page 10

appuis de rive $M_a = 0$ (BAEL91 article 2.3.2.2.1 Principe de calcul des moments sur appuis)

Moments en appuis :

$$M_a = - \frac{q_g * l_g'^3 + q_d * l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

Tels que : $\begin{cases} l_g', l_d' : \text{longueur fictive} \\ q_g, q_d : \text{chargement} \end{cases} \quad l' : \begin{cases} 0,8l : \text{travée intermédiaire} \\ l : \text{travée de rive} \end{cases}$

Moments en travée :

$$M_t = M_g - V_g * x_0 - \frac{q * x_0^2}{2}$$

Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_g = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{q \cdot l}{2} \\ V_d = V_g + q \cdot l \\ x_0 = - \frac{V_g}{q} \end{cases}$$

Charges appliquée sur les poutrelles

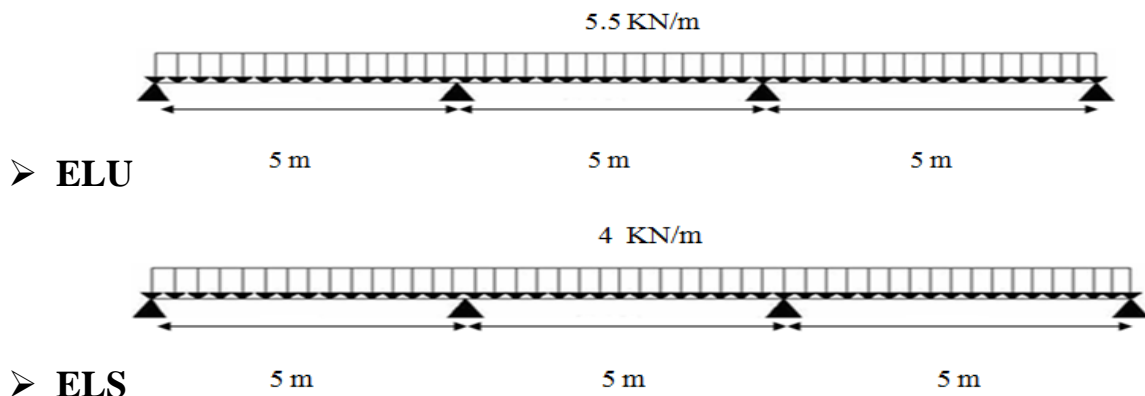


Tableau.1.résultats des moments et effort tranchants à ELU
 $q_u = 5.5 \text{ KN/m}$ $l = 5\text{m}$

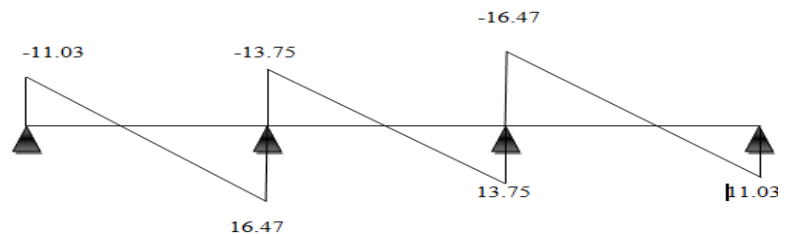
| | Mg(KN*m) | Md(KN*m) | V g(KN) | V d(KN) | X0 | Mt(KN*m) |
|----------|----------|----------|---------|---------|-----|----------|
| Travée A | 0 | -13.6 | -11.03 | 16.47 | 2 | 11.06 |
| Travée B | -13.6 | -13.6 | -13.75 | 13.75 | 2.5 | 3.6 |
| Travée C | -13.6 | 0 | -16.47 | 11.03 | 3 | 11.06 |

Tableau.2.résultats des moments et effort tranchants à ELS
 $q_s = 4 \text{ KN/m}$ $l = 5\text{m}$

| | Mg(KN*m) | Md(KN*m) | V g(KN) | V d(KN) | X0 | Mt(KN*m) |
|----------|----------|----------|---------|---------|-----|----------|
| Travée A | 0 | -9.9 | -8.02 | 11.98 | 2 | 8.04 |
| Travée B | -9.9 | -9.9 | -10 | 10 | 2.5 | 2.6 |
| Travée C | -9.9 | 0 | -11.98 | 8.02 | 3 | 8.04 |

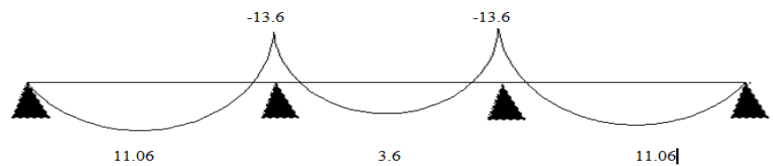
Calcul des efforts tranchants :

- ELU

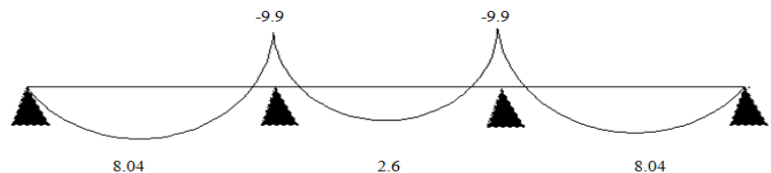


Calcul des moments :

- ELU



- ELS



Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage des poutrelles se fait comme une section en T à la flexion simple, par les sollicitations correspondantes.

Les sollicitations :

-ELU : $M_t = 11.06 \text{ KN.m}$; $M_a = -13.6 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 16.47 \text{ KN}$

-ELS : $M_t = 8.04 \text{ KN.m}$; $M_a = -9.9 \text{ KN.m}$

a) Ferrailage longitudinal :

A. Ferrailage en travée :

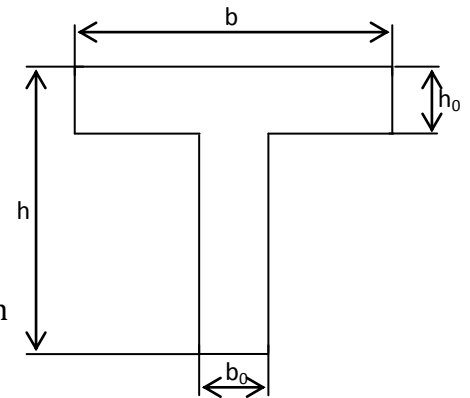
Le moment équilibre par la table de compressions

$$M_{Tu} = f_{bu} * b * h_o \left[d - \frac{h_o}{2} \right]$$

$$M_{Tu} = 14,2 * 10^3 * 0,65 * 0,05 \left[0,19 - \frac{0,05}{2} \right] = 76,15 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions,

donc le calcul se ramène a une section rectangulaire ($b * h$). (**annexe** de l'organigramme de section rectangulaire)



$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,033 \quad \mu_r < \mu \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\mu) = 0,186 \text{ m} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,042$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{11,06}{0,186 * 348 * 10^3} = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopt } A = 2AH12 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (Figure.2.)}$$

B. Ferrailage aux appuis :

Au niveau des appuis les moments est négatif donc la table de compression est tendue, le calcul sera menée pour une section rectangulaire de section ($b_o * h$).

• **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{13,6}{0,1 * (0,19)^2 * 14,2 * 10^3} = 0,26$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A' = 0 \quad Z = 0,16 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{13,6}{0,16 * 348 * 10^3} = 2,44 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopté } A = 2AH14 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ (Figure.3.)}$$

• **Aux appuis de rive :**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de $0,15 M_0$.

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5.5 \cdot 5^2}{8} = 17.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15 M_0 = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.58}{0,1 \cdot (0,19)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,05$$

$$\mu < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

$$Z = 0.185$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2.58}{0,185 \cdot 348 \cdot 10^3} = 0,4 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = 1\text{AH } 14 = 1,54 \text{ cm}^2$ (Figure.2.)

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_{u \max} = 16.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.47 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,19} = 0,866 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,15 f_{c28} / \gamma_b \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ cv}$$

b) Ferrailage transversal :

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \emptyset_{l\min} ; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \emptyset_t \leq \min \left[\frac{21}{35} ; 8 \text{ cm} ; 1 \right] \emptyset_t \leq 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

D'ou pour coudre deux filles : $A_t = 2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement :

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,8 * f_e * A_t \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_o (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} * K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

D'où la formule devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0,8 * f_e * \frac{A_t}{b_o (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_o} \end{array} \right. \quad \text{On obtient:}$$

$$S_t \leq 0,8 * 400 * \frac{1,01}{10(0,86 - 0,3 * 2,1)} = 140,52 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 * 19 ; 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{1,01 * 400}{0,4 * 10} = 101 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification:

➤ **À P'ELU :**

Vérification de la condition non fragilité :

On doit vérifier que : $A \geq A_{\min}$

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On a $A_{\text{travée}} > A_{\min}$ cv.

• **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{ap}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ cv.

1. Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_{u\max} \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 17,1 \text{ cm}$

D'où : $0,267 \times 0,171 \times 0,10 \times 25 = 114,14 \text{ KN}$

$$V_{u\max} = 16.47 \text{ KN} < 114,14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Influence sur les aciers : on doit vérifier que $M_u \leq 0,9 \cdot V_u \cdot d$

Si cette condition est vérifiée, donc on doit prolonger au-delà du bord des appuis une section d'armatures A_s : $A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$ pour équilibrer un effort égal à $\left[V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right]$

$$M_{au} = 13.6 \text{ KN.m} ; V_u = 16.47 \text{ KN}$$

$M_{au} = 13.6 \text{ KN.m} > 0,9 \cdot 16.47 \cdot 0,19 = 2,81 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

2. Vérification de la jonction table –nervure : On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (FPP)}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{16.47 \cdot 10^{-3} \cdot 0,275}{0,9 \cdot 0,65 \cdot 0,19 \cdot 0,05} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,2 \cdot 25}{1,5} \\ &= 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok.} \end{aligned}$$

3. Vérification de l'adhérence : On doit vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

Où u_i est le périmètre utile.

$\bar{\tau}_{ser}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum u_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum u_i = \pi \cdot (\text{Ø}14) = 43,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{16.47 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,19 \cdot 0,04396} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$$

Tel que : $\psi = 1,5$ pour acier HA

$$\overline{\tau}_{ser} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.24 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{ser} = 2,83 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

4. Vérification des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,8 \cdot f_e} = \frac{1,01}{10 \cdot 15} = 6,73 \cdot 10^{-3} \geq \frac{2.24 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1}{0,8 \cdot 400} = 5.03 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **À PELS :**

Contrainte de compression :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$) avec $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \cdot h_0^2 + 30 \cdot A'(h_0 - d') - 30 \cdot A \cdot (d - h_0) \text{ On a : } A' = 0 \Rightarrow H = 65 \cdot 5^2 - 30 \cdot 2.26 \cdot (19 - 5) = 675.8 > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression.}$$

Calcule de y:

$$b \cdot y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30A(d - y) = 0$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow 65 \cdot y^2 - 60.3y + 1145.7 = 0 \Rightarrow y = 3,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] = 8154.3 \text{ cm}^4$$

$$(\sigma_{bc} = K Y) \text{ Avec } K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.04}{8154.3 \times 10^{-8}} = 98598.28 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{bc} = 3.7 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

État limite de déformation :

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites

D'après BAEL91 : article 3.5 page 21

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,0456 \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{ok.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,0456 \geq \frac{M_t}{20M_o} = 0,032 \dots \dots \dots \text{ok.}$$

$$\frac{A}{b_o d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \cdot 19} = 0,00183 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Ferraillage des poutrelles

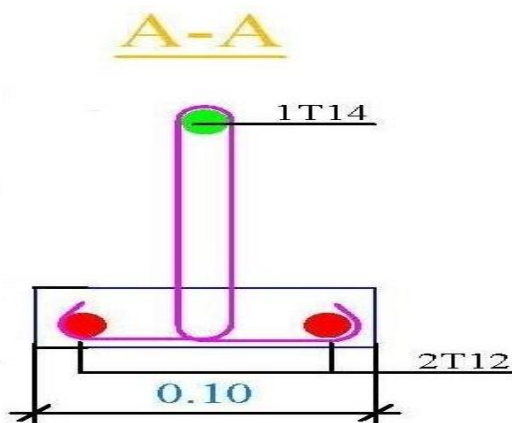


Figure.2. Ferraillage en travée et appui de rive

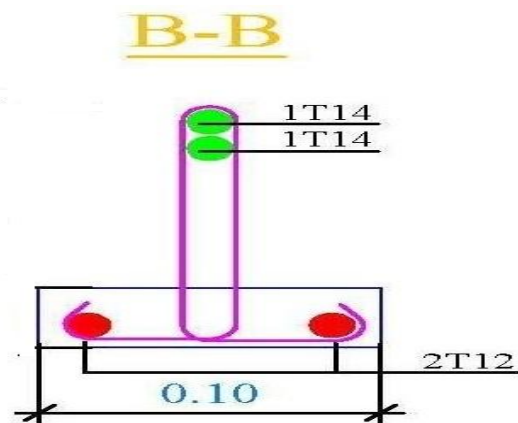


Figure.3. Ferraillage en appui intermédiaire

CHAPITRE II

Calcul les poteaux et poutres

Introduction :

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

I. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables .

Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91**

ELU 1,35.G + 1,5.Q

ELS G + Q

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

N_{max} ; $M_{correspondant}$

N_{min} ; $M_{correspondant}$

M_{max} ; $N_{correspondant}$

Calcul des armatures longitudinales :

Recommandations du BAEL 91 : $A_{min} = \max\left(4\text{cm}^2 ; \frac{2B}{1000}\right)$ $A_{max} = \frac{5B}{100}$

Recommandations du RPA 99/version 2003 : art .4.12 $A_{min} = 0.7\%bh$

Tableau .1.Ferrailages maximales et minimales

| | | BAEL91 | | RPA |
|---------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| / | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{min} (cm ²) |
| Poteaux | (35x35) | 2.45 | 61.25 | 8.58 |
| Poteaux | (35x50) | 3.5 | 87.5 | 12.25 |

Les sollicitations dans les poteaux:

Tableau .2. Les sollicitations obtenues par SAP2000 poteau (35*35)cm²

| | | ELU | | |
|-------------|------------------|-----------|-----------|-------------------------|
| Pot (35*35) | / | N min(KN) | N max(KN) | M _{max} (KN*m) |
| | | -82.09 | -200.55 | 25.51 |
| | N correspondant | / | / | -82.09 |
| | M2 correspondant | 7.62 | 1.05 | 7.62 |
| | M3 correspondant | 25.51 | 0.1 | / |
| | | ELS | | |
| Pot (35*35) | / | N min(KN) | N max(KN) | M _{max} (KN*m) |
| | | -59.65 | -146.25 | 18.57 |
| | N correspondant | / | / | -59.65 |
| | M2 correspondant | 5.52 | 0.76 | 5.52 |
| | M3 correspondant | 18.57 | 0.06 | / |

Tableau .3. Les sollicitations obtenues par SAP2000 poteau (35*50)cm²

| | | ELU | | |
|-------------|------------------|-----------|-----------|-------------------------|
| Pot (35*50) | / | N min(KN) | N max(KN) | M _{max} (KN*m) |
| | | -325.35 | 367.99 | 144.45 |
| | N correspondant | / | / | -325.35 |
| | M2 correspondant | 0.1 | -0.86 | 0.1 |
| | M3 correspondant | 144.59 | -71.04 | / |
| | | ELS | | |
| Pot (35*50) | / | N min(KN) | N max(KN) | M _{max} (KN*m) |
| | | -237.37 | -268.96 | 105.6 |
| | N correspondant | / | / | -237.37 |
| | M2 correspondant | -0.04 | -0.62 | -0.04 |
| | M3 correspondant | 105.6 | -51.88 | / |

Exemple de calcul :

1. Ferrailage longitudinal :

Soient un poteau de (35 x 35) (cm²) :

$$C = C' = 3 \text{ cm} \quad S = 35 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)} \quad L = 6,00 \text{ m} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 25.51 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N_{\text{cores}} = 82.09 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 200.55 \text{ KN} \quad M_{\text{cores}} = 0.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

• **Excentricité :**

$$e_1 = M_{\max} / N_{\text{cor}} = 0.31 \text{ m}$$

$$e_2 = M_{\text{cor}} / N_{\max} = 0.5 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{En prend : } e_{\max} = 0,31 \text{ m}$$

$e \notin AA' \Rightarrow$ le centre de pression de l'effort se trouve à l'extérieur de section donc on a SPC
0,35

et le calcul de poteau se fait en flexion simple sous M_1 .

$$M_1 = M_u + N_u \cdot G_a$$

$$G_a = \frac{h}{2} - e = 0.17 \text{ m}$$

$$M_1 = 25.51 + 82.09 \cdot (0,17) = 39.46 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39.46 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 35 \cdot 32^2} = 0.07$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1 \quad Z = 0.31$$

$$A_1 = \frac{M_1}{Z \sigma_s} = \frac{39.46}{0.31 \cdot 348 \cdot 10^3} = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 3.64 \text{ cm}^2$$

D' après RPA \emptyset min dans les poteaux = 12 mm et la distance entre les barres longitudinale d'une face de poteau $\leq 25 \text{ cm}$

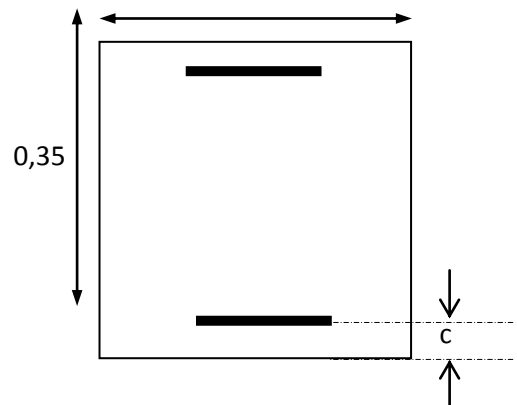


Figure.1. La section transversale du poteau

Donc : on adopte les sections suivantes :

Tableau.4. Les ferrillages des poteaux

| Section cm ² | μ | α | z | A calculé (cm ²) | BAEL A _{min} (cm ²) | RPA A _{min} (cm ²) | A _{adopte} |
|-------------------------|-------|----------|------|------------------------------|--|---|------------------------------|
| Pot 35*35 | 0.07 | 0.1 | 0.31 | 3.64 | 2.45 | 8.58 | 9.24 6AH14 |
| Pot 35*50 | 0.17 | 0.23 | 0.42 | 15.21 | 3.5 | 12.25 | 16.08 8AH16 |

2. Calcul les armatures transversale :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

• Espacement des armatures :

Selon le RPA [art 7.4.2.2] :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ on prend : 10cm
- Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l) \rightarrow t' \leq \min (17.5 ; 17.5 ; 16)$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

la longueur minimale des recouvrements selon le RPA :

$$L_{r_{\min}} = 40\phi_l = 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm}$$

vérification

I. vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{cnf}} \leq A_{\text{adop}}$$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.5. la vérification de CNF

| poteaux | A adopte (cm ²) | A cnf (cm ²) | Observation |
|---------|-----------------------------|--------------------------|-------------|
| (35*35) | 9.24 | 1.35 | Ok |
| (35*50) | 16.08 | 2 | Ok |

Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas plus défavorable :

$$T_{u \max} = 367.99 \text{ Kn. pot (35*50)}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} > \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,22 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

vérification de L'influence de l'effort au niveau des appuis :

$$T_{u \max} \leq (0,4 \cdot a \cdot b_o \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec : a = 0,9 d = 42.3 cm

$$T_{u \max} = 367.99 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \cdot a \cdot b_o \cdot f_{c28}}{1} \gamma_b = 9870 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de la sollicitation les plus défavorables

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

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau .6.la vérification des contraintes

| Poteaux | Section (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|---------|----------------------------|---------------------|--------------------------------|-------------|
| 35*35 | 1225 | 1.63 | 15 | Ok |
| 35*50 | 1750 | 2.1 | 15 | Ok |

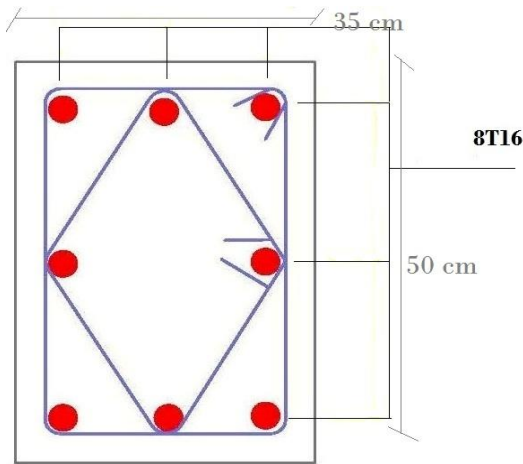


Figure .2. section transversal de poteaux (35*50)cm²

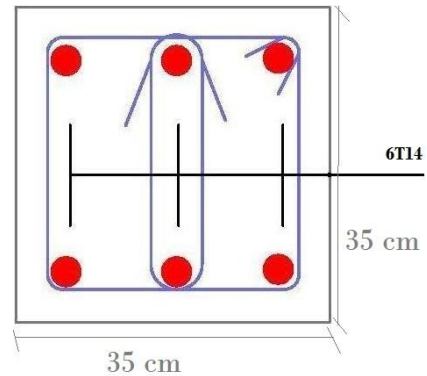


Figure .3. section transversal de poteaux (35*35)cm²

II. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU sous l'effet du moment le plus défavorable.

A. Calcul des armatures longitudinales :

a) Poutres (35*95)

➤ Ferrailage en travée à l'ELU :

$$M_{t \max} = 529.57 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.125$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 0.668 \quad , \quad \mu_R = 0.39 \Rightarrow \mu < \mu_R$$

$$Z = 0.86 \quad , \quad A_s = \frac{529.57 \cdot 10^{-3}}{0.86 \cdot 348} = 17.7 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_{s \text{ RPA Min}} = 0,005 \times 35 \times 95 = 16.62 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité :

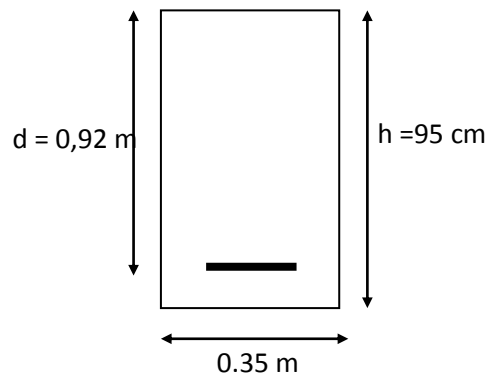


Figure-4- La section des poutres P

$$A_{\text{Min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 4.01 \text{ cm}^2.$$

On fait les mêmes étapes de calcul pour les poutres longitudinales et on résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau .7. Ferrailage longitudinales des poutres

| Poutre | Section | Localisation | M KN*m | μ | α | Z | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | N ^{br} du barre |
|------------|---------|--------------|-----------|-------|----------|------|--|--|---|-----------------------------|
| principale | (35x95) | Travée | 529.57 | 0.125 | 0.16 | 0.86 | 17.7 | 16.62 | 18.1 | 9AH16 |
| | | Appuis | 151.31 | 0.035 | 0.28 | 0.81 | 5.36 | 16.62 | 18.1 | 9AH16 |
| secondaire | (35x40) | Travée | 82.86 | 0.16 | 0.22 | 0.3 | 7.9 | 7 | 10.05 | 5AH16 |
| | | Appuis | 82.86 | 0.16 | 0.22 | 0.3 | 7.9 | 7 | 10.05 | 5AH16 |

B. Calcul des armatures transversales

Les poutres longitudinales :

Le RPA99/version 2003 page 70 impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On aura alors : $A_{t,\text{calcul}} \geq 0.4 * 0.35 * 0.20/400$

Soit : $A_{t,\text{calcul}} = 0,7 \text{ cm}^2$

-La quantité d'armatures transversales minimales est doit vérifié :

$$A_t = 0,003 . S_t . b = 2.1 \text{ cm}^2 > A_{t,\text{calcul}} = 0,7 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : 4Ø8 ($A_t = 2,08 \text{ cm}^2$).

On aura un cadre et un étrier de diamètre (Ø8).

vérification :

➤ **vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) \quad A_{\min} \leq A_{\text{adop}}$$

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas plus défavorable :

$$\bar{\tau} = \min(0,13 * f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA} > \tau_u = \frac{V_u}{b. d}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .8. vérification de l'effort tranchant

| | $T_{U \max}$ (KN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|------------------|-------------------|----------------|--------------------|-------------|
| Poutre P. | 272.35 | 0.85 | 3,25 | ok |
| Poutre S. | 87.62 | 0.67 | 3,25 | ok |

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{\text{ser}} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{\text{ser}}}$

$\overline{\tau_{\text{ser}}}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum u_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum u_i = n . \pi . (\text{Ø})$$

$$\overline{\tau_{\text{ser}}} = \psi . f_{tj} \quad \text{Tel que: } \psi = 1,5 \text{ pour acier HA}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .9. Vérification de l'adhérence

| poutres | T_u (Kn) | $\sum u_i$ (cm) | τ_{ser} (MPa) | $\overline{\tau_{ser}}$ (MPa) | Observation |
|------------|------------|-----------------|--------------------|-------------------------------|-------------|
| Principal | 272.35 | 45.23 | 0.072 | 3, 15 | ok |
| secondaire | 87.62 | 25.13 | 0.104 | 3, 15 | Ok |

➤ **vérification de L'influence de l'effort au niveau des appuis :**

$$T_{umax} \leq (0,4 \cdot a \cdot b_o f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec : $a = 0,9 d$

• **Poutre principal :**

$$T_{umax} = 272.35 \leq ((0,4 * 0,828 * 0,35 * 25) / 1,5) 1000 = 1932 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$T_{umax} = 87.62 \leq ((0,4 * 0,333 * 0,35 * 25) / 1,5) 1000 = 777 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de la sollicitation les plus défavorables $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats de calculs sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau.10. Vérification à l'état limite de service

| Poutres | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) | Observation de ($< \overline{\sigma_{bc}}$) |
|-------------|---------------------|--------------------------------|---|
| principales | 0.8 | 15 | Ok |
| Secondaire | 0.62 | 15 | Ok |

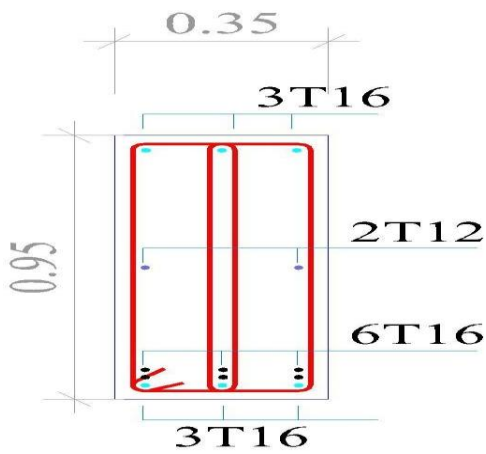


Figure-5 - section transversal de poutre (35*95)cm² en travée

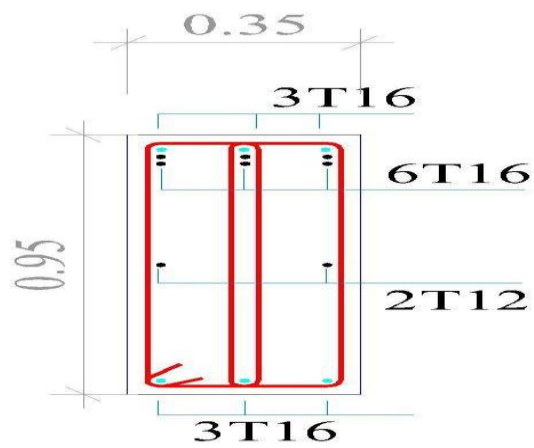


Figure-5 - section transversal de poutre (35*95)cm² en appui

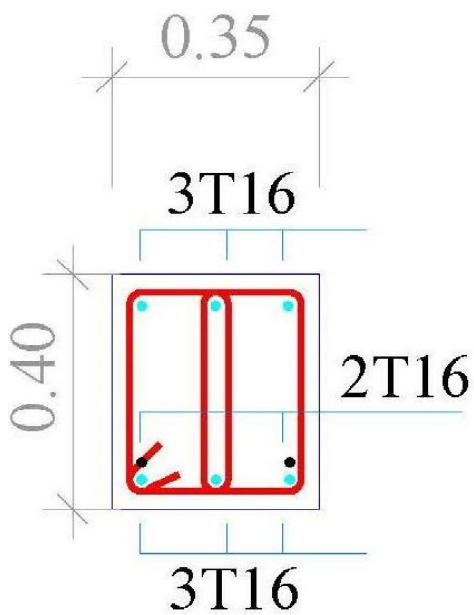


Figure.6 .section de poutre (35*40)cm² en travée

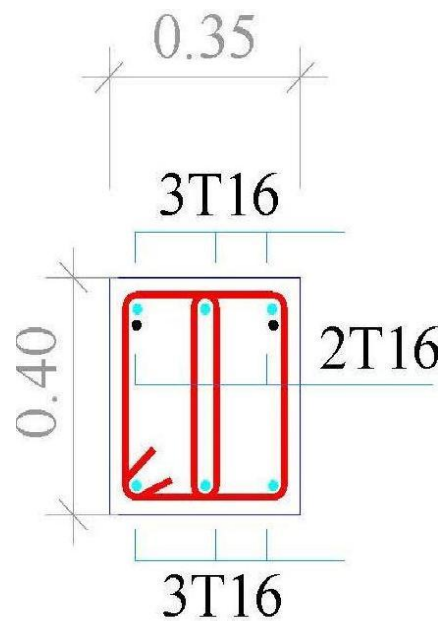


Figure.7. section transversal de poutre (35*40)cm² en appui

C
H
A
P
I
T
R
E
I
V

Calcul les Fondations

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle isolée qui se trouve sous le poteau le plus sollicité et les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

I. Calcul les semelles

Dimensionnement:

Les semelles de fondations sont dimensionnées à partir des résultats de la descente de charges (poids total N qu'elles supportent) et de la résistance à la compression du sol σ_{sol} .

1-semelle sous poteau (35*50) :

On a : $\sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$

$$N_u = 296.64 \text{ KN}$$

D'après le BAEL91 article 6.3.2 :

$$\sigma = \frac{N_u}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :

$$A \geq \sqrt{\frac{a * N}{b * \overline{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,5 * 296.64}{0,35 * 180}} = 1.53 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,35 * 296.64}{0,5 * 180}} = 1.07 \text{ m}$$

Alor on adopte $A = 1.6 \text{ m}$ et $B = 1.2 \text{ m}$

Hauteur utile

Pour s'affranchir de la vérification au cisaillement des semelles, la hauteur utile des semelles doit être telle que :

$$d \geq \max\left(\frac{1.6-0.5}{4}; \frac{1.2-0.35}{4}\right) \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$h = d+5 = 35 \text{ cm}$$

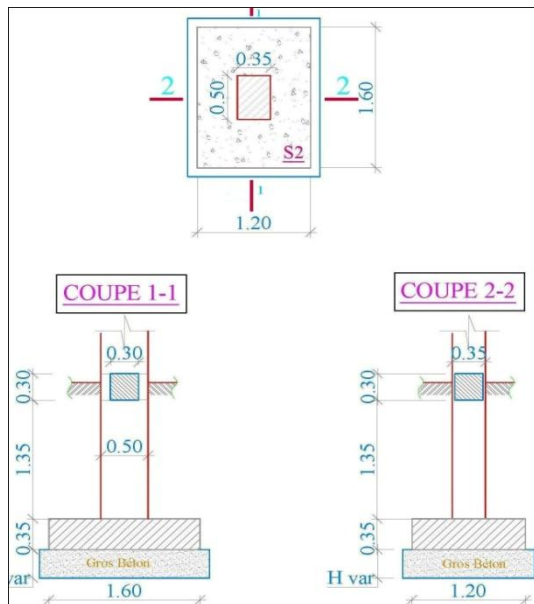


Figure.1. Section transversal se semelle I

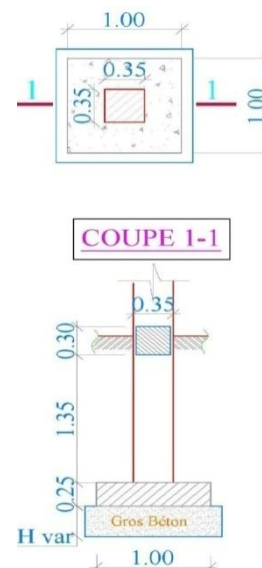


Figure.2. Section transversal semelle II

Ferrailage minimum : Condition de non fragilit

$$A_{cnf} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$As(x) \text{ min} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$As(y) \text{ min} = 5.8 \text{ cm}^2$$

FERRAILLAGE

➤ **Armatures X :**

$$G1=0.35*1.6*1.2*25=16.8\text{kn}$$

$$G2=0.35*0.5*1.35*25= 6 \text{ KN}$$

$$G3=(1.6*1.2 - 0.35*0.5)*1.35*18= 42.4\text{KN}$$

$$G0= G1+G2+G3= 65.2 \text{ KN}$$

$$N = N_u + 1.35 G_0 = 384.66 \text{ KN}$$

$$M(x) = \frac{N*(A-0,7.a)^2}{8*A} = 47 \text{ KN*m}$$

$$\mu_x = \frac{M(x)}{B d^2 f_{bc}} = 0.03 \quad z_x = 0.5*d*(1 + \sqrt{1 - 2 * \mu_x}) = 0.29$$

$$A_s(x) = \frac{M(x)}{z_x * \sigma_s} = \mathbf{4.65 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armatures y :**

$$M(y) = \frac{N*(B-0,7*b)^2}{8*B} = 36.54 \text{ kn*m}$$

$$\mu_y = \frac{M(y)}{A d^2 \sigma_{bc}} = 0.02 \quad \rightarrow z_y = 0.5*d_y*(1 + \sqrt{1 - 2 * \mu_y}) = 0.247 \quad \rightarrow A_s(y) = \frac{M(y)}{z_y * \sigma_s} = \mathbf{4.25 \text{ cm}^2}$$

Tableau.1. Ferrailage les semelles

| semelle | B(cm) | A(cm) | h(cm) | As(x) cm ² | As(y) cm ² | A _{cnf(x)} | A _{cnf(y)} | Ax adopté | Ay adopté |
|--------------------|-------|-------|-------|--------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|---------------|----------------|
| Sous pot(35*50) | 120 | 160 | 35 | 4.65 | 4.25 | 4.4 | 5.8 | 7.92 7HA12 | 10.18 9HA12 |
| Sous pot(35*35) | 100 | 100 | 25 | 2.15 | 2.15 | 3.02 | 3.02 | 6.79 6HA12 | 6.79 6HA12 |

• vérification du poinçonnement :

$$N_p = (N_u + 1.35G_0) * \left[1 - \frac{(a+2h)(b+2h)}{A*B} \right] = 265.45 \text{ KN}$$

$$N_p \leq 0.045 * 2 * (a+b+2h)h * F_{c28} = 759.3 \text{ KN}$$

$$265.45 \leq 759.3 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

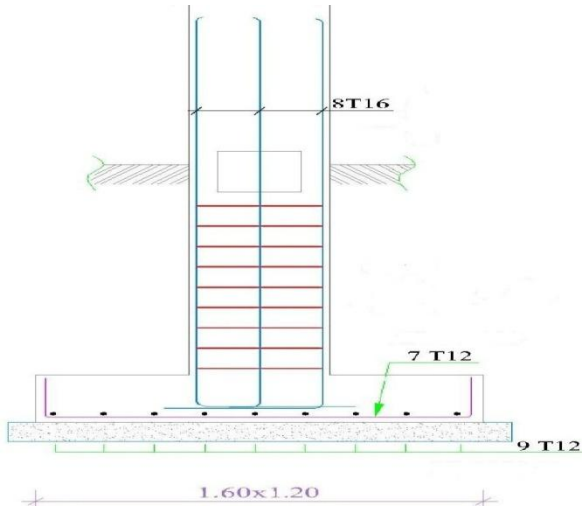


Figure.3. Ferrailage de semelle I

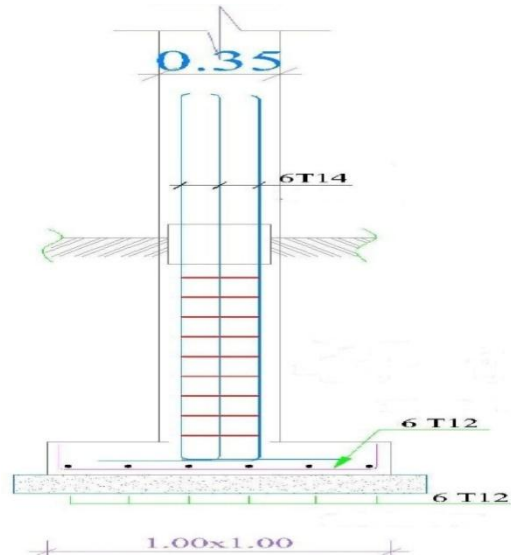
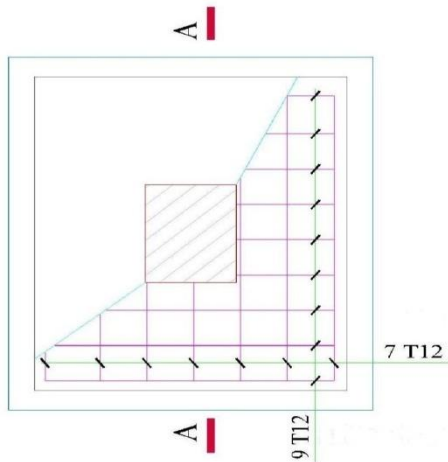
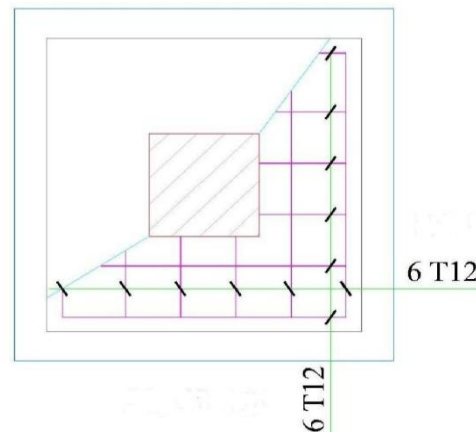


Figure.4. Ferrailage de semelle II



Vue en Plan de la semelle (1.2*1.6)



Vue en Plan de la semelle (1*1)

II -Longrine :

$$f_{c28} = 25M_{pa} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 = 2,1M_{pa}$$

$$\gamma_s = 1,15; f_e E400M_{pa}; \quad n = 1,6(HA)$$

D'après RPA99 V 2003 page 98

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

on prend la section carrée (35*35) cm

$$N_u = 296.64 \text{ KN}$$

$$N_s = 217.4 \text{ KN}$$

$$N' = \frac{296.64}{10} = 29.66 \text{ KN}$$

1. Ferrailage de longrine

a) Longitudinale :

- **ELU :**

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{29.66}{348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

on adopte : **6AH12 A = 4.52**

Vérification :

- **ELS :**

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150\eta) = 240 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{28.26}{240} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,2 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ OK}$

b) transversale :

$$\Phi \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = 8.6 \text{ mm} \\ \frac{h}{10} = 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Phi = 12 \text{ mm}$ on prend
 $\text{Øt} = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier })$$

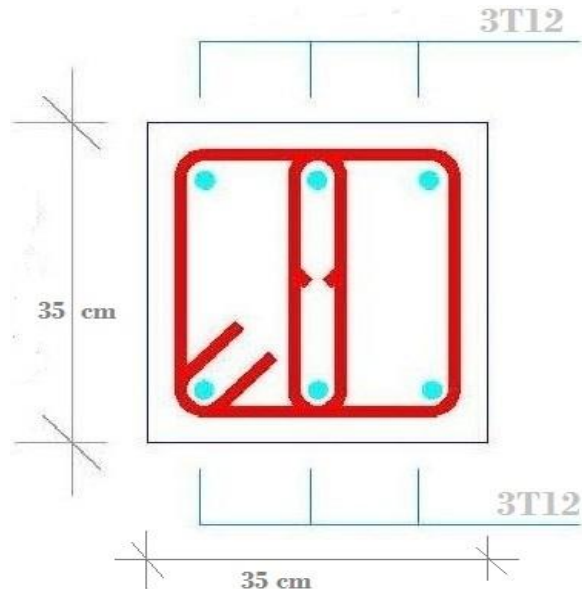


Figure .5. Coupe transversale de la Ferrailage de longrine

PARTIE II
CHARPENTE METALLIQUE

CHAPITRE /

Evaluation Des surcharges climatiques

1- Effet de vent

1. Effet de Vent

La pression due au vent P qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante (RNV99 page 40) :

$$P = q_h \cdot C_d \cdot [C_e - C_i] \quad (\text{N/m}^2)$$

q_h : pression dynamique du vent calculée à la hauteur ($h = 6$ pour la toiture et $h = 4.5$ pour les parois verticales)

C_d : coefficient dynamique de la construction

C_e et C_i : coefficient de pression extérieur et intérieur respectivement

1.1. Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique C_d est donné par (RNV99 la figure 3.2 page 51)

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

a. Vent perpendiculaire au long-pan :

Pour une hauteur $h = 6$ m et $b = 15.0$ m, on trouve $C_d = 0.95$ (voir les annexes)

b. Vent perpendiculaire pignon :

Pour la hauteur $h = 6$ m et $b = 10.0$ m, on trouve $C_d = 0.98$

1.2. Pression dynamique de base

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné comme suit (RNV99 page 45):

$$Q_h = q_{\text{ref}} \times C_{\text{ex}} \quad \text{daN/m}^2$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donné par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

La structure est de hauteur totale $h = 10$ m. Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître-couple (RNV99 chapitre 2,3 .1.1), On calculera la pression dynamique :

- $h = 6 \text{ m}$ pour toiture
- $h = 4.5 \text{ m}$ pour la paroi verticale

OUARGLA classé comme zone II selon RNV99 (page 85), donc : $q_{ref} = 47.0 \text{ daN/m}^2$ (voir les annexes)

1.2.1. Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7 \times K_t] / (C_r \times C_t)$$

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

K_t : facteur du terrain

Pour le terrain de catégorie III on trouve (RNV99, page 47) et (voir les annexes)

$$K_t = 0.22 ; Z_0 = 0.3 \text{ m} ; Z_{\min} = 8 \text{ m} ; \varepsilon = 0.37$$

1.2.1.1. Coefficient de rugosité (RNV99 page 47)

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné ci-dessous :

$$H = 6 \text{ m} < h_{\min}$$

- Pour $h = 6 \text{ m}$; $C_r = K_t \times \text{Ln} \left[\frac{h}{h_0} \right] = 0.722$
- pour $h = 4.5 \text{ m}$; $C_r = K_t \times \text{Ln} \left[\frac{h}{h_0} \right] = 0.722$

avec :

K_t : facteur de terrain

H_0 : paramètre de rugosité

H : hauteur considérée

Le coefficient d'exposition sera donc :

a. **toiture :** $C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \left[\frac{1+7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right] = 1.632$

b. **Parois verticales :** $C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \left[\frac{1+7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right] = 1.632$

Avec $C_t = 1.0$ (coefficient de topographie) pour terrain plat (RNV99 tableau 2.5 page 48)

1.2.2. Valeur de la pression dynamique

$q_h(6) = q_h(4.5) = q_{ref} \times C_{ex} = 76.168 \text{ daN/m}^2$

1.3. Coefficient de pression extérieur

1.3.1. Vent perpendiculaire à la grande face

a. Paroi verticale

Pour cette direction du vent (RNV99 –figure 5.1 page 64)

voir la figure . ci-dessus

$B = 15 \text{ m} ; d = 10 \text{ m} ; h = 6 \text{ m}$

$E = \min(15, 2 \times 6) = 12 \text{ m}$

$E > d$

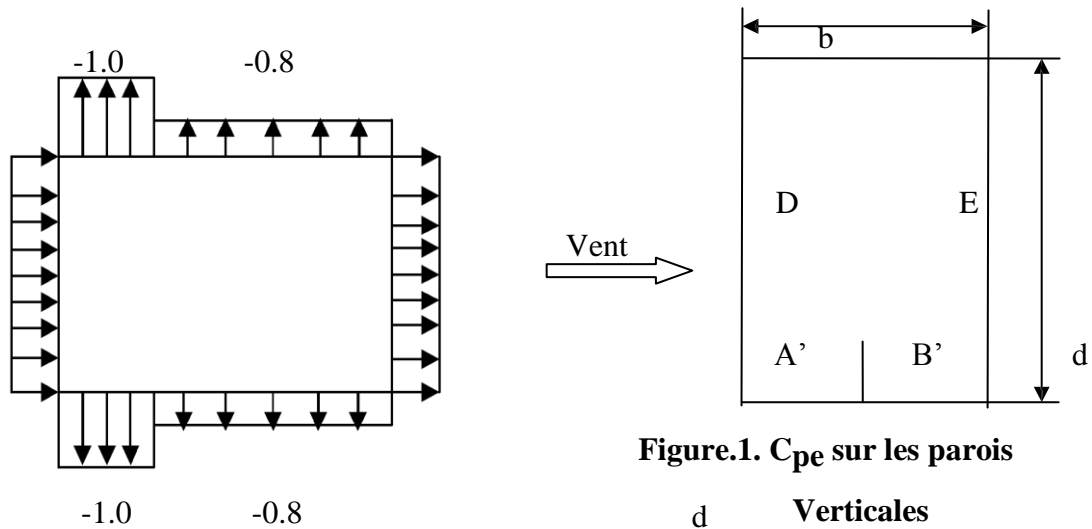
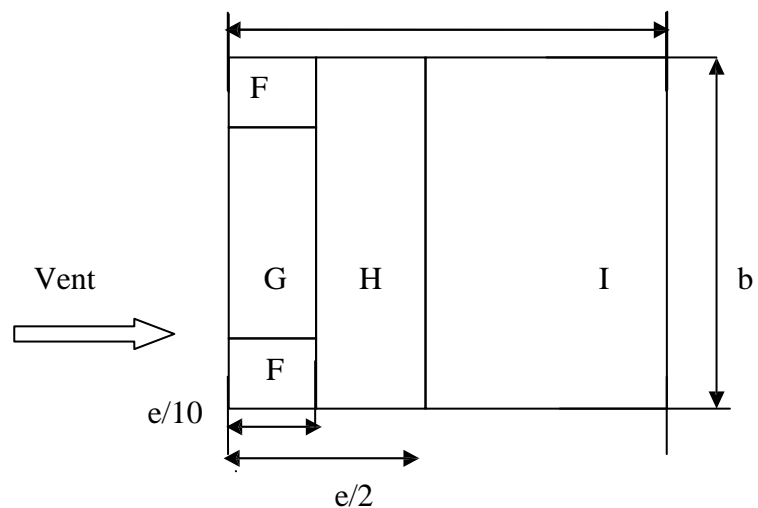


Figure.1. C_{pe} sur les parois

b. Versants de toitures

figure.2. cpe sur la toiture



1.3.2. Vent perpendiculaire à la petite face

Pour cette direction du vent (voir fig ci-dessous)

$B = 10 \text{ m}$; $d = 15 \text{ m}$; $h = 6 \text{ m}$

$E < d$

a. Parois verticales

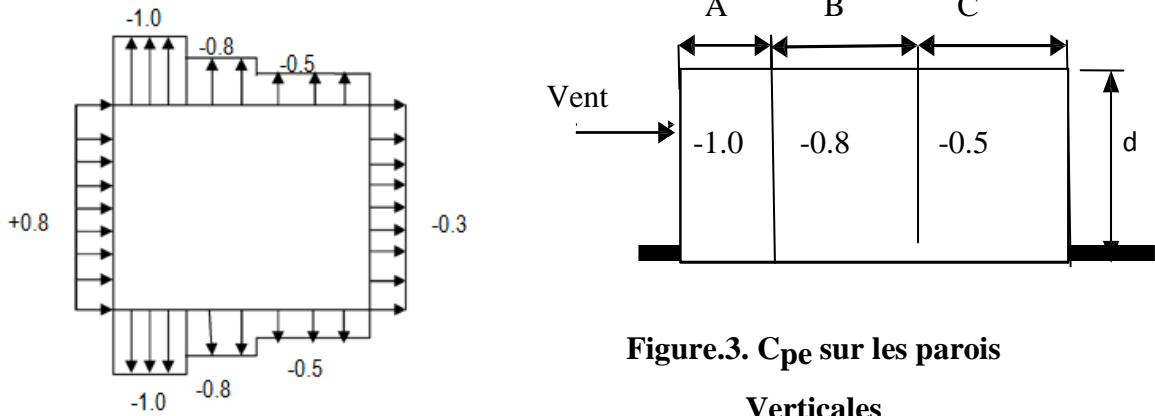


Figure.3. Cpe sur les parois Verticales

b. Versant de toitures

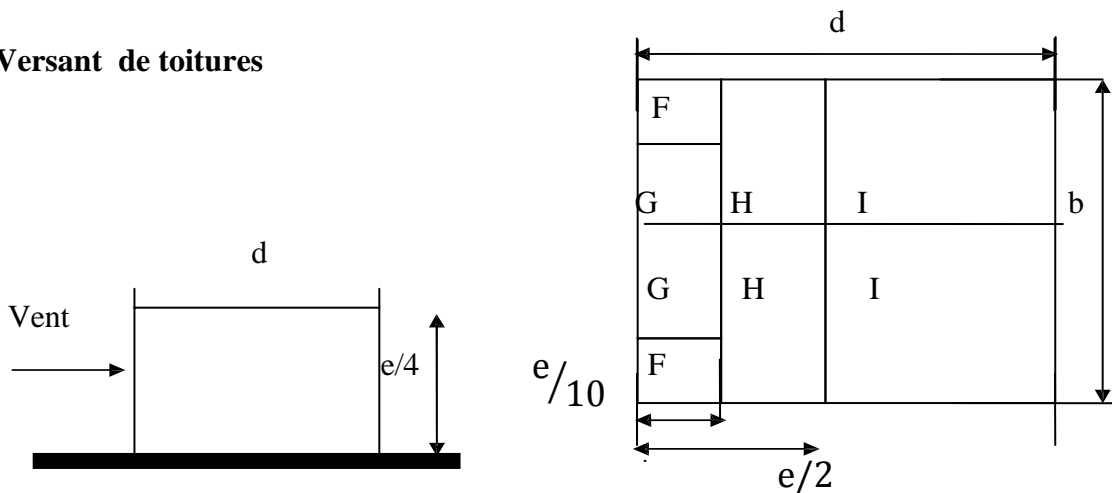


Figure 4. Cpe sur la toiture

1.4. Coefficient de pression intérieure Ci

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité (LAHLOU, 2004 , page 185):

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

a. Paroi AB « au vent »

$$\mu = \frac{12 \times (0,5 \times 0,75)}{12(0,5 \times 0,75) + (4,8 \times 4)} = 0,18, \text{ Pour : } \mu = 0,18 \rightarrow C_i = 0,6$$

b. Paroi BC « au vent »

$$\mu = \frac{(4,80 \times 4) + (6 \times 0,5 \times 0,75)}{12 \times (0,50 \times 0,75) + (4,80 \times 4)} = 0,90, \text{ Pour : } \mu = 0,90 \rightarrow C_i = -0,5$$

c. Paroi CD « au vent »

$$\mu = \frac{(4,80 \times 4) + (12 \times 0,5 \times 0,75)}{12 \times (0,50 \times 0,75) + (4,80 \times 4)} = 1,00 \text{ , Pour : } \mu = 1 \rightarrow Ci = -0,5$$

1.5. Déterminer la pression dynamique de au vent

La pression du au vent Ph qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par formule suivante :

$$Ph = qh \times Cd \times (Ce - Ci)$$

Avec :

$$Cd = 0,95 \quad \text{et} \quad qh = 76,168 \text{ daN/m}^2$$

Tableau 1: Pression dynamique du vent (grande face au vent« Paroi BC»)

| Parois verticales | | | | Versants de toiture | | | |
|-------------------|------|------|---------|---------------------|------|------|--------------------------|
| Zone | Ce | Ci | Ph | Zone | Ce | Ci | Ph (daN/m ²) |
| D | +0.8 | -0.5 | +36.432 | F | -0.5 | -0.5 | 0 |
| A | -1.0 | -0.5 | -21.859 | G | -0.5 | -0.5 | 0 |
| B | -0.8 | -0.5 | 94.724 | H | -0.2 | -0.5 | 21.859 |
| E | -0.3 | -0.5 | 14.573 | I | -0.4 | -0.5 | 72.286 |
| | | | | J | -0.5 | -0.5 | 0 |

Tableau 2 : Pression dynamique du vent (portail au vent« Paroi AB»)

| Parois verticales | | | | Versants de toiture | | | |
|-------------------|------|------|---------|---------------------|------|------|--------------------------|
| Zone | Ce | Ci | Ph | Zone | Ce | Ci | Ph (daN/m ²) |
| D | +0.8 | 0.65 | 10.853 | F | -1.1 | 0.65 | -126.62 |
| A | -1.0 | 0.65 | -119.39 | G | -1.4 | 0.65 | -148.33 |
| B | -0.8 | 0.65 | -104.92 | H | -0.2 | 0.65 | 61.50 |
| C | -0.5 | 0.65 | 83.21 | I | -0.4 | 0.65 | 47.43 |
| E | -0.3 | 0.65 | 68.74 | | | | |

Tableau 3 : Pression dynamique du vent (portail sous vent «Paroi CD »)

| Parois verticales | | | | Versants de toitures | | | |
|-------------------|------|------|--------|----------------------|------|------|-----------------------------|
| Zone | Ce | Ci | Ph | Zone | Ce | Ci | Ph (daN/m ²) |
| D | +0.8 | -0.5 | +94.05 | F | -1.1 | -0.5 | -43.41 |
| A | -1.0 | -0.5 | -36.17 | G | -1.4 | -0.5 | -65.12 |
| B | -0.8 | -0.5 | -21.70 | H | -0.2 | -0.5 | 21.70 |
| E | -0.3 | -0.5 | 14.473 | I | -0.4 | -0.5 | 6.380 |
| C | -0.5 | -0.5 | 0 | J | | | |

CHAPITRE

Etude les éléments superstructure

- 1- Etude les pannes
- 2- etud l'échantignoles
- 3- etude les liérens
- 4- Calcul de bardage
- 5- Calcul de potletes
- 6- Calcul de la ferme
- 7- Calcul les contreventementes
- 8- Calcul de poteau

I. Calcul les pannes

1. Introduction

Les pannes sont des profils de différents types qui servent à supporter la couverture TL75, les charges permanentes et surcharges climatiques. Donc les pannes doivent résister à :

- poids propre.
- poids de la couverture TL75 ($G = 17,90 \text{ daN/m}^2$)
- surcharge climatique (vent)

2. Décomposition des charges sollicitant les pannes

Déterminer la section optimale de la panne intermédiaire qui sollicitée par les chargements données ci-dessous (LAHLOU, 2004page75).

a. Conception

- Longueur de la ferme $L = 5.00 \text{ m}$
- Espacement $e = \frac{1.77}{\cos \alpha} = 1.22 \text{ m}$
- Pant de versant $\text{tg } \alpha = \frac{1.5}{5} = 16.69^\circ$
- Nombre de pannes : $n = 5$ pour chaque versant

b. Charge permanente de la panne (G)

- Poids propre de la couverture (TL75)17.9daN/m²
- Poids de panne (IPE140)12.9daN/m.l
- recouvrement3daN/m²

$$G = [(17.9 + 3) \times 1.22] + 12.9 = 38.39 \text{ daN/m}^2$$

c. surcharges d'entretien(P)

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à P et aux charges ponctuelles P.

Deux charges concentrées de 100 dans chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée (LAHLOU ,2004,(page76).

$$M_{\max} = PL / 3 = PL^2 / 8$$

$$P = 8 \times 100 / 3 \times 5 = 54 \text{ daN/m.l}$$

d. surcharges climatique

La pression de vent est ((LAHLOU ,2004,page 75) :

$$V_n = 72.28 \text{ daN/m}^2, \quad V_n = 72.28 \times 1.22 = 88.18 \text{ daN/m.l}$$

$$V_e = V_n \cdot 1,75 = 126.49 \text{ daN/m}^2 \quad V_e = 126.49 \times 1.22 = 154.31 \text{ daN/m.l}$$

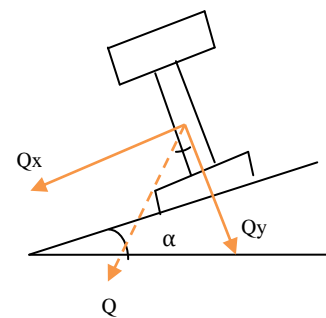


Figure.1.disposition
L'échantillonelle

3. Combinaison des actions selon CM 66

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n = 183.33 \text{ daN/m}$$

$$G + V_n = 126.57 \text{ daN/m}$$

$$G + V_e = 192.70 \text{ daN/m}$$

$$\frac{4}{3}G + 17/12 V_n = 175.98 \text{ daN/m}$$

La charge défavorable est $q = 192.7 \text{ daN/m}$

4. Vérification des pannes à la flexion déviée

$$q_y = q \cos \alpha = 184.31 \text{ daN/m}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 56.21 \text{ daN/m}$$

Tableau .1. Les dimensions et les caractéristiques des pannes

| Désignation abrégée | Sec-A cm ² | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|---------------------|--------------------------|-----------|---------|---------|----------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|---------------------|
| | | H mm | B Mm | E Mm | E' Mm | R mm | I _y cm ⁴ | I _x cm ⁴ | W _{pl-y} cm ³ | W _{pl-x} cm ³ | I _y cm | I _x C |
| IPE140 | 16.4 | 140 | 73 | 4.7 | 6.9 | 7 | 44.9 | 541 | 12.3 | 77.3 | 1.65 | 5.7 |

Flexion dans plan x-x

Flexion dans plan y-y

$$M_x = q_y \cdot \frac{l^2}{8} = 184.31 \cdot \frac{5^2}{8} = 57596 \text{ daN.cm}$$

$$M_y = q_x \cdot \frac{l^2}{8} = 56.21 \cdot \frac{5^2}{8} = 17565 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{57596 \cdot 10^2}{77.3} = 745.10 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{175.65 \cdot 10^2}{12.3} = 1428.09 \text{ daN/cm}^2$$

4.1. La contrainte totale

$$\sigma_t = \sigma_x + \sigma_y = 1603 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifie}$$

5. Vérification de la flèche

La charge non pondérée (Lahlou, 2004, page79) :

$$q_n = G + V_e = 126.57 \text{ daN/m}$$

$$q_y = q \cos \alpha = 121.06 \text{ daN/m}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 36.92 \text{ daN/m}$$

$$[f]_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5 \cdot Q_y \cdot l^4}{384 \cdot E I_x} = 0.86 \text{ cm} < [f]_{adm}$$

$$\text{On a 3 appuis donc : } f_y = \frac{2,05 \cdot Q_x \cdot l^4}{384 \cdot E I_y} = 1.49 \text{ cm} < [f]_{adm}$$

6. Vérification au déversement

Donc le ces des pièces symétriquement chargées et appuyées la vérification de la stabilité au déversement est donné par la formule suivante (CM66, article 3.61 page 83) :

$$kd \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

$$\text{avec : } kd = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma d}{\sigma e} (k_0 - 1)}$$

K_0 : coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élanement λ_0

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D - 1) B \cdot C$$

6.1. Coefficient de dimension de pièce en déversement (CM66, page 91)

$$h=14 \text{ cm} \quad a=0.47 \text{ cm} \quad e=0.69 \text{ cm} \quad b=7.3 \text{ cm}$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}} = 1.97$$

L : le longueur de flambement

J : Moment d'inertie de torsion (CM66, page237) $\rightarrow J = 2.54 \text{ cm}^4$

C : charge uniformément répartie (CM66 page 91) $\rightarrow C = 1.132$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{0.405 \beta x C}{D}\right)^2} - 0.405 \frac{\beta x C}{D} = 0.879$$

$$\sigma_d = 9.94 \text{ daN/mm}^2$$

D'où $\sigma_d = 11.43 \text{ dan/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$ il y a risque de déversement

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \cdot \sqrt{\frac{4I_x}{B \cdot C \cdot I_y} \left(1 - \frac{\sigma d}{\sigma e}\right)}$$

$$\lambda_0 = 60.07 \quad \rightarrow \quad k_0 = 1.79 \text{ (CM66 page 211)}$$

$$kd = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma d}{\sigma e} (k_0 - 1)} = 1.61$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 745.10 \text{ daN/cm}^2$$

On vérifier $kd \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$

Le déversement est vérifié sous l'effort de la charge de soulèvement

$kd \cdot \sigma_{fx} = 12.01 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$ pas de risque de déversement.

7. Vérification de l'effort tranchant au droit de l'appui

D'après LAHLOU, 2004 pages 80, on a les valeurs suivantes

$h=140\text{mm}$; $e=4,7\text{mm}$; $e'=6,9\text{mm}$

$Sa = e(H - 2 e') = 593.14 \text{ mm}^2$

$$T_x = q_y \frac{l_x}{2} = 184.31 \cdot \frac{5}{2} = 460.77 \text{ daN} \quad ; \quad \tau_x = \frac{T_x}{Sa} = 0.77 \text{ daN/mm}^2$$

$$T_y = q_x \frac{l_y}{2} = 56.21 \cdot \frac{5}{2} = 140.52 \text{ daN} \quad ; \quad \tau_y = \frac{T_y}{Sa} = 0.236 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \tau_x$$

$$1.54 \cdot \tau = 11.85 \text{ dan /cm}^2 < 24 \text{ daN/cm}^2$$

Les pannes en IPE 140 sont admises

II. Calcul de l'échantignolle

1. Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent) (LAHLOU, 2004, page 89)

2. Dimensionnement

L'excentrement «t» est limité par la condition

$$\text{Suivante : } 2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour IPE140

$b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 140 \text{ mm}$

$$2\left(\frac{7.3}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{7.3}{2}\right)$$

$$7.3 \leq t \leq 10.3 \quad \text{soit } t = 8 \text{ cm}$$

$q_x = v_e = 154.31 \text{ dan / ml}$

$$R_y = \frac{2 \cdot (q_x \cdot l_y)}{2} = 771.55 \text{ daN}$$

3. Calcul le moment et la contrainte de renversement

$$Q_x = 154.31 \text{ daN}$$

$$M_r = R \cdot t = 6172.24 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$

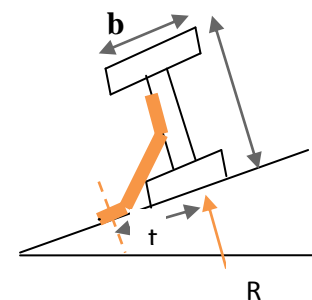
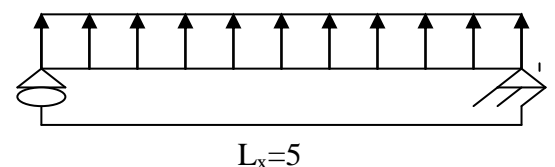


figure-1- disposition
l'échantignolle



4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{ech} = \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{5537.6}{2400} = 2,57 \text{ cm}^3$$

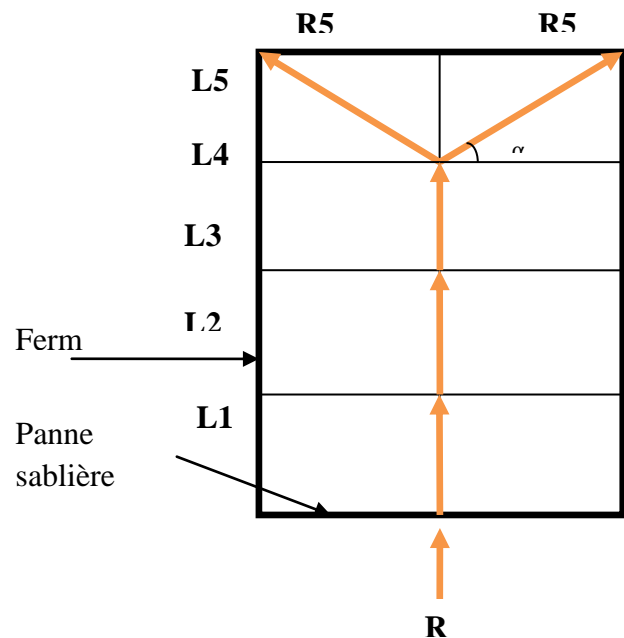
avec $W_{ech} = \frac{a \cdot e^2}{6}$; $e = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ech}}{a}} = 5.72 \text{ cm}$ soit $e = 12 \text{ cm}$.

III. Calcul des liernes

1. Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Figure .2. Disposition des liernes



2. Dimensionnement des liernes

L'effort appliqué sur la lierne est la réaction d'appui R. (LAHLOU, 2004, page 89)

$$R = 1.25 Q_x \cdot L_y = 1.25 (56,21 \times (5/2)) = 175.65 \text{ daN}$$

➤ Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R / 2 = 87.82 \text{ daN}$$

➤ Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 263.47 \text{ daN}$$

➤ Effort dans le tronçon L3 :

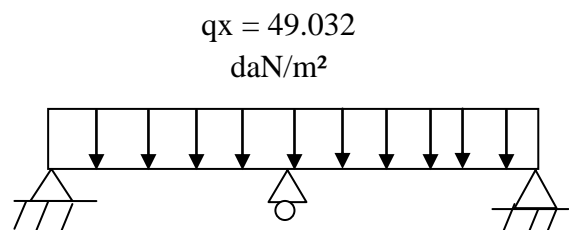
$$T3 = T2 + R = 439.12 \text{ daN}$$

➤ Effort dans le tronçon L4 :

$$T4 = T3 + R = 614.77 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$Tg \theta = 1.22 / 2.5 = 26.01$$



$$T5 = \frac{T4}{2\sin\theta} = 700.95 \text{ daN}$$

3. Calcul de la section de liernes

L'effort de traction maximale étant $T5 = 700.95 \text{ daN}$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geq R5 / \sigma_e$$

$$A \geq 29.20 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi\Phi^2 / 4 \geq 29.20 \text{ mm}^2$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 29.20}{3.14}} = 6.09 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\Phi = 10 \text{ mm}$

IV. Calcul des lisses de bardages

I. Introduction

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP) ou de profils mince pliés. Il est sollicité par (LAHLOU, page 95) :

- une charge horizontale due à la pression du vent.
- une charge verticale due au poids propre de la lisse et celui de bardage.

II. Evaluation des charges et surcharges (lisse intermédiaire)

2.1. Charges permanentes (perpendiculaire à l'âme)

Bardage12 kg/m²

Poids propre de la lisse (UAP130)13.7kg/m

$$G = (12 \times 2.25) + 13.7 = 40.7 \text{ kg/m} \cdot L$$

2.2. Surcharges climatique

Vent normale :36.43 kg /m²

$$V_n = 36.43 \times 2.25 = 81.96 \text{ kg/ Ml}$$

$$V_e = V_n \times 1.75 = 143.44 \text{ kg /Ml}$$

Le lisse travail à la flexion déviée :

III. Verification à la flexion déviée

$$M_x = \frac{V_n \times L^2}{8} = 256.125 \text{ daN/m} , M_y = \frac{G \times L^2}{8} = 127.18 \text{ daN/m}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \quad \sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = 9.21 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_x = 9.42 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \sigma_t = 18.63 daN / cm^2 < \sigma_e = 24 daN / cm^2$$

Remarque

Il n'y a pas lieu de faire une vérification aux contraintes de cisaillement parce que ces dernière sont généralement très faible vis-à-vis de σ_e .

IV. Vérification à la flèche

Elle est à vérifiée sous une charge non pondérée :

$G = 40.7 \text{ kg /ml}$

$V_n = 81.96 \text{ kg /ml}$

Tableau .2. Les dimensions et les caractéristiques des lisses de bardage

| Design action abrégé | Secti | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|----------------------|----------------------|-----------|---------|---------|----------|------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
| | A cm ² | H M | B Mm | E Mm | E' Mm | R mm | I _x cm ⁴ | I _y cm ⁴ | W _x cm ³ | W _y cm ³ | i _x cm | i _y cm |
| UAP130 | 17.5 | 130 | 55 | 6 | 9.5 | 9.5 | 459.5 | 51.3 | 70.7 | 13.8 | 5.13 | 1.7 |

$$f_x = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot EI_x} = 1.79 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifie} \quad f_y = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} = 3.07 \text{ cm} \rightarrow \text{non vérifie}$$

$$[f]_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

La flèche étant trop forte ; il faut disposer des suspentes (tirants) à mi-portée de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis, verticalement, et le flèche est notablement réduite à :

$$f = \frac{L/2}{200} = 1.25 \text{ cm} \rightarrow f_y = \frac{2.05 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} = 0.05 \text{ cm} < [f]_{adm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

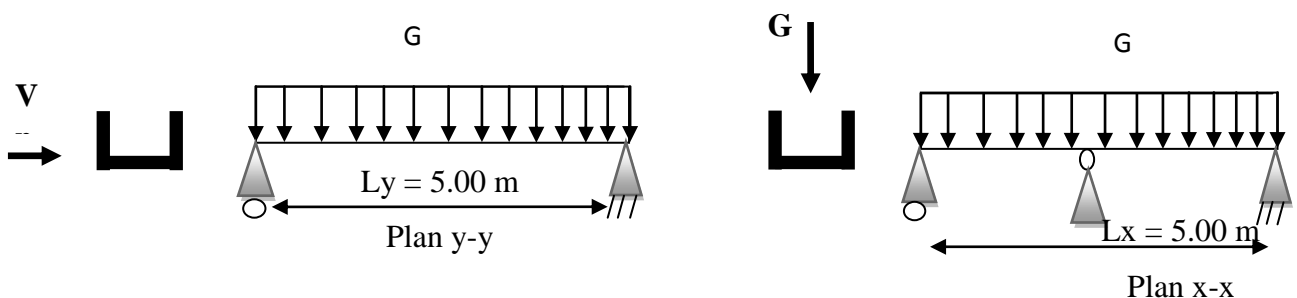


Figure . 3. Position du center de gravité

Conclusion

Le profilé choisi (UAP 130) convient comme lisse de bardage.

V. Calcul des potelets

1. Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leur caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités (LAHLOU ,page 101).

2. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

Bardage.....12daN/m²

Poids propre de la lisse13 ,7daN/ml

Poids propre du potelet12,9daN/ml

$$G = (12 \times 2.5 \times 6) + (13.7 \times 2.5 \times 2) + (12.9 \times 6) = 343.3 \text{ daN}$$

3. Calcul surcharge climatique (horizontal suivant le plan de l'ame)

Vent normale36.43 daN/m²

Avec 5 .00 m l'entre axe de potelet

$$V_n = 36.43 \times 5 = 182.15 \text{ daN/ml}$$

4. Dimensionnement des potelets

4.1. Sous la condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal.

$$V_n = 182.15 \text{ daN/ml}$$

$$f_x = \frac{5.V_n l^4}{384.EI_x} < f_{ad} = 1 / 200$$

L : longueur du potelet le plus chargé (l= 6)

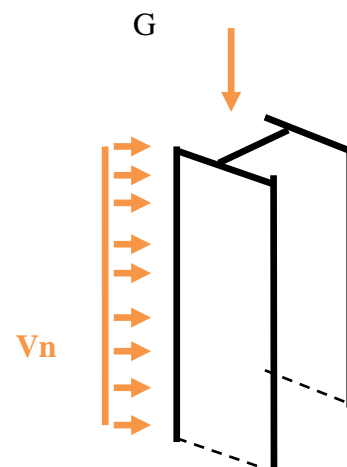


Figure .4. les charges et surcharge climatique

$$I_x \geq \frac{1000 \cdot V_n \cdot l^4}{384 \cdot E} = 487.90 \text{ cm}^4$$

Tableau .3. Les dimensions et les caractéristiques des potelets

| Désignation abrégée | Sec- A cm ² | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|---------------------|------------------------------|-----------|---------|---------|----------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|----------|---------|
| | | H mm | B Mm | E Mm | E' Mm | R mm | Iy cm ⁴ | Ix cm ⁴ | Wpl-y cm ³ | Wpl-x cm ³ | Iy cm | Ix C |
| IPE140 | 16.4 | 140 | 73 | 4.7 | 6.9 | 7 | 44.9 | 541 | 12.3 | 77.3 | 1.65 | 5.7 |

4.2. Vérification des contraintes

La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) < \sigma_e$$

$K_d : 1,00$ le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur des potelets.

4.2.1. Contrainte de flexion

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = 1060.37 \text{ daN/cm}^2, M_x = \frac{V_n \times L^2}{8} = 819.67 \text{ daN/m}$$

4.2.2. Contrainte de compression

$$\sigma = \frac{G}{A} = 17.071 \text{ daN/cm}^2$$

4.2.3. Les élancements

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{5.74} = 101.52$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{225}{1.65} = 136.36 \quad \lambda_y = 122.28 \quad \rightarrow \quad K = 2.303$$

Sous la combinaison (G + Ve)

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot 1,75\sigma_{fx}) < \sigma_e = 1894.96 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

$K_d=1.00$ le déversement des éléments est empêché par la présence du bardage tout le long de

la longueur du potelet .K : coefficient du flambement déterminé dans le tableau en fonction de λ_{\max} (CM66 page 211).

Sous la combinaison ($\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Ve$) :

$$\frac{9}{8} \left(\frac{4}{3}k\sigma + kd \cdot \frac{3}{2}\sigma_{fx} \right) < \sigma_e = 1554.6 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

Conclusion : Le profilé choisi IPE 140 convient comme potelet .

V. Calcul des fermes

1. Introduction

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieur appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrait, par le gousset de retombée.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs, et soit sur des sablières (LAHLOU, 2004, page 121) .

2. Détermination des charges et surcharges agissant sur la ferme

2.1. Charge permanente

| | |
|---------------------------------|--------------------------|
| Couverture (TL75) | 17,9 daN/m ² |
| Panne (IPE140) | 12,9 daN/m ² |
| Ferme (poids forfaitaire) | 18.09 daN/m ² |
| Contreventement | 4,00daN/m ² |

2.2. Surcharge climatique

$$V_n = 72.28 \text{ daN/m}^2$$

$$V_e = 1.75 V_n = 126.49 \text{ daN/m}^2$$

3. Calcul d'effort reventes aux nœuds

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$S = h \times d = (1.77 \times 5) = 7.5 \text{ m}^2$$

Effort du aux charges permanentes chaque nœud :

$$G = (17.9 + 12.9 + 18.09 + 4) \times 7.5 = 396.675 \text{ daN}$$

Effort du au vent chaque nœud :

$$V_n = (72.28 \times 7.5) = 542.1 \text{ daN}$$

$$V_e = (- 126.49 \times 7.5) = 948.67 \text{ daN}$$

4. Détermination des efforts dans les barres

En calculant une ferme, on admet que toutes les barres sont articulées dans les nœuds. Le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les barres d'une ferme est le graphique de «Cremona» la solution analytique est également possible. (LAHLOU, 2004, page131).

4.1. Détermination des efforts par la méthode des nœuds

Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ daN}$

On utilise pour l'évaluation de ces efforts. La méthode des nœuds on a système isostatique

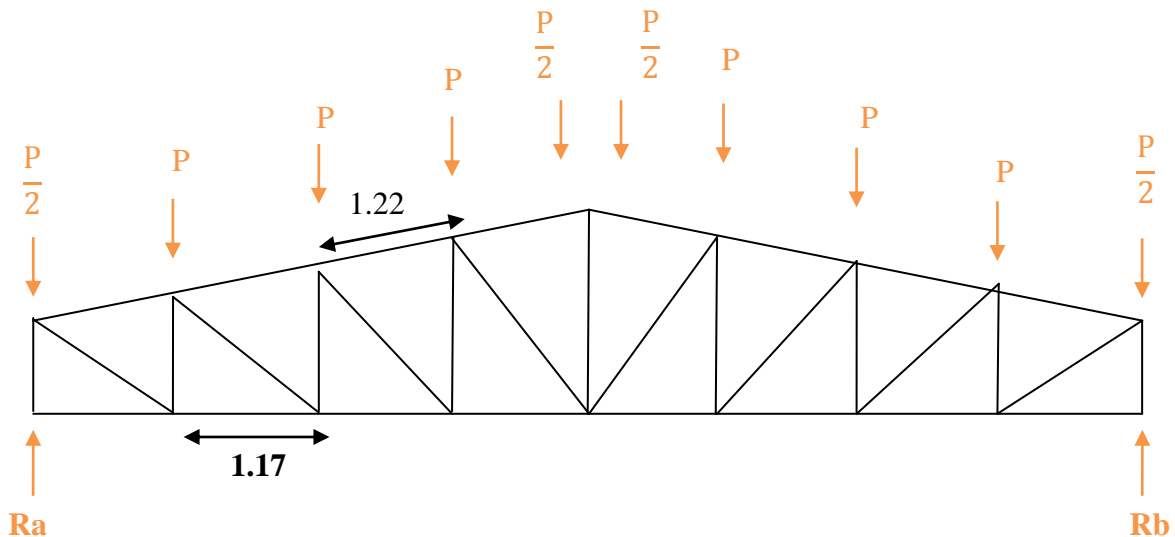


Figure . 5. les fermes trilles

1- Nombre d'inconnus = nombres équations d'équilibrecv

2- $b = 2n - 3$ cv

B : nombre des barres

N : nombre des nœuds

4.2. Mode de calcul

Les réactions d'appuis seront :

$$R_a = R_b = \frac{8P}{2} = 4P$$

$$P = 1 \text{ daN} \longrightarrow R_a = R_b = 4 \text{ daN}$$

Nœud 1

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{1-18} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_a + F_{1-2} = \rightarrow F_{1-2} = -4 \text{ daN}$$

Nœud 2

$$\text{Tg } \beta = \frac{1.17}{0.5} = 66.86^\circ$$

$$\sum F_x = 0$$

$$F_{2-3} \cos \alpha + F_{2-18} \sin \beta = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$-\frac{P}{2} - F_{1-2} + F_{2-3} \sin \alpha - F_{2-18} \cos \beta = 0 \quad (2)$$

$$F_{2-3} = -5.02 \text{ daN}$$

$$F_{2-18} = 5.23 \text{ daN}$$

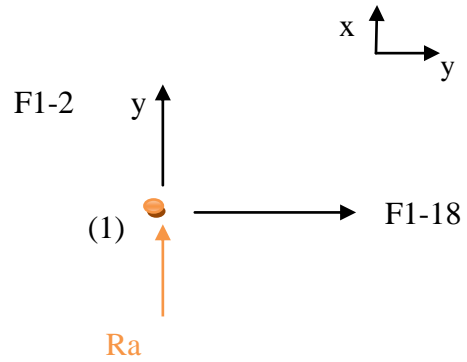


Figure .6. Les force on nœud (1)

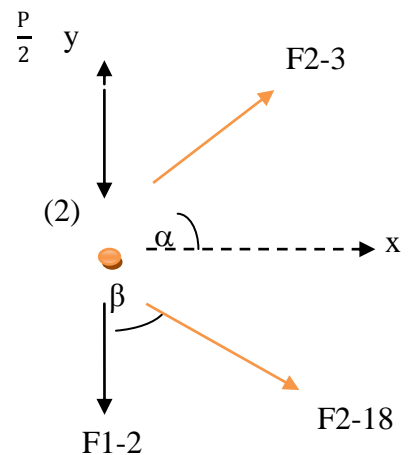


Figure .7. les force on nœud(2)

Tableau .4. les force chaque barre

| Elément | N° des Barre | Effort P = 1.0 | G = 396.67 | Vn = 542.10 | Ve = 948.67 |
|--------------------|--------------|-------------------|---------------|----------------|----------------|
| Membrure supérieur | 2-3 | -5.02 | -1991.28 | -2721.34 | -4762.32 |
| | 3-4 | -10.41 | -4129.33 | -5643.26 | -9875.65 |
| | 4-5 | -17.23 | -6834.62 | -9340.38 | -16345.58 |
| | 5-6 | -20.89 | -8286.43 | -11324.46 | -19817.71 |
| Membrure inferieur | 1-18 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 18-17 | +2.05 | 813.17 | 1111.30 | 1944.77 |
| | 17-16 | +5.17 | 2050.78 | 2802.65 | 4904.62 |
| | 16-15 | +9.18 | 3641.43 | 4976.67 | 8708.79 |
| Diagonales | 2-18 | +5.23 | -2074.58 | -2835.18 | -4961.54 |

| | | | | | |
|-----------------|------|-------|----------|----------|----------|
| | 3-17 | -6.31 | -2502.98 | -3420.65 | -5986.10 |
| | 4-16 | -9.26 | -3673.16 | -5019.84 | -8784.68 |
| | 5-15 | -5.80 | -2300.68 | -3144.18 | -5502.28 |
| Montants | 2-1 | +4.00 | 1586.68 | 2168.4 | 3794.68 |
| | 3-18 | +4.77 | 1892.11 | 2585.81 | 4525.15 |
| | 4-17 | +3.69 | 1463.71 | 2000.34 | 3500.59 |
| | 5-16 | +6.57 | 2602.12 | 3561.59 | 6232.76 |
| | 6-15 | +11.6 | 1428.01 | 6288.36 | 11004.57 |

Tableau .5. Les combinaisons les plus défavorable Chaque barre

| Eléments | N° des Barres | G + Ve |
|---------------------------|----------------------|---------------|
| Membrure supérieur | 2-3 | -6723.6 |
| | 3-4 | -14004.98 |
| | 4-5 | -23180.2 |
| | 5-6 | -28104.14 |
| Membrure inferieur | 1-18 | 0 |
| | 18-17 | 2757.94 |
| | 17-16 | 6955.34 |
| | 16-15 | 12350.22 |
| Diagonales | 2-18 | 7036.12 |
| | 3-17 | -8489.08 |
| | 4-16 | -12457.84 |
| | 5-15 | -7802.96 |
| Montants | 2-1 | 5381.36 |
| | 3-18 | 6417.26 |
| | 4-17 | 4964.3 |
| | 5-16 | 8834.88 |
| | 6-15 | 12432.58 |

Remarque

- 1 - La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : $G + \frac{3}{2} V_n$
- 2 – Convention de signe (+) traction, (-) compression.

5. Dimensionnement des barres

5.1 Membrure supérieur

Barre (5 – 6) $N = - 28104.14$ daN (compression)

La longueur de la barre $l_0 = \frac{1.17}{\cos \alpha} = 1.22$ m

$I_x = 0,9l_0 = 1,09$ m (flambement dans le plan de la poutre)

(CM66 art 5.240 page 167)

$l_y = l_0 = 1.62$ m (flambement dans le plan \perp au plan de la poutre)

Élancement limite : $\lambda_{limi} = 120$ (LAHLOU ,2004, page 127)

- On prend : $\lambda = 90$
- $K = 1.651$
- $A = \frac{KN}{\sigma_e} = 19.32 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 9.36 \text{ cm}^2 ; I_x = 42.80 \text{ cm}^4$

Vérification de la barre à la sécurité : $k\sigma \leq \sigma_e$

$$\Delta = (R - D) + 0.5$$

$$I_y = 2[I_x + A\Delta^2] = 2[23.01 + 6.88 \cdot (1.98 + 0,5)^2] = 200.73 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 2.13 \text{ cm} \quad ; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3.27 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = 51.17 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 49.54$$

$$\lambda_{max} = 51.17 < \lambda_{limi} = 120 \Rightarrow k = 1,060$$

$$\sigma_e = \frac{N}{A} = 1501.28 \text{ daN/cm}^2$$

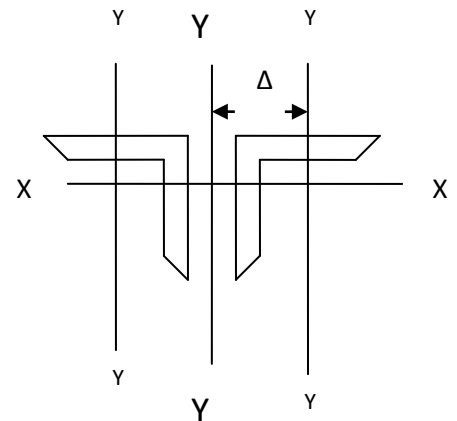


figure . 8. cornières à ailes égales 2L70X70 X7

$$\sigma.k = 1591.36 \text{ daN} / \text{cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN} / \text{cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Tableau .6. Dimensionnement des barres

| Les éléments | Les dimensions |
|--------------------|----------------|
| Membrure supérieur | 2L70X70X7 |
| Membrure inférieur | 2L70X70X7 |
| Diagonal | 2L50X50X5 |
| Montant | 2L30X30X5 |

Remarque

Pour les barre a efforts nuls (cas de barre 25-54) .ces membrures ne sont pas sans utilité, même si elles ne sont pas soumises à des efforts lors de missent charges particulières .en effet, elles peuvent être sollicitées si les conditions de charges changent et sont nécessités pour maintenir la fermes dans la forme désirée.

6. Calcule le poids réel de la ferme

Lors de calcule des charges nous avons estimé le poids propre de la ferme à : 18kg/m² de la surface horizontale de la construction.

6.1. Membrure supérieure (arbalétrier) ((LAHLOU, 2004, page142)

2L70×70×7 à 14.7 kg/ml

Longueur : 10.43 m

$$W_{Ms} = 10.43 \times 14.7 = 153.32 \text{ kg}$$

Tableau .7. Poids réel des éléments

| Eléments | Dimension | Longeur(m) | Poids (kg) |
|--------------------|------------|------------|------------|
| Membrure supérieur | 2L70X70X7 | 10.43 | 153 |
| Membrure inférieur | 2L70X70X7 | 10.00 | 147 |
| Diagonal | 2L30X3X0X5 | 12.57 | 54.55 |
| Montant | 2L50X50X5 | 6.38 | 47.85 |

6.3. Poids total de la ferme

$$W = w_{ms} + w_{mi} + w_m + W_D = 153.32 + 147 + 47.85 + 94.27 = 442.44 \text{ Kg}$$

Cela nous ajoutons forfaiture 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la ferme.

$$\text{Poids total de la ferme : } w = 290.165 \times 1,20 = 530,92 \text{ kg}$$

$$S = 5 \times 10 = 50 \text{ m}^2 \text{ Soit } 10.61 \text{ daN/m}^2$$

VI. Calcul des contreventements

1. Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales :

Vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, choc etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture ; dans le plan des versants «poutres au vent» et en façade, «palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans. (LAHLOU, 2004, page109)

2. Différents types de contreventement (LAHLOU, 2004, page 109)

- Contreventements de toiture
- Contreventements de façades (palée de stabilité)
- Effort du vent sur les pignons

3. Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises aux réactions horizontales supérieures des potelets aux quelles on adjoint l'effort d'entraînement (LAHLOU, 2004, Page 111)

Remarques

- Les diagonales comprimés ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambement au moindre effort.
- Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

3.1. Evaluation des efforts horizontaux

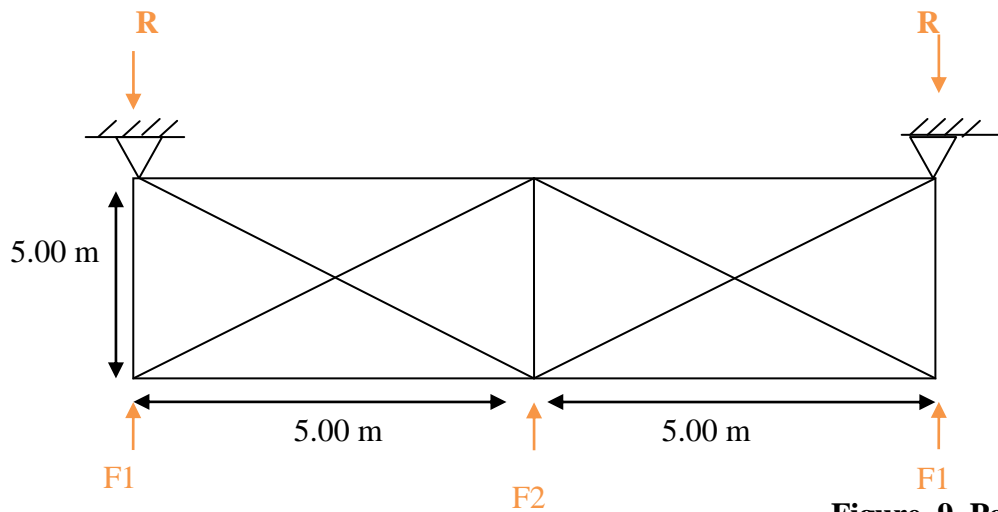


Figure .9. Poutre de vent

$$F_e = (q_h \times C_{fr} \times S_{fr}) \text{ toiture} + (q_h \times C_{fr} \times S_{fr}) \text{ paroi}$$

$$F = [V_e \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{1}{8}] + \frac{F_e}{8}$$

Tableau .8. L'effort horizontal en tête de potelet

| F1 (daN) | F2 (daN) | Fe(daN) |
|----------|----------|---------|
| 378.21 | 822.21 | 894.56 |

3.2. Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendus et on considère que les diagonales comprimées aucun effort ; car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi AB ou paroi CD), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

Par la méthode coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$\sum f_y = 0$$

$$F_d \cos \alpha + F_1 = R$$

$$\text{Avec : } R = \frac{2F_1 + F_2}{2}$$

$$R = 789.31 \text{ daN}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{5}{5} = 45^\circ$$

D'où $F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = 581.38 \text{ daN}$

3.3. Section de diagonales

$A = \frac{F_d}{\sigma_e} = 0.24 \text{ cm}^2$

Soit L20 x 20 x 3 ($A = 2.24 \text{ cm}^2$)

Une cornière isolée de (20 x 20 x 3)

avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

Section nette: $A_n = A - A_{\text{vide}}$

$A_n = (b \times e) - (e \times dh) \rightarrow A_n = 1.72 \text{ cm}^2$

$\sigma = \frac{F_d}{A_n} = 743.15 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$

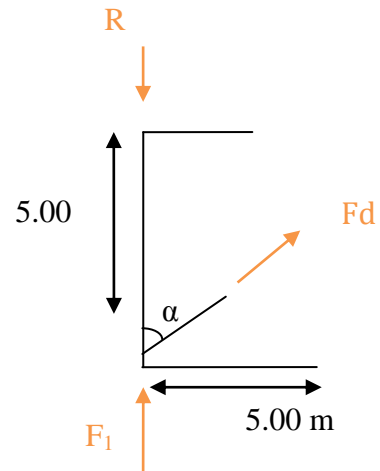


Figure.10. Section de diagonales

4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. La formule de vérification est la suivante :

$\frac{9}{8} (k\sigma + kd \cdot \sigma_{fx}) < \sigma_e$ (LAHLOU, 2004, page 114)

4.1. Vérification des pannes intermédiaire

$F_2 = 822.21 \text{ daN}$

$Q_x = 184.31 \text{ daN/m}$ $M_x = 575.96 \text{ daN.m}$ $\sigma_x = 745 \text{ daN/cm}^2$

$Q_y = 56.21 \text{ daN/m}$ $M_y = 175.65 \text{ daN.m}$ $\sigma_y = 1428 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma = \frac{F_2}{A} = 50.04 \text{ daN/cm}^2$

4.2. Les élancements

$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{5.74} = 87$; $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.65} = 151.51$

$\lambda_y = 151.51 \rightarrow k = 3.09$ (Tableau, annexe) le plan de flambement est le plan (x-x)

Soit :

$\frac{9}{8} (k\sigma + kd \cdot \sigma_{fx}) = 2618.57 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$ non vérifié

On augmente la section du profilé soit IPE160 .

Tableau .9. Les dimensions et les caractéristiques des pannes intermédiaires

| Désignation abrégé | Secti | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|--------------------|-----------------|-----------|----|-----|-----|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| | A | H | B | E | E' | R | I _x | I _y | W _x | W _y | i _y | I _x |
| | cm ² | Mm | M | Mm | Mm | Mm | cm ⁴ | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm | cm |
| IPE160 | 20.1 | 160 | 82 | 5.0 | 7.4 | 9 | 869 | 68.3 | 109 | 16.7 | 1.84 | 6.5 |

La charge défavorable est $q = 192.7 \text{ daN/m}$

$$q_y = q \cos \alpha = 184.31 \text{ daN/m}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 56.21 \text{ daN/m}$$

$$M_x = q_y \cdot \frac{l^2}{8} = 184,31 \cdot \frac{5^2}{8} = 575.96 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{511.03 \cdot 10^2}{109} = 468.16 \text{ daN/cm}^2$$

D

$$M_y = q_x \cdot \frac{l^2}{8} = 56,21 \cdot \frac{5^2}{8} = 175.65 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{175,65 \cdot 10^2}{16.7} = 1051.79 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = 40.90 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{6.56} = 76.21 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.84} = 135.86$$

$\lambda_y = 136 \rightarrow k = 3.09$ (tableau) le plan de flambement est le plan (x-x)

Soit :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) = 1852.05 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

4.3. Vérification de la panne sablière

Les pannes sablières qui sont des pannes de rives travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normale égale à la réaction de la poutre au vent (LAHLOU, 2004, page 117).

4.3.1. Efforts revenants à la panne sablière

a. Compression

$$N = R - F1 = 411.10 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 25.06 \text{ daN/cm}^2$$

b. Flexion déviée

$$Q_x = \frac{Q_x}{2} = 92.15 \text{ daN/ml} \quad M_x = 287.98 \text{ daN.m} \quad \sigma_x = 86.93 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q_y = \frac{Q_y}{2} = 28.10 \text{ daN/ml} \quad M_y = 87.82 \text{ daN.m} \quad \sigma_y = 714 \text{ daN/cm}^2$$

c. Les élancements

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{5.74} = 87 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.65} = 151.51$$

$\lambda_y = 136 \rightarrow k = 3.09$ (tableau) le plan de flambement est le plan (x-x) Soit :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + kd \cdot \sigma_{fx}) = 988.16 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \dots\dots\dots CV$$

Conclusion

Le profilé IPE140 convient pour la panne sablière et pour les pannes courantes

Le profilé IPE160 convient pour les pannes intermédiaires servant de montant pour les barres des contreventements.

5. Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) on ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent (LAHLOU, 2004, page118)

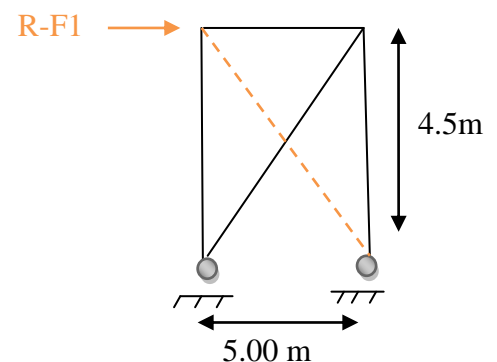


Figure.11.palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures

5.1. Effort de traction dans la diagonale tendue

$$N \cos \beta = R - F1$$

$$\text{Tg } \beta = \frac{4.5}{5} = 41.98^\circ$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos \beta} = 553.01 \text{ daN}$$

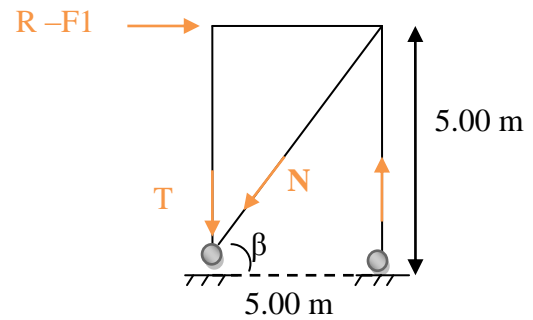


Figure.12. Effort de dans traction la diagonale tendue

5.2. Section de la diagonale

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Soit L40 x 40 x 4 (A = 3.06 cm²) Une cornière isolée de (20 x 20 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient Section nette : An = A - A_{vide}

$$A_n = (b \times e) - (e \times dh) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = 217.72 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

Remarque

La force de (533.01daN) agissant en tête de palée de stabilité va créer dans les poteaux de la palée de traction et Compression pour assurer l'équilibre de la palée , ayant pour valeur :

$$T = 533.01 \times \frac{4.5}{5} = 497.09 \text{ daN}$$

VIII. Calcul des poteaux

1. Introduction

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique (LAHLOU, 2004, page 145) .

2. Efforts dans les poteaux

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes et de la ferme) et aux surcharges climatique.
- Effort de flexion dus à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins du roulement.

3. Efforts des charges verticales sur un portique (LAHLOU, 2004, page 148)

3.1. Charges permanentes

Couverture (TL75)17,90daN/m²

Panne (IPE 140).....12.90 daN/ml

Poutre à treillis....7.17 daN/m²

Pods total: G = 37.97 daN/m²

G =37, 97 x 5, 0 = 189.85 daN/ml

3.2. Calcul des moments à la tête de poteau

Le moment encastrement Poteau –poutre (LAHLOU, page148)

$$M = \frac{Ql^2}{4(2k + 3)}$$

$$\text{avec: } k = \frac{I_t}{l} \times \frac{h}{I_p}$$

I_p : inertie de poteau **IPE300** (I_p =8356 cm⁴)

I_t : inertie de la poutre (à déterminer)

H : hauteur du poteau (h=4.5 m)

L : portée de la poutre (l= 10 m)

Le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup} \cdot V_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf} \cdot V_{inf}^2) \text{ Avec :}$$

S_{sup} et S_{inf} : aire de section des membrures supérieure et inférieure de la poutre à treillis respectivement.

V_{sup} et V_{inf} : les distances entre le centre de gravité (axe)

De la poutre et les axes des

Membrures supérieures et inférieures à mi travée.

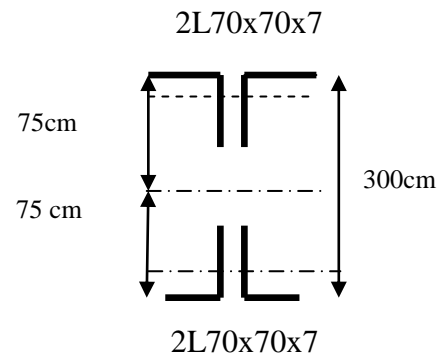


figure.13. Position du CDG

$$Y_g = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

Membrane supérieure et inférieure 2L70x70x7

$$A=18.72 \text{ cm}^2 ; I_x=42.8 \text{ cm}^4 ; Y_s = 150 \text{ cm } Y_i =0$$

$$Y_g = 75 \text{ cm } ; V_{sup} = 75 \text{ cm } ; V_{inf} = 75 \text{ cm}$$

$$I_t=210685.60 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{I_t}{l} \times \frac{h}{I_p} = 12.60 \text{ (CM66)}$$

soit :

$$M_G = \frac{Ql^2}{4(2k + 3)} = 168.23 \text{ daN.m}$$

3.3. Effort du vent

$$V_n = 35.43 \text{ daN/m}^2 \quad V_e = 1.75 V_n = 62.00 \text{ daN/m}^2$$

3.3.1. Effort en tête des poteaux

a. Sous vent normale

$$F = V_n \times S = 35.43 \times 5 \times 2.25 = 398.58 \text{ daN}$$

$$\text{Moment en tête des poteaux : } M_{vN} = F \cdot \frac{h}{2} = 896.82 \text{ daN.m}$$

$$\text{Les efforts verticaux : } N_{vn} = \frac{F \times H}{L} = 179.36 \text{ daN}$$

b. Sous vent extrême

$$F = 697.5daN$$

$$M_{ve} = 1569.37daN.m$$

$$N_{ve} = 313.87daN$$

4. vérification des poteaux suivant le règlement CM 66

4.1. Contrainte de compression :L'effort N de compression revenant au poteau

Tableau .10. les dimensions et les caractéristiques des poteaux

| Désignation abrégée | Sec | Dimension | | | | | Caractéristique | | | | | |
|---------------------|-----|-----------|-----|-----|------|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------|-----|
| | | A | H | B | E | E' | R | Iy | Ix | Wx | Wy | Iy |
| | cm | Mm | Mm | Mm | Mm | Mm | cm ⁴ | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ | cm | Cm |
| IPE 300 | 53. | 300 | 150 | 7.1 | 10.7 | 15 | 604.0 | 835 | 557 | 80.5 | 3.35 | 12. |

$$N_G = 176.3 \cdot \frac{10}{2} = 949.25daN$$

$$N_{Vn} = 179.36daN$$

Sous la combinaison : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12} \left(\frac{N_n}{2} + Vn \right)$

$$N = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}Vn = 1516.59daN$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 28.18daN/cm^2 < \sigma_e = 2400daN/cm^2$$

Sous la combinaison : G + Ve

$$N = Ng + Nve = 1128.61daN$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 20.97daN/cm^2 < \sigma_e$$

4.2. Contraintes de flexion

Sous la combinaison : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12} \left(\frac{N_n}{2} + Vn \right)$

$$M = \frac{4}{3}M_G + \left(\frac{17}{12}Mv_n\right) = 2447.58daN.m$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{49032.10^2}{557} = 439.42daN/cm^2 < \sigma_e$$

Sous la combinaison : G + $\left(\frac{Ne}{2} + Ve\right)$

$$M = M_G + \left(\frac{M_{Ne}}{2} + Mv_e\right) = 1737.60daN.m$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = 311.95daN/cm^2 < \sigma_e$$

4.3. Effet du déversement

Les règles CM 66 (art.3, 62) donnent le moyen de calculer le coefficient de diversement k_d .

Cas de pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis. Le coefficient de diversement Dans ce cas est donné par la formule suivant (CM66 Art 3.61 page 83) :

$$k_d = \frac{k_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5k_{d0}}$$

$$\text{avec: } C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0,152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}}$$

On détermine d'abord le coefficient k_{d0} donné par la méthode simplifié (CM66 page91),

En posant $C=1$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{l.h}{10^3.C.b.e} = \frac{225.36}{10^3.1.0.15.1.07} = 0,5$$

$L = 200\text{cm}$ (longueur libre=entre axe des lisses)

$h = 300\text{mm}$ (hauteur de la section **IPE 300**)

$b=150\text{mm}$ (largeur de la semelle)

$e = 10.7\text{mm}$ (épaisseur de la semelle)

$$\alpha = 0,5 < 0,75 \Rightarrow k_{d0} = 1,12$$

$$\frac{M_e}{M_w} = 0,7 = \frac{4}{6}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + 0,7 + (0,7)^2 - 0,152(1 - 0,7)^2}} = 1,7$$

$$k_d = \frac{1}{1,17} + \frac{1,17-1}{5.1} = 0,96 < 1$$

On prend : $k_d=1,0$

4.4. Flambement

La longueur de flambement équivalente (CM66, art.13,8-1.122) est donnée par la formule

$$\begin{aligned} \text{simplifiée suivante} \quad & : \quad l_f = 2h\sqrt{1 + \frac{0,4}{k}} \\ & k = \frac{I_t \cdot h}{L_t \cdot I_p} = 12,60 \Rightarrow l_f = 2 \times 4,5 \sqrt{1 + \frac{0,4}{12,60}} = 9,14 \text{ m} \\ & \lambda = \frac{l_f}{i_x} = \frac{9,41 \cdot 100}{12,5} = 73,13 \Rightarrow k = 1,89 \text{ (tab CM66)} \end{aligned}$$

La formule générale de vérification est donnée comme suit (CM 66, art 3,732page103) :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_f) \leq \sigma_e$$

$$\text{Sous la combinaison : } \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}\left(\frac{N_n}{2} + V_n\right)$$

$$\sigma = 20,97 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 439,42 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{9}{8}(1,89 \times 20,97 + 0,96 \times 439,42) = 538,93 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\text{Sous la combinaison : } G + \left(\frac{N_e}{2} + V_e\right)$$

$$\sigma = 20,97 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 311,95 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{9}{8}(1,89 \times 20,97 + 0,96 \times 311,95) = 351,58 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

Le profile IPE 300 convient

5. Déplacement horizontale (LAHLOU, 2004, page155)

Il est nécessaire de vérifier le déplacement en tête de poteau en fin de se prémunir contre d'éventuels Dans les éléments secondaires (couvertures étanchéité ; bardage) le déplacement (Δ) de la partie haute de portique est donné par la relation suivant :

$$\Delta = \frac{\sigma_f \cdot h^2}{3 \times 10^4 \times H} \left(1 + \frac{1}{2K}\right) \quad ; \quad (H = 30 \text{ cm})$$

$$\sigma_f = \frac{M_{vn}}{W_x} = 1,61 \text{ daN/mm}^2$$

Contraint de flexion due au vent :

H : hâture du poteau (h= 4.5)

H : hâture du profile du poteau (H = 300mm)

$$\Delta = \frac{0.06 \times 450^2}{3 \times 10^4 \times 30} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{400} = 1.125 \quad ; \quad \Delta < \Delta_{ad} \dots\dots\dots CV$$

IX. Calcul du portique

1. Introduction

Le portique consiste une ossature auto stable, c'est à dire poutre et poteau sont capable de reprendre la totalité des sollicitations du aux charges verticales et horizontales.

Selon «M.MIMOUN», la vérification de la résistance de différents éléments doit être effectuée pour les combinaisons suivantes :

$$G + Q$$

$$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N + V)$$

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$$

Avec :

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

V : vent

Définitions les charges permanentes

Couverture (TL75)17,90daN/m²

Panne (IPE 140)....12.90 daN/m²

Poutre à treillis....7.17 daN/m²

Poids total : G = 37.97 daN/m²

G =37,97 x 5,0 = 189.85 daN/ml

2.1. Surcharge d'exploitation

Q=100 daN/m² Q=100.5=500 daN/ml

2.2. Charges climatiques de vent

a. pression dynamique au vent

V_n=72,12.5= 360.6 daN/ml

V_e=1,75V_n= 631.05 daN/ml

b. poteaux au vent

Effort du vent normal : $V_n=36.43.5= 182.15 \text{ daN/ml}$

Effort du vent extrême : $V_e=1,75V_n= 318.76 \text{ daN/ml}$

Selon le livre 'M.MIMON' , on trouve les sollicitation des portique comme suite :

Les coefficients

$$K = \frac{l_2}{l_1} \cdot \frac{h}{s} = 0.0023 \quad \Phi = \frac{f}{h} = 0.33$$

$$M = 1 + \Phi = 1.33 \quad B = 3k + 2 = 2.00$$

$$c = 1 + 2m = 3.66$$

$$K_1 = 2(k+1+m+m^2) = 32.80 \quad K_2 = 2(k+\Phi^2) = 0.222$$

$$R = \Phi \cdot C - k = 1.205$$

$$N_1 = k_1 \cdot k_2 - R^2 = 6.17 \quad N_2 = 3k + B = 2.01$$

1^{er} cas : la charge verticale à la toiture

$$M_A = M_E = \frac{Wl^2}{2} \cdot \frac{k(8+15\Phi)+\Phi(6-\Phi)}{N_1}$$

$$V_E = V_A = \frac{Wl}{2}$$

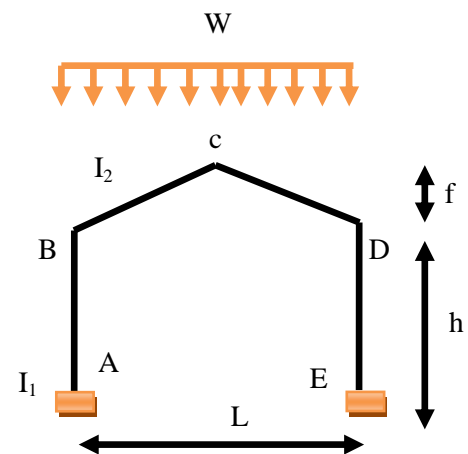


Figure.14. disposition les charge vertical à toiture

2^{eme} cas : les charges verticales sur la paroi

$$M_A = -X_1 - X_3$$

$$M_E = -X_1 + X_3$$

$$X_1 = \frac{wh^2}{8} \cdot \frac{k(k+6)+k\Phi(15+16\Phi)+6\Phi^2}{N_1}$$

$$X_2 = \frac{wh^2}{8} \cdot \frac{(9\Phi+8\Phi^2-k)}{N_1} \quad ; \quad X_3 = \frac{wh^2}{2} \cdot \frac{k(k+1)}{N_2}$$

$$V_E = -V_A = \frac{Wh^2}{2l} \cdot \frac{2X_3}{1}$$

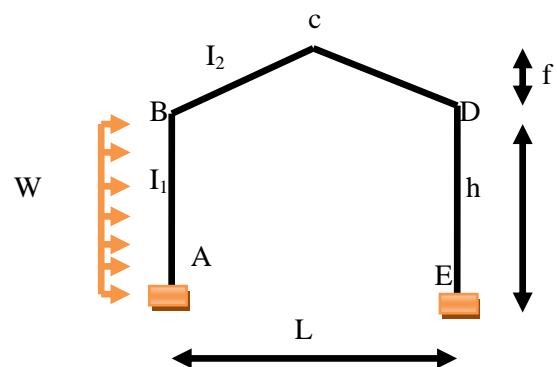


Figure .15. Disposition les charge vertical à la paroi

2. Fondatoins

Poteau IPE 300

Tableau .11. résultant des charges

| CAS | N(KN) | T(KN) | M(N.m) | Combinaison |
|----------------------|---------|----------|----------|--|
| 1 ^{er} cas | 8235.6 | 762.74 | 3170.27 | $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Ve)$ |
| 2 ^{eme} cas | -308.83 | -1597.29 | -1072.41 | $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Ve)$ |
| Résultant | 7926.76 | -834.55 | 2097.86 | $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Ve)$ |

CHAPITRE

Etude les éléments de l'infrastructure

- 1- Etude le fondation
- 2- etude les longrines

I. Calcul des fondations

1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Semelle «S₁»

Poteau IPE300 : M=3170.27 daN.m N=8238.6 daN

$$e=M/N=\frac{31.70}{82.38}=0,38m$$

Dosage du béton de la fondation 350kg/m³

$$\sigma_b^{adm} = 1,4 \quad KN / cm^2$$

3. Predimensionnement de la plaque d'assise

b_s=15cm ; b=b_s+(10÷20)=15+10=25cm

b=250mm.

$$a = \frac{N}{2b\sigma_b^{adm}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2b\sigma_b^{adm}}\right)^2 + \frac{6M}{b\sigma_b^{adm}}}$$

$$a = \frac{82.38}{2.40.1} + \sqrt{\left(\frac{82.38}{2.40.1,4}\right)^2 + \frac{6.31,70.100}{40.1,4}}$$

a=18.44 cm

Soit a=40cm → h = 37.5 cm

$$l=e+\left(\frac{400}{2}\right)-25 = 555mm$$

4. Predimensionnement des boulons d'ancrage (CM 66)

On choisit des boulons $\phi 30$:

$$A=7,07\text{cm}^2$$

$$A_r=5,69 \text{ cm}^2 \quad , \quad \sigma_{eb} = 55 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$1,25 \frac{N}{nA_r} < \sigma_{eb} \rightarrow n > 1,25 \frac{N}{A_r \cdot \sigma_{eb}} = 0,26$$

On prend 4 boulons voir figure 2.

Boulon d'ancrage : acier E24.

$$\text{Soit } 2 \phi 30 : A=7,07\text{cm}^2 ; \quad A_t=2 \cdot 7,07=14,14 \text{ cm}^2$$

L'équation du 3^{ème} degré : Jean Morel

$$h^3 + 3(1-h)h^2 + 90A_t \frac{1}{b} h' - 90A_t \frac{1}{b} h = 0$$

$$h^3 + 3(55,5-37,5) h^2 + 90 \cdot 14,14 \cdot \frac{55,5}{25} - 90 \cdot 14,14 \cdot \frac{55,5}{25} \cdot 37,5 = 0$$

$$h^3 - 54 h^2 + 2825,172 h' - 105943,95 = 0$$

Elle admet comme solution $h'=18,70 \text{ cm}$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{2NL}{bh'(h - \frac{h'}{3})} < \sigma_b^{-adm} ; \sigma_b = 0,73 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} < 0,85\sigma_e \rightarrow \sigma_a = 4,51 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 0,85\sigma_e = 20,4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

5. Epaisseur de la platine d'Essai

D'après Jean MORAL «Conception et calcul des structures en charpente» $e=16 \text{ cm} > b/6=$

$$\frac{25}{6} = 4,166 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de section, les boulons de gauches étant sollicité en traction.

Moment correspondant pour une bonde de 1 cm ; $b=1 \text{ cm}$

5.1. Vérification de la Section 1-1 voir figure .1.

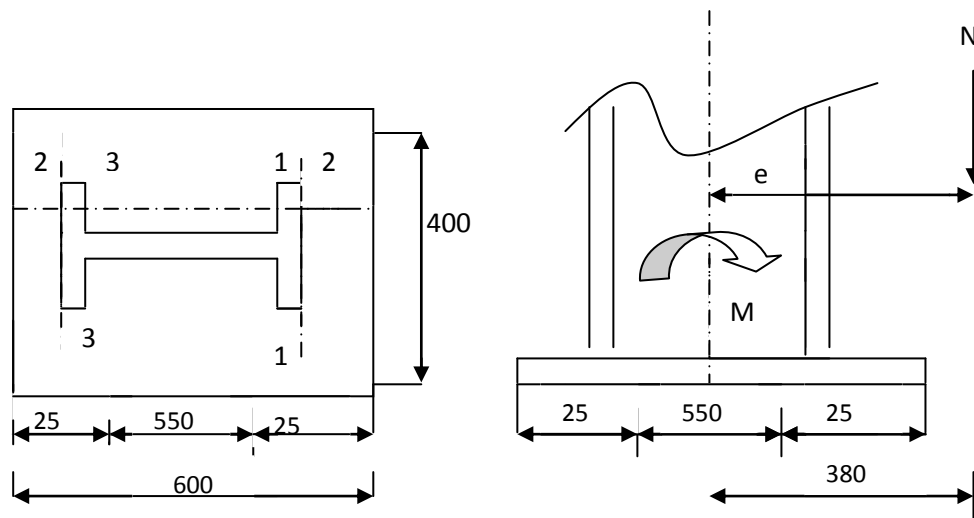


Figure .1. section transversale poteau encastré

$$M_e = \sigma_e \cdot \frac{I}{V} \quad \text{Avec} \quad \frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_e}{b\sigma_e}}$$

$$u = 5 \text{ cm} ; b_0 = 1 \text{ cm}$$

$$M_1 = \sigma_b \cdot u \cdot b_0 \cdot \frac{u}{2} \rightarrow M_1 = 75.5 \cdot \frac{5}{2} = 937,5 \text{ daN.cm}$$

$$M_2 = \sigma_b \cdot u \cdot b \cdot \frac{u}{3} \rightarrow M_2 = 75.5 \cdot \frac{5}{3} = 625 \text{ daN.cm}$$

$$M_e = M_1 - M_2 = 312,5 \text{ daN.cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 312,5}{2400 \cdot 25}} = 0,17 \text{ cm}$$

5.2. Vérification de la Section 2-2 voir figure .1.

$$\sigma_{\max} = 85 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_e = \sigma_{\max} \cdot 5.5 \cdot \frac{1}{2} = 1062,5 \text{ daN.cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1062,5}{25 \cdot 2400}} = 0,32 \text{ cm}$$

5.3. Vérification de la section 3-3 voir figure .1.

5.3.1 Effort du boulon

$$T = A_r \cdot \sigma_a = 7,07 \cdot 4,51 = 19,65 \text{ kn}$$

$$M_e = T \cdot 0,16 = 314,4 \text{ daN.m}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{60t^2}{6}; \frac{I}{V} = \frac{M_e}{\sigma_e};$$

$$\text{Soit } t \geq \max \begin{pmatrix} t1 \\ t2 \\ t3 \end{pmatrix} \quad t = 3,2 \text{ mm}$$

6. Ancrage des boulons

6.1. Goujon d'ancrages

Elles sont droite mais généralement recourbées à une extrémité

(fig. I), ce qui Permet de reprendre un effort de traction plus

important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de

la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts

De traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général

Et le moment à la Base dans le cas poteaux enracinés.

gc : étant le dosage en ciment de béton 350kg/m³

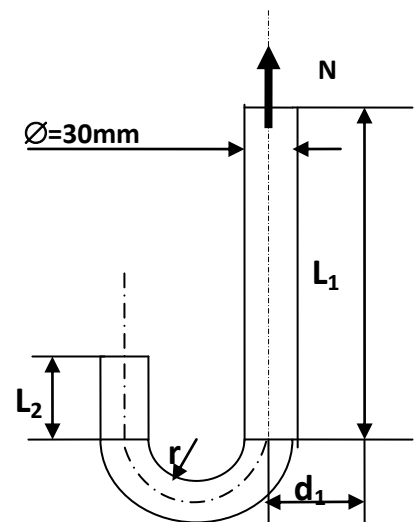


figure .2. Caractéristiques géométriques d'ancrages

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$d_1 > 5.30 = 30\text{mm} \quad d_1 = 150\text{mm}$$

$$r = 3\phi = 90\text{mm} \quad l_2 = 2\phi = 60\text{mm}$$

$$l_1 > 20\phi = 600\text{mm} \quad l_1 = 800\text{mm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7.350}{1000}\right) \frac{30}{\left(1 + \frac{30}{150}\right)^2} \cdot (800 + 6,4.90 + 3,5.60)$$

$$N_a = 11112\text{daN} > N' = \frac{N}{5} = 1647.72\text{daN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$L = l_1 + r + \frac{\phi}{2} = 70,5 \text{ cm}$$

7. Dimensionnement de la fondation

$$M = 3170.27 \text{ daN.m} \quad \rho_{\text{remblai}} = 18000\text{daN/m}^3$$

$$N = 8238.6 \text{ daN} \quad \rho_{\text{béton}} = 2500\text{daN/m}^3$$

7.1. Redimensionnement de la semelle

$$b = 25\text{cm} ; \quad a = 40\text{cm}$$

$$h \geq \frac{a.b}{a+b} \rightarrow h \geq 15.38\text{cm} \text{ on adopte : } h = 70 \text{ cm}$$

il faut que : $L < h$ donc on prend $L_1 = 40 \text{ cm}$

$$N_a = 9785,73 \text{ daN} > N'$$

$$L = 50,5 \text{ cm}$$

$$d_b \geq \frac{b}{6} = 4.16 \text{ cm} ; \quad d_a \geq \frac{a}{6} = 6.66 \text{ cm} \quad d_a = d_b = 10 \text{ cm}$$

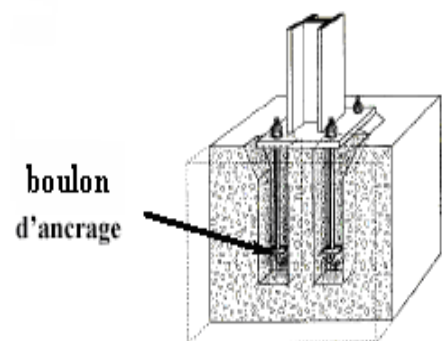


figure .3. représentation boulon d'ancrage

$$a' = a + 2d_a = 60 \text{ cm} \quad ; \quad b' = b + 2d_b = 45 \text{ cm}$$

7.2. Vérification de la contrainte de béton

7.2.1. La contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_{bc} = K \frac{0.85 \cdot F_c 28}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : Coefficient de la durée de l'application

$\theta=1$ La durée est supérieure à 24h

K : Coefficient qui concerne les dimensions géométriques de la zone en contact avec la plaque et la fondation $1 \leq K \leq 3.3$

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \left(\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} \right) \right] \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{a}{a'} \right) \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{b}{b'} \right)} \rightarrow K = 1.27 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 17.92 \text{ Mpa}$$

7.2.2. La contrainte de béton

$$\frac{\sigma_b}{h} = \frac{\sigma_b'}{(h'+da)} \rightarrow \sigma_b' = \frac{\sigma_b(h'+da)}{h} = 5,822 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15,105 \text{ Mpa}$$

7.3. Calcul des armatures

7.3.1 . Distribution horizontale

$$A_h = \frac{P \cdot N'}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$P \cdot N'$: Pourcentage de la force N'

N' : force d'ancrage

A_{ht} : l'armature nécessaire pour chaque ancrage ; $A_{ht} = A_h \cdot n$

$n=2 \rightarrow A_{ht} = 0.47 \text{ cm}^2$ On choisit $A_{ht} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$

7.3.2. Distribution Verticale

$$\frac{N' \cdot c}{a} \leq A_v \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \quad A_v \geq 0.12 \text{ cm}^2$$

$C = 0,8, b = 360 \text{ mm}$; On prend $A_v = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$

7.4. Calcul de la semelle

On a : $\sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ Kn/m}^3$; $D = 1.70 \text{ m}$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \sigma_{\text{ap}} \quad \frac{P}{A \times B} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

$$B = \sqrt{\frac{b \cdot P}{a \cdot \sigma_{\text{sol}}}} ; \quad A = 1.33 B , \quad B \geq 0.58 \text{ m} \quad B = 1.20 \text{ m} \quad A = 1.50 \text{ m}$$

$$d_b = A - a \text{ et } d_a \geq \frac{(B-b)}{4} , \quad d_a \geq 8.75 \text{ cm et } d_b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 25 + 5 = 45 \text{ cm}$$

$$P_u' \geq P_{cr}'$$

P_u' : la charge ultime , P_{cr}' : la charge critique

$$P_u' = (N+1,35 G_0) \left(1 - \frac{b^2 \cdot a^2}{A \cdot B}\right) \geq P_{cr}' = 0,045 \cdot U_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$P_u' = (N+1,35 G_0) \left(1 - \frac{b^2 \cdot a^2}{A \cdot B}\right)$$

$$b_2 = b + 2h ; \quad a_2 = a + 2h$$

$$G_1 = 2500(1,25 \cdot 0,45 \cdot 0,6) = 843.75 \text{ daN}$$

$$G_2 = 2500(0,45 \cdot 1,20 \cdot 1,50) = 2025 \text{ daN}$$

$$G_3 = 18000 [1,25 \cdot (1,50 \cdot 1,20) - (0,60 \cdot 0,45)] = 34425 \text{ daN}$$

$$G_0 = G_1 + G_2 + G_3 = 37293.75 \text{ daN}$$

$$P_u' = 56241.75 \text{ daN}$$

$$P_{cr}' = 0,045 \cdot U_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 15862.5 \text{ daN}$$

$$U_c = 2 \cdot (b_1 + 1\text{m}) = 470 \text{ cm}$$

$$b_1 = (2h + b) = 1.35 \text{ cm}$$

$$P_u' \geq P_{cr} \dots\dots\dots CV$$

fissuration nuisible

$$P = N + 1,35 G_0 = 58585.162 \text{ daN}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{2 \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{P \cdot (B-b)}{8d_b \sigma_{st}} = 7.26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_a = \frac{P \cdot (A-a)}{8d_a \sigma_{st}} = 7.26 \text{ cm}^2$$

7.4.1. Calcul des armateurs minimaux (condition de non fragilité)

$$A_{min} \geq 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Article A.4.2.1 BAEL91})$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 150 \times 25 \times \frac{2.1}{400} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{min} \geq 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min} ; A_{t \text{ calar}}) \Rightarrow A_t = 7.26 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_a = 7.92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 7T12 \quad ; \quad A_b = 7.92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 7T1$$

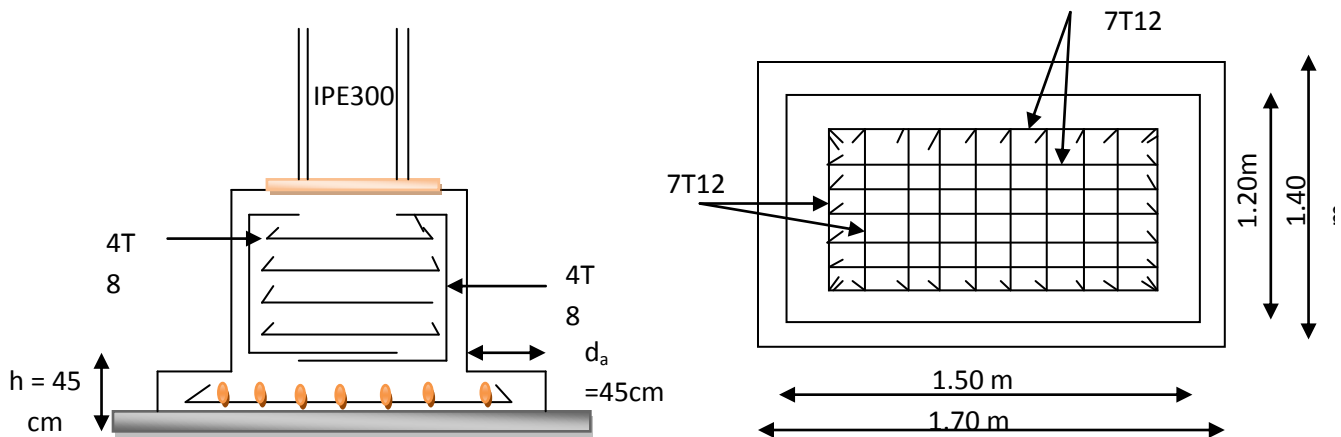


Figure .4. Ferrailage de la semelle

II. Longrine

On a : $N_u = 11122.11 \text{ daN}$; $N_s = 8238.6 \text{ daN}$

On prend la section carrée pour longrine $B = 30 \times 30 = 2025 \text{ cm}^2$

1. Ferrailage de longrine

1.1. Longitudinale

$$\text{ELU} : \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} , \quad A_u = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{11122.11}{347,826} = 0.31 \text{ cm}^2$$

1.2. Vérification

$$\text{ELS} : \text{Fissuration très préjudiciable} : \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.34 \text{ cm}^2 , \quad A_{\min} \cdot f_e \geq B \cdot f_{t28} \quad A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{2.1}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_s, A_u, A_{\min}\} = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{T12}$$

1.3. transversal

$$\Phi \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = 8.57 \text{ mm} \\ \frac{h}{10} = 30 \text{ mm} \\ 15 \Phi_1 = 21 \text{ cm} \end{array} \right. \quad S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ \Phi = 14 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,80 \text{ cm}^2 , \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

4T8 (1 cadre + 1 étrier)

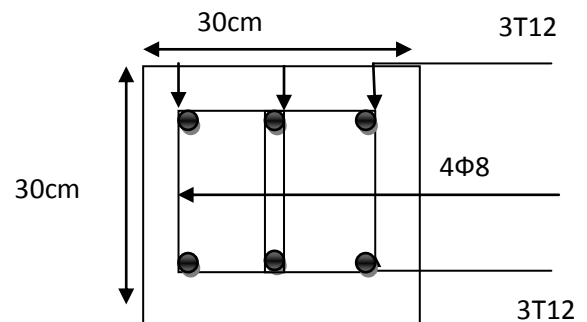


Figure .5 . Coupe transversale de

La Ferrailage de longrine

CHAPITRE

Assemblage

- 1- Introduction
- 2- Assemblage les éléments de la ferme
- 3- Assemblage les éléments de contreventement
- 4- Assemblage poteau - ferme

1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites, notamment de torsion. Les principaux modes d'assemblages sont : Le rivetage.

- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas on utilise CM66

2. Assemblage les éléments de la ferme

2.1. Assemblage par soudure

2.1.1 Attache diagonal/gousset:

Soit les diagonales de la ferme, constitués d'une double cornière 2L50x50x5 reprenant un effort de traction $N = - 12457.84 \text{ daN}$ (voir les annexes)

a. Effort dans le cordon L_1

$$F_1 = \frac{N \times d_1}{50}$$

$$F_1 = \frac{12457.57 \times 14,1}{50} = 3513.03 \text{ daN}$$

b. Effort dans le cordon L_2

$$F_2 = \frac{N \times d_2}{50}$$

$$F_2 = \frac{12457.57 \times 35.9}{50} = 8944.53 \text{ daN}$$

$$A_{\max} \leq 0.7e_{\min} ; a = 0,7.5 = 3,5 \text{ prenons } a_1 = a_2 = 3 \text{ mm}$$

Pour cordon L : $e = 5 \text{ mm}$ $a = 3 \text{ mm}$ $\alpha = 1$ (CM66 4.312 page 133)

$$\frac{F}{0.75 \cdot a \cdot \alpha \cdot 2 \cdot L} < \sigma_e \quad (\text{CM66 4.312 - 33 page 135})$$

$$L_1 \geq \frac{F_1}{0.75 \cdot a \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \sigma_e} = 32.52 \text{ mm} \quad L_2 \geq \frac{F_2}{0.75 \cdot a \cdot 2 \cdot \alpha \cdot \sigma_e} = 82.81 \text{ mm}$$

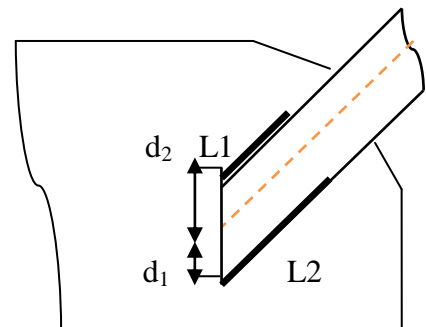


figure .1. Attache diagonal/gousset

2.1.2. Attache montant / gousset

$$\frac{N}{0,75.a.\alpha.\Sigma l} \leq \sigma_e$$

$$\Sigma l = 2(l_1 + l_2)$$

$$\Sigma l = 2l_1 \left(1 + \frac{d_1}{d_2}\right) + 2l_2 \left(1 + \frac{d_2}{d_1}\right)$$

Tableau .1. Assemblage des fermes par soudure

| Les éléments | L | N(daN) | d (mm) | dt(mm) | F(daN) | α | a(mm) | σ_e (daN/ | L(mm) |
|---------------|----------------|-----------|--------|--------|----------|----------|-------|------------------|--------|
| Diagonale | L ₁ | -12457.84 | 14.10 | 50 | 3513.03 | 1 | 3 | 24 | 32.52 |
| | L ₂ | -12457.84 | 35.90 | 50 | 8944.53 | 1 | 3 | 24 | 82.81 |
| Membrure sup | L ₃ | -28104.14 | 50.2 | 70 | 20154.68 | 1 | 4 | 24 | 139.96 |
| | L ₄ | -28104.14 | 19.8 | 70 | 7949.45 | 1 | 4 | 24 | 55.20 |
| Membrure inf. | L ₅ | 12350.22 | 50.2 | 70 | 8856.87 | 1 | 2 | 24 | 123.01 |
| | L ₆ | 12350.22 | 19.8 | 70 | 3493.34 | 1 | 2 | 24 | 48.51 |
| Montant | L ₇ | 12432.58 | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 | 24 | 79.94 |
| | L ₈ | 12432.58 | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 | 24 | 35.30 |

2.2. Assemblage par boulons ordinaires

2.2.1. Attache diagonale/gousset

L'effort de traction dans le barre N = - 12457.84 daN

Prenons des boulons ordinaires de classe 6-6 (CM66 Art. 14.12 page 282) et (voir les annexes)

On choisit $\phi = 14 \text{ mm}$ $A_r = 115 \text{ mm}^2$ $\sigma_{eb} = 35 \text{ daN/mm}^2$

c. Vérification diamétrale

$$\sum e \leq 4 d_{tr} \quad (\text{CM66 4.102-3 page 119})$$

$$d_{tr} \geq e_2 + 2\text{mm} \quad (\text{CM66 4.102 page 117})$$

d_{tr} : diamètre de trous

e_2 : épaisseur faible de la plaque ($e_2 = 5\text{mm}$)

$$\text{On a : } d_{tr} = 14 + 1 = 15 \text{ mm} > 5 + 2 = 7\text{mm}$$

$$e = \sum e = 2 \times 5 + t = 22 \text{ mm} \rightarrow 22 \text{ mm} < 4 d_{tr} = 60 \text{ mm}$$

t : épaisseur de gousset ($t = 12\text{mm}$)

d. Vérification de cisaillement

$$1,54 \frac{Q_2}{m \cdot A_r} \leq \sigma_{ed} \quad (\text{CM66 4.12 page 123})$$

Q_2 : la force exercée pour chaque boulon

m : nombre des plaques ($m = 2$)

A_r : la surface pour chaque boulon

$$Q_2 \leq \frac{2 \cdot 35 \cdot 115}{1,54} = 5227,27 \text{ daN}, \quad n = \frac{N}{Q_2} = 2,38 \rightarrow n = 3 \text{ boulons}$$

e. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N}{n \cdot d_{tr} \cdot e_2} \leq 3 \sigma_e \rightarrow \frac{12457,84}{3 \cdot 15 \cdot 5} = 55,36 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} < 72 \frac{\text{daN}}{\text{mm}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f. Disposition des boulons (sens de l'effort) (CM66 4.101 page 117)

$$3d_{tr} \leq \delta \leq 7d_{tr}, \quad d_{tr} = 15 \text{ mm}$$

$$45 \leq \delta \leq 105 \Rightarrow \delta = 60 \text{ mm}$$

δ : La distance entre l'axe boulons

g. Pince longitudinale δ_1 (CM66 4.101 page 117)

$$\delta_1 \geq \max \left[\begin{array}{l} 1,5d_{tr} = 22,5\text{mm} \\ \frac{0,8 \cdot N}{e \cdot \sigma_{eb}} = 12,94\text{mm} \end{array} \right] \Rightarrow \delta_1 = 20\text{mm}$$

h. Pince transversale

$$1,5d_{tr} \leq \delta_2 \leq 2,5 d_{tr} \rightarrow \delta_2 = 30 \text{ mm}$$

Tableau .2. Assemblage des fermes par boulons ordinaires

| Les Eléments | N(daN) | Class | Φ(mm) | Ar(mm ²) | σ _{eb} (daN/mm ²) | N | M | e ₂ | δ | δ1 | δ2 | Véri press |
|---------------|-----------|-------|-------|----------------------|--|---|---|----------------|----|----|----|------------|
| Diagonale | -12457.84 | 6-6 | 14 | 115 | 35 | 3 | 2 | 5 | 60 | 20 | 30 | Cv |
| Membrure sup | -28104.14 | 6-8 | 16 | 157 | 41 | 4 | 2 | 7 | 60 | 30 | 40 | Cv |
| Membrure inf. | 12350.22 | 6-6 | 12 | 84.3 | 35 | 4 | | 5 | 60 | 15 | 15 | Cv |
| Montant | 12432.58 | 6-6 | 14 | 115 | 35 | 3 | 2 | 5 | 60 | 20 | 30 | Cv |

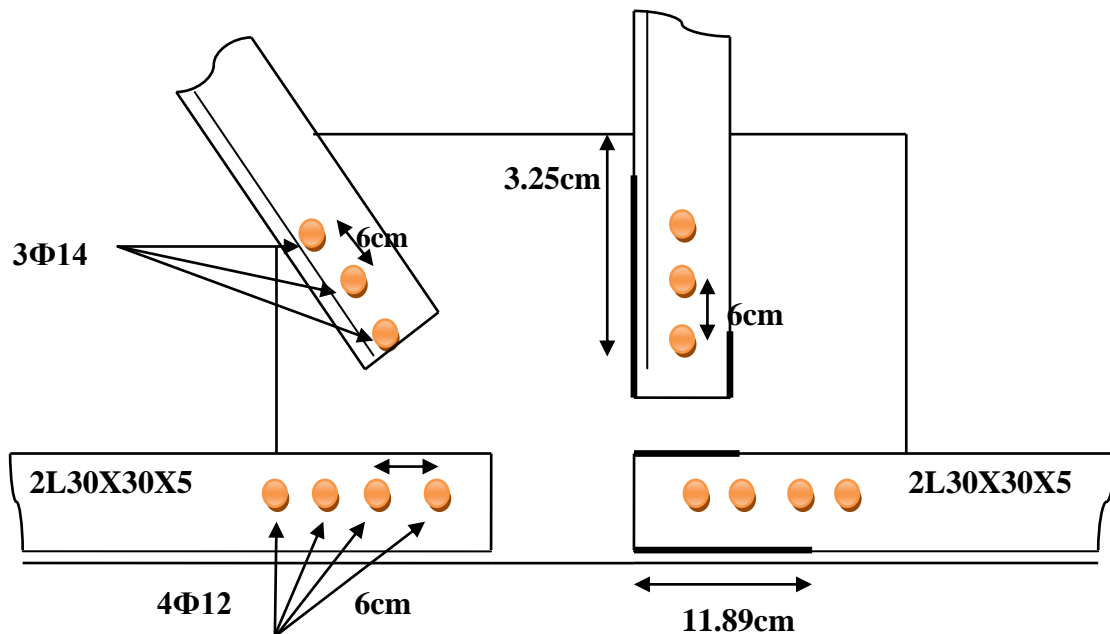


Figure .2. Assemblage au nœud

3

2.3. Assemblage poteau – ferme

L' assemblage des ferme – poteau se fait par une plaque soudée à la fin de poteau avec épaisseur 20 mm.

2.3.1. Evaluation des charges

$$V_n = 148.33 \text{ daN/m}^2 ; S = 5.22 \times 6 = 31.36 \text{ m}^2 \rightarrow V_n = 4652.23 \text{ daN}$$

2.3.2. L'effort dans chaque boulon

On prend deux boulons de class 6-6 $\sigma_{eb} = 35 \text{ daN/mm}^2$

$$F = \frac{V_n}{2} = 2326.11 \text{ daN}$$

$$1.25 \frac{F}{A_r} \leq \sigma_{eb} \rightarrow A_r \geq 83.07 \text{ mm}^2 \text{ Donc on prend } 2 \Phi 12 \rightarrow A_r = 84.30 \text{ mm}^2$$

2.5. Assemblage les éléments de contreventement

$n=3$; $m=2$; $\Phi = 0.45$; boulons HR class 2 ; $\sigma_{eb} = 65 \text{ daN/mm}^2$

2.5.1. Epaisseur de gousset

$$P_v = N_0 = 0,8 \cdot \sigma_{eb} \cdot A_r = 17640 \text{ daN}$$

Contreventements verticaux : $F_d = 581.38 \text{ daN}$

Contreventements horizontaux : $N = 553.01 \text{ daN}$

$$N \leq N_0 \rightarrow 553.01 \text{ daN} \leq 17640 \text{ daN} \quad t=10\text{mm}$$

$$N = \frac{N_{\max}}{n} = 193.79 \text{ daN} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \Phi \cdot m$$

$$P_v = 0,8 \cdot \sigma_{eb} \cdot A_r \rightarrow A_r \geq \frac{N}{0,88 \cdot \sigma_{eb} \cdot \Phi \cdot m}$$

$$A_r = 3.83 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A_r = 36.6 \text{ mm}^2 \rightarrow 3 \Phi 8$$

2.5.2. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N}{d_{tr} \cdot e^2} \leq 3 \sigma_e$$

$$d_{tr} = 1 + \Phi = 9 \text{ mm}$$

e: épaisseur contreventement horizontale ($e = 3 \text{ mm}$)

$$\frac{N}{d_{tr} \cdot e^2} \leq 3 \sigma_e \rightarrow 7.17 \text{ daN/mm}^2 \leq 72 \text{ daN/mm}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

2.5.3. Vérification de la résistance des barres

On a une cornière isolée de (20 x 20 x 3) avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Section nette: $A_n = A - A_{\text{vide}}$

$$A_n = (b \times e) - (e \times d_h)$$

$$A_n = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A_n} = 743.15 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \dots\dots\dots \text{cv}$$

PARTIE III
ETUDE DE COMPARATIVE

Introduction :

Cette étude est une étude financière d'exécution une ossature d'un hangar en béton armé et en charpente métallique et faire une comparaison de prix pour choisir la procédé de réalisation, c.à.d. le choix d'ossature qui peut entraîner une réduction des quantités et coûts des éléments de projet.

Le projet contient également une analyse précise de ce que recouvrent les différents prix pour permettre à chacun de choisir la méthode de construction optimisation du côté économique et la réalisation des structures résistantes à la fois.

I. Ossature en Béton Armé

Les résultats des prix sont représentés dans le tableau 1

Tableau .1.Etude de prix d'ossature en Béton Armé

| N° | Désignation des ouvrages | U | Quantité DA | P.U DA | Montant DA |
|----------------------------|--|----------------|----------------|-----------|---------------|
| I – TERRASSEMENT | | | | | |
| 1.01 | Fouilles en puits et en rigoles | M ³ | 134.63 | 500,00 | 67315 |
| 1.02 | Remblais avec terres des déblais | M ³ | 127 | 200,00 | 25400 |
| 1.03 | Remblais des surfaces avec apport de sable de dune | M ³ | 24.28 | 250,00 | 6070 |
| 1.04 | Transport des terres excédentaires à la D.P | M ³ | 24.28 | 250,00 | 6070 |
| Total 01 | | | | | 104855 |
| II – INFRASTRUCTURE | | | | | |
| 2.01 | Béton de propreté dosé à 150 kg/M3 de ciment H.T.S, | M ³ | 2,76 | 9,000,00 | 24840 |
| 2.02 | Gros Béton dosé à 250 kg/M ³ de ciment CRS | M ³ | 5.624 | 8,000,00 | 44992 |
| 2.03 | Béton armé en fondation dosé à 350 kg/M3 en ciment CRS, y compris coffrage et ferrailage | | | | |
| | B) Massif | M ³ | 6.133 | 24,000,00 | 147192 |
| | D) longrines | M ³ | 6.3 | 25,000,00 | 157500 |
| 2.04 | Dalle flottante ep 0,10 ciment de treillis soudé double nappe | M ² | 121.44 | 1,600,00 | 1943040 |

| | | | | | |
|----------------------------|---|----------------|------|----------|-------------------|
| Total 02 | | | | | 2317564 |
| III- SUPERSTRUCTURE | | | | | |
| 3.01 | Béton armé en élévation dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA y compris coffrage et ferrailage | | | | |
| | Poutres ; poteaux ; poutrelles ; chainages | M ³ | 32.5 | 32000.00 | 1040000 |
| 3.02 | corps creux | U | 1150 | 40 | 46000 |
| Total 03 | | | | | 1086000 |
| TOTAL GÉNÉRAL EN HT | | | | | 3508419 |
| T V A 17 % | | | | | 596431.23 |
| TOTAL GÉNÉRAL EN TTC | | | | | 4104850.23 |

II. Ossature en Charpente Métallique

Le tableau 2 montre les résultats des prix pour chaque tache d'exécution.

Tableau .2.Etude de prix d'ossature en charpente métallique

| N° | Désignation des ouvrages | U | Quantité | P.U | Montant |
|----------------------------|--|----|----------|----------|---------------|
| I – TERRASSEMENT | | | | | |
| 1.01 | Fouilles en puits et en rigoles | M3 | 128,4 | 500,00 | 64200 |
| 1.02 | Remblais avec terres des déblais | M3 | 117,93 | 200,00 | 23586 |
| 1.03 | Remblais des surfaces avec apport de sable de dune | M3 | 34,96 | 250,00 | 8740 |
| 1.04 | Transport des terres excédentaires à la D.P | M3 | 34,96 | 250,00 | 8740 |
| Total 01 | | | | | 105266 |
| II – INFRASTRUCTURE | | | | | |
| 2.01 | Béton de propreté dosé à 150 kg/M3 de ciment CRS, | M3 | 2,75 | 9,000,00 | 24750 |

| | | | | | |
|-----------------------------------|---|----|-----------|-----------|----------|
| 2.02 | Gros Béton dosé à 250 kg/M3 de ciment CRS, | M3 | 7.14 | 8,000,00 | 57120 |
| 2.03 | Béton armé en fondation dosé à 350 kg/M3 en ciment CRS, Y compris coffrage et ferrailage | | | | |
| | B) Massif | M3 | 11,47 | 24,000,00 | 275280 |
| | D) longrines | M3 | 10,8 | 25,000,00 | 270000 |
| 2.04 | Dalle flottante ep 0,20 ciment de treillis soudé double nappe | M2 | 150,00 | 1,600,00 | 2400000 |
| Total 02 | | | | | 2945280 |
| III - Charpente métallique | | | | | |
| 3.01 | F/P d'ossature métallique composée de : poteaux pannes sablières montants support chéneaux gousset platines | | | | |
| | A) IPE 300 | Kg | 1,519,200 | 120,00 | 182304 |
| | B) IPE 160 | Kg | 2,038,200 | 120,00 | 1244584 |
| | C) IPE 140 | Kg | 774,000 | 120,00 | 92880 |
| | D) UAP 130 | Kg | 192,720 | 120,00 | 23126.4 |
| | E) Cornier 2L70x 70x 7 | Kg | 1,201,280 | 120,00 | 144153.6 |
| | F) Cornier 2L 30x 30x 5 | Kg | 173,600 | 120,00 | 20832 |
| | G) Cornier 2L 50x 50x 5 | Kg | 191,400 | 120,00 | 22968 |
| | H) Acier rond doux Diamètre 10 | Kg | 180,000 | 120,00 | 21600 |
| | I) Gousset en tôle de 6 mm | Kg | 442,770 | 120,00 | 53132.4 |
| | K) Platine en tôle ep 6mm | Kg | 150,720 | 120,00 | 18000 |
| | L) Echantignole ep 6mm | Kg | 327.360 | 120,00 | 39283.2 |
| | M) Raidisseurs ep 6mm | Kg | 14.620 | 120,00 | 1754.4 |
| 3.02 | F/P panneaux sandwich EP=0,10 | M2 | 406,600 | 2,000,00 | 813200 |

| | | | | | |
|----------------------|---|---|----|----------|--------------|
| 3.03 | F/P de tige d'ancrage Diamètre 30 L = 0,70 m | U | 40 | 1,000,00 | 40000 |
| 3.04 | F/P de clame d'ancrage Diamètre 40 L= 0,50 | U | 20 | 1000,00 | 20000 |
| Total 03 | | | | | 2737818 |
| TOTAL GÉNÉRAL EN HT | | | | | 5,788,364.00 |
| TVA 17 % | | | | | 984,021.88 |
| TOTAL GÉNÉRAL EN TTC | | | | | 6,772,385.88 |

III. Comparaison des prix entre l'ossature en BA et en CM :

La comparaison des prix entre les deux ossatures est résumée dans le tableau 3

Tableau .3.Comparaison de prix

| N° | Taches | Prix DA B.A | Prix DA C.M | Différence DA | Les Commentaires |
|----------------------|----------------|-------------------|-------------------|-------------------|---|
| I | Terrassement | 104855 | 105266 | 411 | dans la tache de terrassement il ya pas différence entre l'ouvrage BA et CM parce que on a presque les mêmes profondeurs |
| II | Infrastructure | 2317564 | 2945280 | 627716 | On remarque une différence dans le prix à cause de la différence dans les dimensionnements des éléments |
| III | Superstructure | 1086000 | 2737818 | 1651818 | Nous notons une très grande différence dans le prix parce qu'on a utilisé deux types différents de matériaux de construction CM et BA |
| Total Général | | 4104850.23 | 6772385.88 | 2667535.65 | |

IV. CONCLUSION

Dans ce projet, nous avons étudié la même construction de deux manières différentes Béton Armé et Charpente Métallique ; Grâce à cette étude et le tableau de comparaison de prix, nous notons que l'ossature métalliques est la plus cher que celle en béton armé peut-être les travées des poutres dans notre projet sont petites ou la zone d'implantation de l'hangar

zone nulle sismicité (Ouargla) (les charges diminues); et malgré la différence évidente dans le prix, mais nous trouvons la plupart des hangars sont en charpente métalliques.

Pour quoi ???

| Avantages charpente | Explications |
|----------------------------|--|
| La rapidité | la rapidité d'exécution du montage de la structure, l'ossature métallique d'une superficie de 100 à 150m ² peut être montée en 3 semaines. |
| Le poids total | Construction métallique est sa grande capacité portante pour un faible poids qui est estimé à 6 fois moins qu'une structure Béton armé. |
| Les grandes portées | la résistance de l'acier qui permet de réaliser des armatures plus solides supportant des portées très importantes. |
| Facilité de réalisation | La fabrication pouvant se dérouler indépendamment des conditions météorologiques, l'érection qui suit est très simple et se réalise avec des tolérances faibles. |
| La souplesse | Le métal est avant tout très souple et accepte toutes les formes que l'on souhaite lui donner. |
| Respect de l'environnement | Ces matériaux économisent les ressources naturelles, en effet, l'acier est recyclable à 100%. |

à partir du tableau nous savons que la construction de la charpente métallique a beaucoup d'avantages par rapport au béton armé, pour cela nous trouvons que les plupart des bâtiments industriels de grandes portées réalisés avec le métal, pour des bâtiments de haute qualité, plus rapide et plus facile.

Conclusion générale

D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.

On ne saurait prétendre que cette étude nous met hors de portée de toutes difficultés du génie civil, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique.

BIBLIOGRAPHIE

1. Cours de charpente métallique : M^r LOGBI ABAD ALAZIZ
2. Cours de béton arme : M^r DJIRAB SAMIR
3. Règlement Neige et Vent Algérien RNV99 « NV65, NV99 »
4. Règles CM66 AFNOR NF P22 -701 /règles de calcul des Construction en acier ,
Décembre 1966’
5. JEAN MORAREL, ‘Conception et calcul structures métalliques ‘ , selon
l’EUROCODE 3 ,2005
6. DTR BC.2.48/ règlement parasismique algérienne « RPA 99/2003 »
7. BAEL91 ‘Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions
en béton armé suivant la méthode des états-limites ‘ , 3^{ème} édition OPU, 2000
8. LAHLOU DAHMANI ‘Calcul des éléments résistants d’une construction métallique’,
3^{ème} édition OPU, 2004
9. M.MIMON, ‘construction métallique méthode de calcul et applications’ ,
1^{ème} édition OPU, 2001

| | |
|---------------|--|
| σ_s | Contrainte dans l'acier. |
| s_t | Espacement entre armatures. |
| f_{bu} | Contrainte admissible de flambement. |
| f_{ej} | Résistance à la compression |
| F | Flèche |
| T | Effort tranchant, période. |
| Z | Bras de levier entre les aciers et le béton. |
| d' | Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée |
| d | Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée |
| f_{tj} | Résistance à la traction |
| \square | Déformation relative du béton |
| δ | Coefficient de dimension, déplacement. |
| γ_s | Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier. |
| γ_b | Coefficient de sécurité à prendre sur le béton |
| B | Coefficient de majoration dynamique. |
| α | Coefficient de sécurité ou flambement, angle, Coefficient de participation. |
| l_f | Longueur de flambement. |
| f_e | limite élastique de l'acier. |
| \square_b | Déformation relative de l'acier tendu |
| σ_{bc} | Contraint de compression de béton. |
| σ | Contrainte normale. |
| λ | Coefficient d'élancement. |
| M_r | Moment résistant. |
| σ_{bc} | Contrainte limite de service du béton. |
| Φ | Diamètre des armatures ; Valeur propre |
| ν | Coefficient de poisson. |
| τ | Contrainte de cisaillement. |
| σ_s | Contrainte limite de service de l'acier. |

I- Charpente métallique

| | |
|-------|--|
| A | Aire d'une section |
| A_r | section résistante de la partie folletée d'un boulon |
| B | coefficient caractéristique du niveau d'application des charges (déversement) |
| C | moment d'inertie de torsion coefficient caractéristique de la répartition longitudinale de la charge (déversement) |
| D | module d'élasticité longitudinale |
| F | force quelconque |

| | |
|------------|--|
| I | moment d'inertie ou moment quadratique d'une section |
| I_x | moment d'inertie d'une section par rapport à un axe G_x |
| I_y | moment d'inertie d'une section par rapport à un axe G_y |
| d | diamètre d'un trou de rivet ou boulon |
| E | épaisseur de la semelle d'une poutre ou poutrelle |
| E | épaisseur d'une tôle ou d'une pièce assemblée |
| e_1, e_2 | dimensions des cotés d'un cordon de soudure dissymétrique |
| e_a | épaisseur d'une auge |
| e_{min} | épaisseur de la plus mince des pièces assemblées |
| F | flèche d'une poutre ou d'une barre |
| f_m | flèche due au moment fléchissant |
| g_c | dosage en ciment d'un béton |
| h | hauteur de la section d'une pièce distance entre axes neutres des membrures d'une section |
| h_0 | composée |
| h_a | hauteur de l'âme d'une poutre |
| I | rayon de giration d'une section |
| i_x | rayon de giration d'une section par rapport à l'axe G_x |
| i_y | rayon de giration d'une section par rapport à l'axe G_y |
| k | coefficient de flambement |
| j | Moment d'inertie de torsion |
| M | moment fléchissant |
| M_y | composante du moment fléchissant engendrant une flexion dans un plan perpendiculaire à G_y |
| N | effort normal dans une barre |
| N_0 | effort de précontrainte dans la tige d'un boulon à haute résistance |
| P | valeur d'une surcharge concentrée |
| T | effort tranchant |
| A | épaisseur utile d'un cordon de soudure |
| B | largeur d'une semelle de poutre ou poutrelle ou d'une tôle constitutive d'une |
| l | longueur utile d'un cordon de soudure |
| L | longueur de flambement |
| l_0 | longueur réelle d'une barre |
| l_x | longueur de flambement dans le plan perpendiculaire à G_x |
| l_y | longueur de flambement dans le plan perpendiculaire à G_y |
| Φ | diamètre d'une tige ronde ou d'un boulon |
| α | coefficient de réduction de résistance des cordons de soudure |
| β | facteur intervenant dans l'expression du coefficient B en déversement |

| | |
|---------------|---|
| Δ | distance entre axe des trous de rivet ou boulon |
| δ_1 | distance entre axe des trous de rivet ou boulon au bord le plus voisin, dans le sens de l'effort (pièce longitudinale) |
| Λ | Coefficient d'élanement. |
| Σ | Contrainte normale. |
| δ_t | distance entre axe des trous de rivet ou boulon au bord le plus voisin, dans le sens perpendiculaire de l'effort (pièce transversale) |
| σ_{bc} | Contraint de compression de béton. |
| σ_d | Contrainte de non dévercement. |
| Γ_s | Contrainte dans l'acier. |
| Γ_e | Contrainte limite d'élasticité |
| τ | Contrainte de cisaillement. |
| ν | Coefficient de poisson. |
| σ_f | Contrainte flexion simple. |
| σ_{fx} | Contrainte résultante de la flexion dans plan perpendiculaire à G_x . |
| σ_{fy} | Contrainte résultante de la flexion dans plan perpendiculaire à G_y |
| P | pression statique de au vent |
| q_h | pression dynamique du vent |
| q_{ref} | la pression dynamique de référence pour les |
| C_{ex} | coefficient d'exposition au vent. |
| C_r | coefficient de rugosité |
| g | facteur de pointe |
| C_t | coefficient de topographie |
| I_v | l'intensité de la turbulence |
| K_t | facteur du terrain |
| K_t | facteur de terrain |
| H_0 | paramètre de rugosité |
| H | hauteur considéré |
| μ_p | Perméabilité |
| V_n | vent normal |
| V_e | vent extrême |
| C_d | Coefficient de pression dynamique. |
| C_{pe} | Coefficient de pression extérieur |
| C_{pi} | Coefficient de pression intérieur |
| C_{fij} | Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ». |
| E | Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG). |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier. |

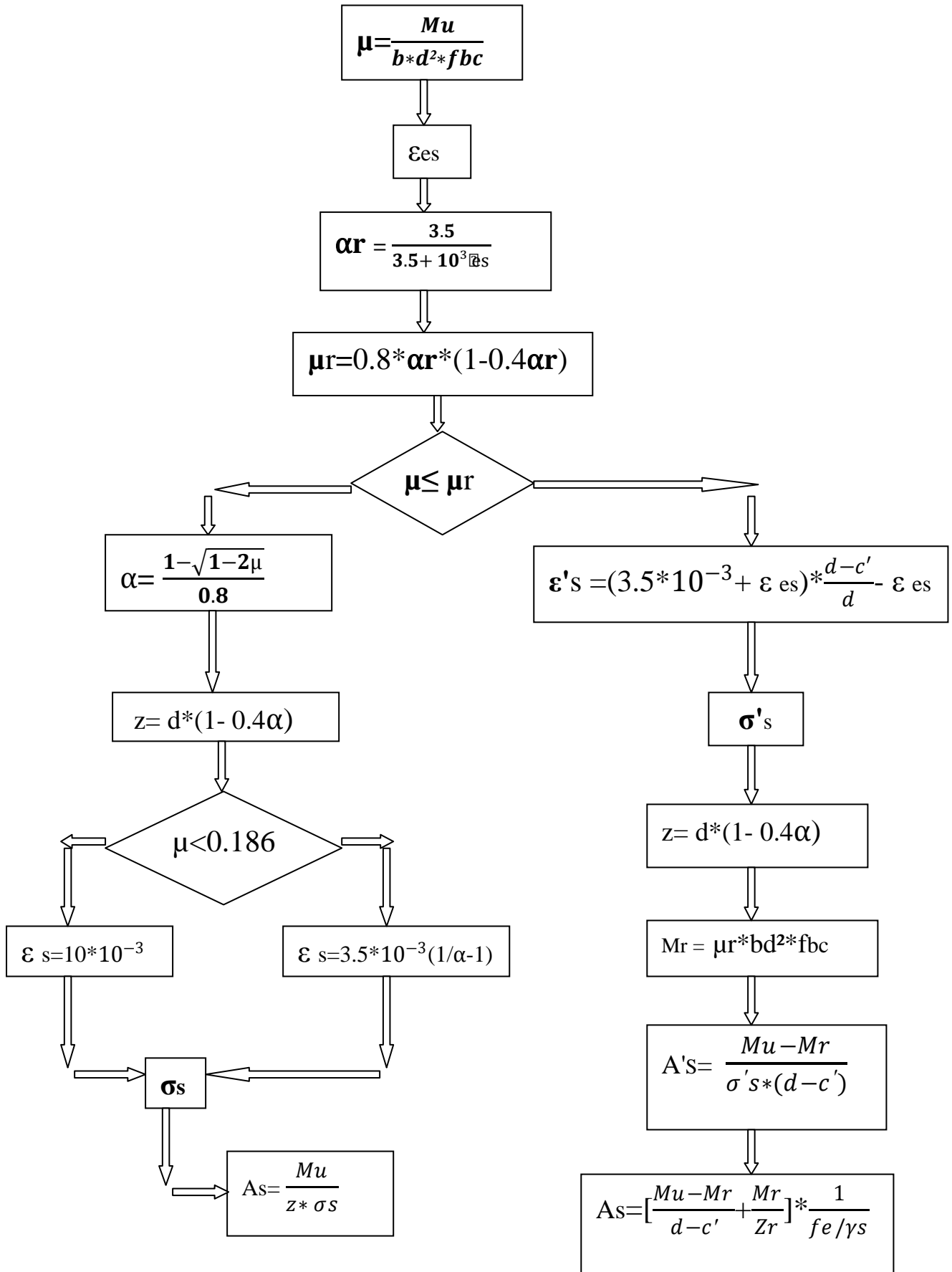
| | |
|------------|--|
| ELS | Etat limite de service |
| ELU | Etat limite ultime. |
| E | Epaisseur, excentricité |
| FP | Fissuration préjudiciable. |
| FPN | Fissuration peu nuisible. |
| FTP | Fissuration très préjudiciables. |
| G | Charge permanente, module d'élasticité transversale |
| H | Hauteur totale du bâtiment. |
| L | Portée. |
| M | Moment, masse. |
| N_Q | Effort normal développé par les charges d'exploitation. |
| N_u | Effort normal ultime. |
| n | Nombre de niveaux |
| P, W | Poids. |
| q | Densité de charge répartie |
| R | Réaction. |
| RPA | Règlement parasismique Algérien. |
| S | Surface de l'élément considéré, |
| st | Espacement entre armatures. |
| Z | Bras de levier entre les aciers et le béton. |
| d' | Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée |
| α | Angle. |
| β | Angle |
| δ | Pince transversale |
| η | Coefficient de fissuration |
| A_{net} | Section nette d'une pièce |
| A_r | Aire de la Section résistante a la traction du boulon |
| E | Module d'élasticité longitudinale |
| W | Module de résistance plastique |
| W | Module de résistance élastique |
| Γ_b | Coefficient de sécurité à prendre sur le béton |
| γ_s | Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier. |
| d_{tr} | diamètre de perçage des trous boulon |
| n | Nombre de boulon |
| m | Nombre de plans de cisaillement |
| e | Epaisseur de l'âme |
| e' | Epaisseur de la semelle |

| | |
|----------|--|
| t_p | Épaisseur platine |
| e_2 | épaisseur fable de plaque |
| t | épaisseur de gousset |
| Q_2 | la force exercée pour chaque boulon |
| A_r | la surface pour chaque boulon |
| Q_a | L'effort admissible |
| P_v | L'effort au précontraint dan la tige d'un boulon |
| M_a | Le moment interne applique sur l'assemblage |
| $P.N'$ | Pourcentage de la force N' |
| N' | force d'ancrage |
| A_{ht} | L'armatura est nécessaire pour chaque ancrage |

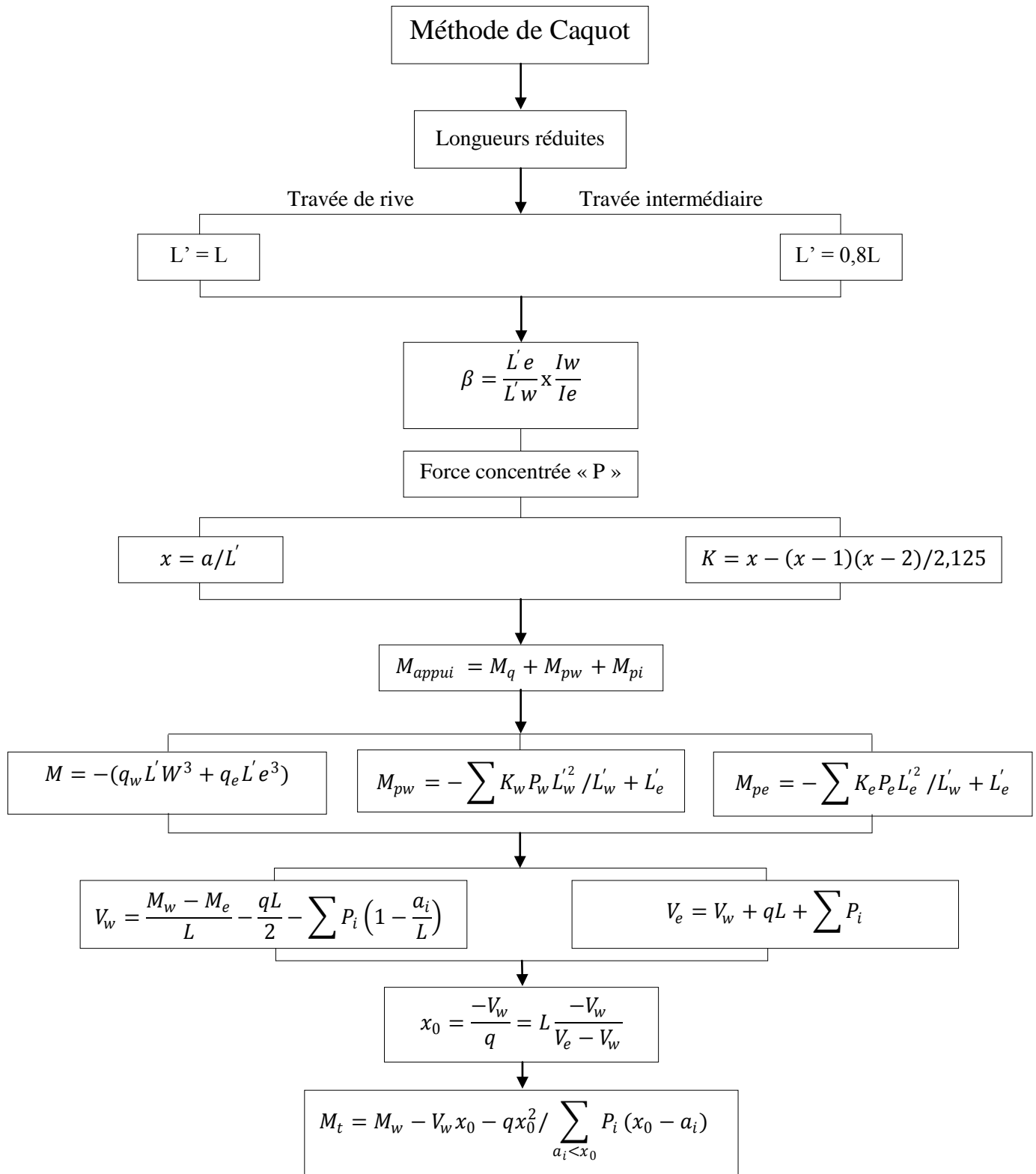
ANNEX

I. BETON ARME

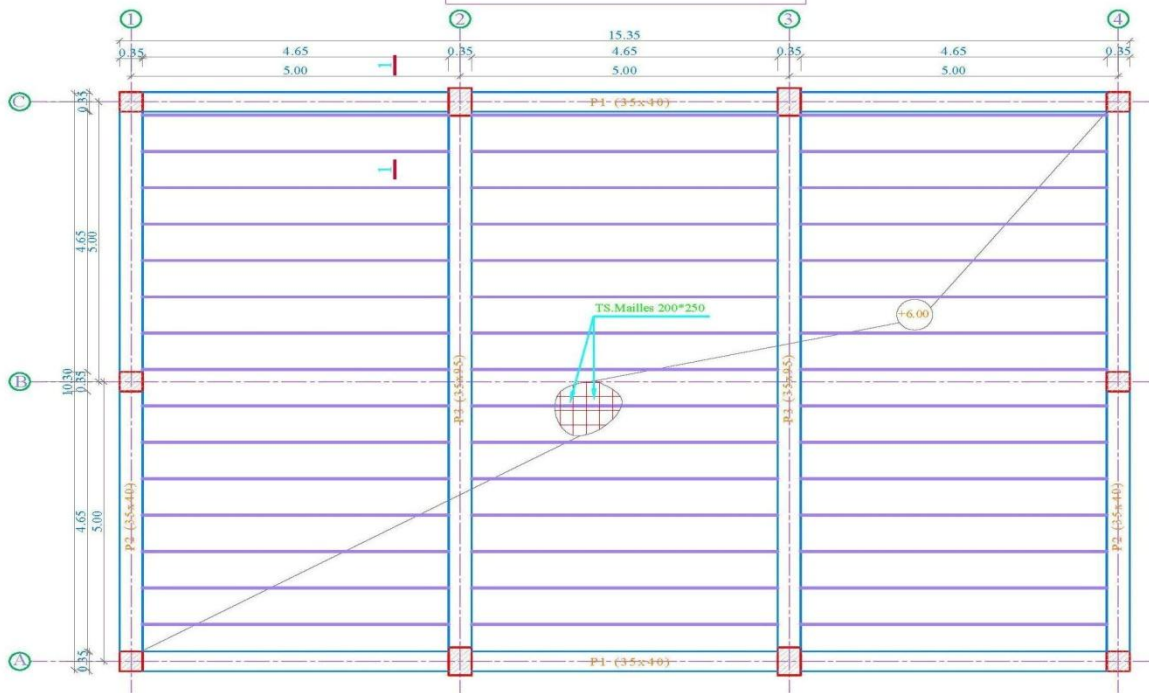
Organigramme de calcul des armatures longitudinales à la flexion simple



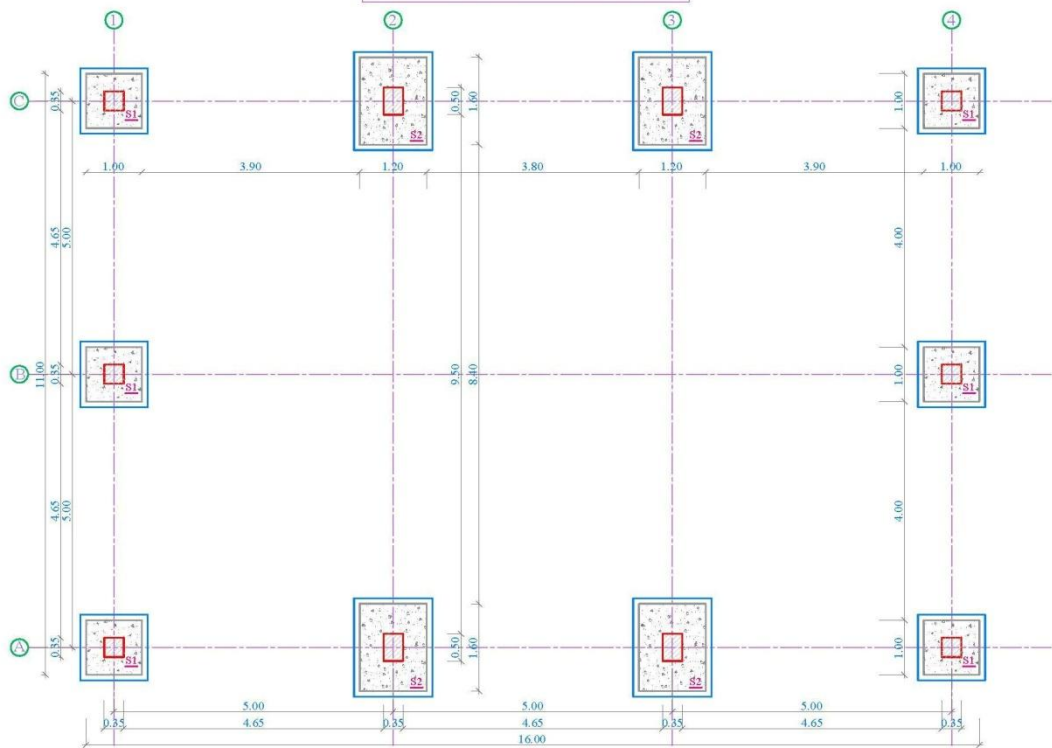
Méthode de Caquot



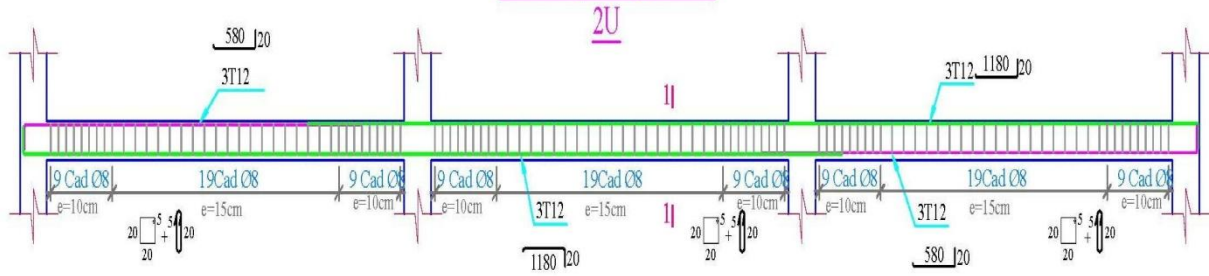
Vue en Plan Terrasse



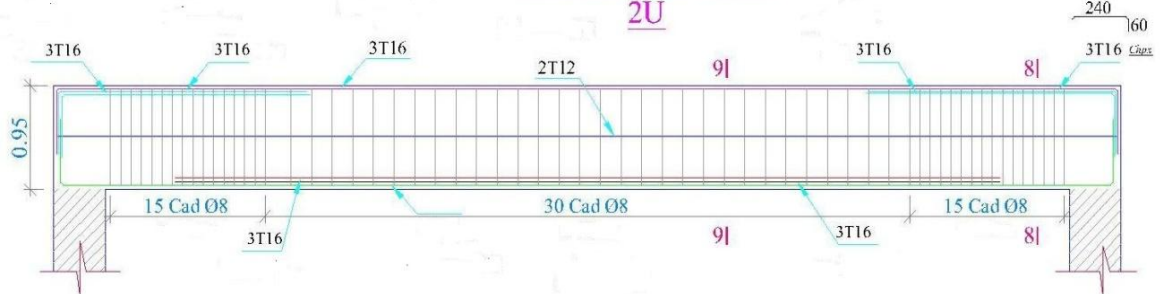
Vue en Plan Fondation



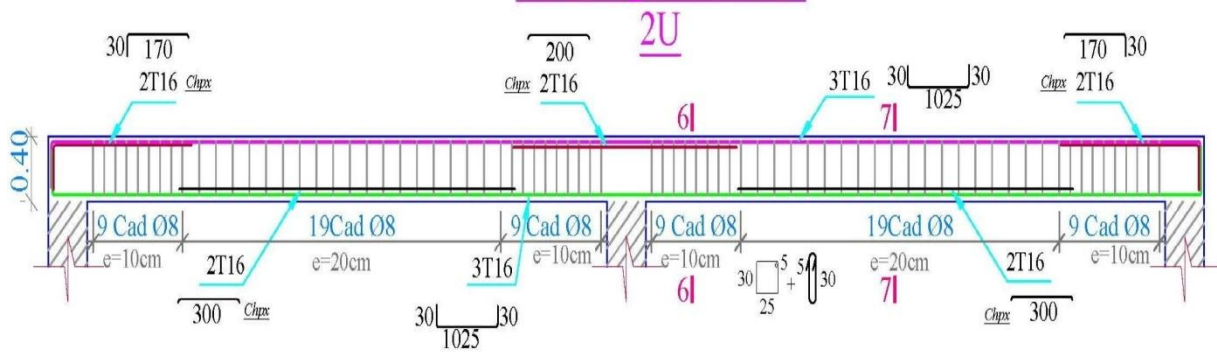
ferrailage Longrine L1



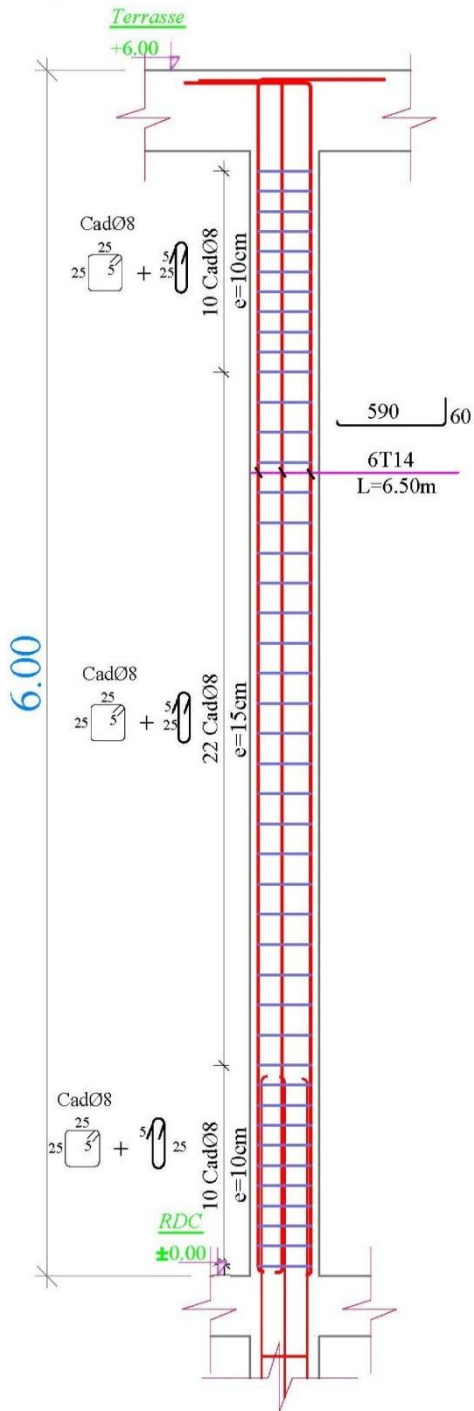
Ferrailage Poutre P3



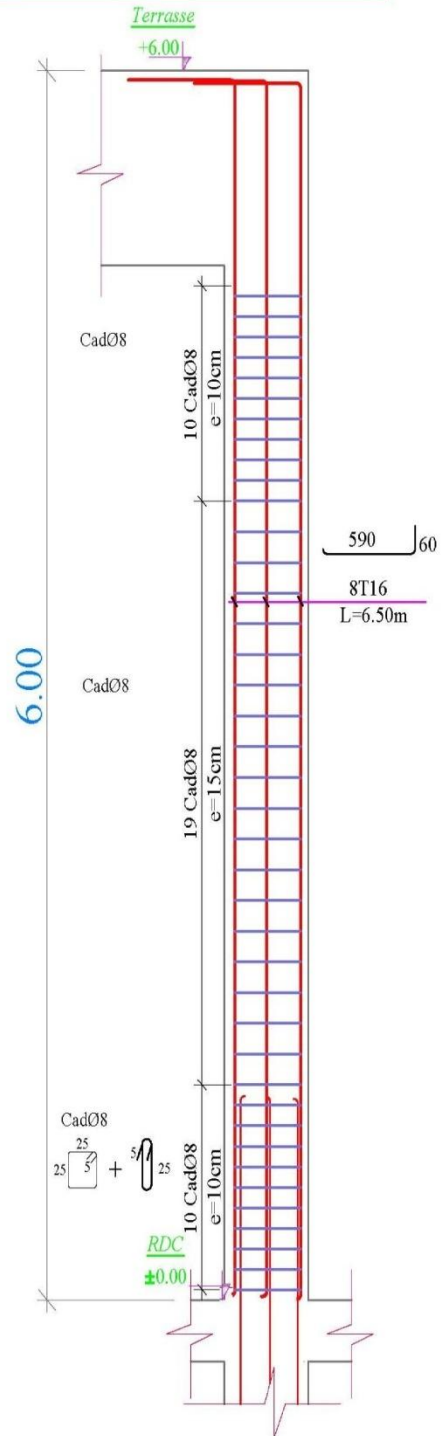
Ferrailage Poutre P2



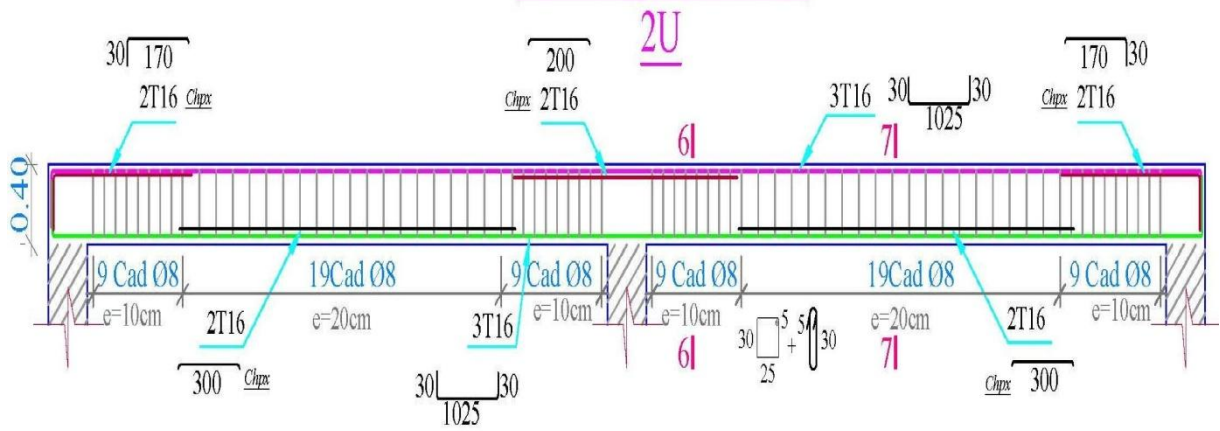
Ferrailage Poteaux (35x35cm)
6U



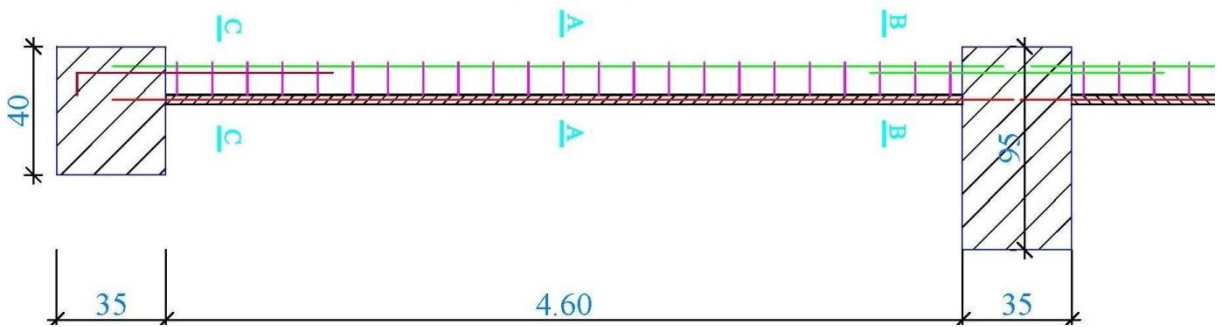
Ferrailage Poteaux (35x50cm)
4U



Ferrailage Poutre P2



POUTRELLES



II. CHARPENT METALLIQUE

Tableau 1: Pression dynamique de référence (RNV 99, T2.3 page 46)

| Zone | q_{ref} (daN/m ²) |
|------|---------------------------------|
| I | 37,5 |
| II | 47,0 |
| III | 57,5 |

Tableau 2 : Coefficients de topographie(RNV 99, T2.5 page 48)

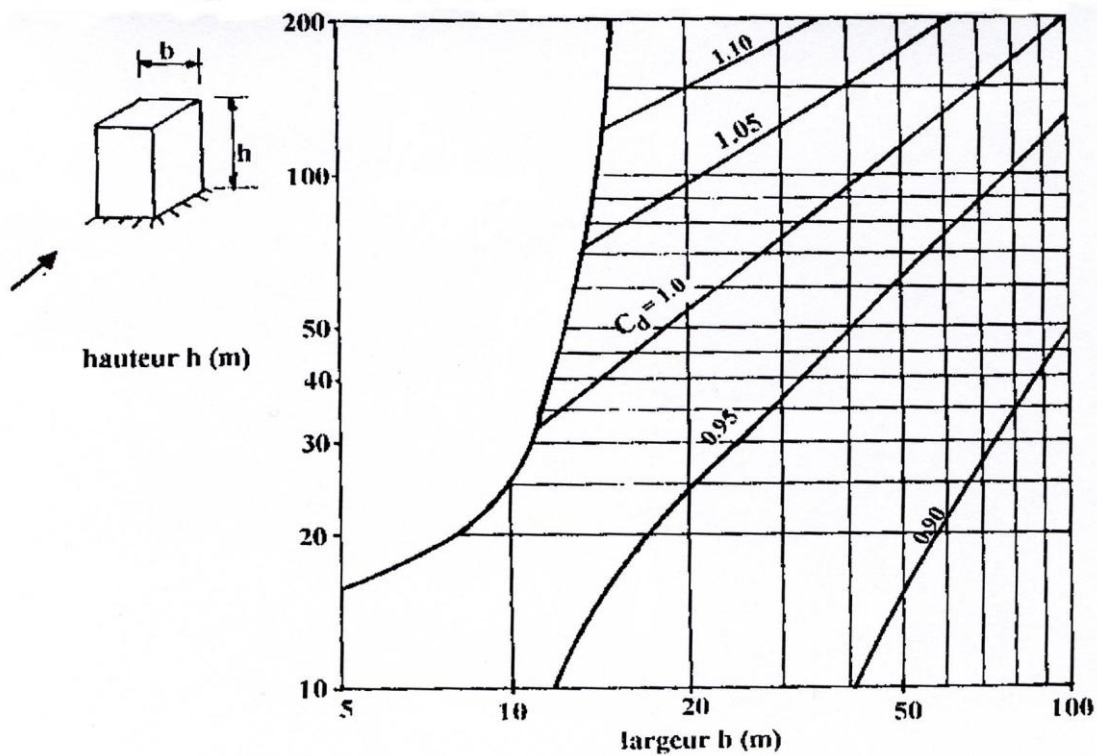
| Site | C_t |
|--|-------|
| Site plat | 1 |
| Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir | 1 |
| Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir | 1.3 |
| Site aux alentours des plateaux | 1.15 |
| Site aux alentours des collines | 1.15 |
| Site montagneux | 1.5 |

Tableau 3: Catégories de terrain (RNV 99, T2.4 page 47)

| Catégorie de terrain | K_T | $h_0(m)$ | $h_{min}(m)$ | ε |
|--|-------|----------|--------------|---------------|
| I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles. | 0.17 | 0.01 | 2 | 0.11 |
| II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres. | 0.19 | 0.05 | 4 | 0.26 |
| III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV. | 0.22 | 0.3 | 8 | 0.37 |
| IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. | 0.24 | 1 | 16 | 0.46 |

Coefficient dynamique C_d :

(tiré de la figure 3.1 et 3.2 du règlement Neige et Vent Algérien RNV 99 p.51)



Valeurs de C_d pour les structures métallique

Tableau 4 : Coefficients de pression extérieures (toitures à deux versants)
(RNV 99, T3.5 page 51)

| Pente α | Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$ | | | | |
|----------------|--|------|------|------|------|
| | F | G | H | I | J |
| 5° | -1.7 | -1.2 | -0.6 | -0.3 | -0.3 |
| 15° | -0.9 | -0.8 | -0.3 | -0.4 | -1.0 |
| | +0.2 | +0.2 | +0.2 | | |
| 30° | -0.5 | -0.5 | -0.2 | -0.4 | -0.5 |
| | +0.7 | +0.7 | +0.4 | | |
| 45° | +0.7 | +0.7 | +0.6 | -0.2 | -0.3 |
| 60° | +0.7 | +0.7 | +0.7 | -0.2 | -0.3 |
| 75° | +0.8 | +0.8 | +0.8 | -0.2 | -0.3 |

| Pent α | Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$ | | | |
|---------------|---|------|------|------|
| | F | G | H | I |
| 5° | -1.6 | -1.3 | -0.7 | -0.5 |
| 15° | -1.3 | -1.3 | -0.6 | -0.5 |
| 30° | -1.1 | -1.4 | -0.8 | -0.5 |
| 45° | -1.1 | -1.4 | -0.9 | -0.5 |
| 60° | -1.1 | -1.2 | -0.8 | -0.5 |
| 75° | -1.1 | -1.2 | -0.8 | -0.5 |

Tableau -5- épaisseur des gousset «t» a la fonction les force :

| Effort en KN | <200 | 200 | 450 | 750 | 1150 | 1600 | 1800 | 2200 | 2600 |
|----------------------------|------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | à 450 | à 750 | à 1150 | à 1600 | à 1800 | à 2200 | à 2600 | à 3000 |
| Epaisseur de gousset en mm | 08 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 |

Tableau -8-les contraint des boulons :

| Classe de qualité | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 6.6 | 6.8 | 6.9 | 8.8 | 10.9 |
|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| σ_{ed} (daN/mm ²) | 24 | 28 | 30 | 35 | 41 | 41 | 55 | 67 |

Tableau -9-les diamètre des boulons(CM66art 14.12 page282) :

| Φ (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| A (mm ²) | 50.20 | 78.50 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 |
| A _r (mm ²) | 36.60 | 58 | 84.30 | 115 | 157 | 192 | 254 | 303 | 353 |

Résumé :

Ce travail vise à présenter une étude comparative en point de vue coût de réalisation de deux systèmes d'ossatures d'un hangar (charpente métallique et béton armé). Ce hangar a été implanté dans une zone sismique nulle, la conception et le calcul ont été faits selon les règlements de construction en vigueur (RPA99, CM66, BAEL91 et CBA93)

Les mots clés : hangar, ossature en béton armé, ossature en charpente métallique, étude financière.

ملخص:

هذا العمل موجه لتقديم دراسة مقارنة لهيكل مرآب بنظامين مختلفين (هيكل معدني و خرسانة مسلحة)، هذه المقارنة كانت من ناحية تكلفة الإنجاز.

المشروع المنجز يتواجد بمنطقة معدومة الزلزال حسب تصنيف الوثيقة الجزائرية المضادة للزلازل، وقد اعتمدنا في دراستنا على قواعد الحساب الجزائرية وغيرها نذكر منها: CBA93, RPA99version 2003 , CM66 et BAEL91....

أما عن برامج الحساب فقد تم استعمال SAP2000 من أجل حساب التأثيرات المطبقة على الهيكل.

الكلمات المفتاحية: دراسة مرآب، إطارات من الخرسانة المسلحة، هيكل معدني، دراسة التكلفة.