

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE UNIVERSITE MOULOU
MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil
Option : Construction Métallique

Présenté par :

Mr HACHOUR Yacine

Mr FEDAOUI Massinissa

Thème :

ETUDE D'UN HANGAR A USAGE INDUSTRIEL.

Soutenu devant le Jury composé de :

Mr DEHMOUS, Professeur à l'UMMTOPrésident
Mme CHAHOUR, Maitre de conférences à l'UMMT.....Examineur
Mr LABIOD, Maitre de conférences à l'UMMTO.....Promoteur

Année Universitaire : 2017/2018

Remerciements

Parfois pour exprimer la gratitude à quelqu'un ,on trouve qu'un simple merci n'est pas suffisant, on essaye toujours de s'investir à fond, afin de pouvoir exprimer cette gratitude ; pas de meilleurs expressions à part un grand merci issu du fin fond du cœur au chargé de formation Mr : DAHMANI Lahlou, le promoteur Mr : LABIOD, je profite aussi d'exprimer ma reconnaissance et mes remerciements les plus distingués aux membres du jury Mme : CHAHOUR, Mr : DAHMOUS, mon promoteur qui s'est bien investi dans ce modeste travail Mr : LABIOD.

Je tiens à souligner ma profonde gratitude à ceux qui m'ont aidé, soutenus et prêtés main fortes, tout au long de ce modeste travail de recherche, « sans votre aide nous y seront pour rien »

« Soyons reconnaissants aux personnes qui nous donnent du bonheur ; elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries »

« Marcel PROUST »

Dédicaces

**Ce modeste travail est exclusivement dédié à ma chère famille ; mon père,
ma mère, mes sœurs et mes frères.**

**Spéciale dédicace au chargé de formation Mr : DAHMANI Lahlou, aux
membres du jury ; Mme : CHAHOUR, Mr DEHMOUS et mon promoteur
Mr : LABIOD.**

**Mes amis qui m'ont beaucoup soutenus notamment : Mr : AIT OUARAB
Tarik, FEDAOUI Massinissa, MAHLEB Malik, MEHIRA Houssam, Roza,
Lydia, sans oublier le Grand Tahar et son binôme Said et mon chère
MuMus.**

CHAHOUR Yacine

Dédicaces

« On m'envoie toujours des livres dédiés, j'arrache la page de dédié et je jette le bouquin. J'ai une fabuleuse collection de dédiés »

« Serge GAINSBOURG »

Ce modeste travail de recherche est exclusivement dédié à ma chère petite famille ; mon père, ma mère ma sœur et aussi ma grande famille, la famille

« HACHOUR ; OUCHEN ; AIT OUARAB ; FEDAOUI. »

Spécial dédié au chargé de formation Mr : DAHMANI Lahlou, à Mr DEHMOUS, aux membres du jury ; Mme : CHAHOUR, Mr : ILOULI, mon promoteur Mr : LABIOD.

Mes amis qui m'ont beaucoup soutenus notamment : Mr : AIT OUARAB Tarik, HACHOR Yacine, MEHIEB Malek, MHIRA Mohamed, Houssam, Roza et Lydia et ma chère Tinhinane , sans oublier l'ami de la société «Mr : MOHAND OUSSAID Abdellali chercheur en linguistique et didactique »

FEDAOUI MASSINISSA

Liste des figures

Chapitre II :

Figure II.1 : Direction du vent V_1

Figure II. 2 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V_1 du vent

Figure II. 3 : Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V_1 du vent

Figure II. 4: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V_1 du vent

Figure II.5 : Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de $-0,09$ (zone H) - Direction V_1 du vent

Figure II. 6 : Direction du vent V_2

Figure II. 7 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V_2 du vent

Figure II. 8 : Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V_2 du vent

Figure II. 9: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V_2 du vent

Figure II. 10: Répartition des pressions sur la toiture - Direction V_2 du vent

Figure II. 11: Dimensions du hangar

Figure II. 12 : Charges de neige sans redistribution par le vent

Figure II. 13 : Charges de neige

Figure II. 14: prise en compte des effets de frottements

Figure II. 15: aire de frottement

Figure II. 16: Actions d'ensemble – direction du vent V_1

Figure II. 17: stabilité longitudinale

Figure II. 18: stabilité transversale

Chapitre III :

Figure III.1 : Charges permanentes sur la panne

Figure III.2 : Surcharges du vent sur la panne

Figure III.3 : Surcharges de neige sur la panne

Figure III.3.1 : équivalence des charges d'entretiens

Figure III.4 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure III.5 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure III.6 : Diversement de la panne

Figure III.7 : vérification de la flèche.

Figure III.8 : Déposition des liernes.

Figure III.9 : Chargement des liernes.

Figure III.10 : Efforts dans les liernes.

Figure III.11 : Déposition des échantignolles.

Figure III.12 : Charge sur La lisse

Figure III.13 : vérification de la flèche

Figure III.14 : flèche horizontale

Figure III.15 : flèche verticale

Figure III.16 : Charge sur La lisse de pignon

Figure III.17 : vérification de la flèche

Figure III.18 : flèche horizontale

Figure III.19 : flèche verticale

Figure III.20 : flèche horizontale

Figure III.21 : flèche verticale

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Eléments constituent le portique.

Figure IV.2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

Figure IV.3 : Charge du vent équivalente à chaque versant.

Figure IV.4 : Charge du vent équivalente à la toiture.

Figure IV.5 : Efforts internes.

Figure IV.6 : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

Figure IV.7 : Charges verticales vers le haut .

Figure IV.8 : Vent horizontal (pression).

Figure IV.9 : Vent horizontal (Dépression).

Figure IV.10 : Imperfection géométrique.

Figure IV.11 : Effort horizontale en tête du poteau.

Figure IV.12 : Moments sous la combinaison $1,35G+1,5N+P$.

Figure IV.13 : Calcul du moment au point quelconque P.

Figure IV.14 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

Chapitre V

Figure V.1 : disposition de contreventement sue le long pan

Figure V.2 : disposition de contreventement sur la toiture

Figure V.3 : Evaluation des efforts horizontaux

Figure V.4 : Efforts de traction dans les diagonales

Figure V.5 : Efforts de traction dans les diagonales (F_d)

Figure V.6 : tableau 1 de coefficients minorateurs β_2 et β_3

Figure V.7 : exemple d'assemblage avec boulon

Figure V.8 : charge appliqué sur la panne

Figure V.9 : charge appliqué sur la panne

Figure V.10 : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire

Figure V.11 : palliée de stabilité en long pan

Figure V.12 : Effort de traction dans le diagonale tendue

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Assemblage poteau-travers.

Figure VII.2 : Détails d'assemblage.

Figure VII.3 : Détails d'assemblage.

Figure VII.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

Figure VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure VII.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression.

Figure VII.7 : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

Figure VII.8 : Assemblage traverse-travers

Figure VII.9 : Détails sur l'assemblage.

Figure VII.10 : Base de poteau.

Figure VII.11 : Pieds de poteau articulés

Figure VII.12 : Pieds de poteau encastrés.

Figure VII.13 : Détails sur l'assemblage.

Figure VII.14 : Dimensions de la plaque d'assis

Figure VII.15 : tiges d'ancrage

Figure VII.16 : assemblage de la platine

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Figure VIII.2 : tableaux de l'effort normal

Figure VIII.3 : Ferrailage des semelles isolées.

Figure VIII.3 : ferrailage des longrines

Chapitre II

Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes

Tableau II.2 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

Tableau II.3 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

Tableau II.4 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

Tableau II.5 : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

Tableau II.6 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V₁

Tableau II.7 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V₂

Chapitre III :

Tableau III.1 : Évaluation des efforts dans les liernes

Chapitre IV :

Tableau IV.1: Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable

Tableau IV.2 : Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

Tableau IV.3 : Réactions d'appuis sous charge unitaire

Tableau IV.4 : Valeurs des Moments sous charge unitaire

Tableau IV.5 : Réactions d'appuis sous charge réelle

Tableau IV.6 : Valeurs des Moments sous charge réelle

Tableau IV.7 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis

Tableau IV.8 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments

Tableau V.9 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU

Tableau IV.10 : Prise en compte des défauts d'aplomb

Tableau IV.11 : Efforts équivalent en tête poteaux

Tableau IV.12 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq}

Tableau IV.13 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq}

Chapitre IV :

Tableau VI.1: Facteur de qualité « Q »

Tableau VI.2 : La charge permanente

Chapitre I: Généralités	3
I.1 Présentation du Project	3
I.2 Donnée géométriques	3
I.3 Contreventement	5
I.4 Normes et Règlements utilisés	5
I.5 Caractéristique des matériaux	5
Chapitre II: Evaluations des charges	7
II.1 Charges permanentes.....	7
II.2 Charges d'exploitation.....	7
II.3 Actions climatiques.....	7
II.3.1 Action du vent	7
II.3.2 Action du neige.....	19
II.3.3 Force de frottement	22
II.4 Calcule de la stabilité	26
Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires	28
III.1 Etude des pannes.....	28
III.2 Dimensionnement des liernes de pannes	40
III.3 Dimensionnement des échantignolles.....	44
III.4 Dimensionnement de la Lisse	46
III.5 Dimensionnement de la Lisse de pignon	55
III.6 Etude des potelets	60
Chapitre IV: Dimensionnement des Eléments structuraux	69
IV.1 Efforts sollicitant le portique	69
IV.2 Calcul des efforts internes	72
IV.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb).....	80
IV.4 Choix de la méthode d'analyse.....	84
IV.5 Pré-dimensionnement de la traverse.....	85
IV.6 Dimensionnement de la traverse	86
IV.7 Vérification des poteaux.....	97
IV.8 Conclusion.....	102

Chapitre V : calcul de contreventement.....	103
V.1.Introduction.....	103
V.2. Stabilité longitudinale.....	104
V.3.Vérification à la résistance de la section.....	108
V.4.Vérification des pannes.....	110
V.5 Calcul de la palliée de stabilité en long pan.....	119
Chapitre VI : Etude sismique.....	121
VI.1. Evaluation de la force sismique suivant la direction x	121
VI.2. Evaluation de la force sismique suivant la direction y	125
VI.3 conclusion	126
Chapitre VII: Etude des assemblages	
VII.1 Assemblage de rive.....	127
VII.2 Assemblage de faîtage.....	135
VII.3 Calcul des bases des poteaux.....	138
Chapitre III: Etude des fondation	149
VIII.1 Généralité.....	149
VIII.2 Les types de fondations	149
VIII.3.1 Etude des semelles	149
VIII.3.2 Calcul du ferrailage	151
VIII.4 Calcul des longrines	153
Conclusion Générale.	
Références Bibliographiques.	

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique » à l'Université Mouloud Mammeri « Tizi-Ouzou », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'une unité industrielle en charpente métallique à la daïra d'OUAGUENOUN commune TIMIZART village MIRA wilaya de TIZI-OUZOU

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 ».
- Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.

- Le quatrième chapitre, est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « Eurocode 03 ».
- Le cinquième calcul des contreventements.
- Le sixième chapitre l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 ».
- le septième consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « Eurocode 03 ».
- Le huitième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

I.1.Présentation du Project :

Ce projet de fin d'études est orienté principalement vers l'étude structurale d'un hall métallique destiné à la construction d'une unité industrielle (fabrication de plaquette de frein et filtre automobiles) servir d'atelier de maintenance dans une usine implantée dans la daïra de OUAGUENOUN commune TIMIZART village MIRA wilaya de TIZI-OUZOU.

L'envergure et la complexité de ce projet m'ont permis de mener une large palette d'étude :
Etudes climatiques (vent, séisme).

Etude d'une structure métallique contreventée par paliers de stabilité.

Etude des assemblages

Cela m'a permis de consolider mes connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire en m'apportant entre autre l'autonomie dans l'utilisation des normes et des codes, la compréhension de la méthodologie d'une étude de structure ainsi que la maîtrise des outils de calculs et de modélisation.

I.2.Donnée géométriques :

Le hangar que nous étudions est caractérisé par les dimensions suivantes :

Longueur totale : 64 m

Largeur totale : 24 m

Hauteur des poteaux : 8 m

Hauteur totale : 10

- **Toiture :**

La couverture du hangar objet du présent mémoire est composée de panneaux sandwichs fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

L'inclinaison de cette toiture par rapport à l'horizontal est 12.4%.



- **Bardage :**

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.



- **Ouverture :**

Façade Nord : 0.00m²

Façade Sud : 42.56m²

Façade Est : 21.28m²

Façade Ouest : 3.6925m²

I.3 Contreventement :

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme, ...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur le milieu du bâtiment ainsi qu'un contreventement horizontale de toiture installé sous les fermes.

I.4 Normes et Règlements utilisés :

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles Neige et Vent (RNV99)
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 - version 2003)
- Règles de calcul des structures en acier EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 (partie 1 - règles générales et règles pour les bâtiments)
- Produits laminés à chaud en acier de construction (NF EN 10025)
- Béton armée aux états limites (BAEL 91 – version 99)
- Règles de calcul des fondations superficiels (DTR-BC 2.331)
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2)

I.5 Caractéristique des matériaux :

Le bon choix des matériaux utilisés en construction métallique est un facteur prépondérant notamment pour assurer une construction satisfaisante, une fonctionnalité appropriée, une fiabilité élevée ainsi qu'une longue durée de vie.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivant :

a. Acier de structure :

L'acier de construction sera de nuance S-235-JR suivant la norme européenne EN 10025. Les caractéristiques mécaniques des membrures sont :

- Limite d'élasticité : $F_y = 235\text{MPa}$ (profilés laminés à chaud)
- Module de Young : $E = 210\,000\text{MPa}$

- Module d'élasticité transversale : $G = 83\,000\text{MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.28$

b. Boulonnerie :

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type à haute résistance de classe 10.9. La limite d'élasticité (F_{yb}) et la résistance à la traction (F_{ub}) pour ces boulons sont :

- $F_{yb} = 900\text{ Mpa}$
- $F_{ub} = 1000\text{ Mpa}$

c. Béton :

Le béton des fondations et des planchers collaborant aura les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25\text{Mpa}$
- Dosage en ciment = 350kg/m^3

Introduction :

Pour la conception et le calcul de l'ouvrage objet de notre étude, les charges et actions suivantes seront à considérer.

- Charges permanentes (poids propre des éléments constituant)
- Charges d'exploitation (charge utile à la mise en service de l'ouvrage)
- Actions climatiques (du vent, de neige et de frottements).

II.1 Charges permanentes :

Il s'agit du poids propre de tous les éléments constituant l'ouvrage en question (structure, plancher, cloisons, revêtementEtc.).

Les charges permanentes pour notre projet sont définies dans le tableau ci-dessous :

Acier de la structure	7850 daN.m ³
Béton armé	2500 daN.m ³
Toiture (panneaux sandwich)	12 daN.m ²

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes.

II.2 Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitations sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2 .2.

II.3 Actions climatiques :**II.3.1 Actions du vent :**

Afin d'évaluer les charges engendrées par le vent sur notre hangar, nous utilisons les procédures et principes fournis par le document technique réglementaire (DTR) neige et vent (RNV99).

II.3.1.1 Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel d'une hauteur inférieure à 200m, ce qui est inclus dans le domaine d'application du règlement.

Remarque :

Les fenêtres sont considérées fermées et les portes sont considérées ouvertes.

II.3.1.2 Données relatives au site :

Le site de notre projet se situe **OUAGUENOUN**, commune de **TIMIZART** village de **MIRA**, wilaya de Tizi-Ouzou, les données relatives au projet sont les suivantes :

- Coefficient de topographie : $C_t = 1.15$ (site aux alentours des collines)
- Facteur de terrain : $K_T = 0,19$ (Catégorie II)
- Paramètre de rugosité : $h_0 = 0.05$ m (Catégorie II)
- Hauteur minimale : $h_{\min} = 4$ m (Catégorie II)
- Pression dynamique de référence : $q_{\text{réf}} = 37,5$ daN.m² (zone I)

II.3.1.3 Détermination de la pression statique du vent :

La pression due au vent P_h qui s'exerce sur notre hangar de hauteur $h=10$ m est donnée par la formule suivante :

$$p_h = q_h(c_e - c_i) \quad [\text{daN.m}^2]$$

Avec :

- C_d : Coefficient dynamique du hangar.
- q_h : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur **H** considérée.
- C_e : Coefficient de pression extérieure.
- C_i : Coefficient de pression intérieure.

II.3.1.4 Calcul de la pression dynamique de pointe :

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur **H** est donné comme suis :

$$q_h = q_{\text{réf}} \cdot C_{\text{ex}} \quad [\text{daN.m}^2]$$

Où :

- $q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence.
- C_{ex} : Coefficient d'exposition au vent.

a) Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

On a : $h_{\min} \leq h = 10\text{m} \leq 200\text{m}$

$$C_r = k_T \cdot \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = 0.19 \times \ln\left(\frac{10}{0.05}\right) = 1.006 \approx 1$$

b) Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de rugosité du terrain, de la topographie du site ainsi que de la hauteur au-dessus du sol.

Dans notre cas, notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, ainsi on écrit :

$$C_{ex} = (C_t)^2 \times (C_r)^2 \times (1 + 7I_v) \quad \text{Avec :}$$

- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- I_v : Intensité de turbulence.

II.3.1.5 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence $I_v(h)$ à la hauteur H est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

On a pour : $h=10 \text{ m} \leq 10 \text{ m}$

$$I_v = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} = \frac{1}{1.15 \times \ln\left(\frac{10}{0.05}\right)} = 0.16$$

II.3.1.6 Coefficients de pression extérieure C_e :

Les coefficients de pression externe C_e des constructions base à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 10 m^2 .

1) Vent perpendiculaire au long-pan :

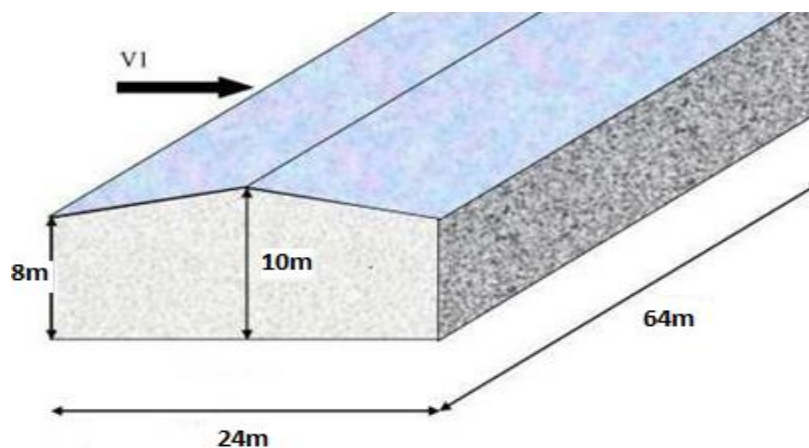


fig. II.1 : Direction du vent V_1 .

1. Parois verticales :

Pour cette direction du vent (V1, voir figure II.1) : $b = 64 \text{ m}$, $d = 24 \text{ m}$, $h = 10 \text{ m}$ $e = \min [64 ; 2 \times 10] = 20 \text{ m}$. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure II.2.

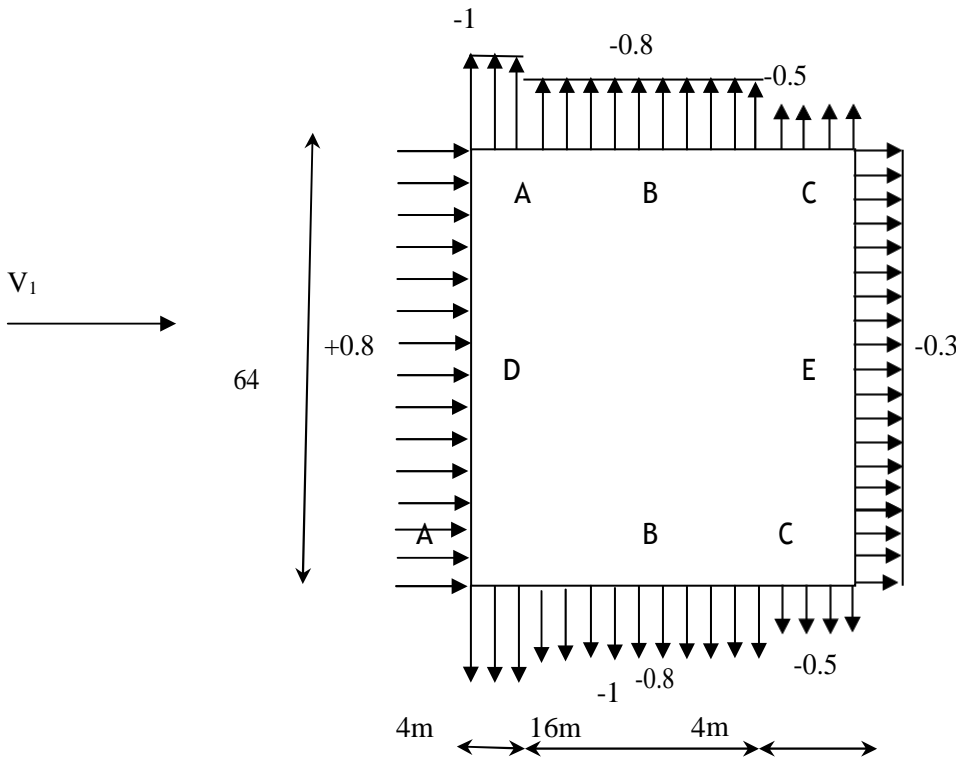
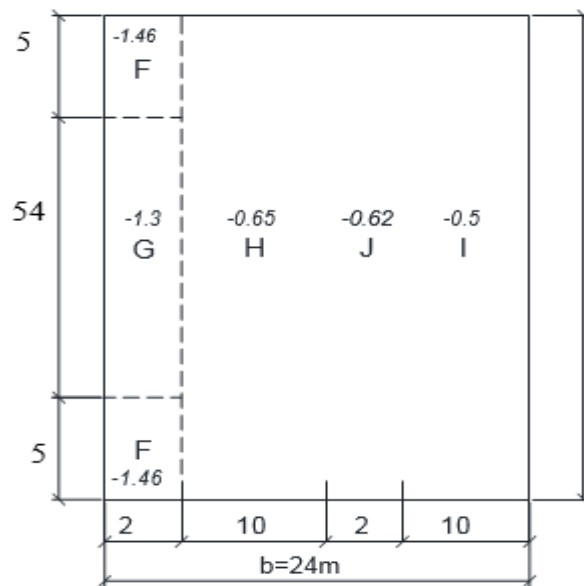


Fig. II.2 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V1 du vent.

2. Versants toiture :

- Direction du vent $V_1 (\theta = 0^\circ)$ $\alpha = 9.65^\circ$



La pente est de 17% $\Rightarrow \tan \frac{2}{12} = 0.167$

Figure II. 3 : Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V1 du vent

II.3.1.7 Coefficient de pression intérieure C_i

Le coefficient de pression intérieure C_i des structures sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

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

$$\mu_p = \frac{\sum 2 \times 3.78 + 17.5}{\sum 4 \times 3.78 + 26.5 + 2 \times 17.5} = \frac{25.06}{76.62} = 0.33$$

On a $0,1 < \mu_p < 0,9$:

$$\Rightarrow C_i = 0,8 - 1,625(\mu_p - 0,1) = 0,8 - 1,625(0,33 - 0,1) = 0.43$$

II.3.1.8 Calcul de la pression statique au vent :

$$p_h = q_h (C_e - C_i) \quad [\text{daN.m}^2 \quad]$$

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 01 pour les parois verticales et le tableau 02 pour les versants de toitures.

1. Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	q_h [daN.m ²]]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]]
D	105	0,8	0,43	0,37	38.85
A	105	-1	0,43	-1,43	-150.1
B	105	-0,8	0,43	-1,23	-129.1
C	105	-0,5	0,43	-0,93	-97.65
E	105	-0,3	0,43	-0,73	-76.65

Tableau II.2 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent.

2. Toiture:

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	q_h [daN.m ²]]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]]
F	105	-1.46	0.43	-1.89	-207.9
G	105	-1.3	0.43	-1.73	-181.65
H	105	-0.65	0.43	-1.08	-113.4
I	105	-0.5	0.43	-0.93	-97.65
J	105	-0.625	+0,043	-1.055	-110.775

Tableau II.3 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent.

La figure 4 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent V_1 :

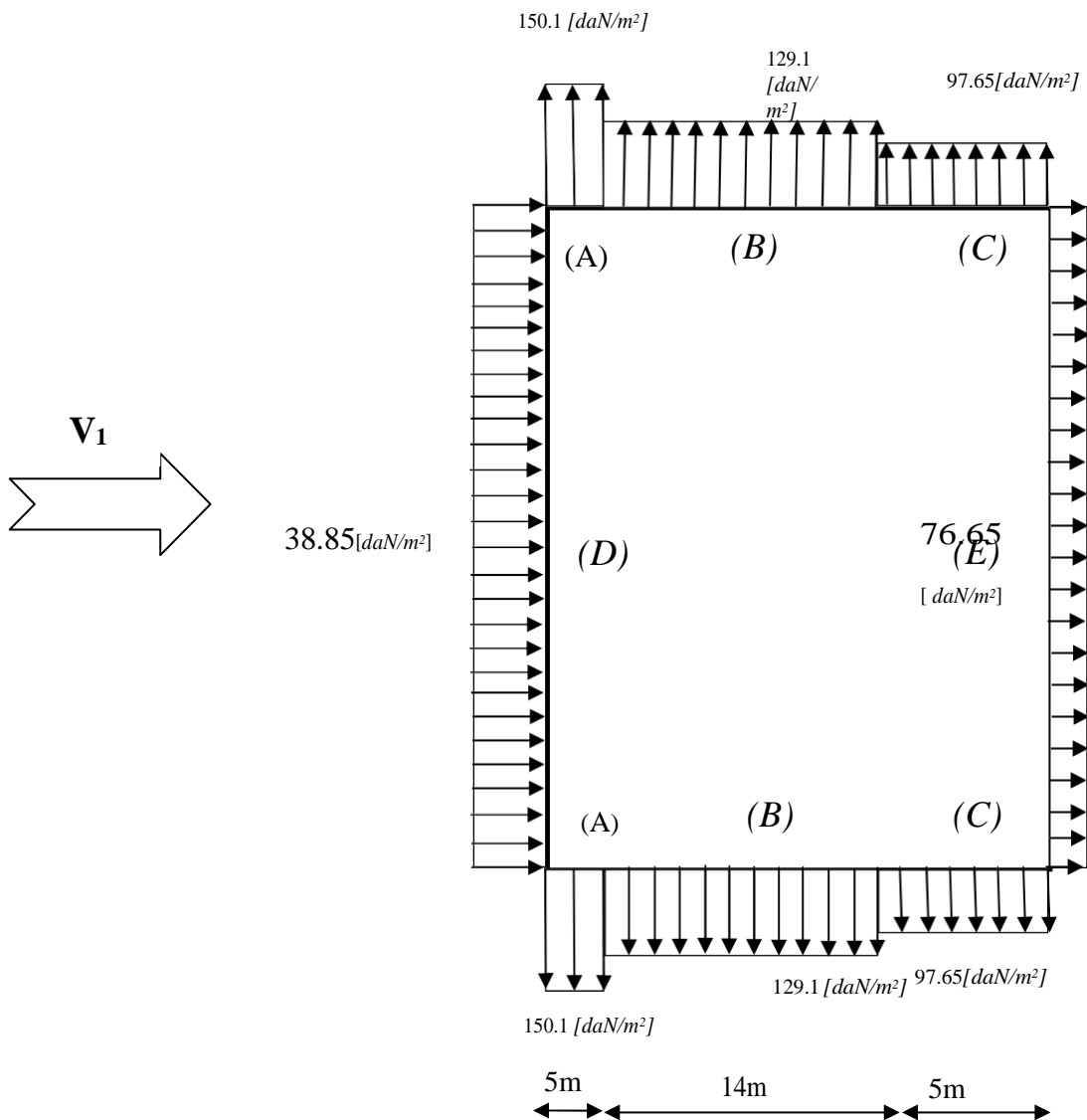


Fig. II.4: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V_1 du vent.

La figure 5 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du vent V_1 :

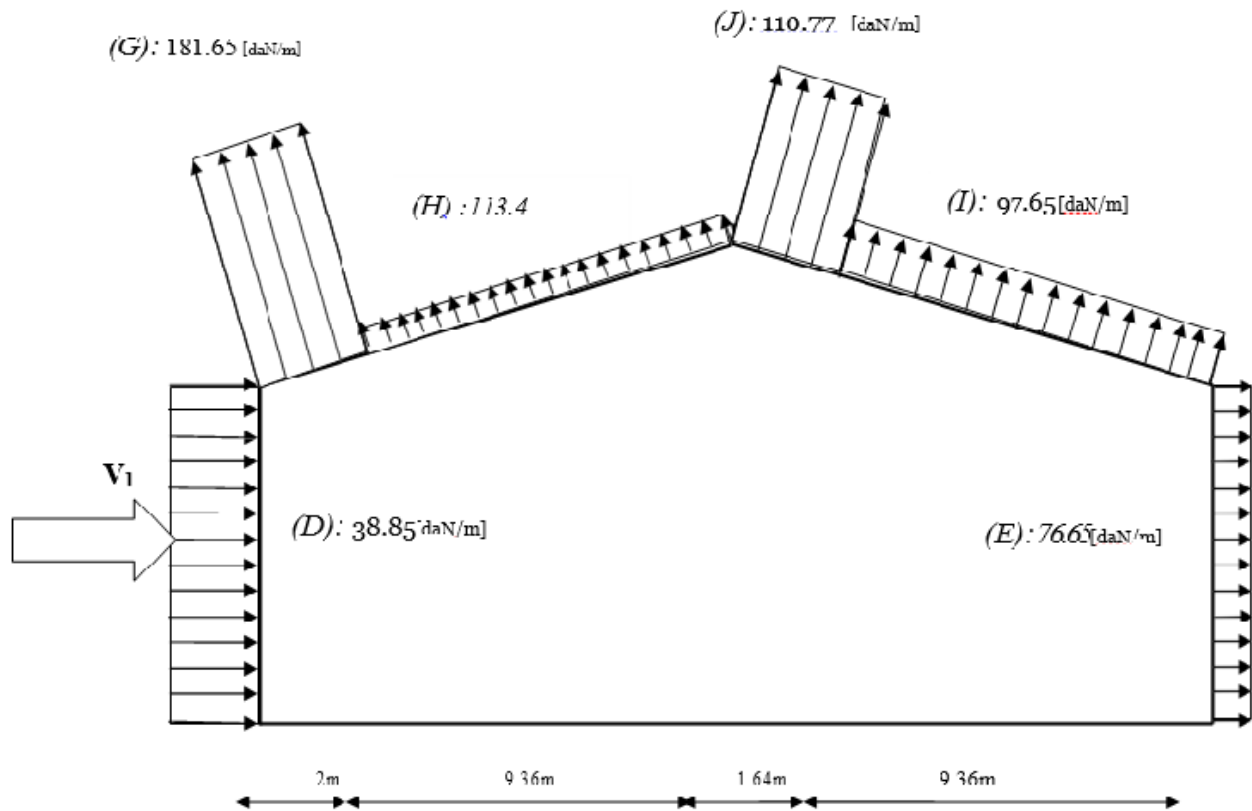


Fig. II.5 : Répartition des pressions sur la toiture avec dépression extérieur de -0,09 (zone H)
- Direction V_1 du vent.

Remarque:

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

b)-Vent perpendiculaire au pignon :

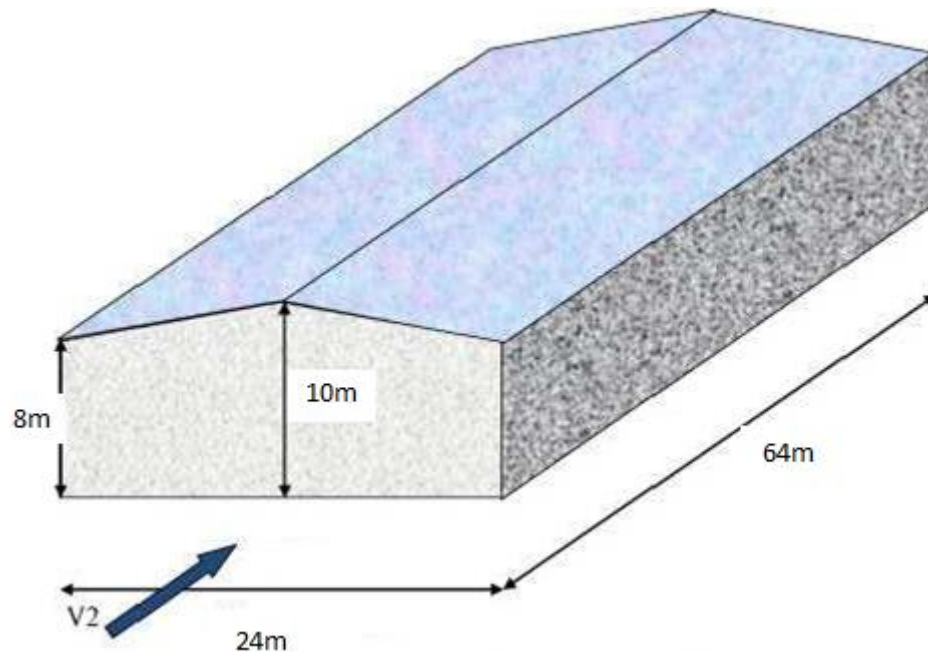


Fig. II.6 : Direction du vent V_2

II.3.1.9 Coefficients de pression extérieure C_e :

1)-Parois verticales :

Pour cette direction du vent (V_2 , voir figure 1) : $b = 24 \text{ m}$, $d = 64 \text{ m}$, $h = 10 \text{ m}$
 $e = \text{Min. } [24 ; 2 \times 10] = 20 \text{ m}$. Les zones de pression et les valeurs respectives des Coefficients correspondants à ces zones sont portés sur la figure 8.

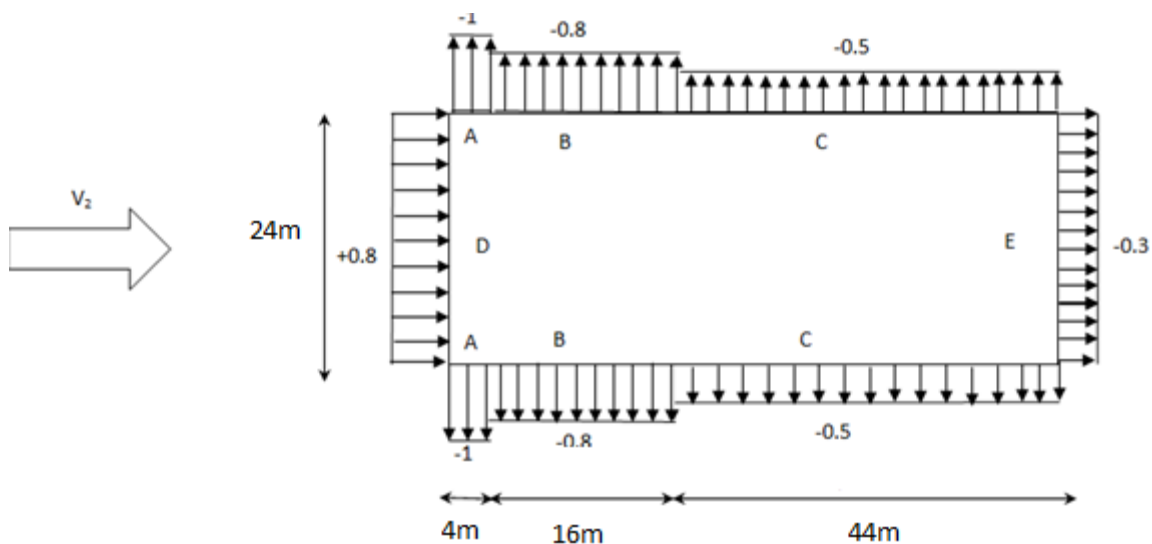


Fig. II.7 : Valeurs de C_e pour les parois verticales - Direction V_2 du vent.

2)-Versants toiture :

- Direction du vent V1 ($\theta = 90^\circ$)
- La pente est de 17% $\Rightarrow \tan = 0.167 \Rightarrow \alpha = 9.65^\circ$

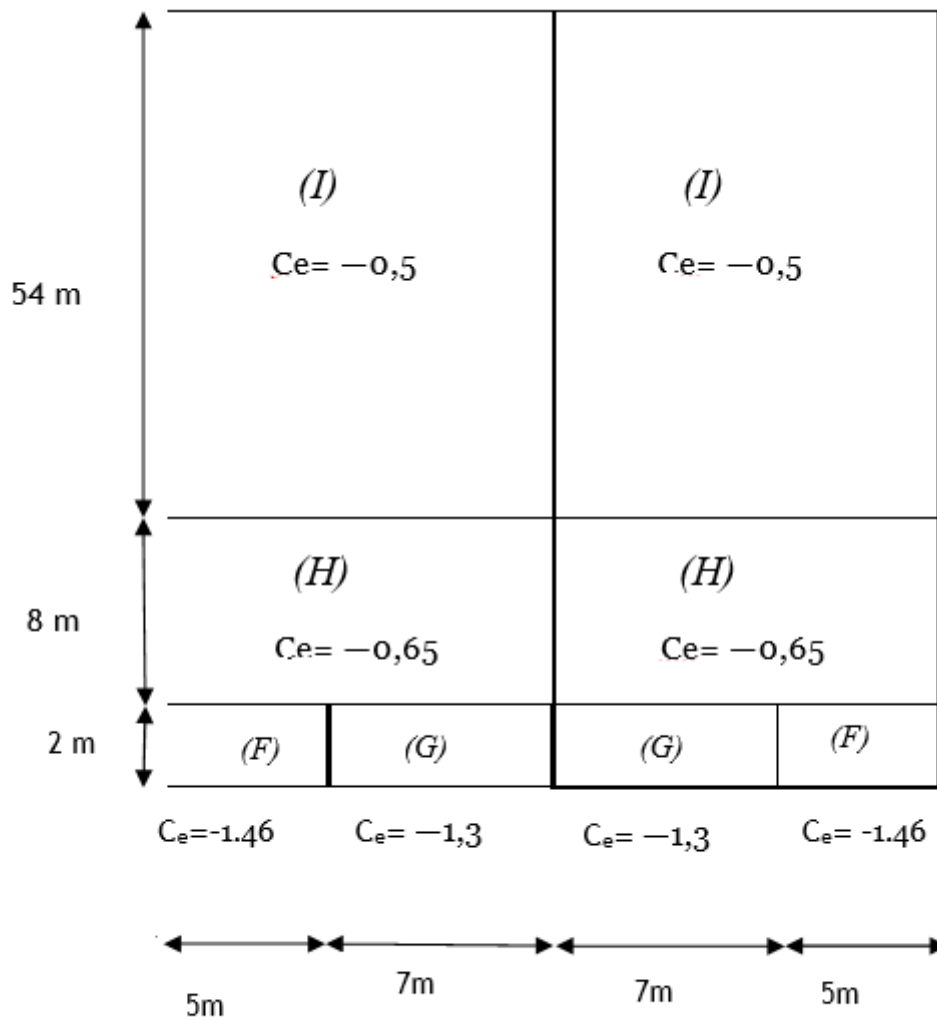


Fig. II.8 : Valeurs de C_e pour la toiture - Direction V2 du vent.

II.3.1.10 Coefficient de pression intérieure C_i :

Le coefficient de pression intérieure C_i des structures sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

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

$$\mu_p = \frac{\sum 2 \times 3.78 + 26.5 + 17.5}{\sum 4 \times 3.78 + 26.5 + 2 \times 17.5} = \frac{55.34}{76.62} = 0.72$$

On a $0,1 < \mu_p < 0,9$:

$$\Rightarrow C_i = 0,8 - 1,625(\mu_p - 0,1) = 0,8 - 1,625(0,72 - 0,1) = -0.191$$

II.3.1.11 Calcul de la pression statique au vent :

$$p_h = q_h (c_e - c_i) \quad [\text{daN.m}^2 \quad]$$

Les résultats de la pression statique du vent sont donnés dans le tableau 03 pour les parois verticales et le tableau 04 pour les versants de toitures.

1)-Parois verticales :

1. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	q_h [daN.m ²]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]
D	105	0,8	-0,191	0,991	104.055
A	105	-1	-0,191	-0,809	-84.94
B	105	-0,8	-0,191	-0,609	-63.94
C	105	-0,5	-0,191	-0,309	-32.44
E	105	-0,3	-0,191	-0,109	-11.44

Tableau II.4 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

2)-Toiture:

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	q_h [daN.m ²]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]
F	105	-1,46	-0,191	-1,27	-133.3
G	105	-1,3	-0,191	-1,109	-116.4
H	105	-0.65	-0,191	-0,459	-48.2
I	105	-0,5	-0,191	-0,309	-32.45

Tableau II.5 : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

La figure 10 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur les parois verticales dans la direction du vent V_2 :

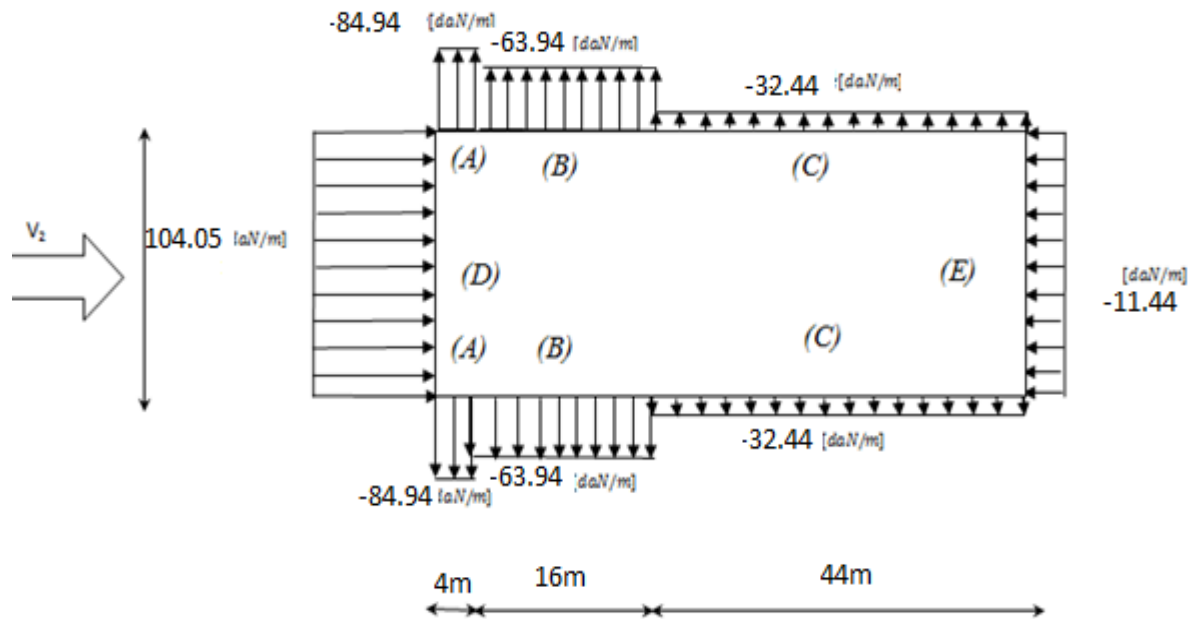


Fig. II.9: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction V_2 du vent

La figure 11 ci-dessous illustre la répartition des pressions sur la toiture dans la direction du

Du vent V_2 :

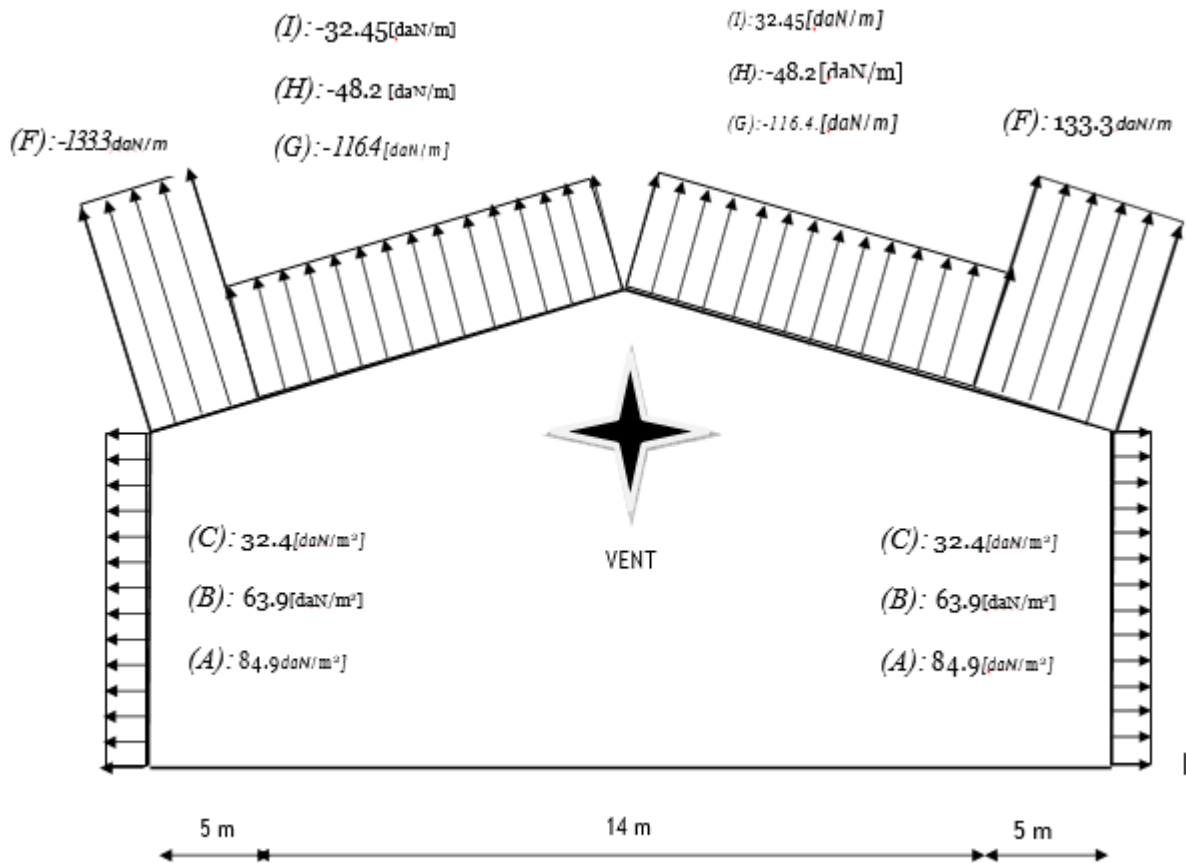


Fig. II.10 Répartition des pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

II.3.2 Actions de la neige :

Le règlement neige et vent algérien (RNV99) a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II.3.2.1 Applicabilité du règlement :

Nous étudions un hangar industriel situé à une altitude inférieure à 2000m, ce qui est incluse dans le domaine d'application du règlement

Donnés :

- $\alpha = 9.65^\circ$
- Zone 01
- Altitude : 450m

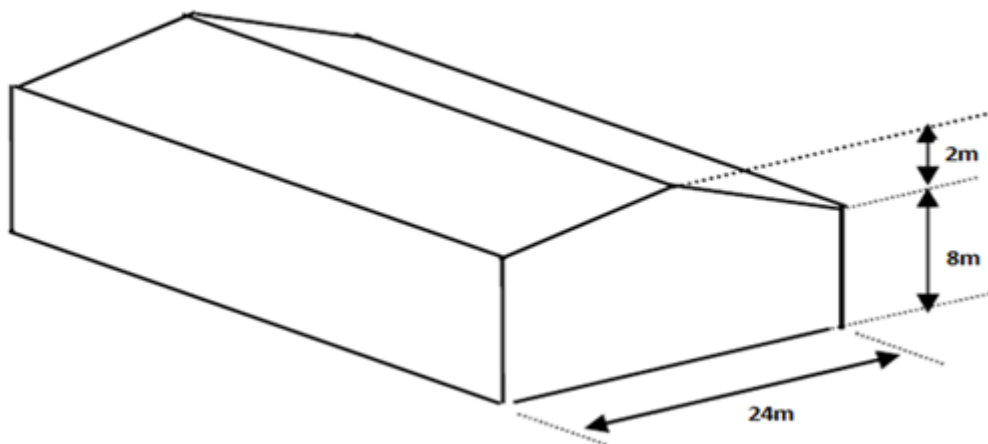


Fig. II.11: Dimensions du hangar

II.3.2.2 Charges de neige sur le sol :

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré, elle est notée

$$S_0 = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 450 + 15}{100} = 0.465 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

II.3.2.3 Charges de neige sur la toiture:

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- S : Charge de neige sur la toiture. [kN/m²]
- μ : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.
- S_0 : Charge caractéristique sur le sol. [kN/m²]

- **Calcul du coefficient de forme μ :**

Notre toiture se termine par un obstacle ainsi la valeur minimale que peut prendre μ est 0,8 :
 $\mu \leq 0,8$.

II.3.2.4 Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

On a deux versants symétriques :

$$0 \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 9.65^\circ \leq 30^\circ < \mu_{1(\alpha)} = 0,8$$

- $S = 0,8 \times 0.465 = 0,372$ [kN/m²] : Par projection horizontale.

$$S = 0,372 \cos 9.65 = 0.367$$
 [kN/m²] : Suivant rampant.

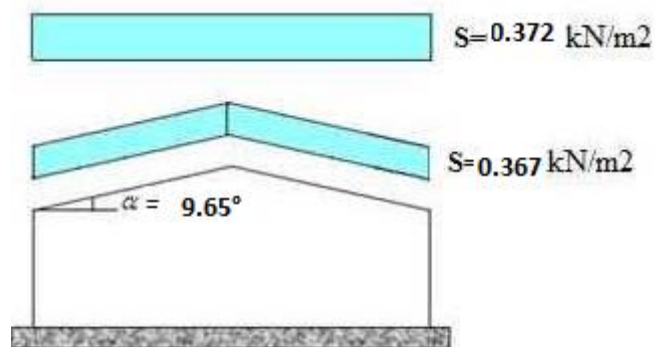


Fig. II.12 : Charges de neige sans redistribution par le vent

II.3.2.5 Charge de neige répartie avec redistribution par le vent :

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

- $0,5S = 0,5 \times 0,372 = 0.186$ [kN/m²] : Par projection horizontale.

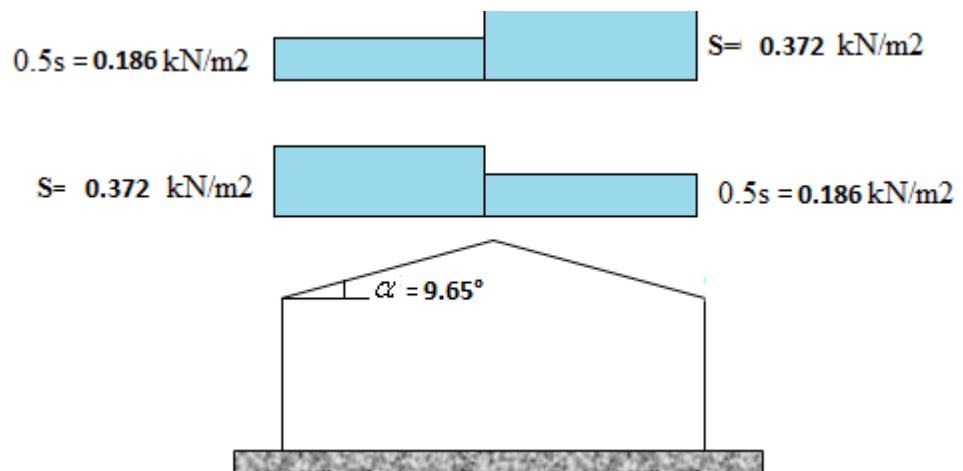


Fig. II.13 : Charges de neige

II.3.3 Forces de frottements:

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent.

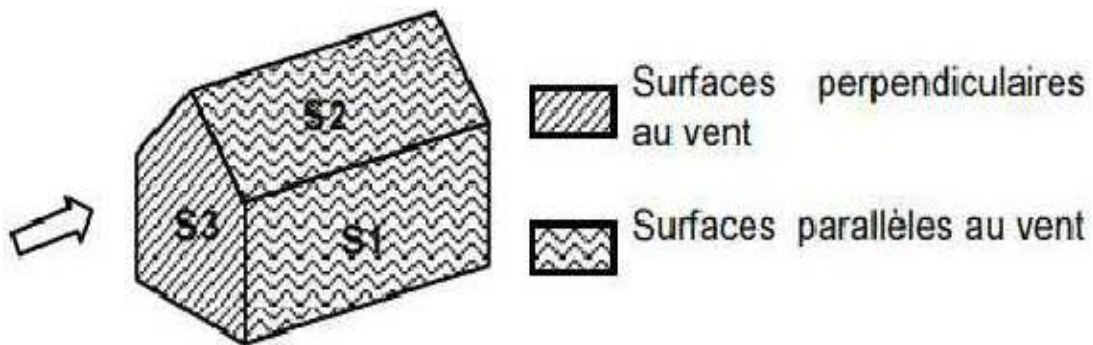


Fig. II.14: prise en compte des effets de frottements

La force de frottement est négligeable si :

$$S_1 + S_2 = \left[(64 \times 8) + \frac{12}{\cos 9.65} \times 64 \right] = 1290.88 \dots m^2$$

$$S_3 = [(24 \times 8) + 12 \times 2] = 216 \dots m^2$$

$$4S_3 = 4 \times 216 = 864 \dots m^2$$

$$1290.88 > 864$$

On a:

$$S_1 + S_2 > 4S_3 \quad \text{Forces de frottements non négligeables.}$$

II.3.31 Forces de frottements F_{FR} :

$$F_{fr} = q_h \times C_{fr} \times A_{fr} \quad [\text{daN}]$$

- q_h : Pression dynamique de pointe. [daN/m^2]
- A_{fr} : L'aire de l'élément de surface balayé par le vent. [m^2]
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considéré.

II.3.3.2 Coefficient de Frottement de frottements C_{fr} :

Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents.

Etat de surface : bardage en toiture, ondulations des parois verticales perpendiculaire à la direction du vent < $C_{fr} = 0,04$

II.3.3.2 Aire de frottements A_{fr} :

L'aire de frottement est déterminée selon la nature de paroi qui est dans notre cas une toiture à deux versants et vent parallèle aux génératrices.

- $A_{fr} = \text{longueur développée de la toiture ABC} \times d$

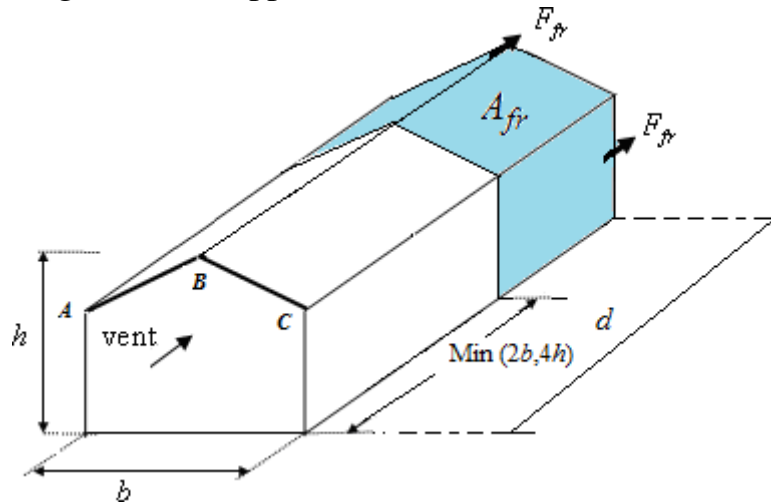


Fig. II.15: aire de frottement

AVEC :

- (d) = 64m : dimension de la construction parallèle au vent.
- (b) = 24m : dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- $\text{Min}(2b, 4h) = \text{Min}(48, 40) = 40 \text{ m}$
- $A_{fr} = [(24 / \cos 9.65) + (8 \times 2)] \times [64 - 40] = 968.27 \text{ m}^2$
- $F_{fr} = 118.125 \times 0,04 \times 968.26 = 4575.07 \text{ [daN]}$

II.3.3.3 Action d'ensemble:

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression :

$$R = C_d \sum (P_{hi} \times A_{ref}) + \sum F_{fr}$$

Ou :

- C_d : Coefficient dynamique.

On a : $h = 10\text{m} < 15\text{m}$

- $C_d = 1$

A_{ref} : Aire de référence de la surface élémentaire.

1)-Direction du vent V_1 :

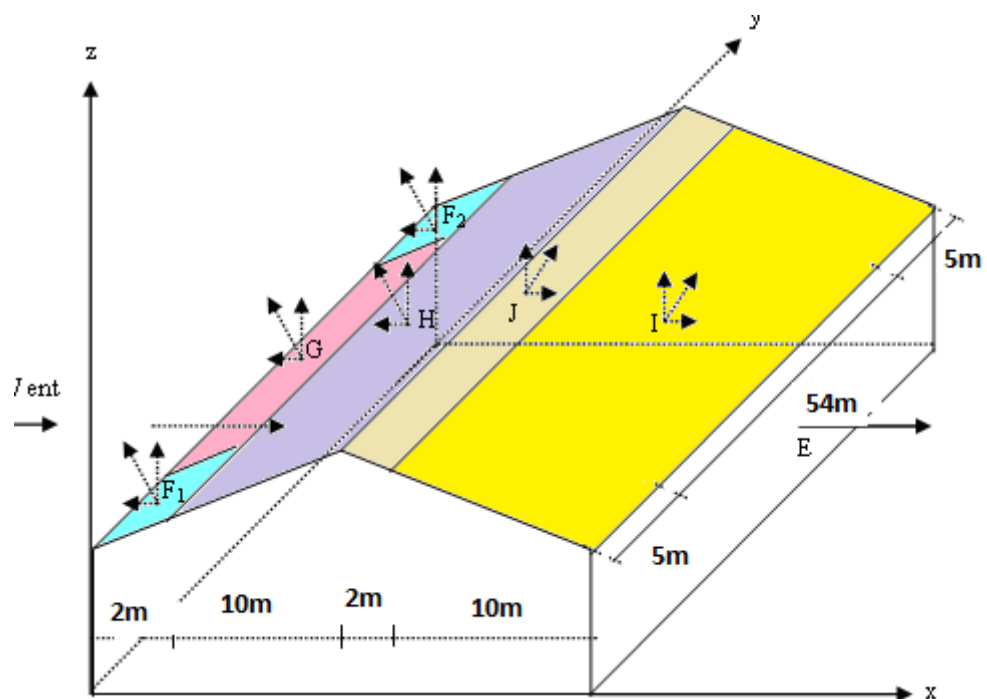


Fig. II.16: Actions d'ensemble – direction du vent V_1

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V_1 et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
D	$38.85 \times 8 \times 64 = 19891.2 \rightarrow$	0
E	$76.65 \times 8 \times 64 = 39244.8 \rightarrow$	0
F₁	$236.722 \times 5 \times 2 \tan 9.65 = 402.51 \leftarrow$	$402.51 / \tan 9.65 = 2367.22 \uparrow$
F₂	$236.722 \times 5 \times 2 \tan(9.65) = 402.51 \leftarrow$	$402.51 / \tan 9.65 = 2367.22 \uparrow$
G	$181.65 \times 54 \times 2 \tan(9.65) = 3335.78 \leftarrow$	$3335.78 / \tan 9.65 = 19618.18 \uparrow$
H	$113.43 \times 64 \times 10 \tan(9.65) = 12343.73 \leftarrow$	$12343.73 / \tan 9.65 = 72595.18$ \uparrow
I	$97.65 \times 64 \times 10 \tan(9.65) = 10626.51 \rightarrow$	$10626.51 / \tan 9.65 = 62495.97 \uparrow$
J	$110.775 \times 64 \times 2 \tan(9.65) = 2410.96 \rightarrow$	$2410.96 / \tan 9.65 = 14179.2 \uparrow$
Total	$R_x = 55688.94 \rightarrow$	$R_z = 173622.97 \uparrow$

Tableau II.6 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V_1 .

2)-Direction du vent V_2 :

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent V_2 et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

zone	Composante horizontale [daN]	Composante verticale[daN]
D	$104.055 \times 216 = 22475.88 \rightarrow$	0
E	$11.44 \times 216 = 2471.04 \leftarrow$	0
F₁	0	$133.3 \times 5 \times 2 \cos 9.65 = 1478.38 \uparrow$
F₂	0	$133.3 \times 5 \times 2 \cos 9.65 = 1478.38 \uparrow$
G	0	$116.4 \times 7 \times 2 \cos 9.65 = 2911.79 \uparrow$
H	0	$48.2 \times 12 \times 8 \cos 9.65 = 815.81 \uparrow$
I	0	$32.45 \times 12 \times 54 \cos 9.65 = 23317.33 \uparrow$
F_{fr}	$4066.73 \rightarrow$	0
Total	$R_x = 24071.57 \rightarrow$	$R_z = 29185.88$

Tableau II.7 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V_2 .

II.4. Calcul de la stabilité :

1. stabilité longitudinale

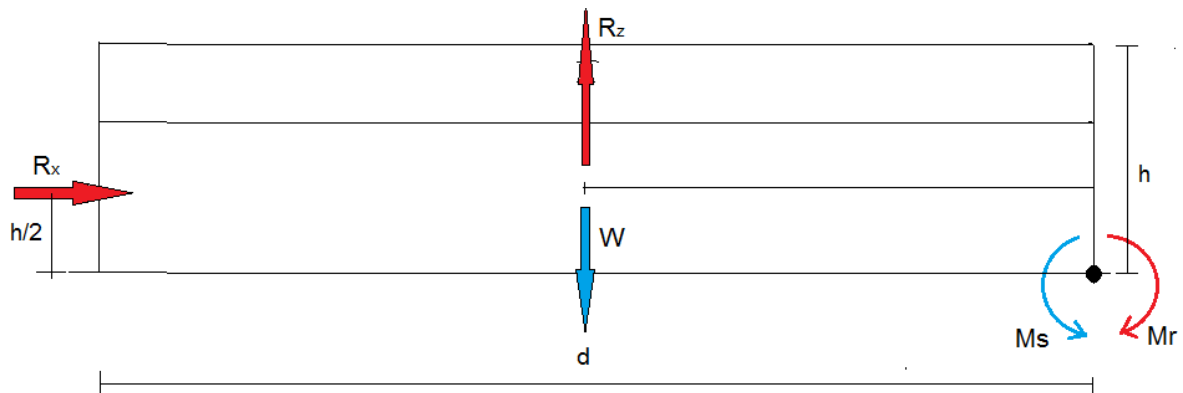


Fig. II.17 stabilité longitudinal

a) Moment de renversement :

$$M_r = \left(R_x \frac{h}{2}\right) + \left(R_z \frac{d}{2}\right)$$

$$M_r = [24071.57 \times 5] + [29185.88 \times 32] = 1054360.01 \text{ daN} = 10543.6 \text{ KN}$$

b) Moment de stabilité :

$$M_s = w \cdot \frac{h}{2}$$

Avec :

➤ W: poids approximatif de la surface du hangar.

$$W = 0,50 \times 24 \times 64 = 768 \text{ kN}$$

$$M_s = 768 \times 32 = 24576 \text{ kNm}$$

On a :

$$M_r \ll M_s \quad \text{< Stabilité longitudinale vérifiée.}$$

2. Stabilité transversale :

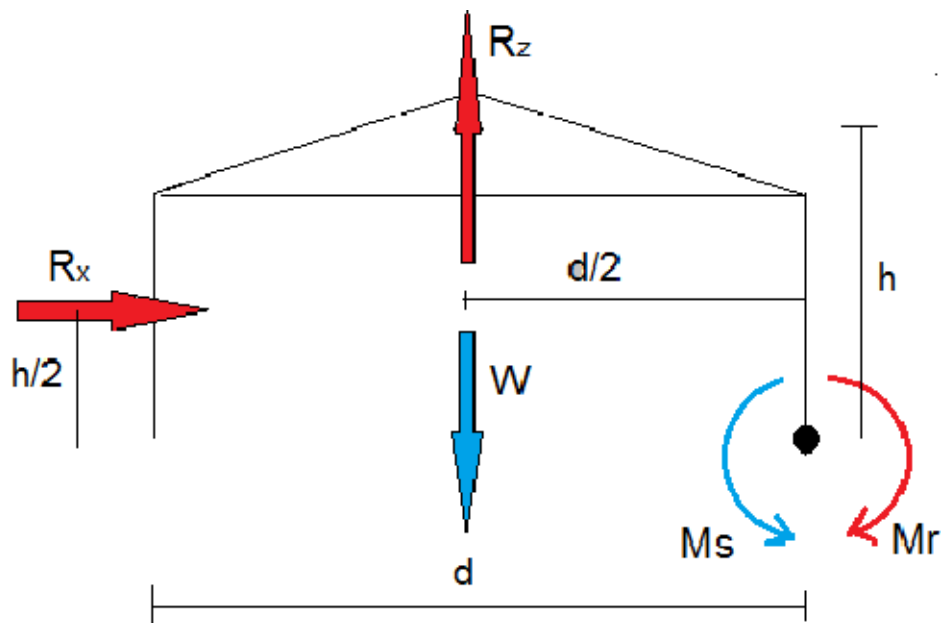


Fig. II.18: Stabilité transversale

a) Moment de renversement :

$$M_r = (R_x \frac{h}{2}) + (R_z \frac{d}{2})$$

$$M_r = [55688.94 \times 5] + [173622.97 \times 12] = 2361920.34 \text{ daN} = 23619.2 \text{ KN}$$

b) Moment de stabilité :

$$M_s = w \cdot \frac{h}{2}$$

Avec :

➤ W: poids approximatif de la surface du hangar.

$$W = 0,50 \times 24 \times 64 = 768 \text{ kN}$$

$$M_s = 768 \times 12 = 9216 \text{ kNm}$$

On a :

$M_r \ll M_s < \text{Stabilité transversale vérifiée.}$

L'ossature secondaire est l'ensemble des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade et qui transmettaient les charges à l'ossature primaire.

III.1 Etude des pannes :

Les pannes sont des poutres généralement conçue en IPE destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux actions climatique et aux charges d'entretien.

Les charges sur la panne se décomposent en deux : l'une est parallèle au versant $Q_{y\ cd}$ et l'autre normale à la panne $Q_{z\ cd}$. Donc elle travaille en flexion déviée.

Remarque :

Nous allons dimensionner les pannes la plus sollicitée qui se trouvent sur la zone **F** et **G** de la toiture.

III.1.1 Données :

- Espacement entre axes des pannes : $1.02m$.
- Portée de la panne : $06m$.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 9.65^\circ$
- Poids des accessoires de pose : 5 kg.m^2
- Poids estimé de la panne pose : 12 Kg.ml

III.1.2 Evaluation des charges :

1. Charges permanentes :

$$G = [(17 \times 1.02) + 12] = 29.34\text{ Kg.ml}$$

$$G = 29.34\text{ daN.m}$$

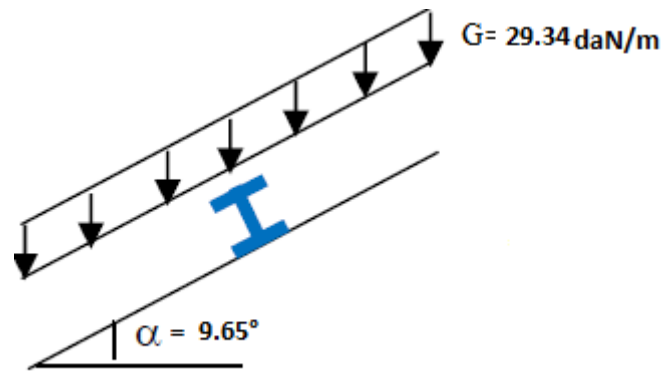


Fig. III.1 : Charges permanentes sur la panne.

2. Surcharges climatique du vent :

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone F et G de la toiture :

- $v_f = -207.9 \text{ daN.m}^2 \text{ T}$: plus défavorable.
- $v_g = -150.1 \text{ daN.m}^2 \text{ T}$
- $V = -210.42 \times 1.02 = -214.63 \text{ daN.ml}$

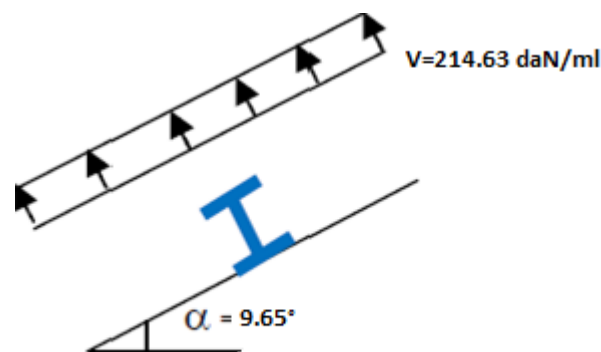


Fig. III.2 : Surcharges du vent sur la panne.

3. Surcharges climatique de neige :

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige et

Nous mettons ; $S = 60 \text{ daN.m}^2$

$N = 60 \times 1,02 = 61.2 \text{ daN/ml}$

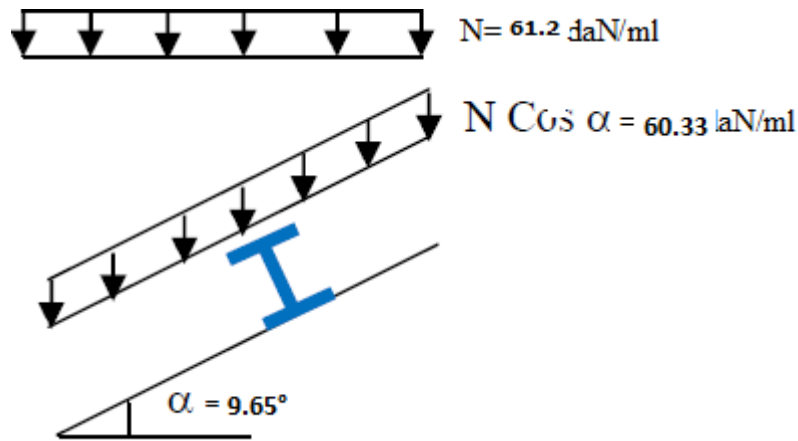


Fig. III.3 : Surcharges de neige sur la panne.

4. Surcharges d'entretien :

Deux charge concentrée de 100 kg (\downarrow) chacune situées à $1/3$ et $2/3$ \downarrow la portée

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux surcharge d'entretien est obtenir en égalisant les deux moments maximaux à P_{eq} et aux charger ponctuelles

$$M_{\max} = \frac{pl}{3} = \frac{p_{eq}.l^2}{8} \rightarrow P_{eq} = \frac{8.p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/m}^2$$

$$M_{\max} = 44.44 \text{ daN/m}^2$$

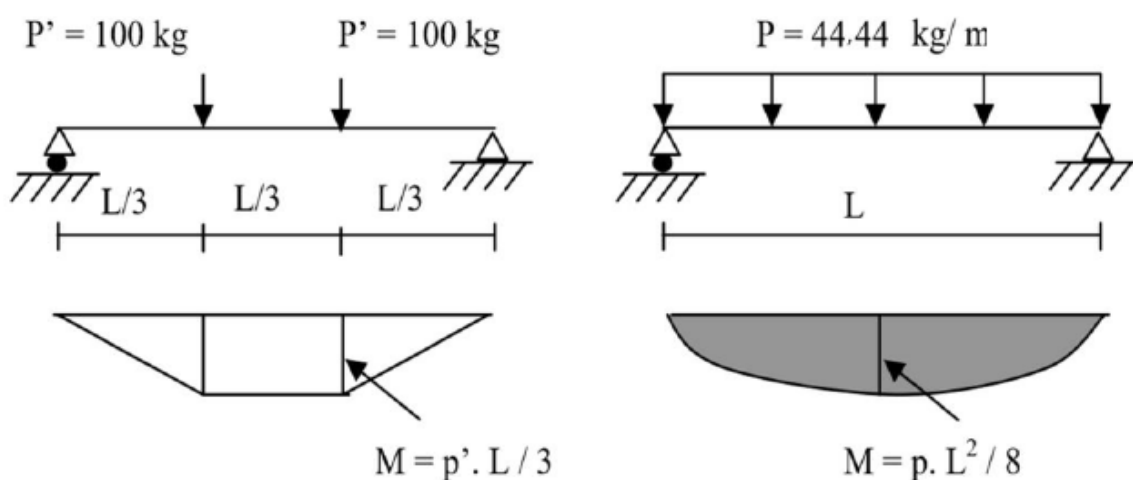


Fig III.3.1 : équivalence des charges d'entretiens

III.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables :**1. Actions vers le bas ↓ :**

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 29.34) + (1,5 \times 44.44) = 66.66 \text{ daN.ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 29.34) + (1,5 \times 61.2) = 131.41 \text{ daN.ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{cd} = 131.41 \text{ daN.ml} \downarrow$$

2. Actions vers le haut ↑ :

$$Q_{z.cd} = G \cos(9.65) - 1,5V = [29.34 \cos(9.65)] - (1,5 \times 214.63)$$

$$Q_{z.cd} = -293.02 \text{ daN/ml} (\hat{i})$$

$$Q_{y.cd} = G \sin(9.65) = [29.34 \sin(9.65)] = -4.92 \text{ daN/ml} \rightarrow$$

Remarque : D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

III.1.4 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

1. Vérification de la résistance en section :

Par expérience on choisit le profilé suivant : IPE140

Remarque :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge Maximale.

$$Q_{\text{mas}} = Q_{\text{cd}} = 131.41 \text{ daN.ml}$$

a)-Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

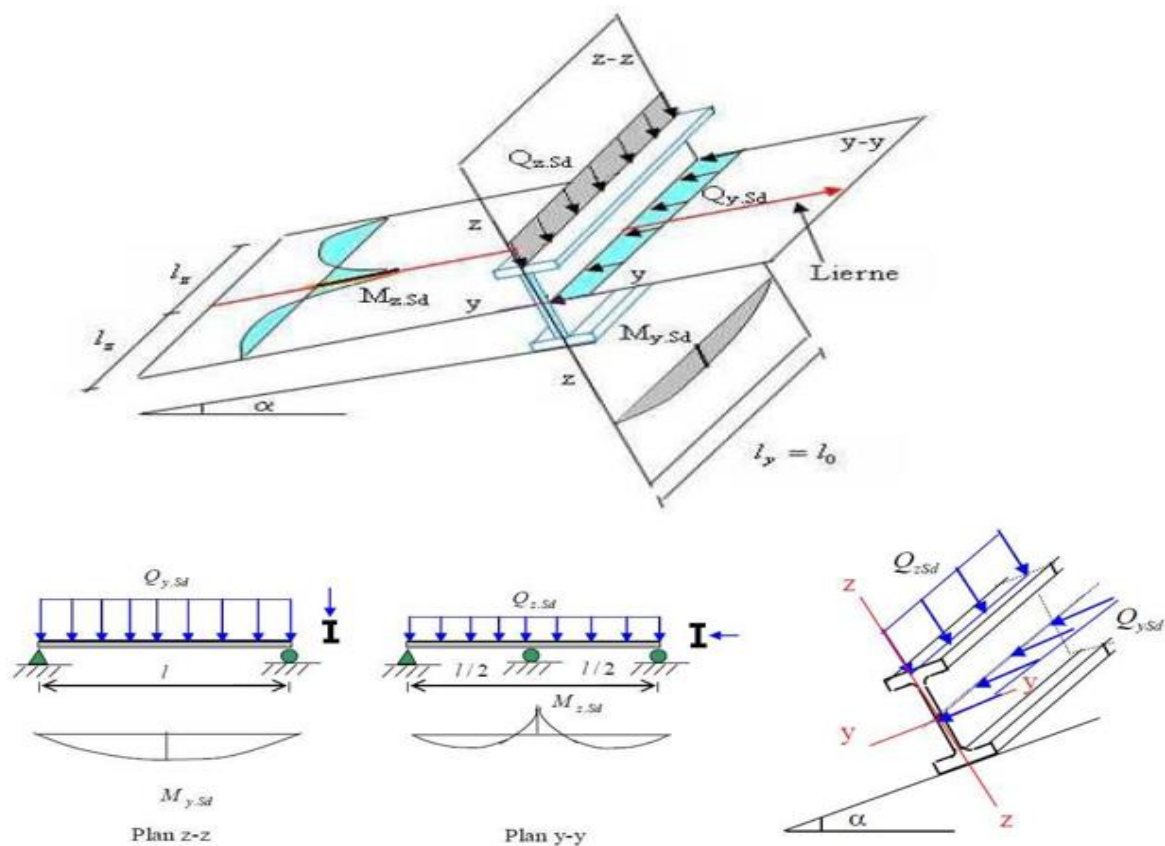


Fig. III.4 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

b)-Classe de la section :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.29 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{7} = 16.02 < 72 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Donc la classe de la section est de classe 1

Vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes 1 et 2

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1 \iff n = N_{sd} / N_{pl,Rd}$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$$Q_{sd} = 131.41 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 131.41 \times \cos(9.65) = 129.55 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 131.41 \times \sin(9.65) = 22.03 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Axe y-y} \implies M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{129.55 \times (6)^2}{8} = 582.98 \text{ daN.m}$$

$$\text{Axe z-z} \implies M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times L^2}{32} = \frac{22.03 \times 6^2}{32} = \frac{22.03}{32} = 24.78 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{11.3 \times 23.50}{1.1} = 412.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.3 \times 23.50}{1.1} = 1886.41 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{582.98}{1886.41} \right]^2 + \left[\frac{24.78}{412.32} \right]^1 = 0.16 \leq 1 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

C)-Vérification au cisaillement :

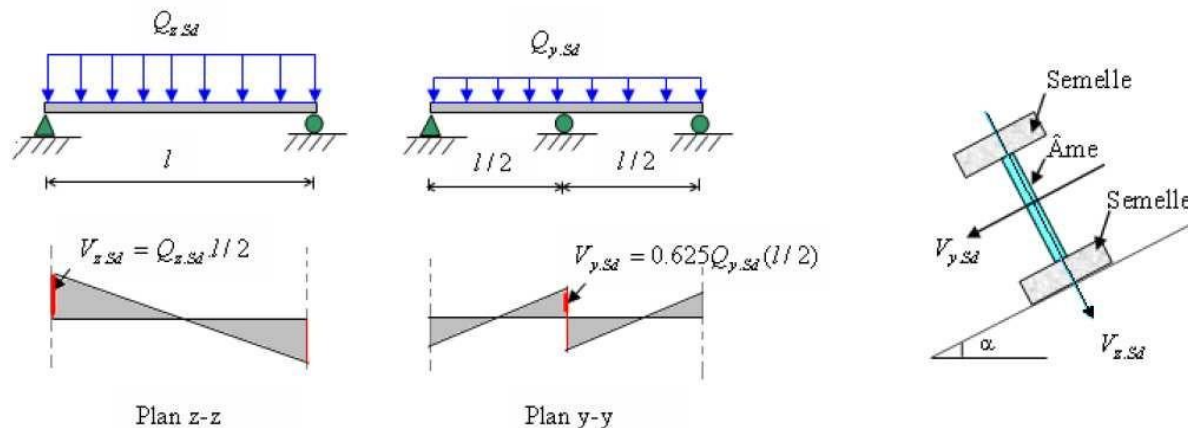


Fig. III.5 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

La vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.cd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{Et} \quad V_{y.cd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$\text{On a: } A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2; A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$A = 16.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{129.55 \times 6}{2} = 388.65 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times \frac{Q_{y.sd} \times l}{2} = 0.625 \times \frac{22.03 \times 6}{2} = 41.31 \text{ daN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8.76 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 10804.85 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 388.65 < V_{plz.rd} = 9423.41 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 41.31 < V_{ply.rd} = 10804.85 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- La section en **IPE140** est vérifiée.

2-Vérification de l'élément au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle est fixée à la toiture.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

- Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Actions vers le haut : (î)

$$Q_{z.sd} = -293.02 \text{ daN.ml} \quad ; \quad Q_{y.sd} = -4.92 \text{ daN.ml}$$

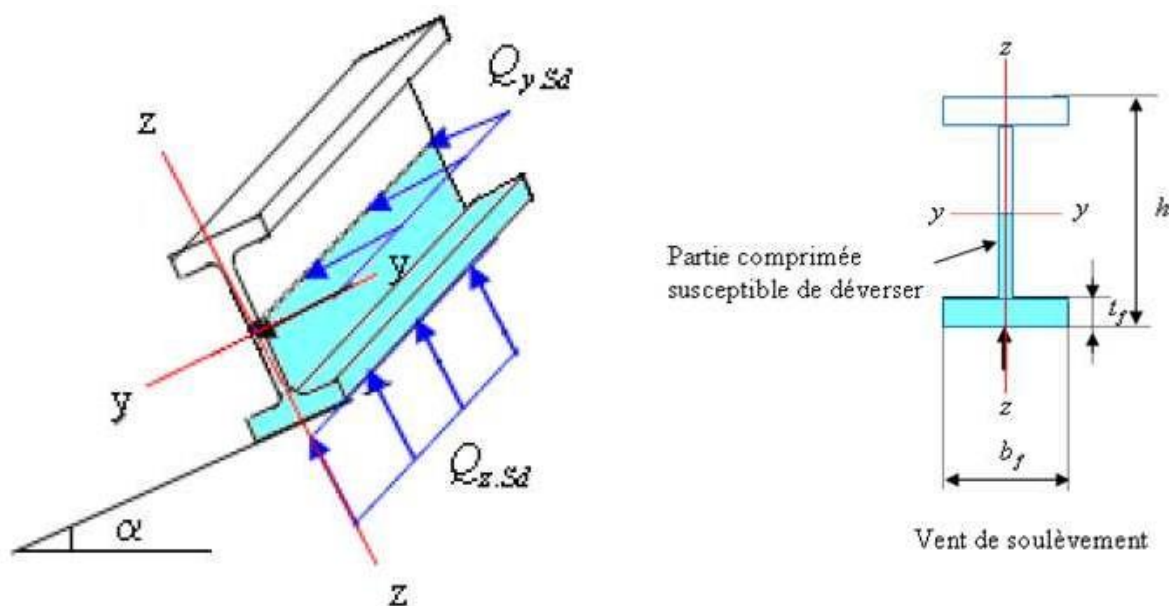


Fig.III.6 Déversement des pannes.

- $M_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{-293.02 \times 6^2}{8} = 1318.64 \text{ daN}$
- $M_{y.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{32} = \frac{-4.92 \times 36}{32} = 5.54 \text{ daN}$

En doit vérifier :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1 \quad \text{avec:}$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply.fy}}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply.fy}}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

$$\text{Ou } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C1}}$$

$$\frac{600/1.65}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1,132}} = 168.17$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{168.17}{93.9} \sqrt{1} = 1.79$$

$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.94 > 0,4 \Rightarrow$ il y a un risque de déversement

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21(1,79 - 0,2) + 1,79^2] = 2,27 \rightarrow \varphi_{LT} = 2,27$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2,27 + \sqrt{(2,27)^2 - (1,79)^2}} = 0,27 < 1$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0,27$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \frac{W_{ply, fy}}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, rd}$$

A l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,79 \quad \text{et} \quad \chi_{LT} = 0,27$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, rd} \Rightarrow M_{ply, rd} = 1886,51$$

$$M_{b,rd} = 0,27 \times 1886,51 = 509,33 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, sd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{582,98}{509,33} \right] + \left[\frac{24,78}{412,32} \right] = 1,2 > 1$$

condition né pas vérifiée

Donc on augmente l'IPE on passe à un IPE 160

$$W_{ply} = 123,9 \quad t_f = 0,74 \quad i_z = 1,84 \quad W_{plz} = 26,1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0,5}$$

$$\text{Ou} \quad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C1}} = \frac{600/1,24}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/1,24}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25} \cdot \sqrt{1,132}} = 163,12$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{163,12}{93,9} \sqrt{1} = 1,74 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,74 > 0,4$$

\Rightarrow il y a un risque de déversement

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21(1,74 - 0,2) + 1,74^2] = 2,18 \rightarrow \varphi_{LT} = 2,18$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2,18 + \sqrt{(2,18)^2 - (1,74)^2}} = 0,29 < 1$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0,29$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

A l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.74 \quad \text{et} \quad \chi_{LT} = 0.29$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 2350}{1.1} = 2646.95 \text{ (daN.m)}$$

$$\Rightarrow M_{ply.rd} = 2646.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{(26.1 \times 2350) 10^{-2}}{1.1} = 557.6 \text{ (daN.m)}$$

$$\Rightarrow M_{plz.rd} = 557.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

$$M_{b.rd} = 0.29 \times 2646.95 = 767.62 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{620.865}{767.62} \right] + \left[\frac{26.39}{557.6} \right] = 0.81 + 0.05 = 0.86 < 1$$

condition vérifiée

III.1.5 Vérification de l'état limite de service (ELS) :

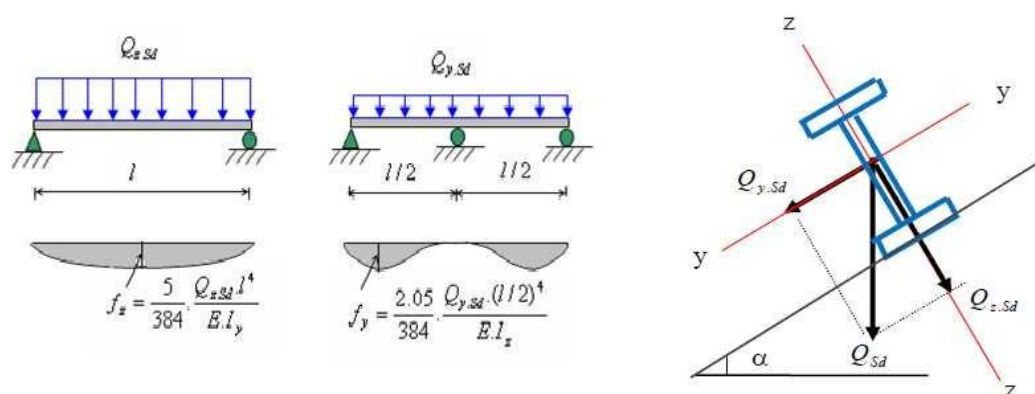


Fig. III.7 : Vérification de la flèche.

$$Q_{sd1} = G + N = 29.34 + 61.2 = 90.54 \downarrow$$

$$Q_{sd2} = G - N = 29.34 - 214.63 = -185.29 \uparrow$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{sd} &= \text{Max} (Q_{sd1} + Q_{sd2}) = -185.29 \uparrow \\ Q_{zsd} &= Q_{sd} \cdot \cos(9.65) = 185.29 \cos(9.65) = 182.67 \text{ daN/ml} \\ Q_{ysd} &= Q_{sd} \cdot \sin(9.65) = 185.29 \sin(9.65) = 31.06 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = L/200 = 600/200 = 3 \text{ Cm}$$

Suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_z = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.8267 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.69 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Suivant (Y-Y) flèche latérale sur 3 appuis :

$$f_y = \frac{2.05 \times q_{y,sd} \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.3106 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 68.31} = 0.094 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.1.6 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE160) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.2 Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi- portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

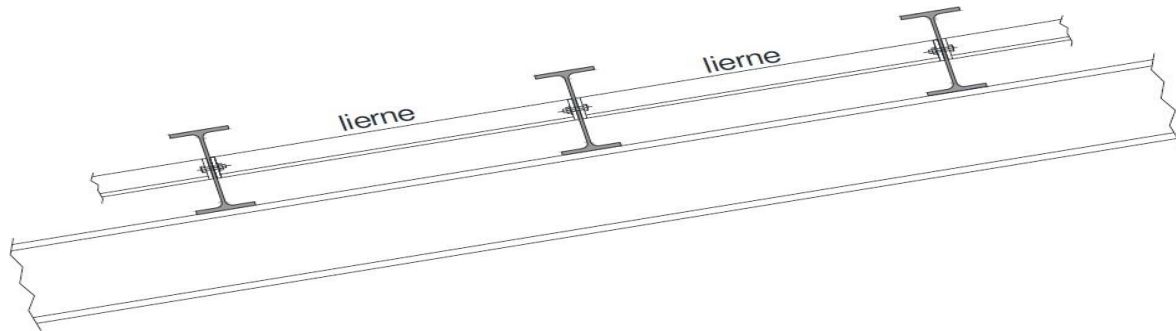


Fig. III.8 : Déposition des liernes

III.2.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

1- Réaction au niveau des liernes :

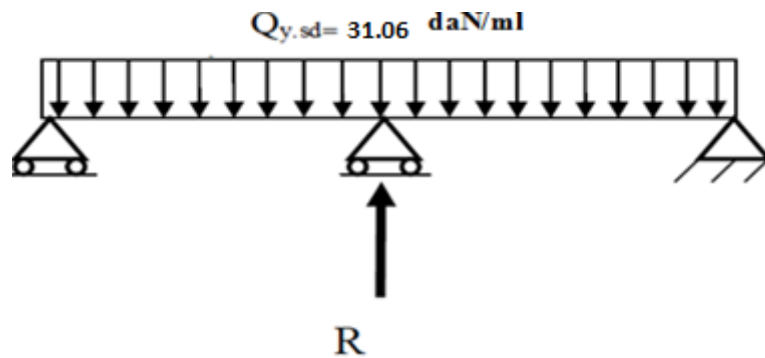


Fig. III.9 : Chargement des liernes.

La réaction au niveau du lierne :

$$G = 29.34 \text{ daN}$$

$$V = 214.63 \text{ daN}$$

$$R = 1.25 Q_{y.sd} \cdot \frac{L}{2} = 1.25 \times 22.03 \times 3 = 82.61 \text{ daN}$$

2-Evaluation des efforts dans les liernes

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

$$T_1 = \frac{R}{2}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{82.61}{2} = 41.3 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons L2 ; L3 ; L4 ;L₁₁. :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

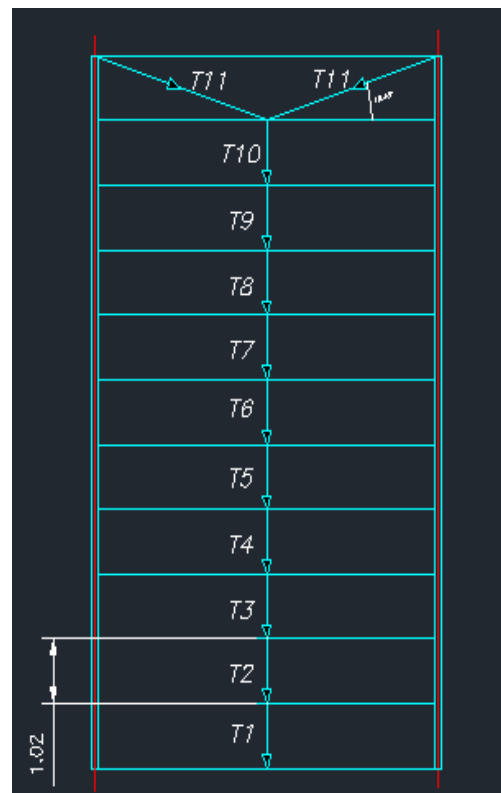
Effort de traction	sa valeur (daN)
T ₁	41.3
T ₂	123.91
T ₃	206.52
T ₄	289.13
T ₅	371.74
T ₆	454.35
T ₇	536.96
T ₈	619.57
T ₉	702.18
T ₁₀	784.79
T ₁₁	1241.2

Tableau III.1 : Évaluation des efforts dans les liernes

$$\Phi = \text{arc tg } \frac{1}{3} = 18.43^\circ$$

$$T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \sin 18.43} = \frac{784.79}{2 \times \sin 18.43} = 1241.2 \text{ daN}$$

Fig. III.10 : Efforts dans les liernes.



III.2.2 Déterminer de diamètre des liernes :

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{T.rd}$$

$$N_{sd} = T_{11} = 1241.2 \text{ et } N_{T.rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A = \frac{T_{11} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1241.2 \div 1.1}{2350} = 0.58 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq 0.58 \text{ Cm}^2 \Rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.58}{3.14}} = 0.86$$

→ **d ≥ 0.86 Cm**

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 8.5mm$

III.2.3 Conclusion :

pour des résons pratique et pour plus de sécurité , on opte pour un diamètre de $\phi = 10mm$

III.3 Dimensionnement des échantignolles :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignolles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

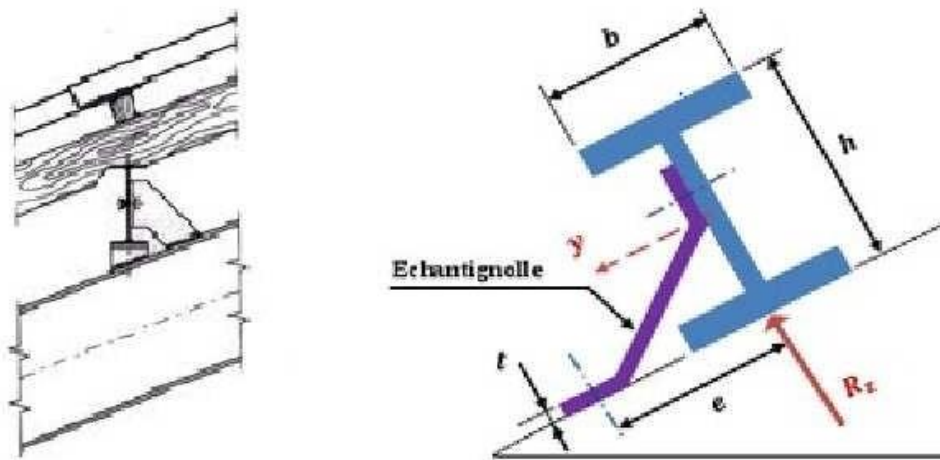


Fig. III.11 : Déposition des échantignolles

III.3.1 Calcul des charges revenant a l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z.cd} = G \cos(9.65) - 1,5V = [29.34 \cos(9.65)] - (1,5 \times 214.63) = -293.02 \text{ daN.ml } \uparrow$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y.cd} = 1,35 G \sin(9.65) = 1,35 \times 29.34 \sin(9.65) = 6.64 \text{ daN.ml} \Rightarrow \text{L'excentrement « e » est limité par la condition suivante :}$$

$2(b/2) \leq e \leq 3(b/2)$ on a un IPE160 :

$$b = 8.2 \text{ cm} \quad h = 16 \text{ cm}$$

$$8.2 \text{ cm} \leq e \leq 24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{z.sd} \times \frac{l}{2} = 293.02 \times 3 = 879.06$$

$$R_z = 879.06$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 6.64 \times 3 = 19.92$$

$$R_y = 19.92$$

Echantignolle intermédiaire :

- $R_z = 2 \times 879.06 = 1758.12 \text{ daN}$
- $R_y = 2 \times 19.92 = 39.84 \text{ daN}$

III.3.2 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = (R_z \times e) + (R_y \times \frac{h}{2})$$

$$M_R = (1758.12 \times 12) + (39.84 \times 3)$$

$$M_R = 21097.44 + 119.52$$

$$M_R = 21216.96 \text{ daN.cm}$$

III.3.3 Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de sa section est au moins une classe 03.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el.fy}}{\gamma_{m0}} \Rightarrow \text{moment de la résistance élastique de la section}$$

$$M_{sd} = M_R \Rightarrow \text{moment sollicitant}$$

III.3.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{21216.96}{2350}$$

$$W_{el} \geq 9.02 \text{ Cm}^2$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 210\text{mm}$.

III.4 Dimensionnement de la Lisse :

Les lisses de bardage sont généralement constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Elles sont disposées horizontalement et simplement appuyées sur les poteaux de portique (long-pan) ou éventuellement sur les potelés intermédiaires (pignon).

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids du bardage ainsi qu'aux actions du vent transmises par ce dernier.

III.4.1 La pression engendrée par le vent :

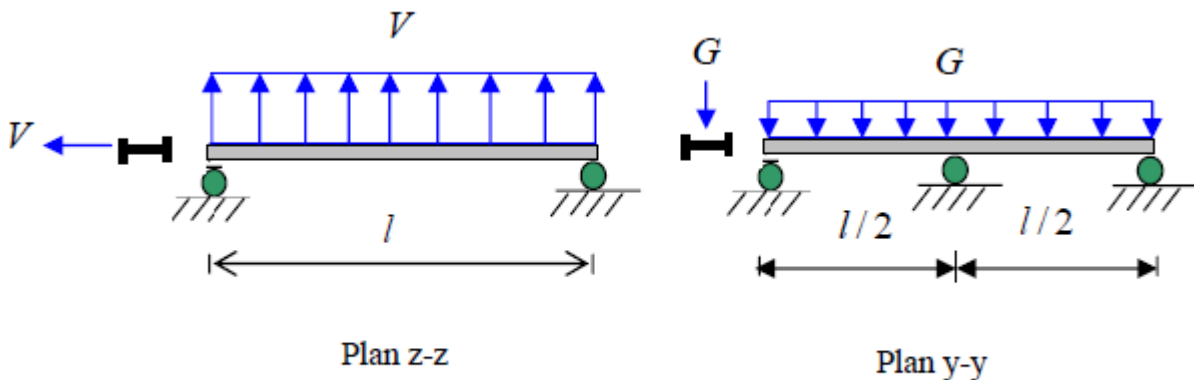


Fig. III.12 : Chargements sur la lisse.

- **Grande face (long pan) :**

$$V = -150.15 \text{ daN/m}^2 \text{ (dépression)}$$

- **Petite face (pignon) :**

$$V = 104.1c \text{ daN/m}^2 \text{ (pression)}$$

1)- Charge permanentes :

- bardages 12 kg/m^2
- Accessoire de pose 5 kg/m^2
- Poids propre de la lisse IPE 160 : 15.8 kg/ml

$$G = (12+5) \times 2 + 15.8 = 34 + 15.8 = 49.8 \text{ daN/ml}$$

2)- Surcharge climatique du vent :

$$V = 150.15 \times 2 = 300.3 \text{ daN/ml}$$

III.4.3 Vérification a la flexion bi-axiale :

L'IPE160 et de classe 1

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{pl,y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{pl,z.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$M_{pl,y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(123.9 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 2646.95 \dots \text{daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,y,rd} = 2646.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,RD} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(26.1 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 557.6 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,z,rd} = 557.6 \text{ daN.m}$$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sc} = \frac{Q_{z.sd} l^2}{8} = \frac{1.5V.l^2}{8} = \frac{1.5(300.3) \times 6^2}{8} = 2027.025$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35G \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35(49.8) \times 3^2}{8} = 75.63$$

Et la condition sera :

$$\rightarrow \left[\frac{2027.025}{2646.95} \right]^2 + \left[\frac{75.63}{557.6} \right]^1 = 0.59 + 0.14 = 0.73 \leq 1$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

a)- Vérification ou cisaillement :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} \quad \text{et} \quad V_{plz.rd} = \frac{AV_{z.(f_y/\sqrt{3})}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.rd} \quad \text{et} \quad V_{ply.rd} = \frac{AV_{y.(f_y/\sqrt{3})}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd} l}{2} = \frac{1.5V.l}{2} = \frac{1.5(300.3) \times 6}{2} = 1351.35 \text{ da.N}$$

$$V_{Y.sc} = 0.625 \frac{Q_{Y.sd.l}}{2} = \frac{1.35G.l}{2} = \frac{1.35(49.8) \times 6}{2} = 126.06 da.N$$

$$V_{plz.rd} = \frac{9.66 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 11914.93 da.N$$

$$V_{ply.rd} = \frac{10.44 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 12877.01 da.N$$

- $V_{z.sd} = 1351.35 < V_{plz.rd} = 11914.93$ condition vérifier
- $V_{y.sd} = 126.06 < V_{ply.rd} = 12877.01$ condition vérifier

Vérification de l'élément ou déversement :

$$W_{ply} = 123.9 \quad t_f = 0.74 \quad i_z = 1.84 \quad W_{plz} = 26.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

$$\text{Ou } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C1}} = \frac{600/1.24}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/1.24}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 163.12$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{163.12}{93.9} \sqrt{1} = 1.74 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.74 > 0,4 \Rightarrow \text{il}$$

y a un risque de déversement

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21(1,74 - 0,2) + 1,74^2] = 2.18 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.18$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{2.18 + \sqrt{(2.18)^2 - (1.74)^2}} = 0.29 < 1$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0.29$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

A l'aide du tableau 5.5.2 de l'eurocode3

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.74 \quad \text{et} \quad \chi_{LT} = 0.29$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 2350}{1.1} = 2646.95 \text{ (daN.m)}$$

$$\Rightarrow M_{ply.rd} = 2646.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz.fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{(26.1 \times 2350) 10^{-2}}{1.1} = 557.6 \text{ (daN.m)}$$

$$\Rightarrow M_{plz.rd} = 557.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

$$M_{b.rd} = 0.29 \times 2646.95 = 767.62 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{2027.025}{767.62} \right] + \left[\frac{75.63}{557.6} \right] = 2.64 + 0.14 = 2.78 < 1$$

condition non vérifiée

1- En passe a un IPE 180 :

$$W_{PL,y} = 166.4 \quad W_{pl,z} = 34.6 \quad i_z = 2.05 \quad t_f = 0.8$$

$$M_{ply.rd} = \frac{(166.4 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 3554.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{(34.6 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 739.18 \text{ daN.m}$$

$$G = 18.8 \text{ kg/ml}$$

- $G = [(12+5) \times 2 + 18.8] = 52.8 \text{ daN/ml}$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sc} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{1.5V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5(300.3) \times 6^2}{8} = 2027.02$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35G \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35(52.8) \times 3^2}{8} = 80.19$$

- **Calcul de $M_{b.rd}$, χ_{LT} , $M_{ply.rd}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

$$\text{Ou } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ } \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C1}} = \frac{600/2.05}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/2.05}{18/0.8} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1,132}} = 156.85$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{156.85}{93.9} \sqrt{1} = 1.67$$

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,28(1.67 - 0,2) + 1.67^2] = 2.18 \rightarrow \varphi_{LT} = 2.05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{2.05 + \sqrt{(2.05)^2 - (1.67)^2}} = 0.31$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0.31$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}$$

$$M_{b,rd} = 0.31 \times 3554.41 = 1102.02 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \frac{2027.02}{1102.02} + \frac{80.19}{3554.41} = 1.86 > 1 \text{ condition n'est pas vérifiée}$$

2- On passe à un IPE 220 :

$$W_{PL,y} = 285.4 \quad W_{pl,z} = 58.11 \quad i_z = 2.48 \quad t_f = 9.2$$

$$M_{ply,rd} = \frac{(285.4 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 6097.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{(58.11 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 1241.44 \text{ daN.m}$$

$$G = 26.2 \text{ kg/ml}$$

$$\bullet G = [(12+5) \times 2 + 26.2] = 60.2 \text{ daN/ml}$$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y,sc} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{1.5V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5(300.3) \times 6^2}{8} = 2027.02$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35G \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{1.35(60.2) \times 3^2}{8} = 91.43$$

• Calcul de $M_{b.rd}$, χ_{LT} , $M_{ply.rd}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

$$\text{Ou } \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ } \varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C1}} = \frac{600/2.05}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/2.48}{22/0.92} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1,132}} = 144.58$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{144.58}{93.9} \sqrt{1} = 1.54$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21(1.54 - 0,2) + 1.54^2] = 1.83 \rightarrow \phi_{LT} = 1.83$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{21.83 + \sqrt{(21.83)^2 - (1.54)^2}} = 0.35$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 0.35$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

$$M_{b.rd} = 0.35 \times 6097.18 = 2134.01 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \frac{2027.02}{2134.01} + \frac{91.43}{1241.44} = 1.02 > 1 \text{ condition n'est pas vérifier}$$

3- On passe à un IPE 240 :

$$W_{PL,y} = 366.6 \quad W_{pl,z} = 73.92 \quad i_z = 2.69 \quad t_f = 9.8 \quad G = 30.7$$

$$M_{ply.rd} = \frac{(366.6 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 7831.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{(73.92 \times 2350) \cdot 10^{-2}}{1.1} = 1579.2 \text{ daN.m}$$

$$G = 18.8 \text{ kg/ml}$$

- $G = [(12+5) \times 2 + 30.7] = 64.7 \text{ daN/ml}$

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sc} = \frac{Q_{z.sd}.l^2}{8} = \frac{1.5V.l^2}{8} = \frac{1.5(300.3) \times 6^2}{8} = 2027.02$$

Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd}.(l/2)^2}{8} = \frac{1.35G.(l/2)^2}{8} = \frac{1.35(64.7) \times 3^2}{8} = 98.26$$

- **Calcul de $M_{b.rd}$, χ_{LT} , $M_{ply.rd}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta]^{0.5}$$

Ou $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ } \varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow f_y = 235$

$$\varepsilon = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(l/2)/i_z}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{(l/2)/i_z}{h/t_F} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{C1}} = \frac{600/2.69}{\left[1 + 1/20 \left(\frac{600/24}{24/0.98} \right)^2 \right]^{0.25} \cdot \sqrt{1.132}} = 139.18$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{139.18}{93.9} \sqrt{1} = 1.48$$

$$\varphi = 0.5 \times [1 + 0.21(1.48 - 0.2) + 1.48^2] = 1.73 \rightarrow \varphi_{LT} = 1.73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1.73 + \sqrt{(1.73)^2 - (1.48)^2}} = 0.38$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0.38}$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply.rd}$$

$$M_{b.rd} = 0.38 \times 7831.91 = 2976.13 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right] + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{ply.sd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \frac{2027.02}{2976.13} + \frac{98.26}{1579.2} = 0.74 < 1 \text{ condition vérifié}$$

III.4.4 Vérification de la flèche :

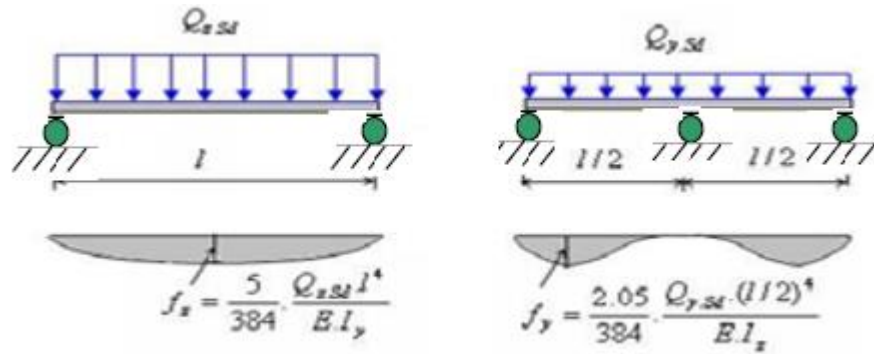


Fig. III.13 : vérification de la flèche.

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non Pondérées).

Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = L/200 = 300/200 = 1.5\text{Cm}$$

Suivant (Z-Z) sur deux appuis :

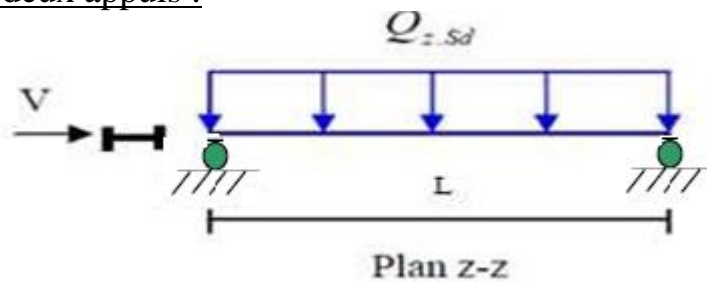


Fig. III.14 : flèche horizontale.

$$f_z = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 300.3 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 0.87\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm}$$

condition vérifier

Suivant (Y-Y) fleche latérale sur 3 appuis :

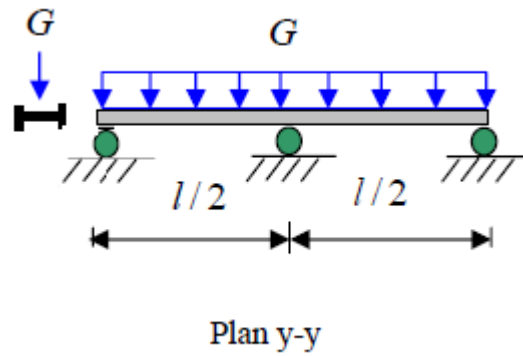


Fig. III.15 : flèche verticale.

$$f_y = \frac{2.05 \times q_{y,sd} \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 60.2 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 205} = 0.06 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

condition vérifier

Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE240) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme lisse de bardage.

III.5 Dimensionnement de la lisse de pignon :

$$V = 104.1 \text{ daN/m}^2 \text{ (pression)}$$

Charges permanente :

- Bardage 12 kg/m²
- Accessoire 5 kg/m²
- Poids propre de la lisse (IPE120) : 10.4 daN/ml
 $G = (12 + 5) \times 2 + 10.4 = 44.4 \text{ daN/ml}$

Surcharge climatique du vent :

$$V = 104.1 \times 2 = 208.2 \text{ daN/ml}$$

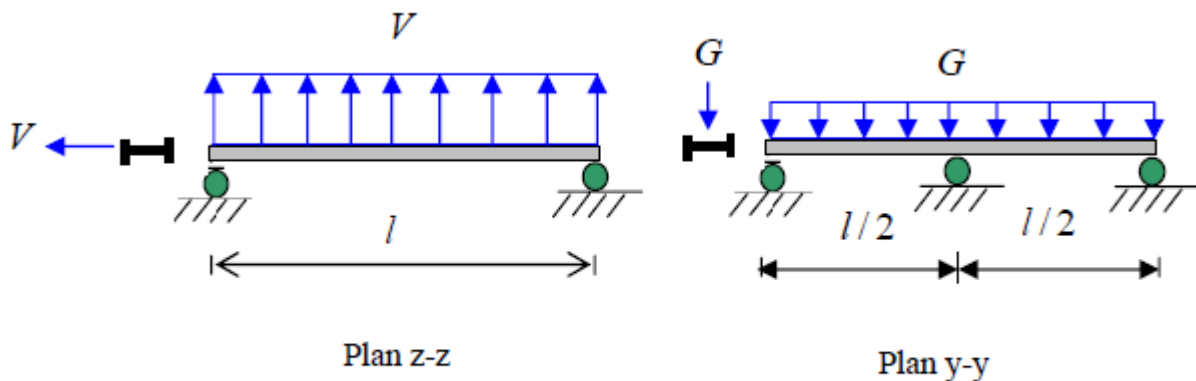


Fig. III.16 : Chargements sur la lisse de pignon

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{Y.sc} = \frac{Q_{z.sd}.l^2}{8} = \frac{1.5V.l^2}{8} = \frac{1.5(208.2) \times 6^2}{8} = 1405.35 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur 3 appuis :

$$M_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd}.(l/2)^2}{8} = \frac{1.35G.(l/2)^2}{8} = \frac{1.35(44.4) \times 3^2}{8} = 67.43 \text{ daN.m}$$

III.5.1 Vérification à l'état limite ultime :

- IPE120 est de classe 1

$$W_{PL,y} = 60.7 \quad W_{pl,z} = 13.6 \quad I_z = 27.65 \quad I_y = 317.8$$

$$M_{pl,y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(60.7 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,y,rd} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z,RD} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(13.6 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl,z,rd} = 290.54 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.sd}} \right]^\beta \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{1405.35}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{67.43}{290.54} \right]^1 = 1.40 > 1$$

Condition non vérifié

- On passe à un IPE140 est de classe 1

$$W_{PL,y} = 88.34 \quad W_{pl,z} = 19.25 \quad I_z = 44.92 \quad I_y = 541.2$$

$$A_{VZ} = 7.64 \quad b = 7.3 \quad t_f = 0.7 \quad G = 12.9$$

$$G = (12+5) \times 2 + 12.9 = 46.9 \text{ daN/ml}$$

$$M_{pl,y,RD} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(88.34 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 1887.26 \dots \text{daN.m}$$

$$\rightarrow \mathbf{M_{pl,y,rd} = 1887.26 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,z,RD} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(19.25 \times 2350) \times 10^{-2}}{1.1} = 411.25 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow \mathbf{M_{pl,z,rd} = 290.54 \text{ daN.m}}$$

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{1405.35}{1887.26} \right]^2 + \left[\frac{71.23}{411.25} \right]^1 = 0.73 > 1 \quad \text{condition vérifier}$$

III.5.2 Vérification ou cisaillement :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz,rd} \quad \text{et} \quad V_{plz,rd} = \frac{AV_{z.(f_y/\sqrt{3})}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply,rd} \quad \text{et} \quad V_{ply,rd} = \frac{AV_{y.(f_y/\sqrt{3})}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{z.sc} = \frac{Q_{z.sd.l}}{2} = \frac{1.5V.l}{2} = \frac{1.5(208) \times 6}{2} = 936 \text{ da.N}$$

$$V_{y.sc} = 0.625 \frac{Q_{y.sd.l}}{2} = 0.625 \frac{1.35G.l}{2} = 0.625 \frac{1.35(46.9) \times 6}{2} = 118.71 \text{ da.N}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{7.64 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 9423.41 \text{ da.N}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{10.22 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 12605.65 \text{ da.N}$$

- $V_{z.sd} = 936 < V_{plz.rd} = 9423.41$ condition vérifier
- $V_{y.sd} = 118.71 < V_{ply.rd} = 12605.65$ condition vérifier

III.5.3 Vérification de la flèche :

Fig. III.13 : vérification de la flèche.

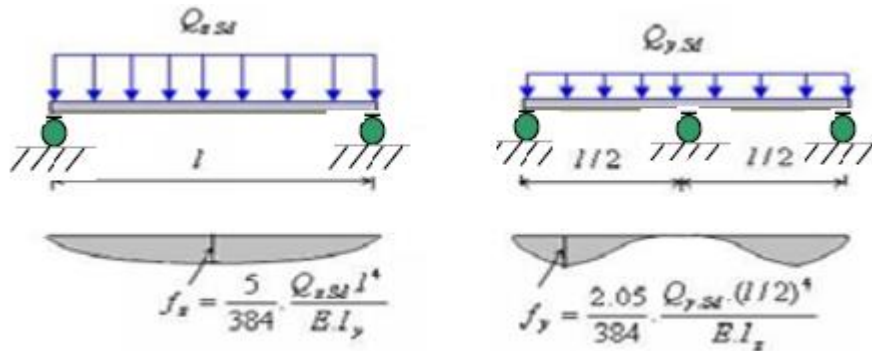


Fig. III.17 : vérification de la flèche.

Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = L/200 = 300/200 = 1.5\text{Cm}$$

Suivant (Z-Z) sur deux appuis :

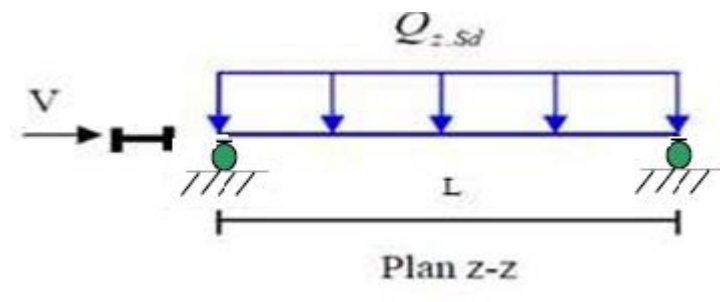


Fig. III.18 : flèche horizontale.

$$f_z = \frac{5 \times q_{y.sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 208 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 3.08\text{cm} < f_{adm} = 3\text{cm}$$

Condition non vérifier

Suivant (Y-Y) flèche latérale sur 3 appuis :

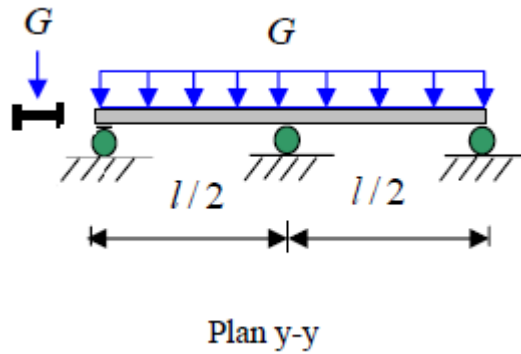


Fig. III.19 : flèche verticale.

$$f_y = \frac{2.05 \times q_{y,sd} \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 46.9 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 44.92} = 0.21 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$$

Condition vérifier

- On passe à un IPE160 est de classe 1

$$W_{ply} = 123.9 \quad t_f = 0.74 \quad i_z = 1.84 \quad W_{plz} = 26.1 \quad I_z = 68.3 \quad I_y = 869$$

III.5.3 Condition de la vérification :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = L/200 = 300/200 = 1.5 \text{ Cm}$$

Suivant (Z-Z) sur deux appuis

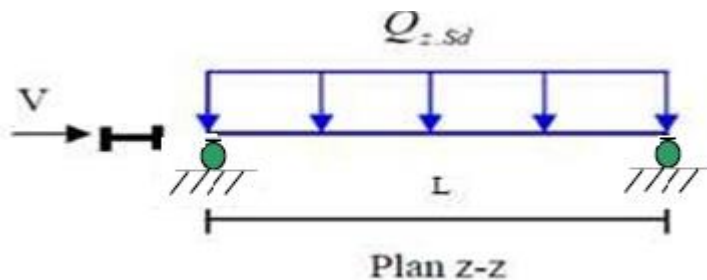


Fig. III.20 : flèche horizontale.

$$f_z = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 208 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869} = 1.93 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifier

Suivant (Y-Y) flèche latérale sur 3 appuis :

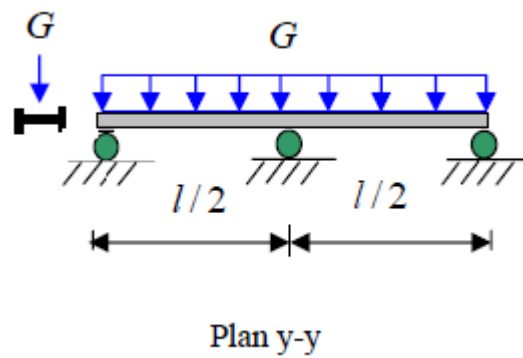


Fig. III.21 : flèche verticale.

$$f_y = \frac{5 \times q_{y,sd} \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 208 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 68.3} = 1.53 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

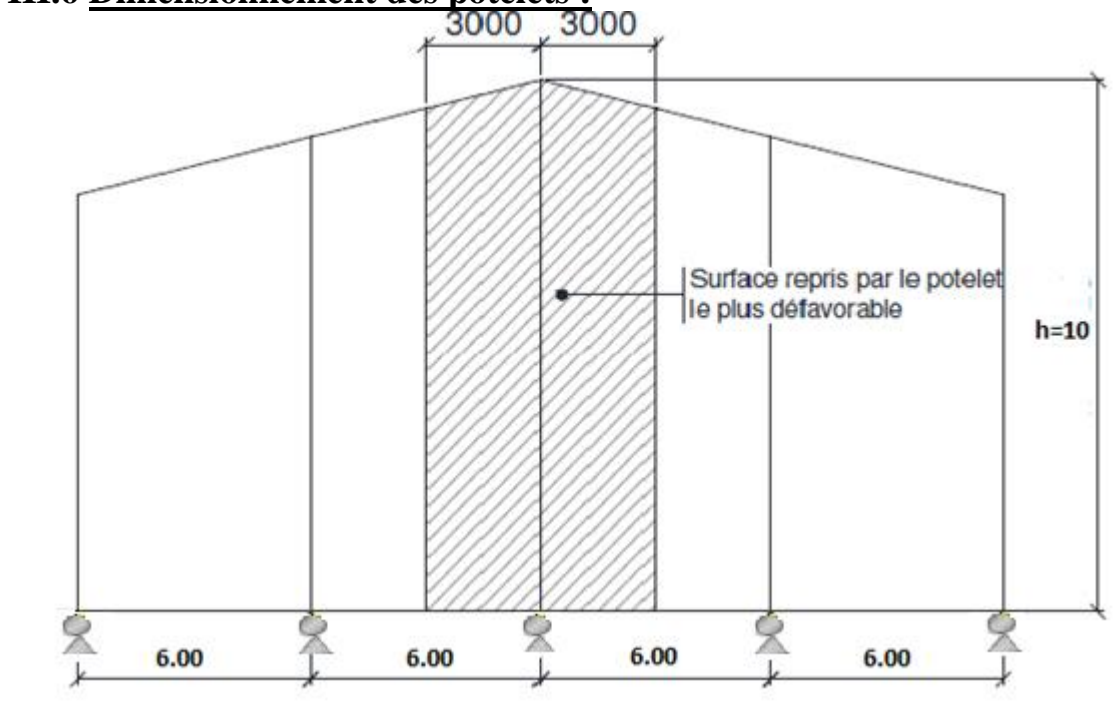
Condition vérifier

condition

III.5.4 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE160) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme lisse de bardage.

III.6 Dimensionnement des potelets :



FigIII.22 : surface reprise par le potelet le plus défavorable

1 – charge permanente (le potelet le plus sollicité est le potelet de pignon)

- Bardage 12kg/m²
- Poids propre de potelet (à déterminer)
- Longueur de la lisse 6 m
- Poids propre de la lisse IPE160 G= 15.8 kg/m²

Nombre de lisse supporté par le potelet est 5 lisses

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : 6x10=60m²

L'entre axe des potelets :

$$G = (15.8 \times 6 \times 5) + (12 + 5) \times 6 \times 10 = 1494 \text{ daN}$$

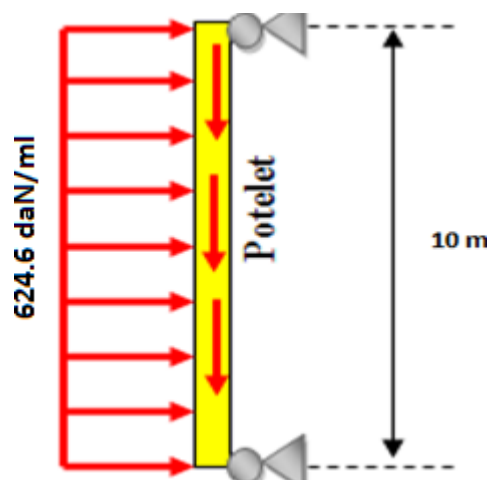


Fig.III.23 : surcharges climatique V : (horizontale suivant le plan de l'âme)

$$V_{ent} = 104.1 \times 6 = 624.6 \text{ daN/ml}$$

III.6.1 Dimensionnement des potelets :

Sous la condition de la flèche :

$$V = 624.6 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times V_n \times l^4}{384 \times E \times I_z} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1000 \cdot V_n \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L \cdot 384 \cdot E \cdot I_z}{200 \cdot 384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\Leftrightarrow 1000 \cdot V_n \cdot L^4 \leq L \cdot 384 \cdot E \cdot I_y$$

$$\Leftrightarrow I_y \leq \frac{1000 \cdot V_n \cdot L^3}{384 \cdot E}$$

$$\Leftrightarrow I_y \leq \frac{1000 \cdot 624.6 \cdot 10^{-2} \times 1000^3}{384 \cdot 2.1 \times 10^6}$$

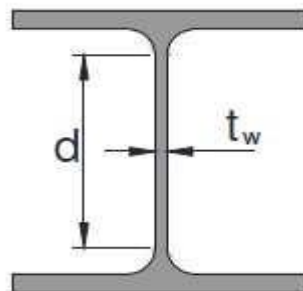
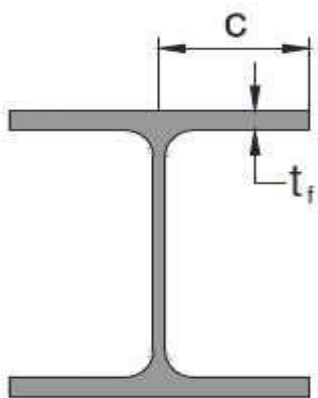
$$\Leftrightarrow I_y \leq 7745.54 \text{ Cm}^4$$

On choisit la section du profilé : IPE300 $\Rightarrow I_y = 8356 \text{ Cm}^4$

$$h = 30 \text{ cm} \quad b = 15 \text{ cm} \quad t_w = 0.71 \text{ cm} \quad t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$$d = 24.86 \text{ cm} \quad r = 1.5 \text{ cm} \quad A_{VZ} = 25.7 \text{ cm}$$

- $I_y = 8356 \text{ cm}^4$ $I_z = 604 \text{ cm}^4$
- $W_{ely} = 557 \text{ cm}^3$ $W_{elz} = 80.5 \text{ cm}^3$
- $W_{ply} = 628 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 125 \text{ cm}^3$
- $i_y = 12.5 \text{ cm}$ $i_z = 3.35 \text{ cm}$
- $G = 42.2 \text{ daN/m}$ $A = 53.8 \text{ cm}^2$

**III.6.2 Vérification de la section à la résistance : $M_{Y.sd} \leq M_{c.rd}$**

Ou $M_{c,rd}$ est le moment résistance qui dépend de la classe de la section

$$Q_{z,sd} = 1.5 V = 1.5 \times 624.6 = 936.9 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{936.9 \times 10}{2} = 4684.5$$

$$V_{plz,rd} = \frac{AV_z \left(\frac{f}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{25.7 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 31699.15 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z,sd}}{V_{plz,rd}} = \frac{4684.5}{31699.15} = 0.15 < 0.5$$

⇒ incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée

- indice de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min (0.25 N_{PL,RD}; 0.25 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$$

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1494 = 2016.9 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 235}{1.1} = 114936.36 \text{ daN}$$

$$\rightarrow N_{pl,rd} = 272.59$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 114936.36 = 28734.1 \text{ daN}$$

$$A_w = A - A_{vz} = 53.8 \times 25.7 = 28.1 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 28.1 \times 2350}{1.1} = 30015.91 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \mathbf{2016.9} \leq \min (28734.1; 30015.91)$$

Remarque :

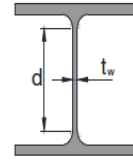
L'incidence de l'effort normale sur le moment résistance peut être négligée.

Classe de la section IPE300:

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{75}{10.7} = 7.009 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

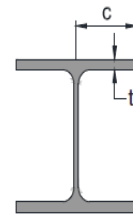


Classe de l'ame :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.14 < 72 \Rightarrow \text{l'ame de classe 01.}$$

« Tableau 5.3.1- Feuille 1 – EC3 »



« Tableau 5.3.1- Feuille 3 – EC3 »

Donc la classe de la section est de classe 1

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 2350}{1.1} = 13416.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{936.9 \times 10^2}{8} = 11711.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 11711.25 < M_{ply.Rd} = 13416.4 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{ok}$$

III.6.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant) il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

A. Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pIRd}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{M_{pIRdy}} \leq 1.0$$

B. Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pIRd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot M_{pIRdy}} \leq 1.0$$

- **Calcul de coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min} :**

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

- **Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan de portique) :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \text{avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{pour les classe 1 2 et 3}), \quad \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_z} = \frac{1000}{12.5} = 80 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{80}{93.9} = 0.85$$

- **Courbe de flambement :**

Axe de flambement $z-z$ \rightarrow courbe de flambement b :

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + 0.34(0.64 - 0.2) + 0.64^2 \right] = 0.78$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.78 + \left[0.78^2 - 0.64^2 \right]^{0.5}} = 0.82$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \min(0.76; 0.82) = 0.76$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_z}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{200}{3.35}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/3.35}{30/1.07} \right)^2 \right]^{0.25}} = 53.32$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0.5} = \frac{53.32}{93.9} = 0.57$$

0.57 > 0.4 \rightarrow il y a risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.57 - 0.2) + 0.57^2 \right] = 0.7$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.7 + \left[0.7^2 - 0.57^2 \right]} = 0.9$$

- **Calcul du coefficient K:**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} \cdot W_{ely}}{W_{ely}} = 0.85(2 \times 1.3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -1.06$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = \dots \text{avec} \dots K_y \leq 1.5$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.06 \times 2067.59}{0.76 \times 53.8 \times 2350} = 1.02$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $\beta_{MLT}=1.3$ (fig 5.5.3 de l'Eurocode 3)

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.64 \times 1.3 - 1.15 = 0.0252$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\psi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.0252 \times 2016.9}{0.82 \times 53.8 \times 2350} = 1$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $\beta_{MLT}=1.3$ (fig 5.5.3 de l'Eurocode 3)

$$N_{sd} = 2016.9$$

$$M_{Y.sc} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{1.5V \cdot l^2}{8} = \frac{1.5(624.4) \times 10^2}{8} = 11711.25 daN.m$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 2350}{1.1} = 114936.4 daN.m$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{628 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 13416.4 daN.m$$

A. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{x_{\min} \cdot N_{pIRd}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{M_{pIRdy}} \leq 1.0$$

$$\frac{2016.9}{0.76 \times 114936.4} + \frac{1.02 \times 11711.25}{13416.4} = 0.91 < 1 \dots \dots \dots ok$$

B. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot N_{pIRd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot M_{pIRdy}} \leq 1.0$$

$$\frac{2016.9}{0.82 \times 114936.4} + \frac{1 \times 11711.25}{0.9 \times 13416.4} = 0.99 < 1 \dots \dots \dots ok$$

Conclusion :

L'IPE300 convient comme potelet.

Chapitre IV

Dimensionnement des Eléments structuraux

Les éléments structuraux constituent l'ossature principale du hangar sont l'objet de notre étude. Ils représentent les éléments porteurs tels que le portique (poteau-traverse) ainsi que les éléments de stabilisation tel que les contreventements et les poutres de chaînage.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leurs utilisation est limitée à des portées inférieure ou égale à 40 m ($l = 24m < 40 m$), pour les portiques de longues portées ($l > 40 m$), les poutres en treillis sont plus adéquates pour des raisons économiques.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 a 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques ; la portée de notre portique est de 24m.

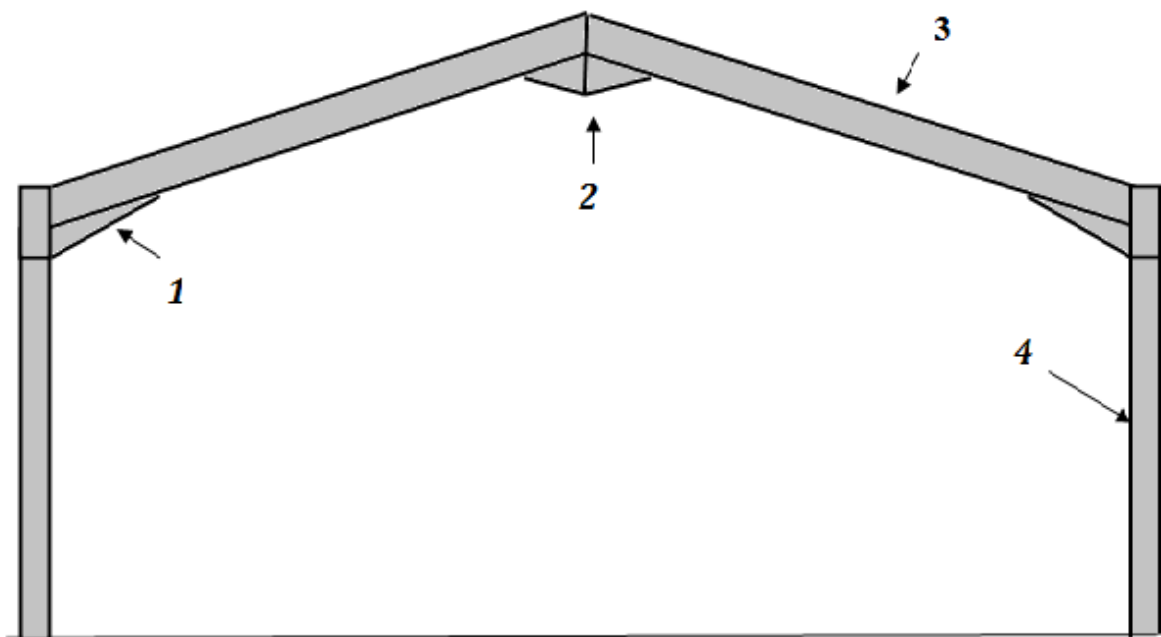


Fig. IV.1 : Eléments constituent le portique.

Avec :

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 ; Traverse.
- 4 : Poteau.

IV.1 Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

IV.1.1 Charges permanentes :

- Couverture et accessoires de pose : 17 Kg/m^2
- Pannes (IPE160) : $15.8 \text{ Kg/ml} = 15.5 \text{ Kg/m}^2$
- Traverse (Estimée) : 12 Kg/m^2

$$G = 17 + 15.5 + 12 = 44.5 \text{ Kg/m}^2$$

- Entre axes des portiques : $l' = 06 \text{ m}$.

$$\Rightarrow G = 44.5 \times 6 = 267 \text{ daN/ml}$$

IV.1.2 Effet de la neige :

$$N = 60 \text{ Kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

- Entre axes des portiques : $l' = 06 \text{ m}$.

$$\Rightarrow N = 60 \times 6 = 360 \text{ daN/ml}$$

VII.1.3 Effet du vent : Vent gauche-droite (plus défavorable)

Zone	q_h [daN.m ²]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]
D	105	0,8	0,43	0,37	38.85
A	105	-1	0,43	-1,43	-150.1
B	105	-0,8	0,43	-1,23	-129.1
C	105	-0,5	0,43	-0,93	-97.65
E	105	-0,3	0,43	-0,73	-76.65

Tableau. IV.1: Pressions sur les parois verticales - Direction du vent la plus défavorable.

Zone	q_h [daN.m ²]]	C_e	C_i	$C_e - C_i$	p_h [daN.m ²]
F	105	-1.46	0.43	-1.89	-207.9
G	105	-1.3	0.43	-1.73	-181.65
H	105	-0.65	0.43	-1.08	-113.4
I	105	-0.5	0.43	-0.93	-97.65
J	105	-0.625	+0,043	-1.055	-110.775

Tableau. IV.2 : Pressions sur la toiture - Direction du vent la plus défavorable

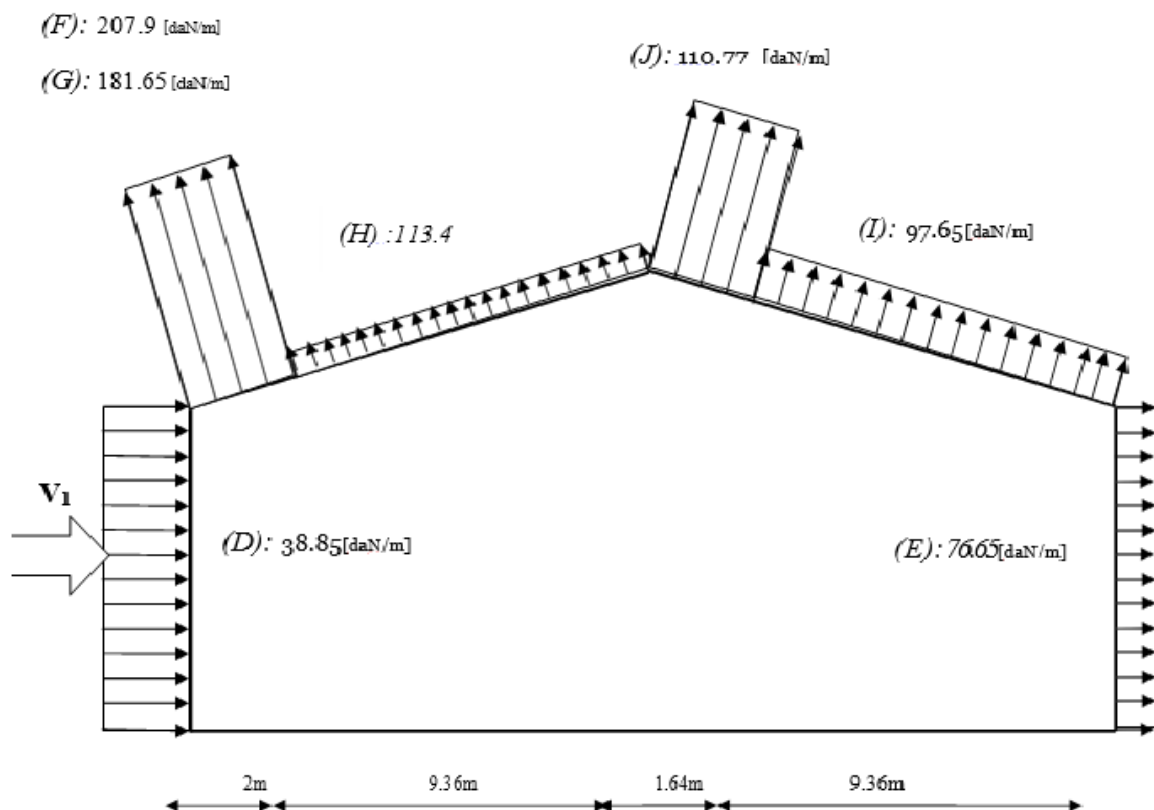


Fig. IV.2 : Pression statique du vent sur le portique par mètre linéaire - Direction V1 du vent

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

- Versant gauche : $\frac{(181.65 \times 6 \times 2) + [113.4 \times 6 \times (12-2)]}{12} = 748.65 \text{ daN/ml}$
- Versant droite : $\frac{(110.77 \times 6 \times 2) + [97.65 \times 6 \times (12-2)]}{12} = 599.02 \text{ daN/ml}$

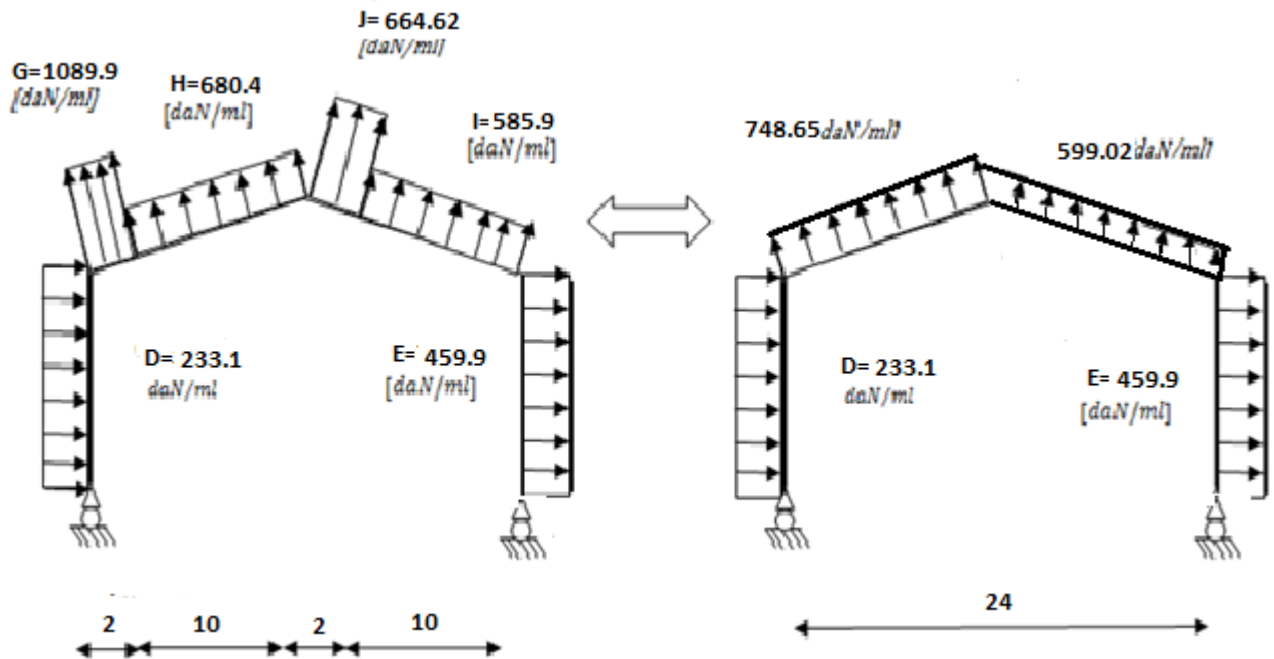


Fig. IV.3 : Charge du vent équivalente a chaque versant.

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

- Charge équivalente du vent :
- $W = \frac{748.65 + 599.02}{2} = 673.835 \text{ daN/ml}$

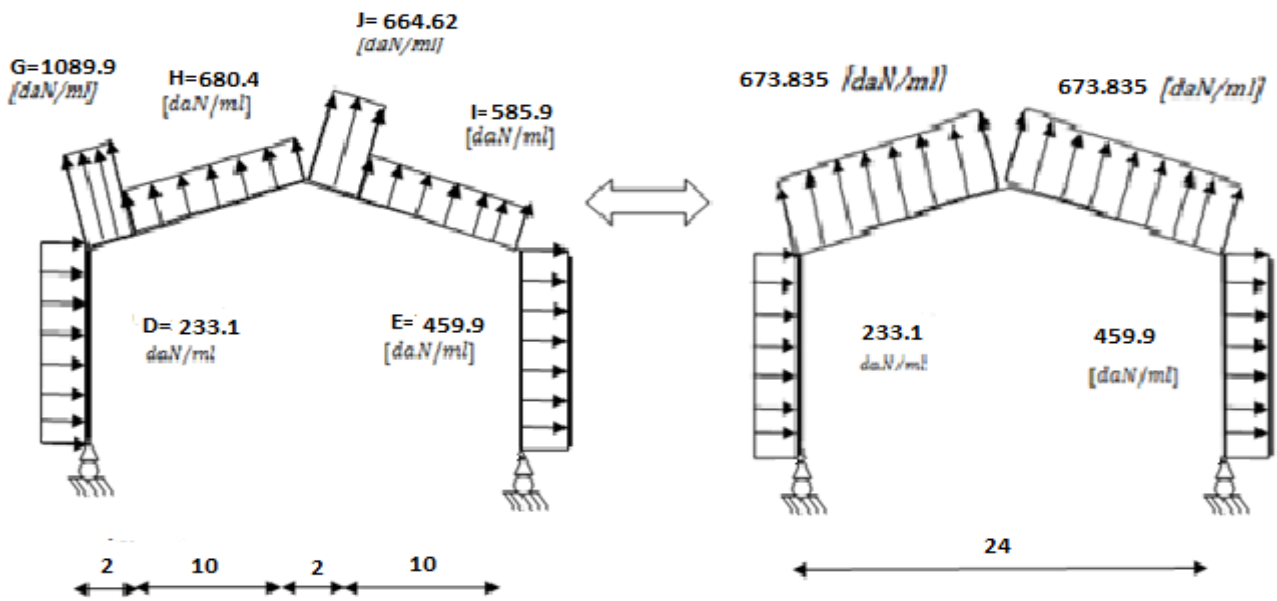


Fig. IV.4 : Charge du vent équivalente a la toiture.

IV.2 Calcul des efforts internes :

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RDM, On calcul les efforts internes de notre portique.

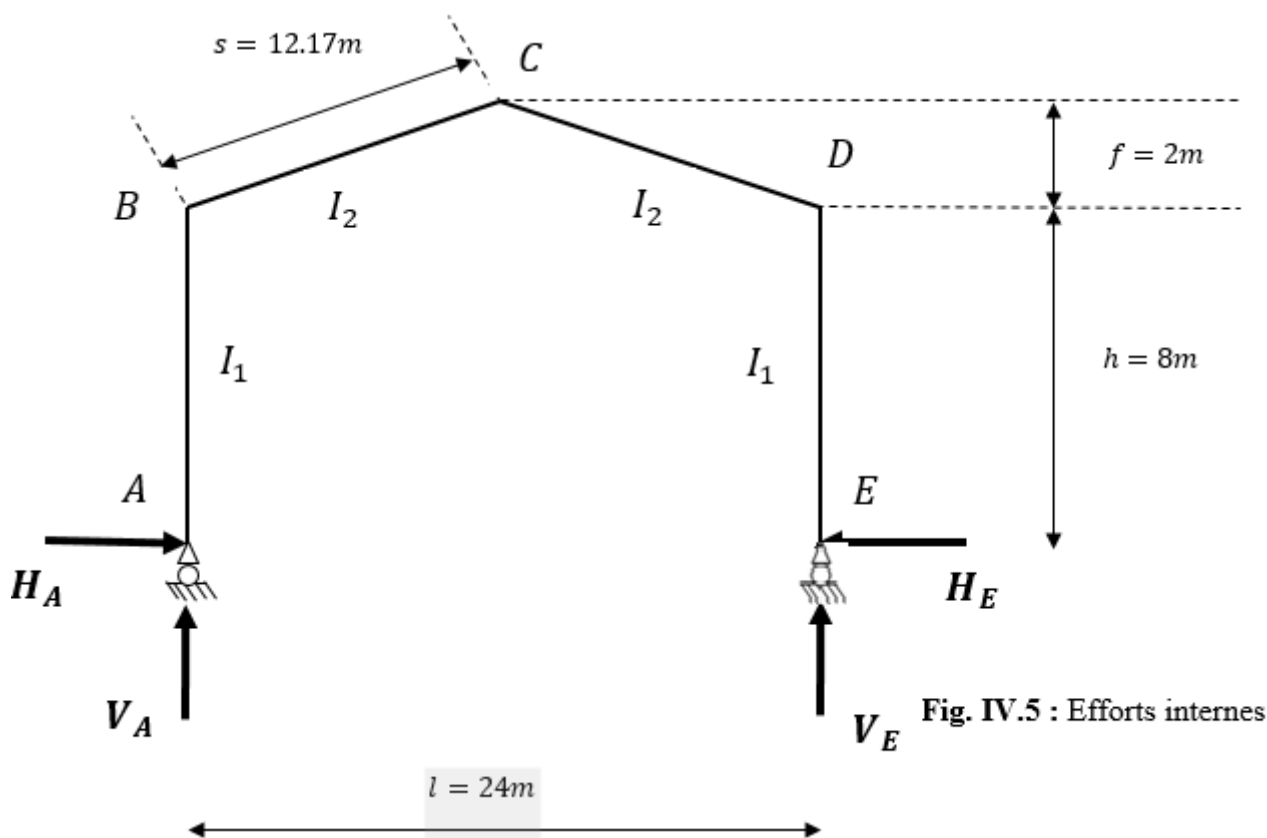


Fig. IV.5 : Efforts internes

On assume que : $I_1 \cong I_2$.

$$\triangleright K = \frac{\text{raideur}_{\text{rampant}}}{\text{raideur}_{\text{b}^{\text{a}}\text{quille}}} = \frac{I_2 \cdot h}{I_1 \cdot h} = \frac{h}{s} = \frac{8}{12.16} = 0.66$$

$$\triangleright \varphi = \frac{f}{h} = \frac{2}{8} = 0,25$$

$$\triangleright \Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,66 + 3 + (3 \times 0,25) + (0,25)^2 = 4,47$$

IV.2.1 Charges verticales vers le bas (G ; N) :

Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 01 \text{ daN/ml}$

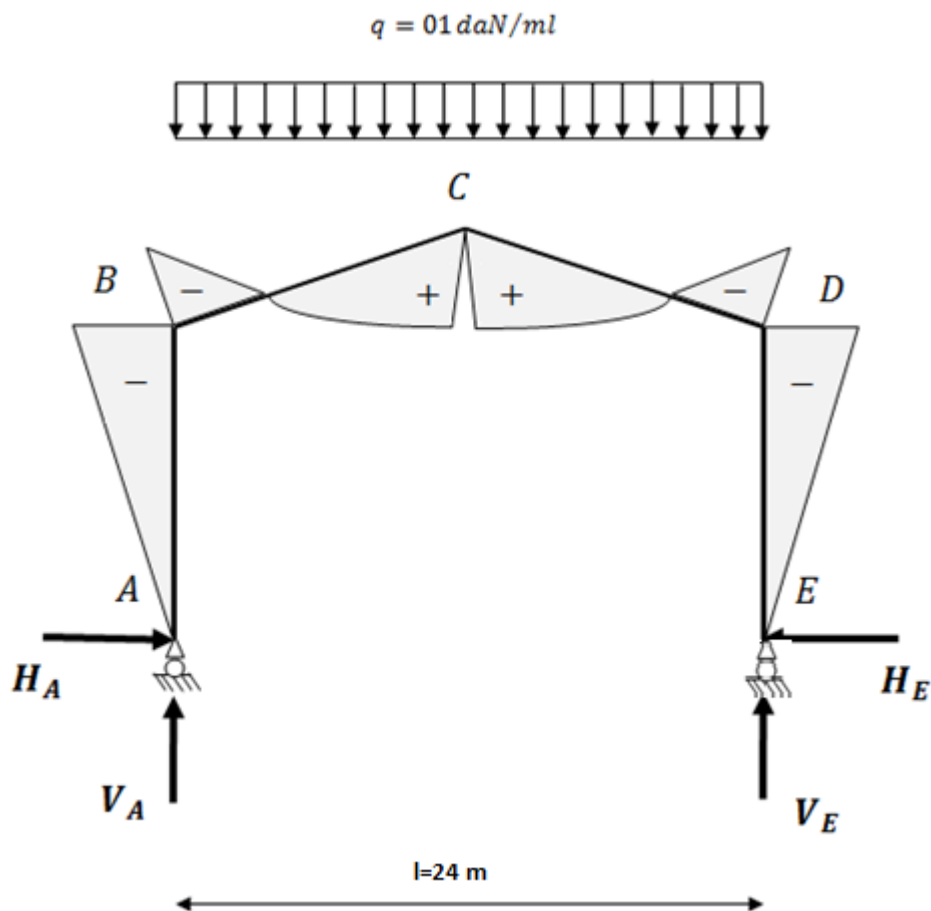


Fig. IV.6 : Charges verticales vers le bas (efforts internes).

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + (5 \times 0,25)}{4 \times 4,47} = 0,517$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 0,35$$

- $H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,517 \times \frac{1 \times (24^2)}{8 \times 8} = 4,65 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,5157 \times \frac{1 \times (24^2)}{8} = -37,22 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,35 \times \frac{1 \times (24^2)}{8} = 25,2 \text{ daN} \cdot \text{m}$

IV.2.2 Charges verticales vers le haut (vent ascendant) :

Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 01 \text{ daN/ml}$

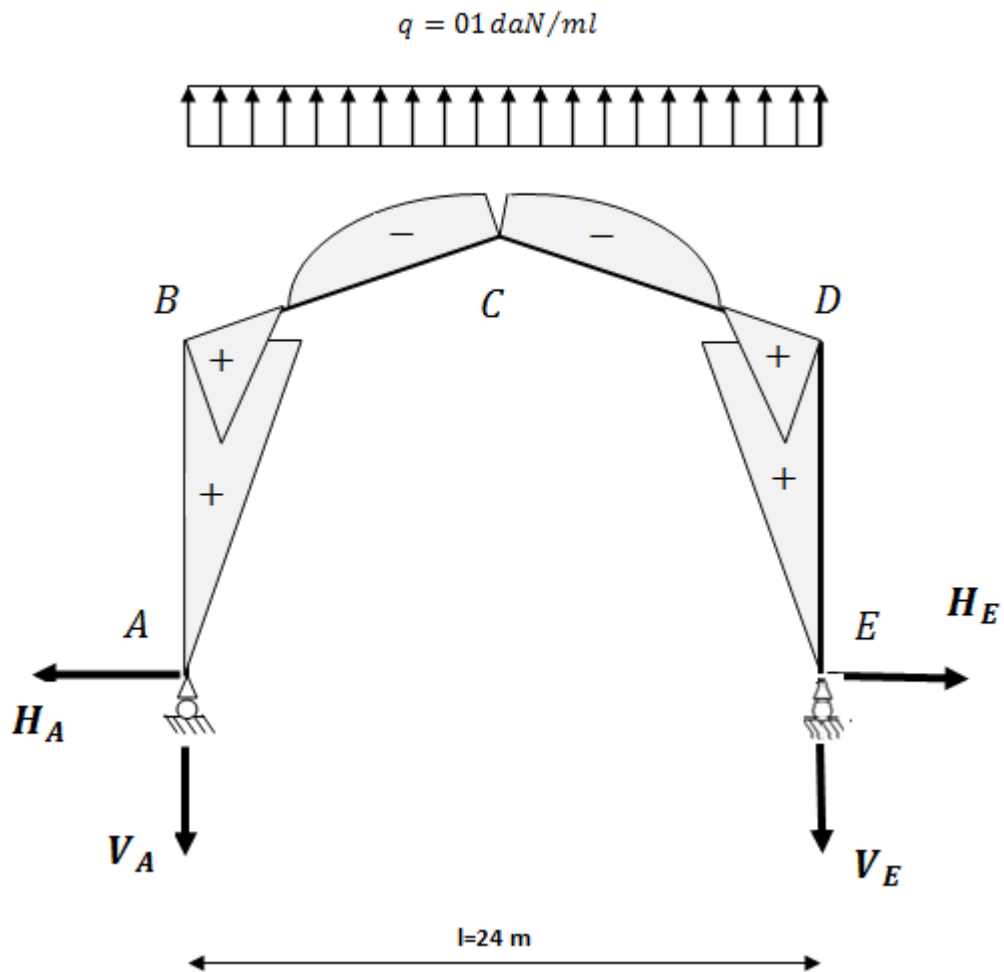


Fig. IV.7 : Charges verticales vers le haut (efforts internes).

- $H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,517 \times \frac{1 \times (24^2)}{8 \times 8} = 4,65 \text{ daN}$
- $V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ daN}$
- $M_B = M_D = +\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = +0,517 \times \frac{1 \times (24^2)}{8} = 37,22 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,35 \times \frac{1 \times (24^2)}{8} = -25,2 \text{ daN} \cdot \text{m}$

IV.2.3 Vent horizontal (pression) :

Remarque :

Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 01 \text{ daN/ml}$.

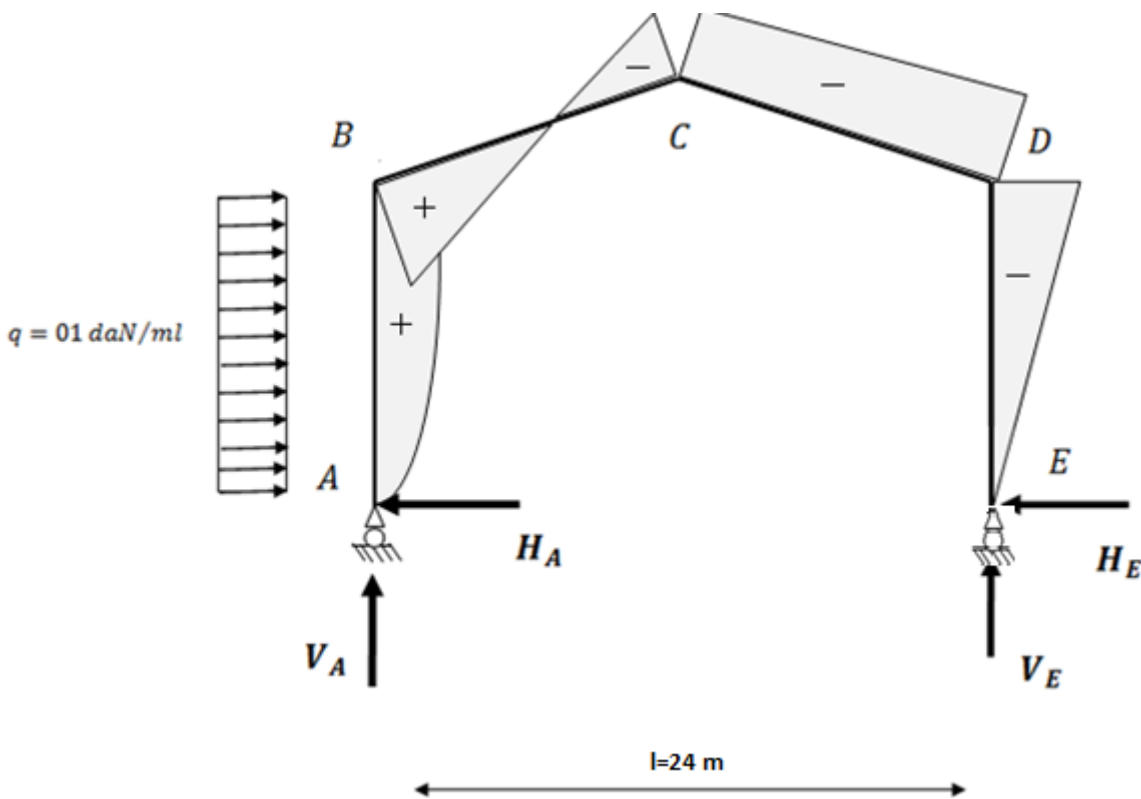


fig. IV.8 : Vent horizontal (pression).

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0,66) + 12 + (6 \times 0,25)}{8 \times 4,47} = 0,47$$

$$\beta = (1 - \delta) = (1 - 0,47) = 0,53$$

$$\gamma = \delta(1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,47 \cdot (1 + 0,25) - \frac{1}{2} = 0,09$$

- $H_E = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0,447 \times \frac{1 \times 8}{2} = 1,88 \text{ daN}$
- $H_A = qh - H_E = (1 \times 8) - 1,88 = 6.12 \text{ daN}$
- $V_A = -V_E = \frac{q \cdot h^2}{2l} = \frac{1 \times 8^2}{2 \times 24} = 1.33 \text{ daN}$
- $M_B = \beta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,553 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = 16.96 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_D = -\delta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,447 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = -15.04 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = -\gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,09 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = -2.88 \text{ daN} \cdot \text{m}$

IV.2.4 Vent horizontal (Dépression) :

Remarque : Comme première étape, on procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 01 \text{ daN/ml}$

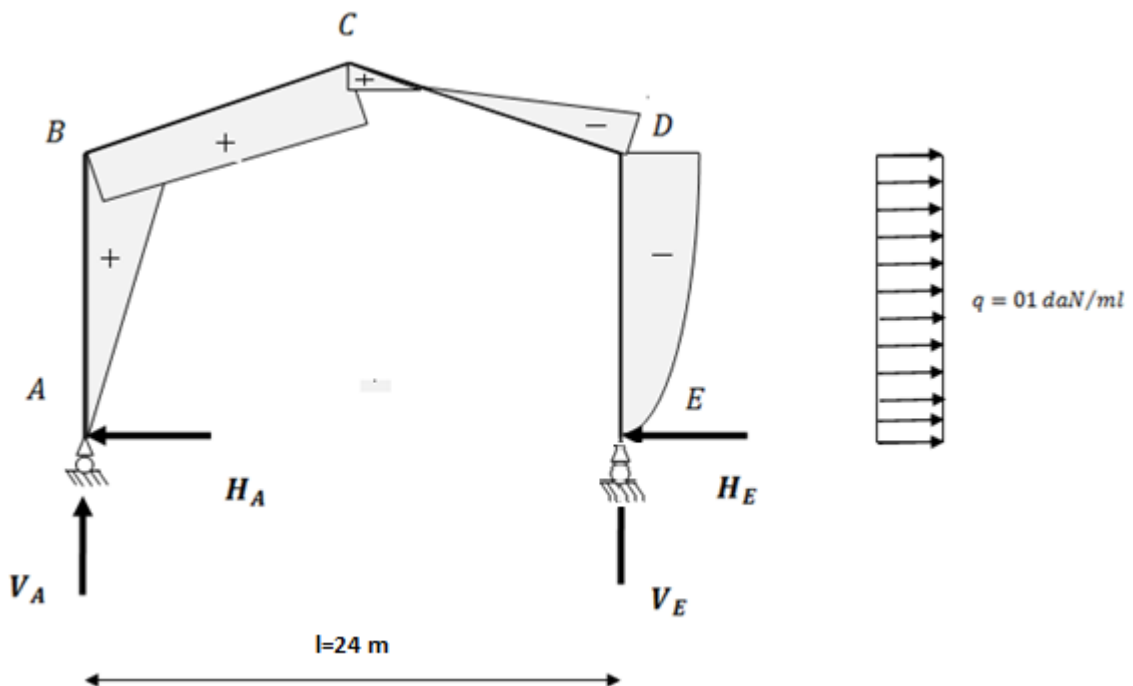


Fig. IV.9 : Vent horizontal (Dépression).

- $H_A = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0,447 \times \frac{1 \times 8}{2} = 1,88 \text{ daN}$
- $H_E = qh - H_A = (1 \times 8) - 1,88 = 6.12 \text{ daN}$
- $V_E = -V_A = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 8^2}{2 \times 24} = -1.33 \text{ daN}$

- $M_D = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,553 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = -16.96 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_B = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,447 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = 15.04 \text{ daN} \cdot \text{m}$
- $M_C = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,09 \times \frac{1 \times (8^2)}{2} = 2. \text{ daN} \cdot \text{m}$

Efforts internes sous charge unitaire :

		Réactions d'appuis [daN]			
Actions	Q [daN/ml]	H _A	H _E	V _A	V _E
G	01	4.65	-4.65	12	12
N	01	4.65	-4.65	12	12
V ₁ (Horizontal)	01	-1,88	-6.12	-1.33	1.33
V ₂ (soulèvement)	01	-4.65	4.65	-12	-12

Tableau. IV.3 : Réactions d'appuis sous charge unitaire.

		Moments [daN.m]		
Actions	Q [daN/ml]	M _B	M _C	M _D
G	01	-37.22	25.2	-37.22
N	01	-37.22	25.2	-37.22
V ₁ (Horizontale)	01	15.04	2.88	-16.96
V ₂ (soulèvement)	01	37.22	-25.2	37.22

Tableau. IV.4 : Valeurs des Moments sous charge unitaire.

❖ Efforts internes sous charge réelle:

		Réactions d'appuis [daN]			
	Q	H _A	H _E	V _A	V _E

Actions	[daN/ml]				
G	267	1241.55	-1241.55	3204	3204
N	360	1674	-1674	4320	4320
V ₁ (Horizontale)	210.42	-395.59	-1287.77	-279.86	279.86
V ₂ (soulèvement)	673.8	-3133.17	3133.17	-8085.6	-8085.6
V ₃ = V ₁ + V ₂		-3528.76	1845.4	-8365.45	-7805.74

Tableau. IV.5 : Réactions d'appuis sous charge réelle.

		Moments [daN.m]		
Actions	Q [daN/ml]	M _B	M _C	M _D
G	267	-9937.74	6728.42	-9937.74
N	360	-13399.2	9072	-13399.2
V ₁ (Horizontale)	210.42	3164.72	606.01	-3568.72
V ₂ (soulèvement)	673.8	25078.83	-16979.76	25078.83
V ₃ = V ₁ + V ₂		28243.57	-16373.75	21510.11

Tableau. IV.6 : Valeurs des Moments sous charge réelle.

❖ **Combinaisons à l'ELU:**

Combinaisons	Réactions d'appuis [daN]			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G + 1,5N	4187.1	-4187.1	10805.4	10805.4
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃	-827.83	-1444.70	-1135.96	-380.35
G + 1,5V ₃	-4051.59	1526.55	-9344.18	-8504.61

Tableau. IV.7 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis.

Combinaisons	Moments [daN.m]		
	M_B	M_C	M_D
1,35G + 1,5N	-33514.74	22691.37	-33514.74
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃	6623.95	-774	-2466.22
G + 1,5V ₃	32427.62	-17832.21	22327.43

Tableau. IV.8 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments.

IV.3 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb):

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}$$

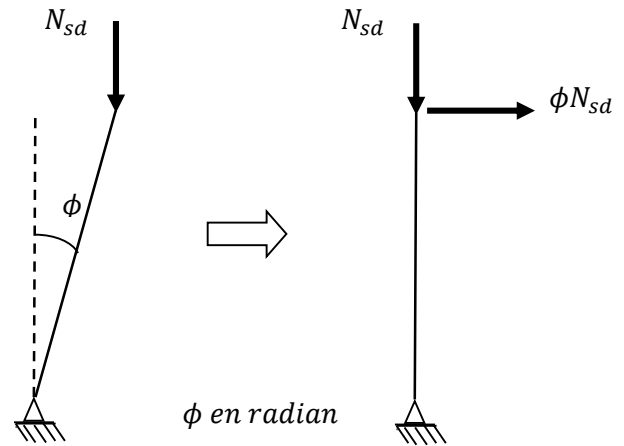


Fig. IV.10 : Imperfection géométrique.

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 10m$: Hauteur de la structure.

$m = 2$: Nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0,866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{10} = 0,633$$

$$\phi = \frac{0,866 \times 0,633}{200} = 0,00274$$

IV.3.1 Modélisation avec les imperfections :

Efforts au pied de poteaux aux l'ELU :

Combinaisons (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	H _A	V _A	H _E	V _E	H	V
Combe 01	41.871	108.054	-41.871	108.054	0	216.108
Combe 02	-8.28	-11.36	-14.45	-3.8	-22.73	-15.16
Combe 03	-40.52	-93.44	15.27	-85.05	-25.25	-178.49

Tableau. IV.9 : Efforts au pied de poteaux aux l'ELU.

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Combe 01	30.2	Non
Combe 02	2.274	oui
Combe 03	26.77	Non

Tableau. IV.10 : Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

Efforts équivalent en tête poteaux :

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	N _{sd}	H _{eq}	N _{sd}	H _{eq}
Combe 0.1	108.054	0.3	108.054	0,3
Combe 0.3	93.44	0.26	85.05	0.23

Tableau. IV.11 : Efforts équivalent en tête poteaux.

IV.3.2 Calcul des efforts internes additionnels :

Efforts horizontale en tête poteaux :

$$P = 2 \times 0.3 - 0.26 - 0.23 = 0.11 \text{ KN}$$

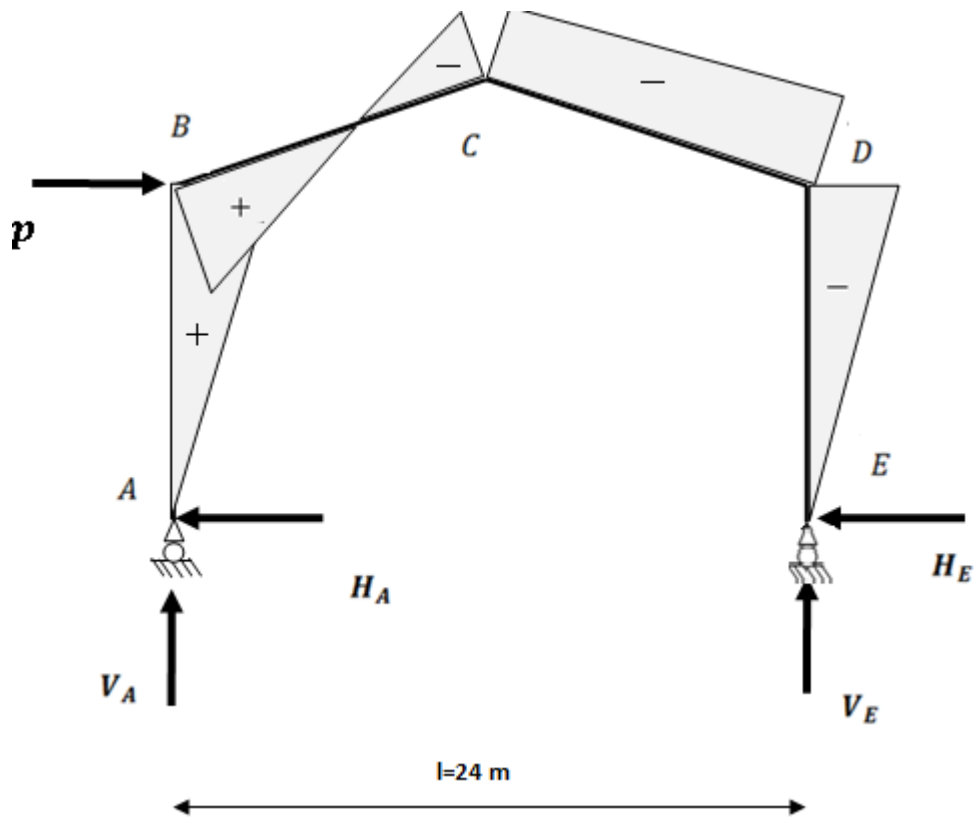


Fig. IV.11 : Effort horizontale en tête du poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,25 \cdot (3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,47} \right] = 0,55$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,25(3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,47} \right] = 0,45$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1 + \varphi)(3 + 2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,25}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0,25)(3 + 2 \times 0,25)}{2 \times 4,47} \right] = 0,063$$

- $H_A = \beta P = 0,55 \times 0,11 = 0,061 \text{ KN}$
- $H_E = P - H_A = 0,11 - 0,061 = 0,05 \text{ KN}$
- $V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,11 \times 8}{24} = -0,04 \text{ KN}$
- $M_B = \beta Ph = 0,55 \times 0,11 \times 8 = 0,484 \text{ kN.m}$
- $M_D = -\delta Ph = -0,45 \times 0,11 \times 8 = -0,4 \text{ kN.m}$
- $M_C = -\gamma Ph = -0,39 \times 0,11 \times 8 = -0,34 \text{ kN.m}$.

IV.3.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :

Combinaisons	Réactions d'appuis [kN]			
	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G + 1,5N	41.871	-41.871	108.054	108.054
P	-0.061	-0.05	-0.04	0.04
1,35G + 1,5N + P	41.81	-41.921	108.014	108.094
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃ + P	-8.341	-14.5	-11.4	-3.76
G + 1,5V ₃	-40.52	15.27	-93.44	-85.05

Tableau. IV.12 : Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} .

Combinaisons	Moments [kN.m]		
	M _B	M _C	M _D
1,35G + 1,5N	-335.147	226.914	-335.147
P	0.484	-0.34	-0.4
1,35G + 1,5N + P	-334.663	226.574	-335.547
1,35G + 1,35N + 1,35V ₃ + P	66.724	-8.08	-25.06
G + 1,5V ₃	324.28	-178.32	223.27

Tableau. IV.13 : Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq} .

IV.4 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- $\alpha_{cr} \geq 10$ \Rightarrow Structure rigide: analyse élastique au 1^{er} ordre
- $\alpha_{cr} < 10$ \Rightarrow
Structure souple: prise en compte des effets du second ordre
- $\alpha_{cr} \geq 15$ \Rightarrow Structure rigide: analyse plastique

IV.4.1 Détermination du facteur d'éloignement critique :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{Sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3.R) \left[\frac{N_{Sd,p}}{N_{sd,p}} \right] \right]$$

$$R = \frac{I_1.S}{I_2.h} = \frac{s}{h} = \frac{12.16}{8} = 1.52 \dots \dots \dots (I_1 = I_2)$$

$$N_{Cr,t} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{1216^2} = 2279.93$$

$$N_{Cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{800^2} = 5267.56$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd,t} = 100.66 \sin 9.65 + 39.01 \cos 9.65 = 16.87 + 38.46 = 55.33 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 100.66 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{59.39}{2279.93} + (4 + 3.3 \times 1.52) \left[\frac{108.054}{5267.56} \right] \right] = 0.09 < 0.1$$

Ceci nous impose de ne pas prendre en compte les effets du second ordre

IV.5 Pré-dimensionnement de la traverse :

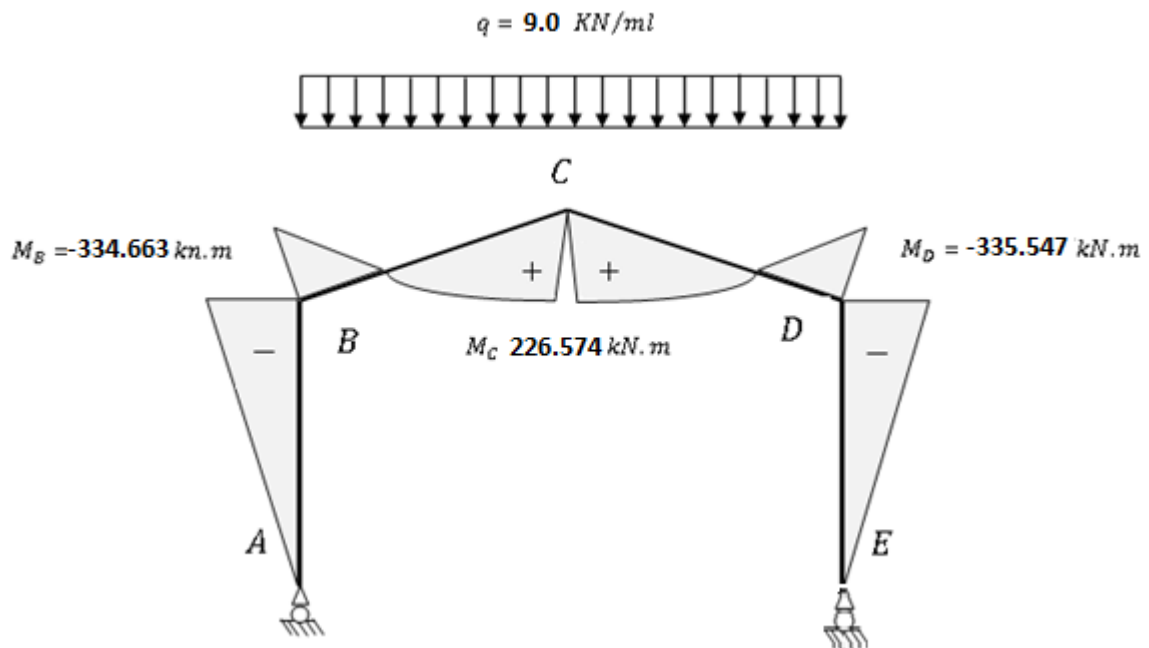


Fig. IV.12 : Moments sous la combinaison 1,35G+1,5N

IV.5.1 Moments sollicitant la traverse :

Actions vers le bas : charges gravitationnelles :

Sous la combinaison : 1,35G+1,5N+P

- Aux appuis : $M_B = -334.663 \text{ kN.m}$; $M_D = -335.547 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 226.574 \text{ kN.m}$

Actions vers le haut: Vent de soulèvement :

IV.5.2 Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \Leftrightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{335.547 \times 1,1 \times 10^2}{23,5} = 1570.65 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 450 $W_{ply} = 1702 \text{ cm}^3$

IV.6 Dimensionnement de la traverse :

IV.6.1 Vérification a la flèche (IPE450) :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse (au point C) ; la flèche maximale est donnée par la formule suivante :

Soit un IPE 450 $W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$

$$\delta = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2)$$

- $q = G + N = 2.67 + 3.6 = 6.27 \text{ kN/ml}$
- $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
- $I_y = 33740 \text{ cm}^4$
- $l = 24 \text{ m}$
- $M_B = 233.37 \text{ kN.m}$ (sous la combinaison G+N)

On sachant que :

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = 12 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 33740} (5 \times 6,27 \cdot 10^{-2} \times (2400)^4 - 48 \times 233,37 \times 10^2 (2400)^2)$$

$$= 14,51 \text{ cm} \dots \dots \delta > \delta_{\max} \dots \dots \dots \text{flèche non vérifiée}$$

On augmente la section on passe a un IPE550 :

$$I_y = 67120 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 67120} (5 \times 6,27 \cdot 10^{-2} \times (2400)^4 - 48 \times 233,37 \times 10^2 (2400)^2)$$

$$= 7,3 \text{ cm} \dots \dots \delta < \delta_{\max} \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

IV .6.3 Vérification de l'IPE 550 pour la traverse à (l'ELU):

1. Vérification de la section à la résistance :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 335,547 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 108,054 \sin 9,65 + 41,871 \cos 9,65 = 59,39 \text{ kN}$
- $V_{z.sd} = 108,054 \cos 9,65 - 41,871 \sin 9,65 = 99,5 \text{ kN}$

a) Classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{10,5}{1,72} = 6,1 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ Avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{55,63}{1,11 \times 23,5} = 2,13 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{46.76} \left(\frac{46.76 + 2,13}{2} \right) = 0.52 \dots \dots \dots \alpha > 0,5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467.6}{11.1} = 42.94 \quad ; \quad \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0,52 - 1)} = 68.75$$

$$\frac{d}{t_w} = 42.94 < \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = 68.75 \Rightarrow \text{âmede classe 01.}$$

\Rightarrow Sectionde classe 01.

b) Vérifications des efforts tranchants :

$$\triangleright V_{z.sd} = 99.5 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_{plzRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{72.3 \left(\frac{23,50}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 891.77 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 99.5 \text{ kN} \lll V_{plzRd} = 891.77 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_{z.sd} = 99.5 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{plzRd} = 313,6 \text{ kN}$$

.....pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant

c) Vérifications de l'effort normal :

$$\triangleright N_{sd} = 55.63 \text{ kN}$$

$$\triangleright N_{plRd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{134 \times 23,50}{1,1} = 2862.73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 55.63 \text{ kN} \lll N_{plRd} = 2862.73 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$N_{sd} = 55,24 \text{ kN} < \frac{1}{2} N_{plRd} = 1055,36 \text{ kN}$$

.....pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

d) Vérifications du moment fléchissant:

On doit vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

$$\triangleright M_{y.sd} = 335.547 \text{ kN.m}$$

$$\triangleright M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{(2787)(23.50)}{1,1} = 59540.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 335.547 \text{ kN.m} < M_{c.Rd} = 59540.45 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

\Rightarrow La section en IPE 550 est vérifiée.

2. Vérification de l'élément aux instabilités:

a) Flexion composé avec risque de flambement :

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

\Rightarrow Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

$$\triangleright \phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

$$\lambda_y = 0.5 \frac{l_y}{i_y} = 0.5 \times \frac{1216}{22.4} = 27.145$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{27.145}{93.9} = 0.29$$

Courbe de flambement :

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement } (a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau}$

(5-5-1) Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,29 - 0,2) + 0,29^2] = 0,55$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,55 + [0,55^2 - 0,29^2]^{0,5}} = 0,98$$

=> Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

Remarque : c'est pas la Paine de vérifiée le flambement puisque notre traverse est maintenue latéralement par des panne

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \chi_y = 0.98$$

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Ou : $\beta_{My} = \beta_{M\phi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\phi})$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{226.574}{335.54} = -0,67$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7(-0.67)] = 2,7$$

$$M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{9 \times 12^2}{8} = 162 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 335.54 + 226.574 = 562.11 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas de charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = 2,27 + \frac{162}{562.11} (1,3 - 2,27) = 1,99$$

$$\mu_y = 0,29([2 \times 1,99] - 4) + \frac{2787 - 2440}{2440} = 0.14 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{0,14 \times 59.39}{0,98 \times 134 \times 23,5} = 0.99$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{59.39}{0,98 \times 2862.73} + \frac{0,99 \times 335.547}{595.41} = 0,58 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

b)-Flexion composé avec risque de déversement

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de déversement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

• **Actions vers le bas :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

L'élanement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec :}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1 \quad [M_a < M_b] : \text{Moments aux extrémités du tronçon}$$

$$M_b = -335.547 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment au point quelconque P :

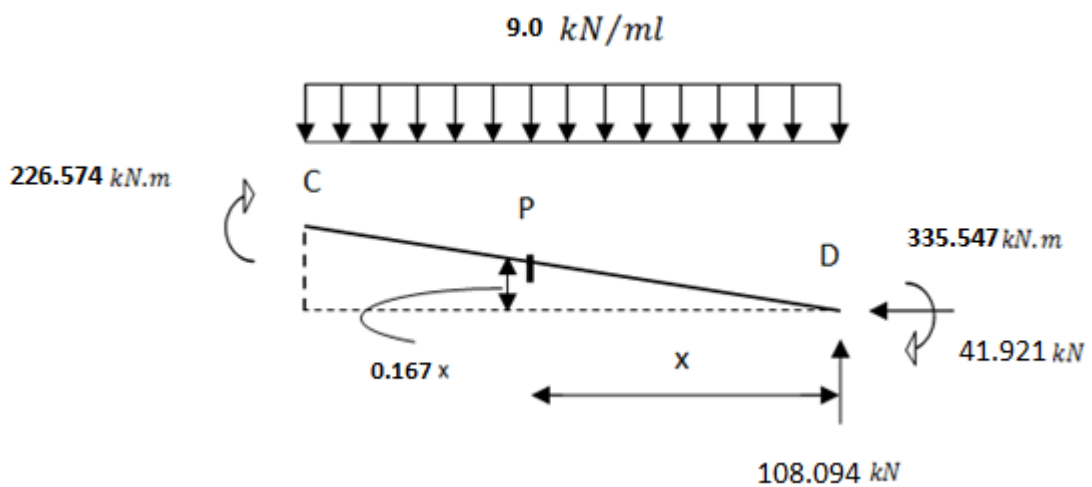


Fig. IV.13 : Calcul du moment au point quelconque P.

$$M_p = (108.094x) - (335.547) - [(41.921)(0.167x)] - \left(9 \cdot \frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_p = -4.5x^2 + 101.094x - 335.547$$

$$\Rightarrow M_a = M_p(x = 6.09m) = [-4.5 x 6.09^2] + [101.094 x 6.09] - 335.547 \\ = 113.22 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{113.22}{335.547} = -0,34$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,34) + 0,52(-0,34)^2 = 2,42 < 2,7$$

- $l = 6.08 \text{ m}$:longueur de flambement latérale.
- $i_z = 4,45 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm}$
- $t_f = 1,72 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{608/4,45}{2,29^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{608/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}} = 76.77$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{76.77}{93,9} = 0,82 > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

Axe de flambement Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section laminée: } \alpha_{LT} = 0,21 \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{21} = 2,62 \geq 1,2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement a}$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminée à partir de la formule (5.49) de l'eurocode3 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec } \chi_{LT} < 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,9$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,9 + [0,9^2 - 0,82^2]^{0,5}} = 0,79$$

Afin de vérifier notre résultat on utilise tableau 5.5.2 de l'Eurocode 03 qui donne Les valeurs du coefficient de réduction χ_{LT}

Calcul du coefficient k :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \leq 1,5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \mu_{LT} \leq 0,9$

Ou : $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

$$\beta_{MLT} = 1,8 - [0,7 (-0,33)] = 1,57$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,46 \times 1,57 - 0,15 = 0,19$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,19 \times 59,39}{0,89 \times 134 \times 23,50} = 0,99 < 1,5 \quad \Rightarrow k_{LT} = 0,99$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{59,39}{0,89 \times 2862,73} + \frac{0,99 \times 335,547}{0,79 \times 595,41} = 0,73 < 1$$

... ..Elément vérifié au diversement pour les charges descendantes.

• **Actions vers le haut :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur

Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

➤ $M_{y,sd} = 324,28 kN.m$

➤ $N_{sd} = -93,44 \sin 9,65 - 40,52 \cos 9,65 = -55,61 kN$

$$\triangleright V_{z.sd} = -93.44 \cos 9.65 - 40.52 \sin 9.65 = -98.91 \text{ kN}$$

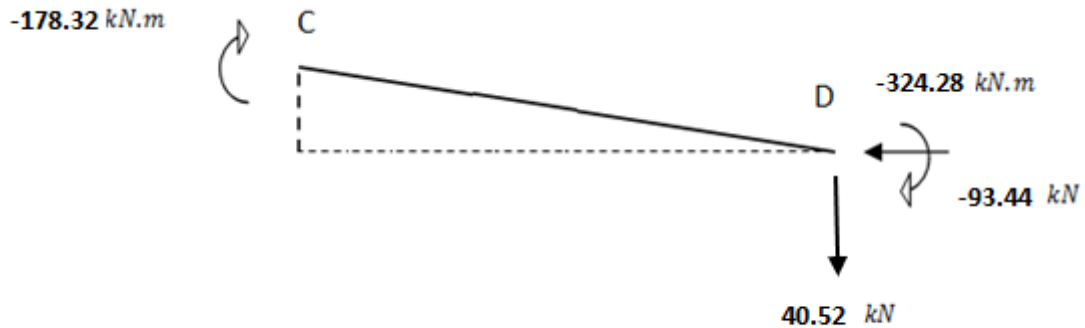


Fig. IV.14 : Sollicitations sur traverse cas de charges ascendantes.

L'élancement réduit sera $\overline{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \text{ Avec } i_z = 4,45 \text{ cm ; } h = 55 \text{ cm ; } t_f = 1,72 \text{ cm.}$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon

$$M_a = -178.32 \text{ kN} < M_b = 324.28 \text{ kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-178.32}{324.28} = -0.53 = -0.5$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(-0,5) + 0,52(-0,5)^2 = 2,7$$

- $l = 0.5 \times 12.17 = 6.08 \text{ m}$: longueur de flambement latérale.
- $i_z = 4,45 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm}$
- $t_f = 1.72 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{608/4,45}{2,7^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{608/4,45}{55/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}} = 70.70$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{70.70}{93,9} = 0.75 > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de diversement}$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,75 - 0,2) + 0,75^2] = 0,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,84 + [0,84^2 - 0,75^2]^{0,5}} = 0,82$$

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl.y.Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{324.28}{0.82 \times 2862.73} = 0.14 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.6.4 Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE550) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

IV.7 Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

- $M_{y.sd} = 365.547 kN.m$
- $N_{sd} = 108.094 kN$
- $V_{z.sd} = 41.921 kN$

On a jugé bon de ne pas revérifier la résistance en section vu la marge de sécurité qu'on a constaté lors de la vérification de la section de la traverse.

IV .7.1 Vis-à-vis du flambement:

La vérification de l'élément sous une flexion composée avec risque de flambement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

a- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement

χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

b- Flambement par rapport à l'axe fort Y-Y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46)}$$

Avec :

- $\phi_y = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}: \text{Élancement Eulérien.}$$

Remarque :

Vu que l'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} < 10$). la longueur de flambement du poteau dans le plan du portique sera prise:

Longueur d'épure : $l = 0,7 \times 8m$.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{560}{22,5} = 24,89$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'eurocode03.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{24,89}{93,9} = 0,27$$

- **Courbe de flambement :**

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Y - Y \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(a) ; \alpha = 0,21 \text{ (Tableau}$

(5-5-1) Eurocode 03

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,27 - 0,2) + 0,27^2] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,54 + [0,54^2 - 0,27^2]^{0,5}} = 0,99$$

c- Flambement par rapport à l'axe faible Z-Z (hors du plan du portique) :

- **Remarque :**

Vu que l'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre ($\alpha_{cr} > 10$). la longueur de flambement du poteau hors du plan du portique sera prise : $l = 2m$.

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}} \quad \text{Formule (5-46) de l'Eurocode 3}$$

$$\triangleright \phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right]$$

➤ $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w})$ Avec $\beta_w = 1$ car la section est de classe 01.

Ou :

➤ $\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon$ Et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$: Élancement Eulérien.

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4,45} = 44,94$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{44,94}{93,9} = 0,48$$

• **Courbe de flambement :**

$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 550/210 = 2,62 > 1,2 \\ \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement}(b) ; \alpha = 0,34$ (Tableau

(5-5-1) Eurocode 03

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,48 - 0,2) + 0,48^2] = 0,66$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,66 + [0,66^2 - 0,48^2]^{0,5}} = 0,9$$

Coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,99, 0,9) = 0,9$$

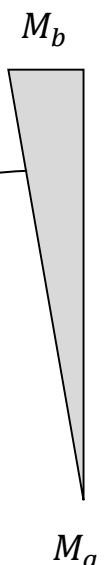
• **Calcul du coefficient k :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'eurocode03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \text{ et } k_y \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \mu_y \leq 0,9$$

Tronçon étudié pour le flambement autour de l'axe Y-Y



$$\text{Ou : } \beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$$

Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My} .

$$\varphi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{335.547} = 0$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,27([2 \times 1,8] - 4) + \frac{2787 - 2440}{2440} = -0.03$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.03 \times 108.094}{0,99 \times 134 \times 23,5} = 1,001$$

• **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} = \frac{108.094}{0.9 \times 2862.73} + \frac{1,001 \times 335.547}{595.41} = 0,61 < 1$$

... .. Elément vérifié au flambement.

IV.7.2 Vis-à-vis du diversement :

L'élançement réduit sera $\bar{\lambda}_{LT}$ sera déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) \text{ Avec } \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\triangleright \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ Et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Avec } i_z = 4,45 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; t_f = 1,62 \text{ cm}.$$

Avec :

$$C_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} - 1 \leq \psi \leq 1$$

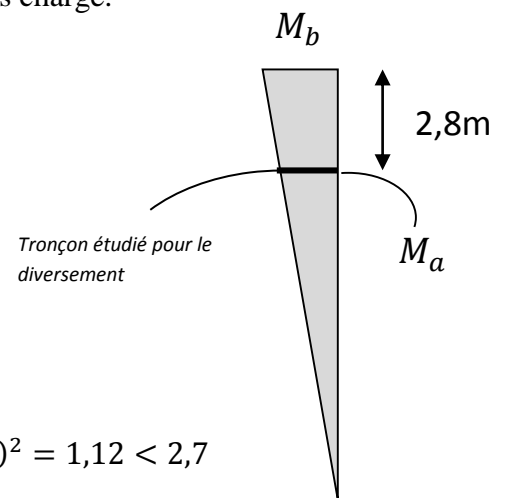
$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.

$$M_b = -335.547 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -251.66 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-251.66}{-335.547} = 0,75$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,88 - 1,4(0,75) + 0,52(0,75)^2 = 1,12 < 2,7$$



- $l = 2\text{m}$: longueur de flambement latérale (maintien latérale par la lisse)
- $i_z = 4,45 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm}$
- $t_f = 1,62 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/4,45}{1,12^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/4,45}{55/1,62} \right)^2 \right]^{0,25}} = 21,59$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{21,59}{93,9} = 0,23 < 0,4 \rightarrow \text{ya pas risque de diversement}$$

Le profilé laminé choisi (l'IPE550) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme Poteau pour portique.

IV.8 Conclusion :

La section du profilé laminé choisi est adéquate pour la traverse et le poteau ainsi l'IPE550 convient pour l'ossature du portique.

Chapitre V

Calcul de contreventement

V.1.Introduction :

Les contreventements sont des pièces métalliques (généralement des cornières) destinées à assurer la stabilité d'une construction par rapport aux efforts horizontaux du au vent et au séisme. Cette stabilité est réalisée par deux types de contreventements :

Contreventements horizontaux : ce sont des poutres au vent ; l'une est suivant les rampants des versants, l'autre horizontale est située sur la fibre inférieure des conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toitures, dans le plan des versants (poutre au vent), et en façade (palée de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

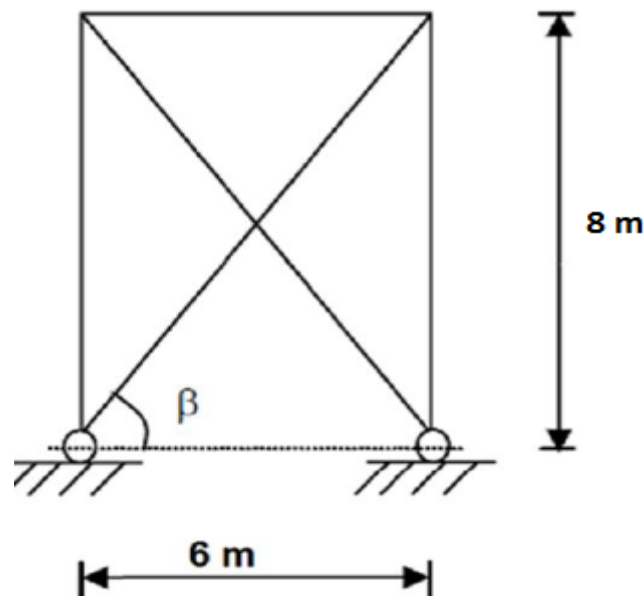


Fig V.1 disposition de contreventement sue le long pan

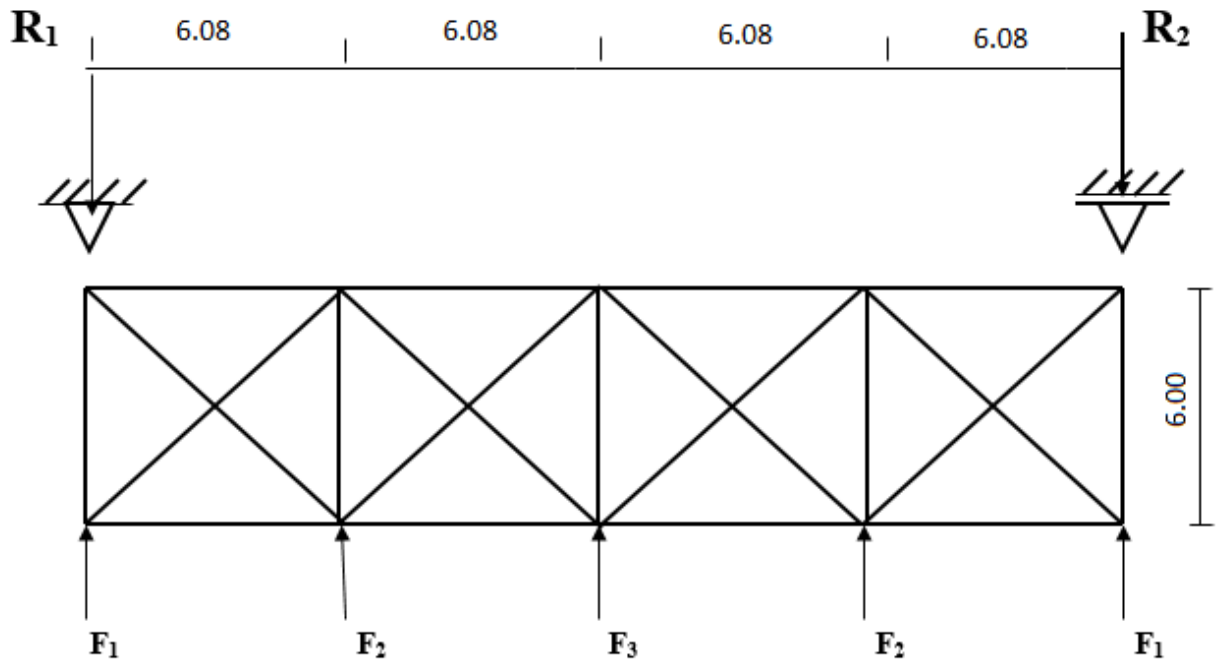


Fig V.3 Evaluation des efforts horizontaux

- F_{fr} : Effort de frottement.....4066.7 daN
- V : Vent.....115.5 daN/m²

$$V = 60.03 \times 1.5 = 90.04 \text{ daN/m}^2$$

a)-Calcul des efforts horizontaux F_i :

$$h_1 = 7.00\text{m}$$

$$h_2 = 8.00\text{m}$$

$$h_3 = 9.00\text{m}$$

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{l}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$F_1 = \left(115.5 \times \frac{8}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{4066.7}{8} = 1894.34 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{l}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{4}$$

$$F_2 = \left(115.5 \times \frac{9}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{4066.7}{8} = 2067.59 daN$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{l}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$F_3 = \left(115.5 \times \frac{10}{2} \times \frac{24}{4} \right) + \frac{4066.7}{8} = 2240.84 daN$$

b)-Calcul des réactions d'appuis :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2}$$

$$R = \frac{2(1894.34 + 2067.59) + 2240.84}{2} = 5082.35 daN$$

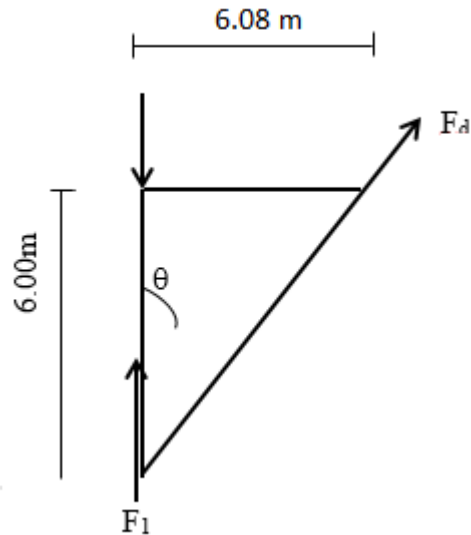
c)-Efforts de traction dans les diagonales (F_d) :

On ne fait travailler que les diagonales tendus et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort ; car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faible effort, suivant le sens du vent.

Par la méthode des sections on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) et donnée comme suit :

$$F_d \times \cos \vartheta + F_1 = R \quad \text{Avec : } R = 5082.35 \text{ daN} \quad F_1 = 1894.34 \text{ daN}$$

$$\text{Arctg } \vartheta = \frac{6}{6.08} \approx 45^\circ \quad \text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \vartheta}$$



FigV.4 Efforts de traction dans les diagonales

$$F_d = \frac{5082.35 - 1894.34}{\cos 45^\circ} = 4508.53 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 4508.53 = 6762.8 \text{ daN} = 67.63 \text{ KN}$$

d)-Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} =$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{67.63 \times 1.1}{23.5} = 3.17 \text{ cm}^2$$

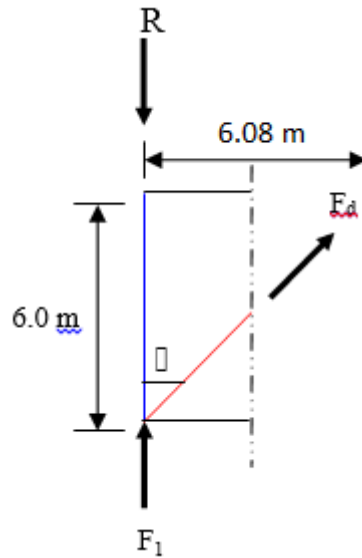


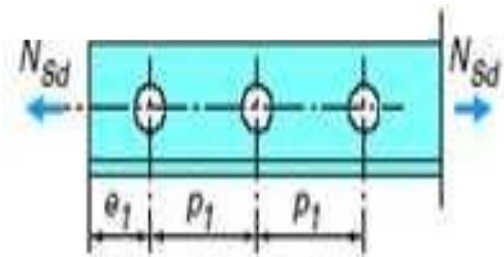
Fig V.5 Efforts de traction dans les diagonales (F_d)

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 45x45x5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L45x45x5** ($A=4.30\text{cm}^2$)

Section nette : $A_{net}=4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65\text{cm}$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m1}}$$



V.3. Vérification à la résistance de la section :

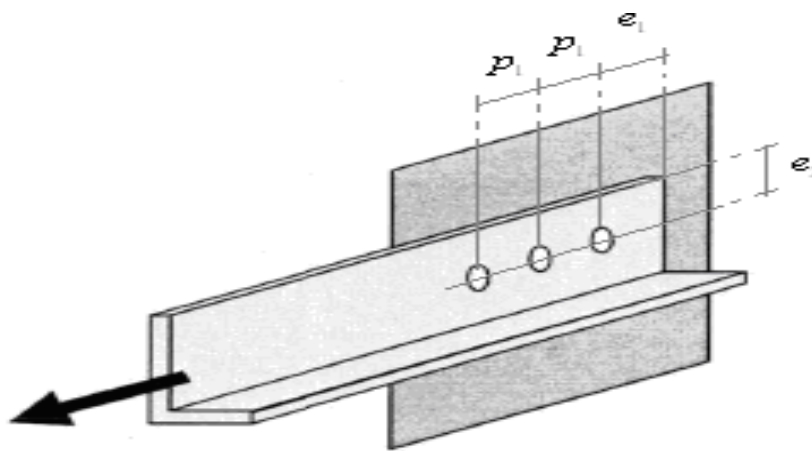
Cas de cornières assemblées par une seule aile Pour une attache avec deux boulons ou plus
Où β est le coefficient min orateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau 1 - Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

FigV.6 tableau 1 de coefficients minorateurs β_2 et β_3

Exemple :

Attache de 3 boulons au plus



FigV.7 exemple d'assemblage avec boulon

Donc : $\beta_3 = \beta = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 daN$$

$N_{sd} = 6763 < N_{u,Rd} = 7358$ ok

Conclusion :

Une cornière isolée de **45x45x5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

V.4.Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la sécurité:

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. Les formules de vérification sont les suivantes :

V.4.1.Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{Ny, Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{Nz, sd}}\right)^\beta \leq 1$$

$\alpha = 1 \dots \text{et} \dots \beta = 5n \dots \text{avec} \dots \beta \geq 1$

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right]$$

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd} \left[1 - \left(\frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$$

$A_w = A - 2b.t_f$ (aire de l’âme)

$\alpha = \min (A_w/A ; 0.5) ; n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} ; N_{pl, Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{m0}} ;$

$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{m0}} ; M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz}.f_y}{\gamma_{m0}}$

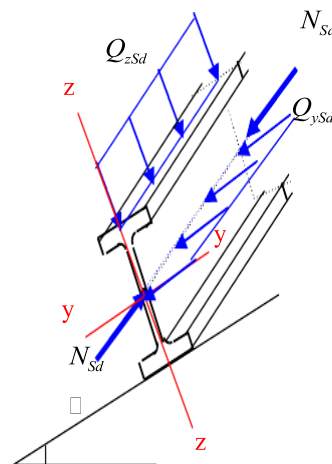


fig V.8 charge appliqué sur la panne

V.4.2.Charge et surcharge revenant a la panne intermédiaire

Flexion divisée : (voir le calcul des pannes)

$G = 29.34 \text{ daN.ml}$

$N = 61.2 \text{ daN/ml}$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$V = F_2 = 2067.59 \text{ daN}$

a)-**Combinaison de charge :**

$$1) 1.35G + 1.35N$$

$$2) Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$3) N_{sd} = 1.35 V$$

$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 N = 1.35 \times 29.34 + 1.35 \times 61.2 = 122.23 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = 122.23 \cdot \cos 9.65 = 120.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{120.5 \times 6^2}{8} = 542.25 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 122.23 \cdot \sin 9.65 = 20.49 \text{ daN,m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{20.49 \times (6/2)^2}{8} = 23.05 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 V = 1.35 \times 2067.59 = 2791.25 \text{ daN}$$

b)-Caractéristiques géométriques de l'IPE 160 :

$$W_{el,z} = 16.7 \text{ cm}^3 \quad W_{el,y} = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 124 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 2649.1 \text{ daN.ml}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{26.1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 557.59 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 42940.91 \text{ daN}$$

c)-Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort Tranchant.

Remarque :

A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

d)-Incidence de l'effort normal :

Si $N_{Sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl,Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$: Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 42940.91 = 10735.23 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b.t_f = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 7.964 \times 2350 / 1.1 = 8507 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2791.25 \text{ daN} < \min(10735.23 ; 8507) = 8507 \text{ daN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,R}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, sd}}\right)^\beta \leq 1$$

On a $\alpha = 2$et $\beta = 5n = \frac{5N_{sd}}{0.25.N_{pl, Rd}} = \frac{5 \times 2791.25}{10735.23} = 1.3 \approx 1$

$$\left(\frac{542.25}{2649.1}\right)^2 + \left(\frac{23.05}{55.59}\right)^1 = 0.4 + 0.4 = 0.8 < 1 \dots\dots\dots OK$$

V.4.2. Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et Flambement) :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

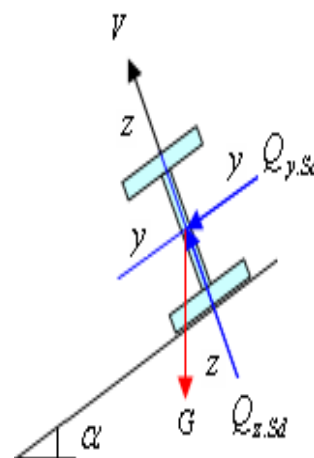
a)-Combinaison à l'ELU :

G - 1.5V

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$



FigV.9 charge appliqué sur la panne

Avec $G = 29.34 \text{ daN/m}$ Charge permanente

$V = 214.63 \text{ daN / ml}$: Vent de soulèvement (voir calcul des pannes)

$V' = 2067.59 \text{ daN}$: $V' = F_2 = 2067.59 \text{ daN}$

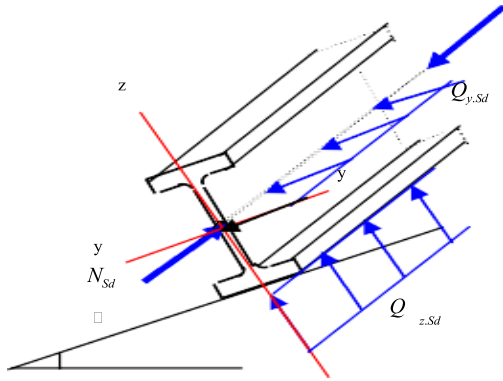


Fig V.10 Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Q_{z, sd} = G \cdot \cos \alpha - 1.5V = 29.34 \cdot \cos 9.65 - 1.5 \times 214.63 = -293.02$$

(Soulèvement) (\uparrow)

$$Q_{y, sd} = 1.35G \cdot \sin \alpha = 1.35 \times 29.34 \times \sin 9.65 = 6.64 (\leftarrow)$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{-293.02 \times 6^2}{8} = -1305.1 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} (l/2)^2}{8} = \frac{6.64 \times 3^2}{8} = 7.47 \text{ daN.m}$$

► **Charge de compression :** (voir calcul des contreventements)

$$N_{sd} = 1.5 \times V' = 1.5 \times 2067.59 = 3101.39 \text{ da.N}$$

b)-Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\psi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{pl,Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right) \leq 1$$

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_z \cdot M_{ply,Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right) \leq 1$$

c)-Calcul de coefficient de réduction χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

• **Flambement par rapport a l'axe yy :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

• **Flambement par rapport a l'axe faible zz :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \left[\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{6.58} = 91.19$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.04$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91.19}{93.9} = 0.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{163.04}{93.9} = 1.74$$

- Courbe de flambement :

$$h / b = 160 / 82 = 1.95 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a :

$$\alpha_y = 0.21$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b :

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2 \right] = 1.05$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.05 + \left[1.05^2 - 0.97^2 \right]^{0.5}} = 0.69$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + 0.21(1.74 - 0.2) + 1.74^2 \right] = 2.18$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.18 + \left[2.18^2 - 1.74^2 \right]^{0.5}} = 0.29$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0.29$$

d)-Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \left[\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z \right]^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_z \left(\bar{\lambda}_z - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$.. Pour les sections laminé

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0.5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad ; \quad \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.84}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 109.45$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0.5} = \frac{109.45}{93.9} = 1.17$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(1.17 - 0.2) + 1.17^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.29 + \left[1.29^2 - 1.17^2 \right]^{0.5}} = 0.55$$

e)-Calcul de coefficient K :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\psi_{\varepsilon} \cdot A \cdot f_y} \text{ et } \dots K_{LT} \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{mLT} - 0.15 \text{ et } \dots \mu_{LT} < 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.74 \times 1.3 - 0.15 = 0.19 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.19 \times 2067.59}{0.29 \times 20.1 \times 2350} = 0.97$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} \cdot W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} = \dots \text{avec } \dots K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = 0.97(2 \times 1.3 - 4) + \frac{123.9 - 108.7}{108.7} = -1.22$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.22 \times 2067.59}{0.69 \times 20.1 \times 2350} = 1.077$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} \cdot W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_z} = \dots \text{avec } \dots K_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = 1.74(2 \times 1.3 - 4) + \frac{26.1 - 16.66}{16.66} = -1.87$$

$$K_z = 1 - \frac{-1.87 \times 2067.59}{0.29 \times 20.1 \times 2350} = 1.28$$

f)-Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{x_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{M_{plRdy}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{M_{plRdz}} \leq 1.0$$

$$N_{pIRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20.1 \times 2350}{1.1} = 2646.95 daN$$

$$\frac{3101.4}{0.29 \times 42940.9} + \frac{1.077 \times 1305.1}{2646.95} + \frac{1.28 \times 7.47}{557.59} = 0.79 < 1 \dots \dots ok$$

g)-Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot N_{pIRd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sdy}}{\chi_{LT} \cdot M_{pIRdy}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{M_{pIRdz}} \leq 1.0$$

$$\frac{3101.4}{0.29 \times 42940.9} + \frac{0.97 \times 1305.1}{0.55 \times 2646.95} + \frac{1.28 \times 7.47}{557.59} = 1.13 > 1 \dots \dots non \dots \dots vérivier$$

Remarque :

En va augmenter la section de la panne puisque le déversement n'est pas vérifié donc en passe de l'IPE160 à l'IPE180

V.5 Calcul de la palliée de stabilité en long pan :

Les palliée de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme le cas de la poutre au vent.

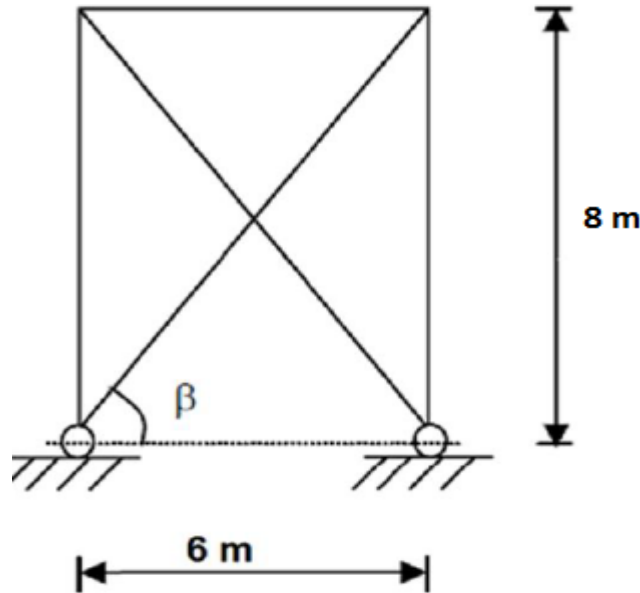


Fig V.11 palliée de stabilité en long pan

V.5.1 Par la méthode des coupures :

► Effort de traction dans la diagonale tendue :

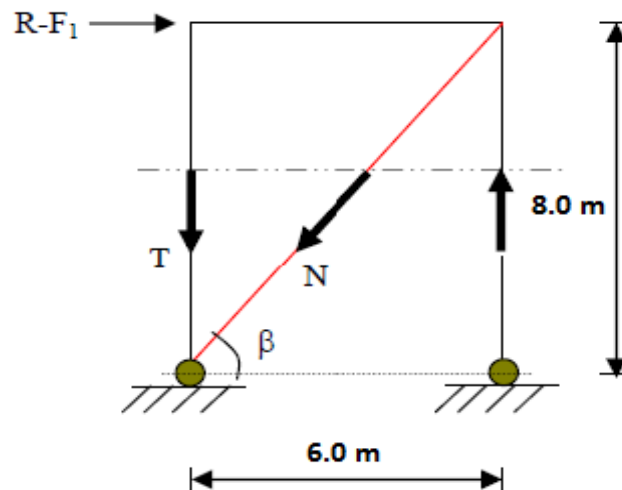


Fig V.12 Effort de traction dans la diagonale tendue.

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{8}{6} 1.33 \Rightarrow \beta = \operatorname{arctg} 1.33 = 53.13^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{5082.35 - 1894.34}{\cos 53.13} = \frac{3188.01}{0.6} = 5313.35 \text{ kg}$$

► Section de la diagonale

Calcul de la section brut A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times N$$

$$1 \text{ daN} = 10 \text{ N} \approx 1 \text{ kgf}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 5313.35 = 7970.03 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7970.03 \times 1.1}{2350} = 3.73 \text{ daN}$$

On opte pour une cornière isolée de **45x45x5** avec un boulon de **12 mm** et de trous de **13 mm**

Soit **L 45x45x5** ($A = 4.30 \text{ cm}^2$)

Section nette : $A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$

V.5.2 Vérification a la résistance ultime de la section :

Cas de cornière assemblées pas une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 \cdot d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des tous} ; \text{donc } \beta = \beta_3 = 0.7 \text{ (tableau 1)}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 7970.03 > N_{u,Rd} = 7358 \text{ daN} \dots\dots \text{ n'est pas vérifier}$$

On passe à une cornière de L 50X50X6

Soit **L 50X50X6** ($A = 5.69$)

Section nette : $A_{net} = 5.69 - 0.5 \times 1.3 = 5.04 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 5.04 \times 3600}{1.25} = 10160.64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 7970.03 < N_{u,Rd} = 10160 \text{ daN} \dots\dots \text{ Vérifier}$$

V.5.3 conclusion :

Une cornière isolée de **L 50x50x6** avec boulons de 12 Cm et trous de 13 Cm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

Le Séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

L'objet de ce présent chapitre est d'évaluer les actions sismique susceptible de solliciter notre structure ; plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul de ces forces, parmi elles on cite :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique). Sa hauteur limité ($H=10 < 65\text{m}$) et sa régularité en plan $64/24 = 2.66 < 4$ et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

VI.1. Evaluation de la force sismique suivant la direction x :

La force sismique totale est 'V' est calculée pour les deux sens longitudinale et transversale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W \dots \dots \text{(Formule 4 - 1 du RPA)}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- **Q** : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- **W** : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

VI.1.1. Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A » :

Donné par le tableau 4.1 du RPA selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Grp d'usage 02} \dots \dots \dots < A = 0,15 \end{array} \right.$$

VI.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.
- T : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA
- C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = C_t \times (H_n)^{3/4}$$

$$H_n = 10 \text{ m}$$

$$T = 0.085 \times (10)^{3/4} = 0.48 \text{ s}$$

$$T < T_2 \dots \dots \dots \text{ Alors } D = 2.5\eta$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2 + \xi}\right)} = \sqrt{\frac{7}{2 + 0.04}} = 1.852$$

$$D = 2.5 \times 1.852 = 4$$

VI.1.3 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 0.4$$

VI.1.4 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P₁: Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- P₂: Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé)
- P₃: Régularité en plan (régulier : observé).
- P₄: Régularité en élévation (régulier : observé).
- P₅: Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P₆: Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimal sur les filles porteuses	0	0.05
La redondance en plan	0.05	0
La régularité en plan	0	0
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tab IV.1 Facteur de qualité « Q »

$$Q_x=1.2 \quad Q_y=1.2$$

VI.1.5 Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.
- W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.
- β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

W _{Gi}	Elément	type	Poids propre	Poids total
De 0 m à 10 m	Portique (poteaux + poutre)	IPE550	106 kg/ml	47036.44 kg
	Lierne	Barre rond	0.61 kg/ml	390.2 kg
	Potelets	IPE300	42.2 kgg/ml	2363.2 kg
	Lisses de pignon	IPE160	15.8 kg/ml	3792 kg
	Lisses de logpon	IPE240	30.7 kg/ml	11788.8 kg
	Pannes	IPE160	15.8 kg/ml	4171.2 kg
	Palé de stabilité	L50x50x6	4.47 kg/ml	178.8 kg
	Palé de contreventement	L45x45x5	3.77 kg/ml	257.87 kg
	Toiture et bardage	Panneaux sandwich LL35	0.17kn/m ²	55383.28 kg

Tab IV.2 : La charge permanente

Poids totale de l'ouvrage = 125361.72 kg

VI.1.6 Evaluation de la Force sismique suivant la direction X :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W = \frac{0.15 \times 4 \times 1.2}{4} \times 1253.612 = 225.65 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V_x = \frac{V_x}{2} = \frac{225.65}{2} = 112.83 \text{ kN}$$

VI.2 Evaluation de la force sismique suivant la direction Y :

Tous les paramètres seront identique sauf « R » ; « Q ».

VI.2.1 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R = 0.4$$

VI.2.2 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P₁: Condition minimale sur les files de contreventement (critère observé).
- P₂: Redondance en plan (critère observé).
- P₃: Régularité en plan (régulier : observé).
- P₄: Régularité en élévation (régulier : observé).
- P₅: Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P₆: Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

VI.2.3 Force sismique suivant la direction Y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W = \frac{0.15 \times 4 \times 1.2}{4} \times 1253.61 = 225.65 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

D'où :

$$V_y = \frac{V_y}{2} = \frac{225.65}{2} = 112.83 \text{ kN}$$

Remarque :

$$V_x = V_y = 112.83 \text{ kN}$$

VI.3 Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

VII.1 Efforts sollicitant le portique :

VII.1.1 Charges permanents:

La caractéristique essentielle des ossatures métallique est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle : l'un est permettre la construction d'une structure spatiale ; et l'autre est d'assurer la stabilité de la structure.

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 des sollicitations parasites notamment les torsions.

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

VII.1 Assemblage de rive:

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la figure suivante 04-1.

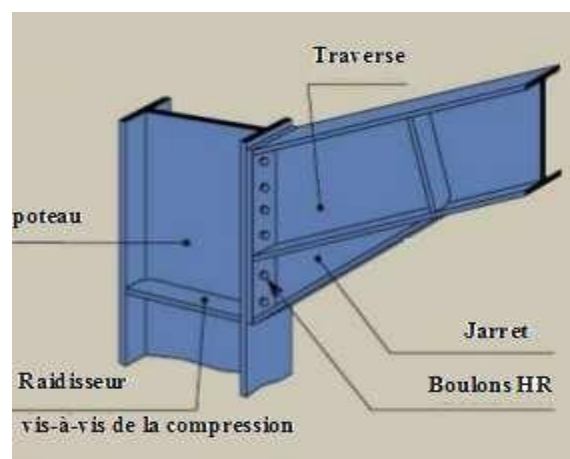


Fig. VII.1 : Assemblage poteau-travers.

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $\nu = 0,3$

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le poteau sont en IPE550, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{y.cd} = 335.547 \text{ kN.M}$
- $N_{sd} = 41.921 \text{ kN}$
- $V_{z.cd} = 108.094 \text{ kN}$

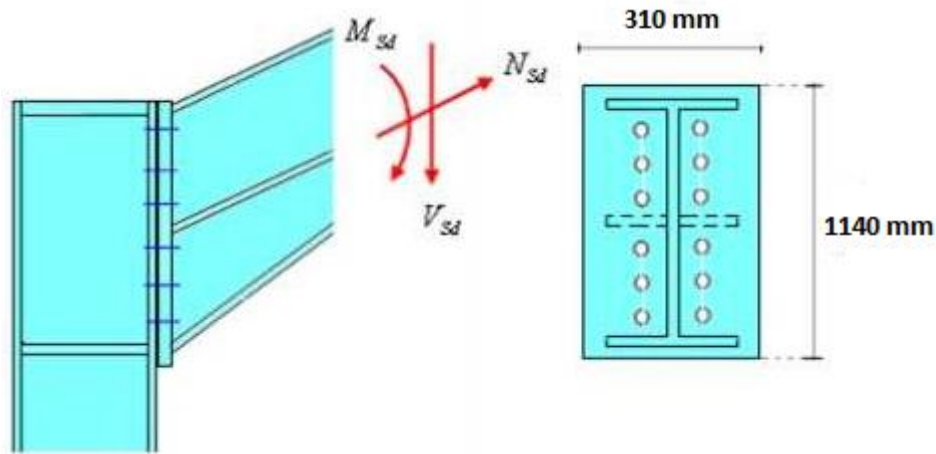


Fig. VII.2 : Détails d'assemblage.

- Platine : 1140 x 310 x 20
- Boulons : HR 10,9

Le moment résistant M_{Rd} de l'assemblage est obtenu par la somme des produit des efforts de traction dans les rangées de boulons situées dans la zone tendue (qui sera définie par la distance x) par leurs distances respectives d_i au centre de résistance de la zone comprimée (axe neutre de la semelle comprimée).

VII.1.1 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$d_0 = d_1 + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm (diamètre des trous)}$$

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 17.2 \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.81 \text{ mm} \dots \text{avec } t_{fb} = t_f; b_b = b; t_{wb} = t_w$$

$$d_1 = 855 \text{ mm}; d_2 = 695 \text{ mm}; d_3 = 535 \text{ mm}; d_4 = 375 \text{ mm}; d_5 = 215 \text{ mm}$$

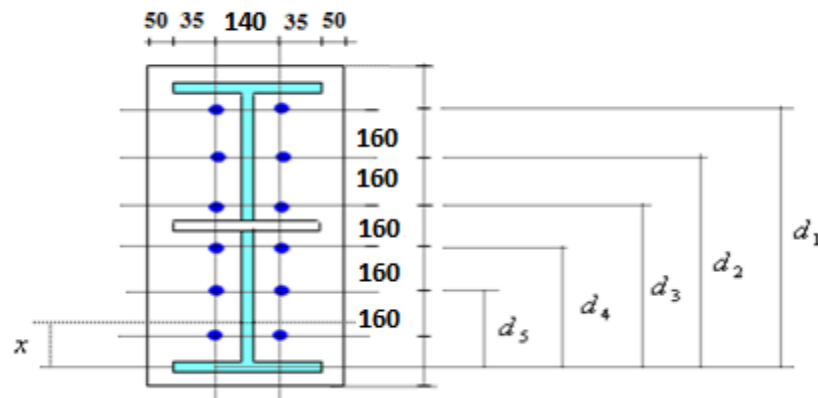


Fig. VII.3 : Détails d'assemblage.

VII.1.2 Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i}{d_1} \quad \text{D'ou}$$

- N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

VII.1.3 L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_c = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

VII.1.4 Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

- n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

VII.1.5 Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$\sum d_i^2 = (855^2 + 695^2 + 535^2 + 375^2 + 215^2) = 1687125 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i}{d_1} = \frac{n \cdot F_P \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 1687125}{855} * 10^{-3} = 676.82 \text{ KN.m}$$

On a :

$$M_{y.cd} = 335.547 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 676.82 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VII.1.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:

$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{108.094}{12} = 9.01 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot U \cdot F_P}{\gamma_{M2}}$$

- $k_c=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Euro code 03).
- $m=1$: Plan de frottement.
- $u = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Euro code 03).
- $F_p= 171,5$ kN: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Euro code 03)
- $\gamma_{m_2} = 1,25$: Coefficient sécuritaire.

$$V_{Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 9.01 \text{ KN} < V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

VII.1.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tondue:

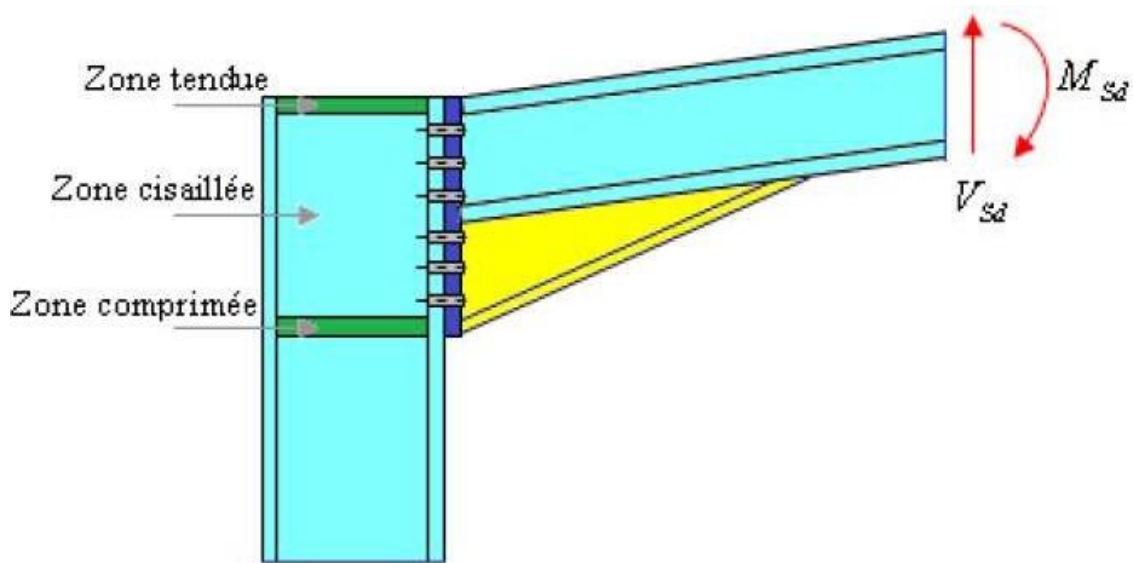


Fig. VI.4 : Résistance âme du poteau dans la zone tondue.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{t_w \cdot b_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h \cdot t_f}$$

Avec :

- $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.
- $t_{wc} = 11.1\text{mm}$: Epaisseur de l'âme du poteau.
- $b_{eff}(p) = 160\text{mm}$: Entraxe rangées de boulons.
- $M_{cd} = 335.547\text{kN.m}$
- $h = 1100\text{mm}$ (550×2)
- $t_f = 34.4\text{mm}$ (17.2×2)

$$F_{t,Rd} = \frac{1.11 \times 16 \times 235}{1.1} = 379.42\text{KN}$$

$$F_V = \frac{335.547}{1.1 - 0.0344} = 314.89\text{KN}$$

$F_V = 314.89\text{kN} \leq F_{t,Rd} = 379.42\text{kN} \dots \dots \dots$ vérifiée

- pas la peine de mettre un raidisseur

VII.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:

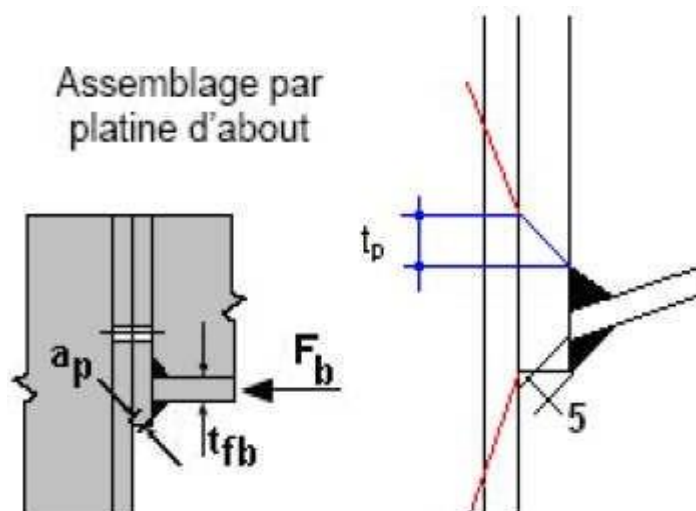


Fig. VII.5 : Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot t_y}{\gamma_{m1} \cdot \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2 t_p$$

- $t_{fb} = 17.2$ mm: Epaisseur de la semelle de la poutre.
- $t_{fc} = 17.2$ mm: Epaisseur de la semelle du poteau.
- $r_c = 24$ mm: Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.
- $a_p = 0.5$ mm: Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.
- $h = 550$ mm: Hauteur de la section du profilé.
- $t_{wc} = 11.1$ mm : Epaisseur de l'âme du poteau.
- $d_{wc} = 467.6$ mm

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y} = \frac{108.094}{134} + \frac{335.547 \cdot 24 \cdot 10^2}{67120} = 13 \text{ KN} / \text{Cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 13 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 f_y = 96.45 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow K_C = 1$$

$$b_{eff} = 17.2 + 2 \times 0.5 \sqrt{2} + 5(17.2 \times 24) + (2 \times 20) = 266.41 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{26.641 \times 46.76 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.11}} = 1.12$$

$$\bar{\lambda}_p = 1.12 > 0.72 \Rightarrow \rho = \frac{1.12 - 0.2}{1.12^2} = 0.73$$

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 0.73 \times 26.641 \times 1.11 \times 23.5}{1.1 \cdot \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{26.641}{55}\right)^2\right)}} = 403.704 \text{ KN} \dots \dots (\text{compression})$$

$$N_{sd} = 498.46 \text{ KN} > F_{c,rd} = 403.704 \dots \dots \dots \text{non} \dots \text{vérifier}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant ainsi on doit prévoir un raidisseur (épaisseur = 17mm) pour cette zone (voir la figure ci-dessous).

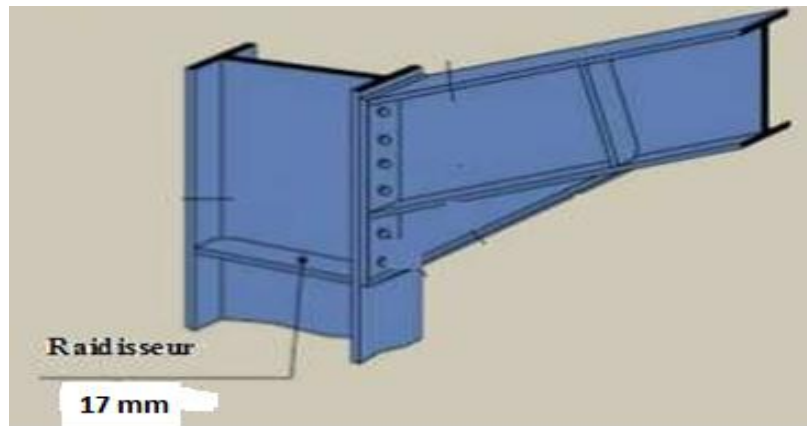


Fig. VII.6 : Raidisseur vis-à-vis de la compression

VII.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée:

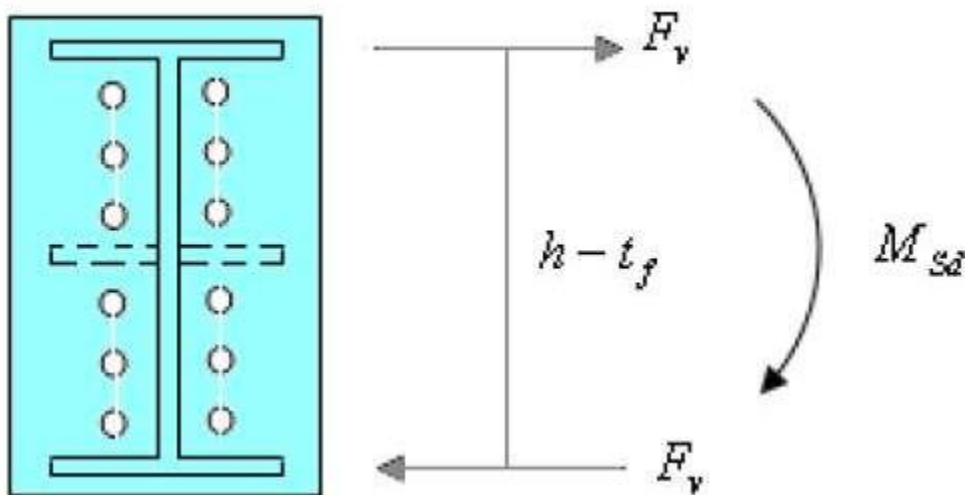


Fig. VII.7 : Résistance âme du poteau dans la zone cisailée.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = \frac{0.58 \cdot f_y \cdot h \cdot t_w}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 55 \times 1.1}{1.1} = 756.47 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{314.39}{1.1 - 0.0344} = 295.04 \text{ KN}$$

On a $F_v = 295.04 \text{ KN} < V_{Rd} = 756.47 \text{ KN}$ vérifiée

VII.1.10 Vérification de la résistance de l'âme raidie du poteau :

Cette vérification n'est pas nécessaire car le raidisseur a une épaisseur égale à celle de la semelle de la traverse.

VII.2 Assemblage de faîtage:

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de même manière que l'assemblage au niveau du jarret (comme le montre la figure suivante 04-7.); dans notre vu que la portée de notre portique est importante ce dernier se fera sur chantier et non a l'usine.

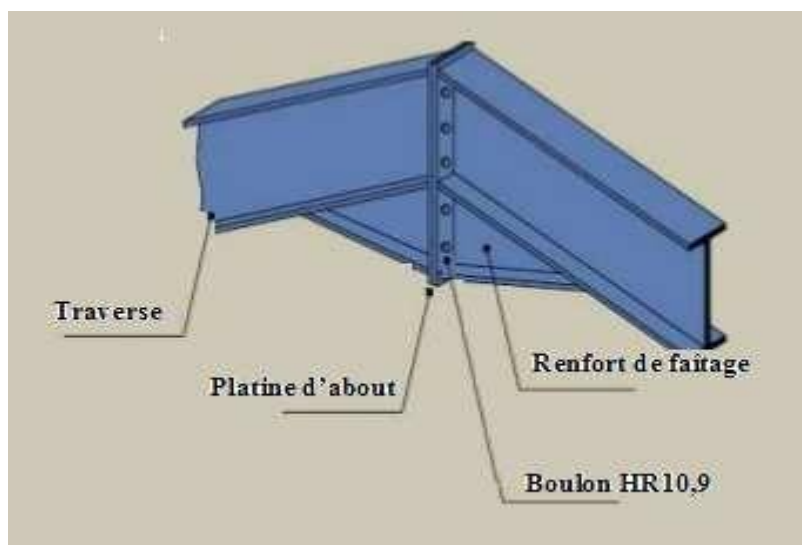


Fig. VII.8 : Assemblage traverse-travers

Soit un assemblage constitué de 12 boulons d'un diamètre de 20mm, Une platine d'épaisseur 20mm et un coefficient de frottement $u = 0,3$

Sachant que la traverse, le jarret ainsi que le traverse sont en IPE550, on va tacher de vérifier la résistance de cet assemblage (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- $M_{sd} = 226.574 \text{ kN.M}$
- $N_{sd} = 59.39 \text{ kN}$
- $V_{zsd} = 99.5 \text{ kN}$

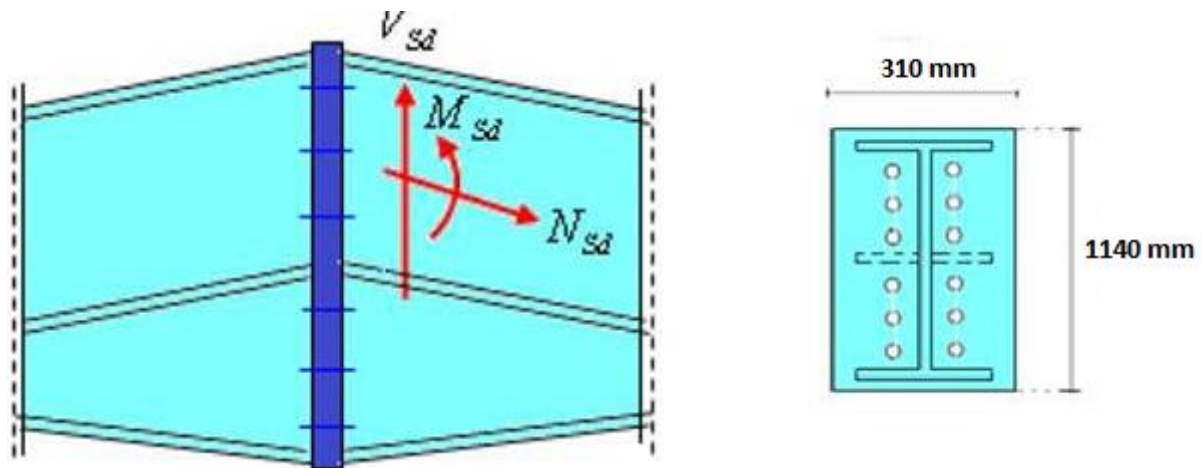


Fig. VII.9 : Détails sur l'assemblage.

- Platine : 1140 x 310 x 20
- Boulons : HR 10,9

VII.2.1 Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Sd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_c = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN} \quad (\text{Par boulon})$$

$$\sum d^2 = (215^2 + 375^2 + 535^2 + 696^2 + 855^2) = 1687125 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 171,5 \times 1687125}{855} \times 10^{-3} = 676.82 \text{ KN.m}$$

VII.2.2 Vérification de la résistance de l'assemblage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd} = 226.574 \text{ kN.m} \quad . \quad M_{Rd} = 676.82 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 226.574 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 676.82 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VII.2.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{99.5}{12} = 8.3 \text{ KN}$$

$K_s=1$: Trou normal (Article 6-5-8-1 de l'Eurocode 03).

$m=1$: Plan de frottement.

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement (Article 6-5-8-3 de l'Eurocode 03).

$F_p = 171,5 \text{ kN}$: Précontrainte de calcul par boulon (Article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03)

$\gamma_{M_2} = 1,1$: Coefficient sécuritaire.

VII.3 Calcul des bases des poteaux :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante 04-9.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

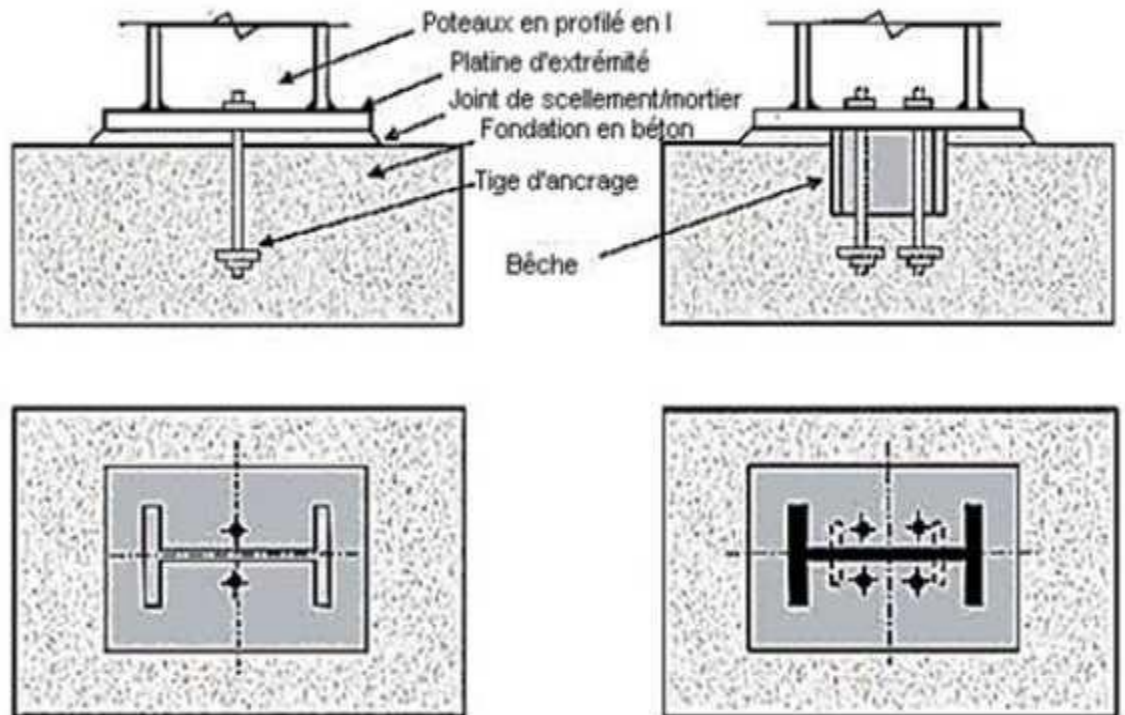


Fig. VII.10 : Base de poteau.

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations (comme le montre la figure suivante 04-10.); il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastés (comme le montre la figure suivante 04-11.), si le sol présente des caractéristiques fiables.

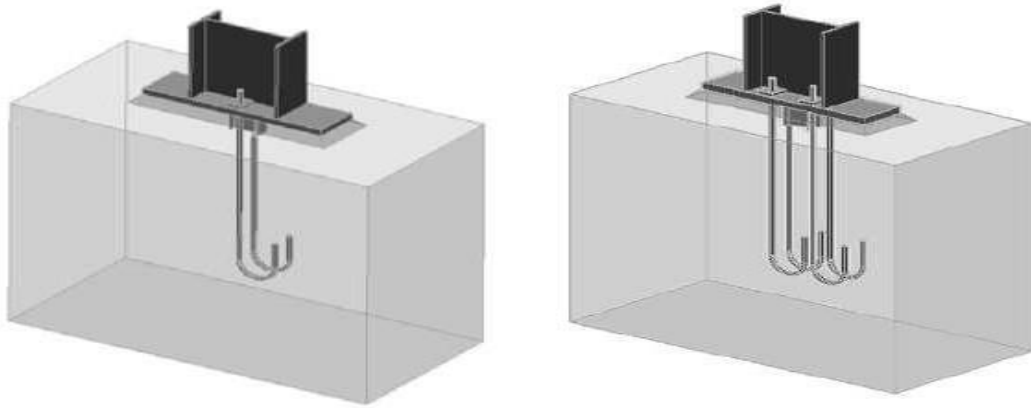


Fig.VII.11. Pieds de poteau articulés

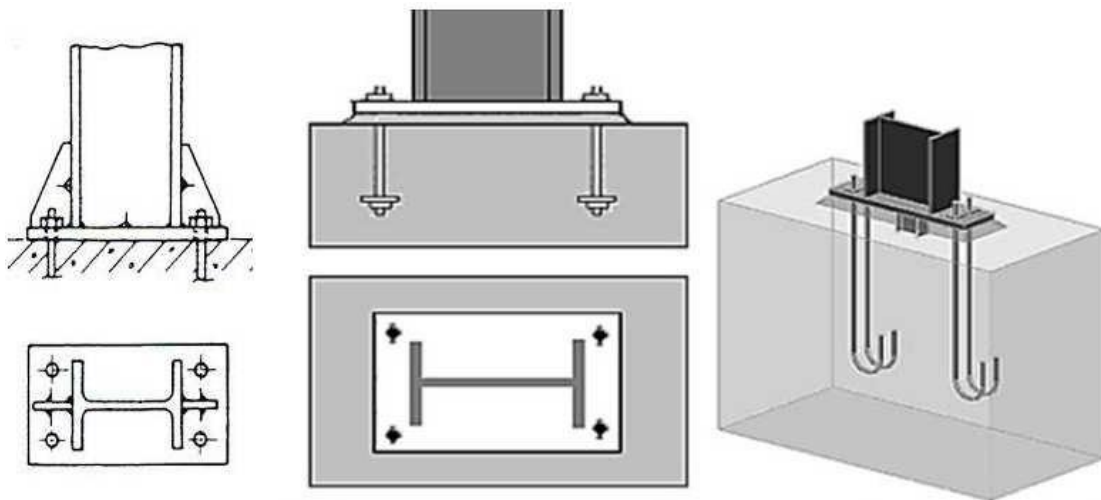


Fig. VII.12 : Pieds de poteau encastrés.

Sachant le poteau est en IPE550, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise (voir la figure ci-dessous) sous les sollicitations suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 108.094kN$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.cd} = 41.921 kN$
- Effort de soulèvement : $N_{sd} = 93.44 kN(\text{compression})$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 40.52 kN$

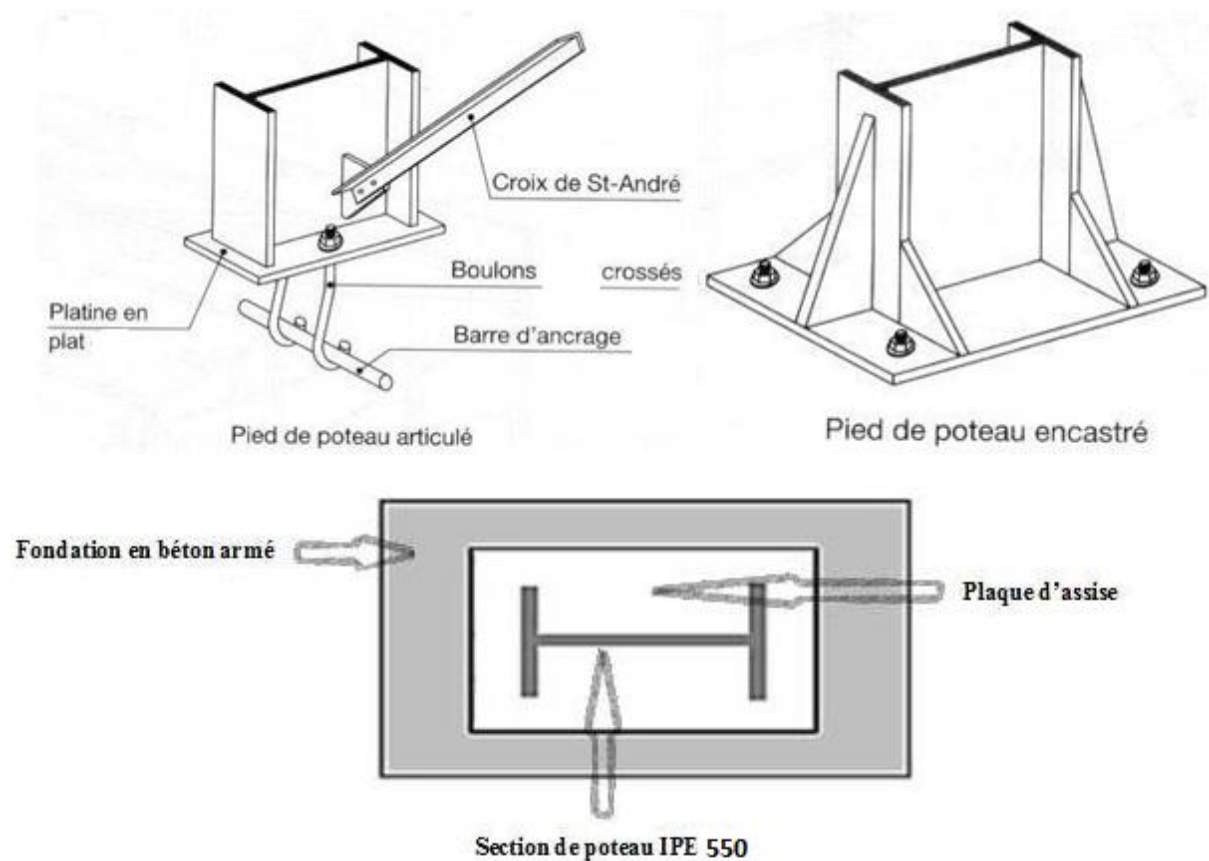


Fig. VII.13 : Détails sur l'assemblage.

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 N.mm^2$
- Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 N.mm^2$
- Coefficients de sécurité : $\gamma_{M_0} = 1,1$ (pour la platine et les poteaux);
- Béton : $\gamma_c = 1,5$. (pour le béton)

VII.3.1 Résistance du béton à la compression : (béton de classe C25/30)

$$F_{cd} = \frac{f_{cr}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.3.2 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement:

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2/3$

Du moment que les dimensions de la fondation sont inconnues, on admettra que :

$$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c2}} \right)^{0.5} = \alpha = 1.5$$

Ainsi la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement sera :

$$\Rightarrow f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

Détermination de la valeur de la longueur d'appuis additionnelle :

Elle est donnée par :

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0}}} = 10 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1}} = 10.65$$

a)- Identification du type de platine :

On a dans le cas d'assemblage articulé, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15 mm

Donc :

$\beta_c = 15 \text{ mm} < c = 20.65 \rightarrow$ la platine est de type « projection courte »

b)- Recouvrement des aire de compression des traçons :

$$\frac{(h_c - 2t_{fc})}{2} = \frac{550 - 2 \times 17.2}{2} = 257.8 \text{ mm}$$

Alors en a :

$$C = 20.64 < \frac{h_c - 2t_{fc}}{2} = 257.8 \Rightarrow \text{il n'a pas de recouvrement des aire en}$$

compression des tronçons par les deux semelles

Calcul de la section efficace A_{e++} :

La plaque d'assise est à projection courte :

$$A_{\text{eff}} = [2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc})] + [(h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})] \quad A_{\text{eff}} = [2(210 + 2$$

$$\times 15)(20.65 + 15 + 17.2)] +$$

$$[(550 - 2 \times 20.65 - 2 \times 17.2) (2 \times 20.65 + 11.1)] = 50221.32 \text{ mm}^2$$

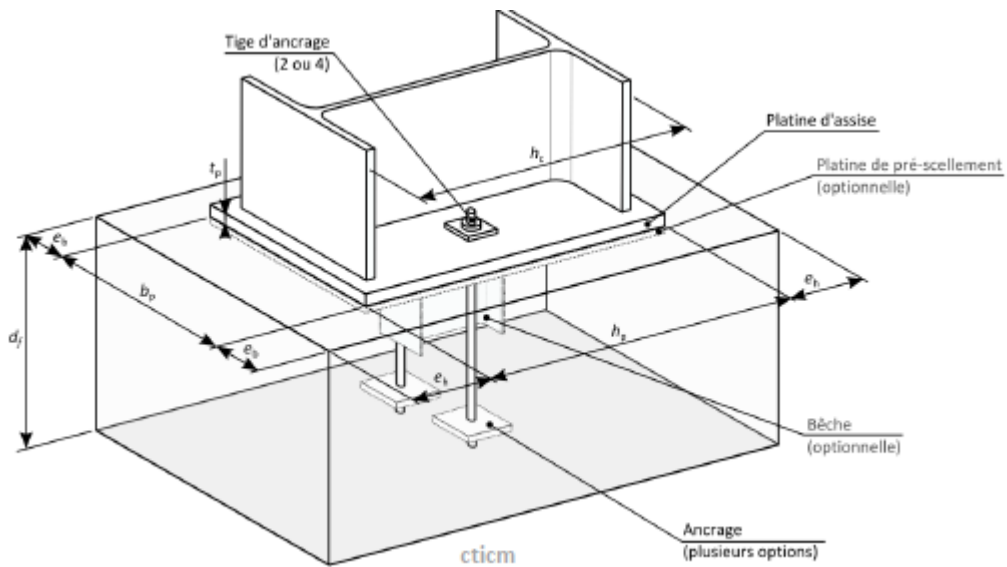


Fig. VI.14 : Dimensions de la plaque d'assise.

C)- Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$N_{cd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

Avec :

- $A_{eff} = 50221.32 \text{ mm}^2$: Section efficace.
- $f_{jd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$: Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 50221.32 \times 16,67 \times 10^{-3} = 838.7 \text{ kN}$$

$$N_{cd} = 108.094 \text{ kN}$$

$$N_{cd} = 108.094 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 838.7 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.3.3 Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$M_{cd} \leq M_{Rd}$$

a) Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6\gamma_{m0}} = \frac{10^{-2} \cdot 235}{6 \cdot 1.1} = 3560.61 \text{ N/mm} = 3.561 \text{ kN/mm} \text{ (Annexe 'L' Eurocode 03)}$$

b) Calcul du moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{20.65^2}{2}\right) 108.094}{50221.32} = 0.46 \text{ kN/mm}$$

$$M_{sd} = 0,46 \text{ kN/mm} \leq M_{Rd} = 3,561 \text{ kN./mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.3.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de plaque d'assise :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} \quad F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{fd} \cdot N_{sd}$$

Avec :

- $N_{cd} = 108.094 \text{ kN}$: Effort de calcul de compression du poteau.
- $C_{fd} = 0,2$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche scellement (spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable).

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = 0,2 \times 108.094 = 21.62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 41.921 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 41.921 \text{ kN} > F_{v.Rd} = 20.17 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, ce sont les tiges d'ancrages qui vont reprendre l'effort de cisaillement.

VII.3.5 Tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

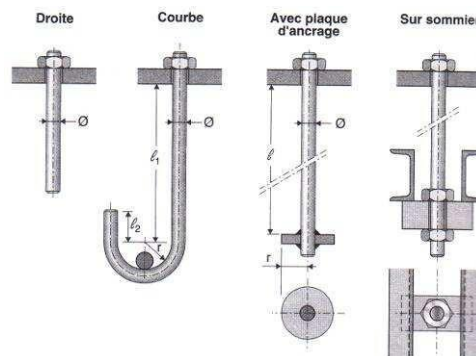


Fig.VII.15 : tiges d'ancrage

a)- résistance des tiges d'ancrage au cisaillement :

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

$$F_{f,Rd} = 0,2 N_{sd} = 0,2 \times 108.094 = 21.62 \text{ kN}$$

$$F_{vb,dr} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} \text{ et } \dots \dots \dots \alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$$

$$235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

N_b = nombre de tige dans l'assemblage

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot 240 = 0.3680$$

$$F_{vb,rd} = \frac{0.3680 \cdot 400 \cdot 245}{1.25} \cdot 10^{-3} = 29 \dots \text{ kN}$$

$$F_{V,rd} = 21.62 + 2 \times 29 = 79.62 \text{ kN}$$

On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivant :

- Hauteur de la bêche : $h_{bêche} \leq 0,4 h_c$
- Profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq l_{eff} \leq 1,5 h_{bêche} < 60 \text{ mm}$
- Elancement maximal des ailes :

$$0.4 \cdot h_c = 0.5 \times 550 = 220 \text{ mm}$$

On part sur un IPE 100 rempli les conditions

- Profondeur totale : $d_o = 100 \text{ mm}$
- Longueur efficace : $l_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$
- épaisseur de salement de 30 mm

b)-Résistance des tiges d'ancrage à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort au pied du poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre ce dernier ainsi que l'effort tranchant commettant aux fondations.

Combinaison

- $G+1.5V_3$

$$N_{SD} = 93.44 = V_A \uparrow \text{ et } V_{z.sd} = H_A = 40.52 \text{ kN} \rightarrow$$

c)- Résistance des tiges d'ancrage :

L'inégalité suivante doit être vérifiée

$$\frac{V_{sd}}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{SD}}{N_{t.rd}} \leq 1$$

$$N_{t.rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} \cdot 10^{-3} = 70.6 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{SD}}{N_{t.rd}} = \frac{40.52}{29} + \frac{93.44}{70.6} = 1.36 > 1 \dots \dots \dots \text{non...vérifié}$$

On prend des boulons de M24 $d = 24 \text{ mm}$; $A_s = 353 \text{ mm}^2$

$f_{yb} = 320$ et $f_{ub} = 400$

$$F_{v.rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} \text{ et } \dots \dots \dots \alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \times 320 = 0.344$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.368 \times 400 \times 353}{1.25} \cdot 10^{-3} = 38.86 \dots \text{KN}$$

$$N_{t.rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 353}{1.25} \cdot 10^{-3} = 101.66 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{F_{vb.rd}} + \frac{N_{SD}}{N_{t.rd}} = \frac{40.52}{38.86} + \frac{93.44}{101.66} = 0.98 > 1 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

d)-Vérification de la tige d’ancrage a l’adhérence :

Pour un boulon d’ancrage :

$$N_{sd}/2 \leq F_{anc.rd}$$

$$F_{anc.Rd} = \lambda \cdot d \cdot f_{bd}(l_1 + 6,4 r + 3,5l_2)$$

Avec :

- $F_{anc.Rd}$: Résistance d’ancrage en traction.

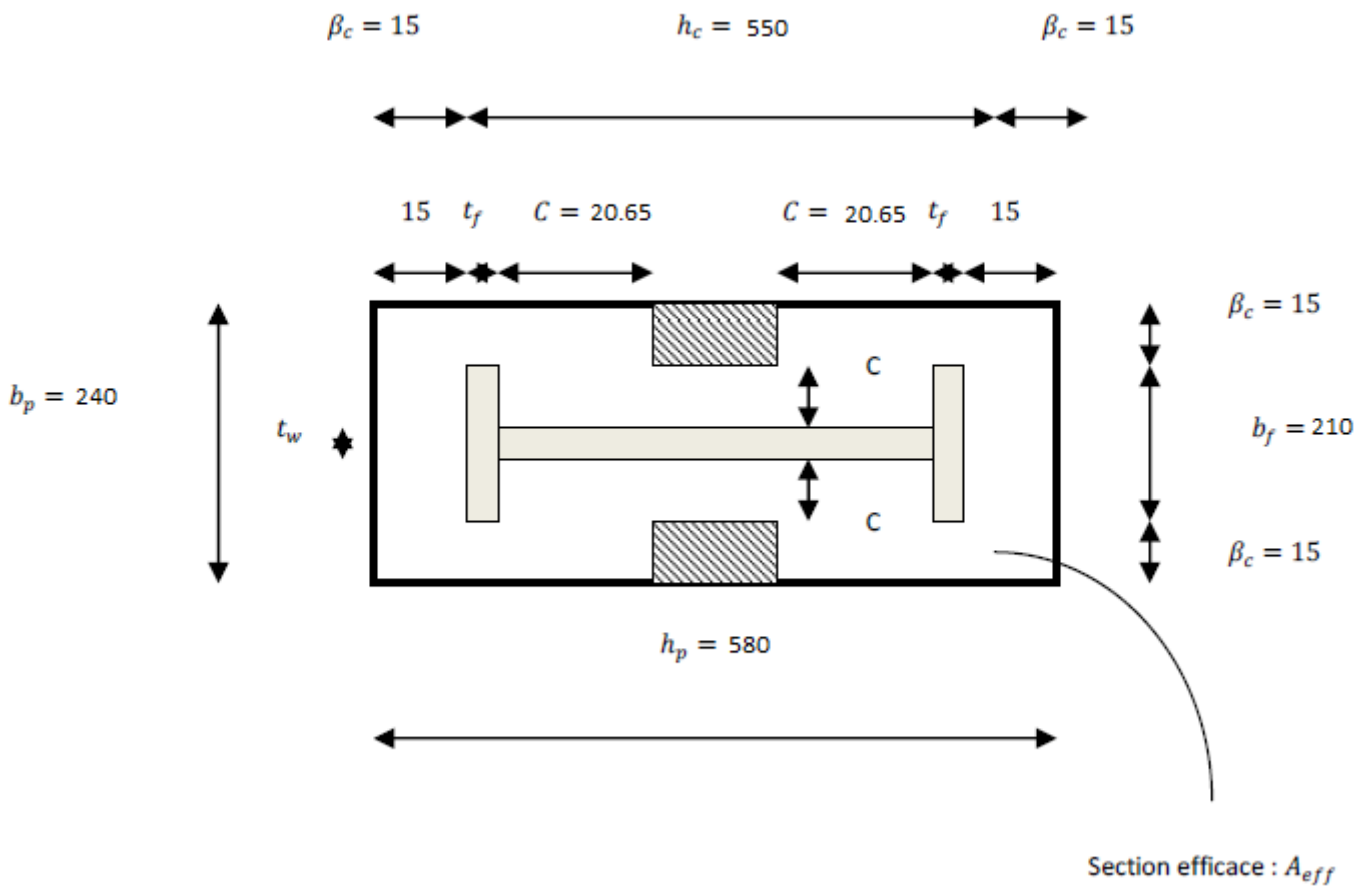


Fig. VII.16 : assemblage de la platine

- $r = 3 \times 24 = 72\text{mm}$
- $l_1 = 20 \times 24 = 480\text{mm}$
- $l_2 = 2 \times 24 = 48\text{mm}$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 480 + (6,4 \times 72) + (3,5 \times 48) = 1108,8\text{mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1]

Calcul de la contrainte d'adhérence :

Classe de béton c25/30

$$\gamma_c = 1.15 \text{ coefficient de sécurité ; } f_k = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{b,rd} = 0.144 \times 24 \times 400 / 1.2 = 1152 \text{ mm}$$

Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc,Rd}$:

$$F_{anc,Rd} = \lambda \cdot d \cdot l_{b,rd} \cdot f_{bd} = 3.14 \times 24 \times 1152 \times 1,2 = 10.23 \text{ KN kN}$$

$$N_{sd}/2 = 93.44/2 = 46.72 \text{ KN} < F_{anc,rd} = 104.23 \text{ KN ok}$$

Conclusion :

Vue la vérification de tous les conditions et pour que le pied soit de type articulé on opte de deux boulon d'ancrage.

VIII.1 Généralité :

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 dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII.2 Les types des fondations :

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau ;
 - Semelle filante continue sous mur ;
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
 - Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

• Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)

VIII.3.1 Etude des semelles :

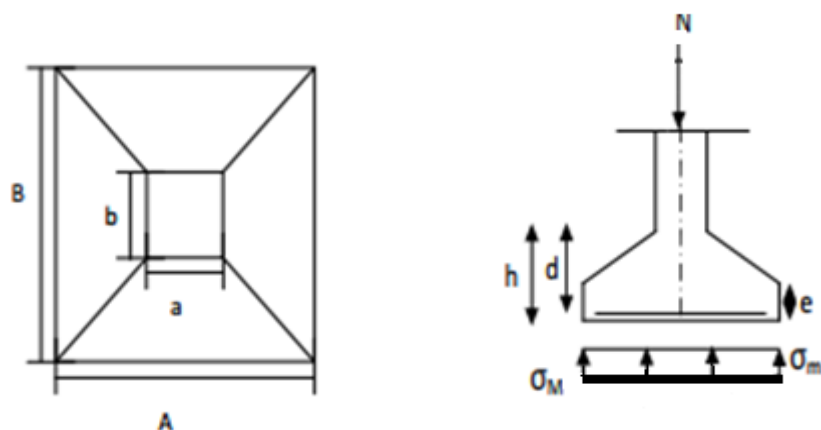


Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (daN)	108.014	75.24
$\overline{\sigma_{sol}}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m ²		

Fig. VIII.2 tableaux de l'effort normal.

• Sous l'effort vers le bas :

a. Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a}{b} * B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{array} \right.$$

on a $b = 580$ mm et $a = 240$ mm

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A * B} \rightarrow A * B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 * \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 0.41 * B^2 = 0.38$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.38}{0.41}} = 0.96m$$

$$\Rightarrow A = 0.96 * \frac{0.24}{0.58} = 0.40m$$

Donc on prend une semelle de démenions (1.0 x 0.60) m².

b. Détermination de d et h : $h = d + 5cm$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{0.8 - 0.58}{4} \leq d \leq 0.5 - 0.24$$

$$\Rightarrow 0.11\text{m} \leq d \leq 0.36\text{ m} \quad \Rightarrow 11\text{cm} \leq d \leq 36\text{cm}$$

$$\text{On } d_{\min} = 40\text{ cm} \Rightarrow d = 40\text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 40 + 5 = 45\text{ cm}$$

• **Sous l'effort de soulèvement :**

$$N_{sd} = 93.44\text{kN}$$

- Le poids de notre fondation = $350 \times A \times 0.6 \times 0.45 = 94.5\text{kg}$

$$\text{Et on a : } \frac{93.44}{350} = 0.3\text{m}^2$$

$$S_2 = \frac{0.3}{h} = 0.67\text{m}^2$$

$$\Rightarrow S_1 = 1 \times 0.6 < 0.67\text{m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend } S = 0.8\text{m}^2$$

Notre nouvelle semelle a les dimensions suivantes $(1.1 \times 0.75) = 0.825\text{m}^2$.

- **Détermination de d et h :** $h = d + 5\text{cm}$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1.1 - 0.58}{4} \leq d \leq 0.75 - 0.24$$

$$\Rightarrow 13\text{cm} \leq d \leq 51\text{cm}$$

$$\text{On } d_{\min} = 40\text{ cm} \Rightarrow d = 55\text{cm}$$

$$\text{Alors } h = 55 + 5 = 60\text{cm}$$

VIII.3.2 Calcul du ferrailage :

a. À ELU :

$$A_u = \frac{N_u * (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\text{Mpa}$$

$$A_u = \frac{108.094.(0.75 - 0.24) \times 10^{-3}}{8 \times 0.55 \times 347.83} = 0.36\text{cm}^2$$

b. À ELS :

$$A_s = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n * f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$N_s = 7\,524 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{75.24 \times 10^{-3} * (0.75 - 0.24)}{8 * 0.55 * 201.63} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 6T12

- **Détermination de la hauteur du patin 'e :**

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\rightarrow e \geq \max(13.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

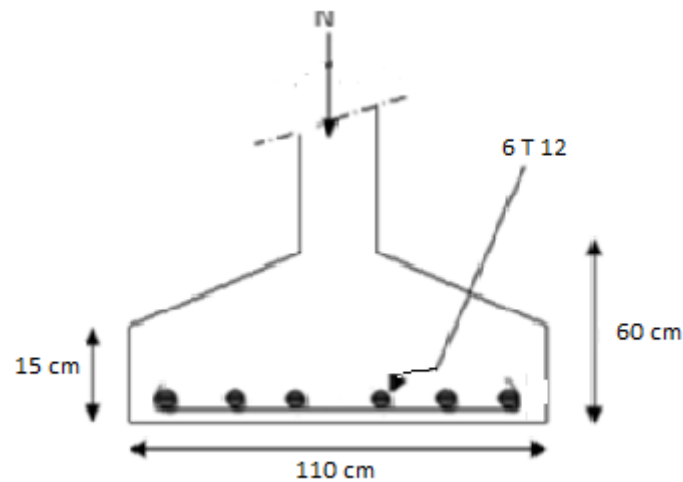


Fig VIII.3: Ferrailage des semelles isolées.

VIII.4 CALCUL DES LONGRINES:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

a. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm x 30 cm.**

b. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{a}; 20kN\right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3.

- L'ELU :

$$\frac{Nu}{a} = \frac{108.094}{12} = 9kN$$

- L'ELS :

$$\frac{Ns}{a} = \frac{75.24}{12} = 6.27kN$$

$$\rightarrow F = \max[6.27kN ; 9kN ; 20kN] = 20kN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{210.6} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * 25 * 30 * \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

d. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}; 10; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \varphi \leq \min(8.5; 10; 25)$$

Alors on prend : $\varphi = 8\text{mm}$

e. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm}; 15\varphi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}; 15\varphi) \Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

⇒ Alors on adopte un espacement $S_t = 10\text{ cm}$

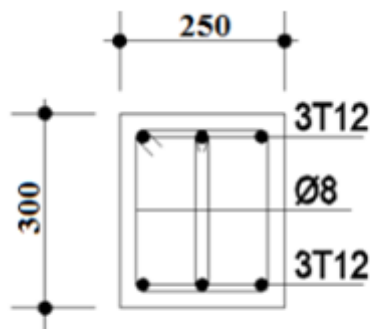


Fig VIII .4: Ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner une unité industrielle, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquies des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

- *Règlement neige et vent version 1999*
- *Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.*
- *Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- *Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.*
- *Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2
Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003*