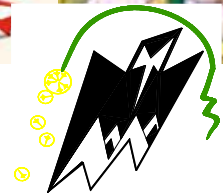


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



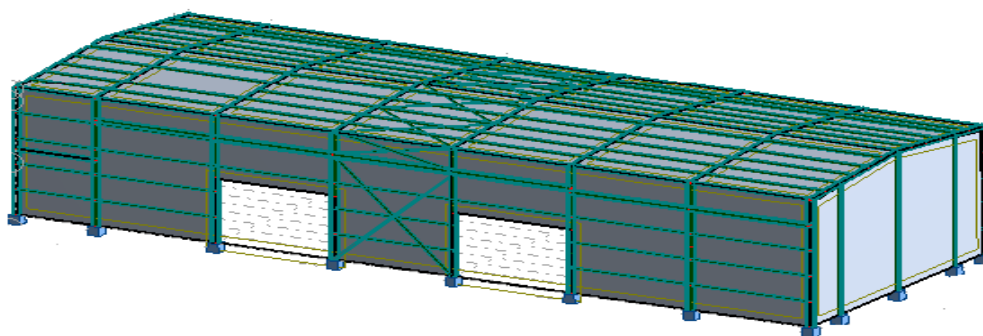
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme des études universitaires appliquées
en génie civil

Option : Construction Métallique

THEME

Hangar de stockage équipé par un pont roulant



Réalisé par :

- M LEKIRED ALI
- M ZITOUNE SID-ALI

Dirigé par : M^{rs} MECHICHE

2015 / 2016

CHAPITRE I

Généralités

I.1.Introduction	1
I.2 .Présentation du projet	
I.3.Données géométriques	
I.4.Toiture	
I.5.Bardage	
I.6.Ouvertures	
I.7.Contreventement	
I.8.Normes et Règlements utilisés	
I.9.Caractéristiques des matériaux	

Chapitre II

Evaluation des charges:

II.1. Introduction	5
II.2.Charges permanentes	
II.3.Charges d'exploitation	
II.3.1.Charges d'exploitation du bloc bureaux	
II.3.2.Charges d'exploitation du toit du hall métallique	
II.4.Charges mobiles	
II.5.Actions climatiques	
II.5.1.Action de la neige	
II.5.1.1.Charge de la neige sur le sol	
II.5.1.2.Coefficient d'ajustement des charges	
II.6. Etude au vent	
II.6.1.Introduction	
II.6.2. Domaine d'application	
II.6.3 Calcul de la pression statique du vent	
II.6.3.1 Données du site	
II.6.3.2 Calcul du coefficient dynamique c_d	
II.6.3.3 Calcul de la pression dynamique du vent (Q_h)	
II.6.3.4 Valeur de la pression dynamique de référence	
II.6.3.5 Calcul de coefficient d'exposition C_{ex}	
II.6.3.6. coefficient de rugosité Calcul le C_r	
II.6.3.6.le coefficient de pression intérieur C_i	
II.6.3.7. Calcul de coefficient de pression extérieur C_e	
II.6.3.7.1.Parois verticales	
II.6.3.7.2.Toitures	
II.6.3.8 Calcul de la pression statique du vent	
II.6.3.8.1.Direction du vent V_1	
II.6.3.8.2.Direction du vent V_2	
II.6.3.8.3.Direction du vent V_3	
II.6.3.8.4.Direction du vent V_4	
II.7 calcul de la force de frottement	
II.7.1 La force de frottement dans les Parois verticales	
II.7.2 La force de frottements dans la toiture	

CHAPITRE III :

Etude sismique

- III.1 : Introduction
- III.2 : Méthode de calcul
- III.3. Condition d'application de la méthode statique équivalente
 - III.3.1 : Condition de la hauteur
 - III.3.2 : Régularité en plan
 - III.3.2.1. la symétrie
 - III.3.2.2. le décrochement
 - III.3.2.3. Le rapport
 - III.3.2.4. Calcul de l'excentricité
 - III.3.2.5. Condition sur les ouvertures dans les planchés
 - III.3.3. Régularité en élévation
 - III.3.3.1. Condition de la continuité du système de contreventement
 - III.3.3.2. Condition des masses et rigidité
 - III.3.3.3. Condition sur les décrochements en élévation
 - III.3.4. Condition complémentaire
- III.4. Evaluation de la force sismique
 - III.4.1. Détermination du poids total de la structure
 - III.4.2. le sens longitudinal
 - III.4.2.1. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »
 - III.4.2.2. Détermination du coefficient de comportement « R »
 - III.4.2.3. Détermination du facteur de qualité « Q »
 - III.4.2.4. Calcul de la force sismique
 - III.4.2.5. Distribution sur la hauteur
 - III.4.3. le sens transversale
 - III.4.3.1. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »
 - III.4.3.2. Détermination du coefficient de comportement « R »
 - III.4.3.3. Détermination du facteur de qualité « Q »
 - III.4.3.4. Calcul de la force sismique
 - III.4.3.5. Distribution sur la hauteur

Chapitre IV Etude des éléments secondaires

- IV.1. Les pannes
 - IV.1.1. Charges à considérer
 - IV.1.2. Combinaison de charges
 - IV.1.3. Vérification de la flèche
 - IV.1.4. Classification du profilé
 - IV.1.5. Vérification à la résistance
 - IV.1.5.1. Vérification de la contrainte de flexion
 - IV.1.5.2. Vérification au cisaillement
 - IV.1.6. Vérification au déversement
- IV.2. Dimensionnement des liernes de pannes
 - IV.2.1. Evaluation des efforts dans les liernes
 - IV.2.2. Dimensionnement des liernes
- IV.3. Dimensionnement des lisses de bardage
 - IV.3.1. Charges à considérer
 - IV.3.2. Combinaison des charges
 - IV.3.3. Calcul des sollicitations internes
 - IV.3.4. Vérification de la contrainte de flexion
 - IV.3.5. vérification au cisaillement

- IV.3.6.Vérification de la flèche
- IV.3.7.Vérification du déversement
- IV.4.Dimensionnement des liernes de lisse
 - IV.4.1.Evaluation des efforts
 - IV.4.2.Dimensionnement des liernes de lisses
- IV.5.Dimensionnement des potelets
 - IV.5.1.Evaluation des charges
 - IV.5.2.Calcul des sollicitations internes
 - IV.5.3.Vérification de la flèche
 - IV.5.4.Vérification de la contrainte de flexion composée
 - IV.5.5.Vérification de l'incidence de l'effort tranchant
 - IV.5.6.Vérification de l'incidence de l'effort normal
 - IV.5.7.Vérification des contraintes
- IV.6.Etude de l'escalier de la Mezzanine
 - IV.6.1.Dimensions
 - IV.6.2.Charge à prendre en considération
 - IV.6.3.Combinaison de charge
 - IV.6.4. Calcul des sollicitations internes
 - IV.6.5.Vérification de la contrainte de flexion composée
 - IV.6.5.1.Flexion composée avec risque de flambement
 - IV.6.5.2.Flambement par rapport à l'axe Y-Y
 - IV.6.5.3.Flambement par rapport à l'axe Z-Z
 - IV.6.6.Vérification de l'incidence de l'Effort tranchant
 - IV.6.7.Vérification de l'incidence de l'Effort normal
 - IV.6.8.Vérification de la flèche
- IV.7. Etude du plancher collaborant
 - IV.7.1.Vérification de la phase de montage
 - IV.7.2.Vérification de la solive « IPE360 »
 - IV.7.3.Vérification du pontage métallique
 - IV.7.4.Vérification de la phase d'exploitation
 - IV.7.4.1. Evaluation des charges
 - IV.7.4.2.Combinaison de charges
 - IV.7.4.3.Détermination de la position de l'axe neutre
 - IV.7.4.4.Calcul du moment d'inertie de la section mixte
 - IV.7.4.5.Calcul des sollicitations internes
 - IV.7.4.6.Contraintes de flexion simple
 - IV.7.4.7.Vérfications de la flèche
 - IV.7.4.8.Vérification au cisaillement
 - IV.7.4.9.Calcul des connecteurs
 - IV.7.4.10.Calcul du ferrailage de la dalle

Chapitre V

Dimensionnement du chemin de roulement

V.1.Introduction	82
V.2.Caractéristique du pont roulant	
V.3.Classification du pont roulant	
V.4.Coefficients	
V.5.Charges pondérées	
V.6.Disposition du pont roulant sur la poutre de roulement	
V.7.Dimensionnement de la poutre de roulement	
V.7.1.Vérification a la résistance	
V.7.1.1.Classification du profilé HEB 300	
V.7.1.2.Contrainte normale	

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI.1.Introduction	90
VI.1.1Portique intermédiaire (portique 1)	
VI.1.2.Portique de rive qui portera la mezzanine (portique 2)	
VI.2.Les différentes sollicitations	
VI.2.1.Portique 1	
VI.2.1.1.Charge permanente	
VI.2.1.2.Surcharge de la neige	
VI.2.1.3.Charges dues au pont roulant	
VI.2.1.4.Charge due au vent V	
VI.2.1.5.Efforts internes du portique 1	
VI.2.1.6.Détermination des combinaisons d'action	
VI.2.2.Portique 2	
VI.2.2.1.Charges permanentes	
VI.2.2.2.Charges d'exploitation	
VI.2.2.3.Charge de la neige	
VI.2.2.4.Charges du vent	
VI.2.2.5.Efforts internes du portique 2	
VI.2.2.6.Détermination des combinaisons d'action	
VI.7.1.3.Contrainte de cisaillement	
VI.8.Vérification de l'instabilité	
Vérification au déversement	

CHAPITRE VII Stabilité et contreventements

VII.1.Introduction	113
VII.2.contreventement horizontal de la toiture	
VII.2.1Détermination de l'effet des imperfections géométriques	
VII.2.2.Détermination des actions agissantes	
VII.2.3.calcul des efforts internes dans la poutre au vent	
VII.2.4.Détermination de la section des diagonales comprimées	
VII.2.5. Vérification des cornières des diagonales	
VII.2.6.Vérification des pannes de la poutre au vent	
VII.2.7.les combinaisons les plus défavorables	
VII.3.Palée de stabilité	

- VII.3.1. Calcul de la force équivalente due aux imperfections
- VII.3.2. Réaction de la poutre au vent
- VII.3.3. Réaction du pont roulant
- VII.3.4. Calcul des forces totales appliquées sur la palée
- VII.3.5. Efforts internes dans les barres
- VII.3.6. Vérification de la Panne sablière
- VII.3.7. Dimensionnement des diagonales

CHAPITRE VIII Les assemblages

- VIII.1. Assemblages pied de poteau intermédiaire 126
- VIII.2. Assemblage travers poteau
- VIII.3. Assemblage pied de poteau de rive
- VIII.4. Assemblage travers travers
- VIII.5. Assemblage poteau poutre

Chapitre VIII Etude des fondations

- VIII.1 Introduction 172
- VIII.2 Charges à considérer
- VIII.3 Vérification de la contrainte du sol
- VIII.4 Ferrailage de la fondation
- VIII.5 Calcul des longrines

I.1.Introduction

Le domaine de la construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, parmi elles on cite la construction métallique

La charpente métallique est un mode d'exécution de construction, elle est essentiellement utilisée dans le domaine des constructions industrielles, les complexes sportifs ainsi que d'autres ouvrages.

Il est clair que la matière première de la construction métallique n'est rien d'autre que l'acier conforme aux normes exigées par les règlements.

En termes de comparaison des constructions en béton armé ou précontraint, les constructions en charpente métallique sont caractérisées par de nombreux avantages mais aussi des inconvénients :

L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de la préfabrication intégrale des bâtiments dans les ateliers, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.

La possibilité du transport en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin (possibilité d'exportation).

La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

Les transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables. Possibilités architecturales, plus étendues qu'en constructions en béton.

Au delà des avantages, on enregistre aussi des inconvénients :

Résistance en compression très faible contrairement au béton.

Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).

Mauvaise tenue aux feux.

Nécessité d'entretien du revêtement contre la corrosion.

Il faut faire attention au niveau des assemblages afin de prémunir contre les risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.

L'acier est un matériau constitué essentiellement du fer, qui est extrait des matières premières naturelles, il peut comporter aussi d'autres éléments comme le phosphore, soufre, silicium, manganèse, nickel, chrome, tungstène, etc....

le carbone a un pourcentage très faible dans la composition de l'acier (généralement inférieur à 1%).

I.2 .Présentation du projet

Ce projet de fin d'études est orienté principalement vers l'étude structurale d'un hall métallique équipé d'un pont roulant destiné à servir d'atelier de maintenance dans une usine implantée dans la wilaya d'Alger.

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 d'un chemin de roulement pour un pont roulant de 15 tonnes.
- Etude d'une structure mixte (plancher collaborant).
- Etude de fondations
- 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.

L'ouvrage qui sera étudié dans le cadre du présent projet de fin d'étude est un hangar métallique équipé d'un pont roulant d'une capacité de 5 tonnes avec une partie mezzanine en structure mixte (acier-béton).

I.3.Données géométriques

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

- Longueur totale : 40m
- Largeur totale : 15m
- Hauteur des poteaux : 8.25m
- Hauteur totale : 9.02m

I.4.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 est donnée par : $\alpha=5,86^\circ$



I.5. 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



I.6. Ouvertures

- Façade latérale gauche : 00.00m²
- Façade Sud : 13.61m²
- Façade principale:47.36m²
- Façade postérieure:6.72m²

I.7. Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme, pont roulant...) est assurée par des palées de stabilité prévues sur les quatre façades du bâtiment ainsi qu'un contreventement horizontal de toiture installé sur les fermes.

I.8. 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 conception des structures en acier (CCM97)
- 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)
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.)

I.9. Caractéristiques 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-275-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 : $\nu = 0.28$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/C}^\circ$

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 :

$$F_{yb} = 900 \text{ Mpa}$$

$$F_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

Les boulons d'ancrage des colonnes seront en acier de nuance S 355-JR avec une limite d'élasticité $s_e = 355 \text{ Mpa}$.

c. Soudures

Les soudures seront conformes à l'Eurocode 3 « calcul des structures en acier ».

d. Béton

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

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

Enrobage : $e = 3 \text{ cm}$

e. Acier pour béton armé :

Les aciers d'armature utilisés sont de type à haute adhérence de nuance FeE500 avec une limite élastique $s_s = 434 \text{ Mpa}$.

II.1. Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques, ainsi que des séismes. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

Pour la conception et le calcul de l'ouvrage objet du présent mémoire, les charges et actions suivantes seront considérées :

- Charges permanentes (poids propre des éléments permanents)
- Charges d'exploitation (charges utiles dans le bâtiment)
- Charges mobiles (pont roulant de 5t)
- Action climatiques (neige, vent et température)
- Action accidentelles (séisme)

II.2.Charges permanentes:

Il s'agit du poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini (structure, planchers, cloisons, revêtement de sol, caillebotis,...)

Les charges permanentes pour notre projet sont données dans le tableau ci-après :

Acier de structure	7850 [kg/m ³]
Béton armé	2500 [kg/m ³]
Dalle de béton sur platelage métallique E _p =100mm	240 [kg/m ³]
Revêtement de sol en carrelage	60 [kg/m ²]
Toiture (panneaux sandwich et pannes)	20.2 [kg/m ²]
Bardage (panneaux sandwich et lisses)	60 [kg/m ²]
Murs en maçonnerie E _p = 200mm	200 [kg/m ²]
Caillebotis de 40 ou 30mm	70 [kg/m ²]
Conduites et câblages pour Mécanique / Electrique	50 [kg/m ²]

Tableau II-1 : Valeurs des charges permanentes

II.3.Charges d'exploitation:

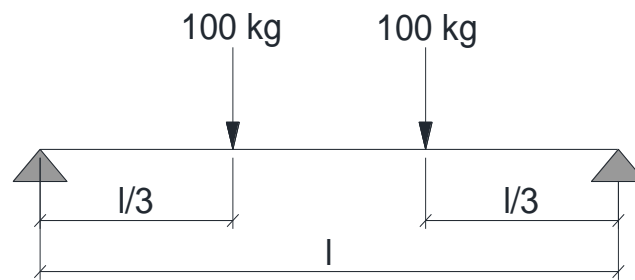
Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document réglementaire charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR B-C2-2.

II.3.1.Charges d'exploitation du bloc bureaux :

- Plancher niveau bureaux : 250 [kg/m²]
- Plancher niveau terrasse inaccessible : 100 [kg/m²]
- Escalier de circulation : 250 [kg/m²]

II.3.2.Charges d'exploitation du toit du hall métallique:

Le toit du hall métallique n'est accessible qu'en cas d'entretien, les charges d'entretien seront assimilées à deux charges concentrées de 100kg chacune appliquées au 1/3 et au 2/3 de la portée conformément au DTR B-C2.2 - Article 7.3.1.



II.4.Charges mobiles:

L'atelier mécanique faisant l'objet de notre étude est équipé d'un pont roulant d'une capacité de 5 tonnes. Cette charge mobile sera prise en compte dans le dimensionnement de la structure notamment du chemin de roulement.

II.5.Actions climatiques:

II.5.1.Action de la neige:

Le calcul des charges dues à la neige se fait selon la réglementation RNV99 (DTR C2-47) règlement Neige et Vent.

La charge caractéristique de neige sur la toiture par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_0 \quad [\text{KN/m}^2] \quad \text{« Art. 3.1.1 – RNV 99 »}$$

Avec :

- S : est la charge de neige sur le toit [kg/m²]
- S_0 : est la charge de neige sur le sol en fonction de la zone de neige et de l'altitude [kg/m²]
- μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture.

II.5.1.1. Charge de la neige sur le sol:

- Le projet est implanté dans la wilaya d Alger classée en zone B selon le tableau de la page 25 des règles RNV99.

$$S_0 = 40 \times H + 10 \quad [\text{kN/m}^2] \quad \ll \text{RNV 99 - Art. 4.2} \gg$$

Avec :

H : est l'altitude du lieu d'implantation du projet par rapport au niveau de la mer (DAR EL BIEDA H=17m).

D'où :

$$S_0 = 40 \times 0.017 + 10 = 10,68 \quad [\text{Kg/m}^2]$$

II.5.1.2. Coefficient d'ajustement des charges:

- $a_1 = a_2 = 5.86^\circ$ ($0^\circ \leq a \leq 15^\circ$)
- D'où $\mu_1 = \mu_2 = 0.8$ (Tableau 6.2 - page 18 - RNV99)

$$S = 8.54 \text{ Kg/m}^2 = 0.085 \text{ KN/m}^2$$

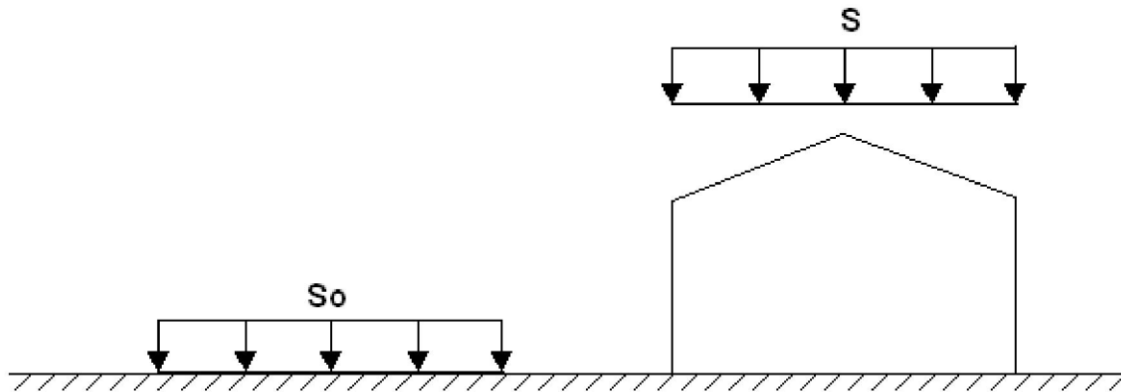


Figure II.1 : surcharge de la neige

II.6. Etude au vent :

II.6.1.Introduction :

L'étude au vent nous permet de déterminer les efforts qui engendrent sur l'ensemble d'une construction. Pour cela, il existe un règlement algérien (RNV65) qui nous donne la méthode de calcul de ces efforts.

D'après le règlement (RNV65), la direction du vent est supposée généralement

II.6.2 Domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Bâtiment a usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc...)

Cheminées et ouvrages similaires.

Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau silos, etc...)

Structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc...)

II.6.3 Calcul de la pression statique du vent :

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

$$P_h = q_h * c_d * (c_e - c_i)$$

q_h : pression dynamique calculée à hauteur h considérée

c_e : Coefficient pression extérieure.

c_d : Coefficient dynamique de la construction.

c_i : Coefficient pression intérieure

II.6.3.1 Données du site

Le site du projet se trouve dans la zone industrielle de Dar El Beida wilaya d'Alger.

Les données relatives au projet extraites des règles RNV99 sont les suivantes :

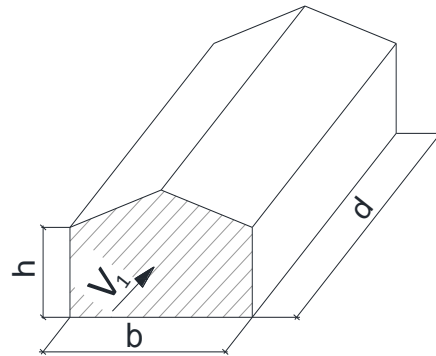
- Coefficient de topographie : $C_t = 1$ (site plat) « tableau 2.5 - RNV99 »
- Facteur de terrain : $K_T = 0.22$ (Catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »
- Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3$ (catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »
- Hauteur minimale : $Z_{min} = 8m$ (catégorie III) « tableau 2.4 - RNV99 »

II.6.3.2 Calcul du coefficient dynamique c_d :

a. Vent sur pignon

$$\left. \begin{array}{l} h = 9.02 \text{ m} \\ b = 15 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow C_d = 0.94 < 1.2$$

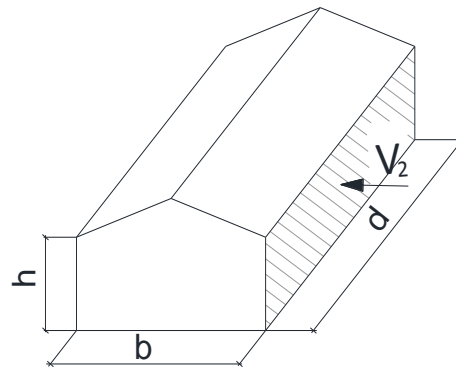
« RNV99- figure 3.2 »



b. Vent sur long-pant

$$\left. \begin{array}{l} h = 9.02 \text{ m} \\ b = 40 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow C_d = 0.90 < 1.2$$

« RNV99- figure 3.2 »



Les valeurs (c_d) pour la structure seront considérés peu sensibles aux excitations dynamiques dans les quatre directions du vent.

II.6.3.3 Calcul de la pression dynamique du vent (Q_h):

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suite :

$$q_h = q_{ref} \times c_{ex} \text{ dan/ m}^2$$

Où :

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

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

II.6.3.4 Valeur de la pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes est donnée par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Zones	I	II	III
Q_{ref} (dan/m ²)	37,5	47	57,5

Tableau II.2 : Pression dynamique de référence

La structure est de hauteur totale <10m il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître-couple

RNV 99. (Chapitre2.P.3.1.1)

On calculera donc la pression dynamique.

$Q_{ref} = 37,5$ dan/m² pour ALGER (zone I): pression dynamique de référence. (RNV99, p3.2, Tableau2.3)

II.6.3.5 Calcul de coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent (C_{ex}) tient compte est effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au-dessous du sol, en autre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Cas des structures peu sensibles aux excitations dynamiques:

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7 \times K_t / C_r \times C_t] \rightarrow C_d < 1,2$$

Cas des structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 2g \times I_v] \rightarrow C_d > 1,2$$

avec :

C_r : coefficient de rugosité .

C_t : coefficient de topographie.

g : facteur de pointe.

I_v : intensité de la turbulence.

K_t : facteur du terrain.

Notre terrain est de catégorie III ; à l'aide du tableau (2-4) RNV99.P47

$$\left\{ \begin{array}{l} K_T=0.22 \text{ (catégorie III).} \\ H_0= 0.3\text{m.} \\ H_{\min}= 8\text{m} \end{array} \right.$$

II.6.3.6. coefficient de rugosité Calcul le C_r :

Le coefficient de rugosité (C_r) traduit l'influence de la rugosité et de rugosité sur la vitesse moyenne du vent elle est définie par la loi suivante :

$$C_r = K_t \cdot \ln (h/h_0) \rightarrow \text{pour } h_{\min} \leq h \leq 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \cdot \ln (h_{\min}/h_0) \rightarrow \text{pour } h < h_{\min}$$

• Parois verticales :

$$h_{\text{moy}} = 8.25/2 = 4.125\text{m} < h_{\min} = 8\text{m}$$

$$C_r = K_t \cdot \ln (h_{\min}/h_0) = 0,22 \ln (8/0.3) = 0,72$$

• Versant de toiture:

$$h = 9,02\text{m} < h_{\min} = 8\text{m}$$

$$C_r = K_t \cdot \ln (h/h_0) = 0,22 \ln (9.02/0.3) = 0,748$$

Le coefficient d'exposition sera donc :

$$C_{\text{ex}} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7 \times K_t / C_r \times C_t] = 1^2 \cdot 0,72^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,22 / 0,72 \cdot 1]$$

$$C_{\text{ex}} = \mathbf{1,62} \text{ (pour les parois verticales)}$$

$$C_{\text{ex}} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7 \times K_t / C_r \times C_t] = 1^2 \cdot 0,748^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,22 / 0,748 \cdot 1]$$

$$C_{\text{ex}} = \mathbf{1,71} \text{ (pour la toiture)}$$

La valeur de la pression dynamique sera donc : $q_h = q_{\text{ref}} \times C_{\text{ex}}$.

$$q_h = 37,5 \cdot 1,62 = 60,75 \text{ daN/m}^2 \text{ (pour les parois verticales)}$$

$$q_h = 37,5 \cdot 1,71 = 64,12 \text{ daN/m}^2 \text{ (pour la toiture)}$$

II.6.3.6. le coefficient de pression intérieur C_i :**II.6.3.7. Calcul de coefficient de pression extérieur C_e :**

si :

$$S < 1 \text{ m}^2 \Rightarrow C_e = C_{e1}$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_e = C_{e10}$$

S : (en m^2) la surface chargée de la paroi considérée.

II.6.3.7.1. Parois verticales :**a- Vent perpendiculaire sur le long pant V1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ m} \\ e = \min (b ; 2h) \\ e = \min (40 ; 2 \times 9.02) = 18.04 \text{ m} \\ e/5 = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$d = 15 \quad \mathbf{d < e} :$$

$$A + B = d$$

$$A = e / 5 = 3.6 \text{ m}$$

$$B = d - A = 12 \text{ m}$$

$$D = E = b = 40 \text{ m}$$

On se réfère au (RNV99) au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1.P65 pour tirer les valeurs des coefficients C_e :

_ Parois « D » au vent $\rightarrow C_e = + 0,8$ (pression). (Car la surface de la parois D est supérieure a 10 m^2)

_ Parois « E » sous vent $\rightarrow C_e = 0,3$ (dé pression).

_ Parois « A » parallèle au vent → $C_e = C_{e10} = -1$ (car la surface de la zone A est supérieure a $10m^2$)

_ Parois « B » parallèle au vent → $C_e = C_{e10} = -0.8$ (car la surface de la zone B est supérieure a $10m^2$)

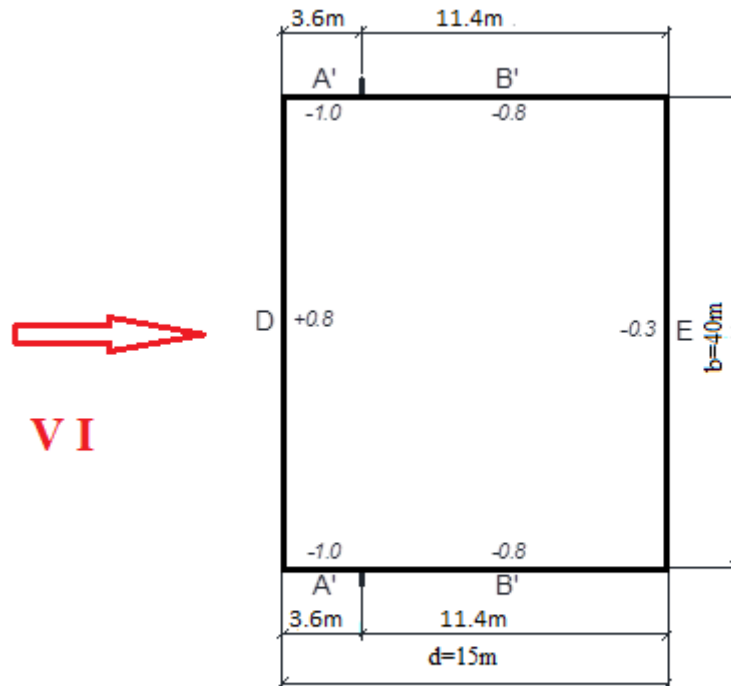


Figure II.2 : coefficient de pression extérieure V_1

b-Vent perpendiculaire sur le pignon V II :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 15 \text{ m} \\ e = \min (b ; 2h) \\ e = \min (15; 2 \times 9.02) = 15 \text{ m} \\ e/5 = 3 \text{ m} \end{array} \right.$$

On se réfère au (RNV99) au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1.P65 pour tirer les valeurs des coefficients C_e :

_ Parois « D » au vent → $C_e = C_{e10} = + 0,8$ (pression). (car la surface de la zone D est supérieure a $10m^2$)

_ Parois « E » sous vent → $C_e = 0,3$ (dépression).

_ Parois « C » parallèle au vent → $C_e = -0.5$ (dépression).

_ Parois « A » parallèle au vent → $C_e = C_{e10} = -1$ (car la surface de la zone A est supérieure a $10m^2$)

_ Parois « B » parallèle au vent $\rightarrow C_e = C_{e10} = -0.8$ (car la surface de la zone B est supérieure a $10m^2$)

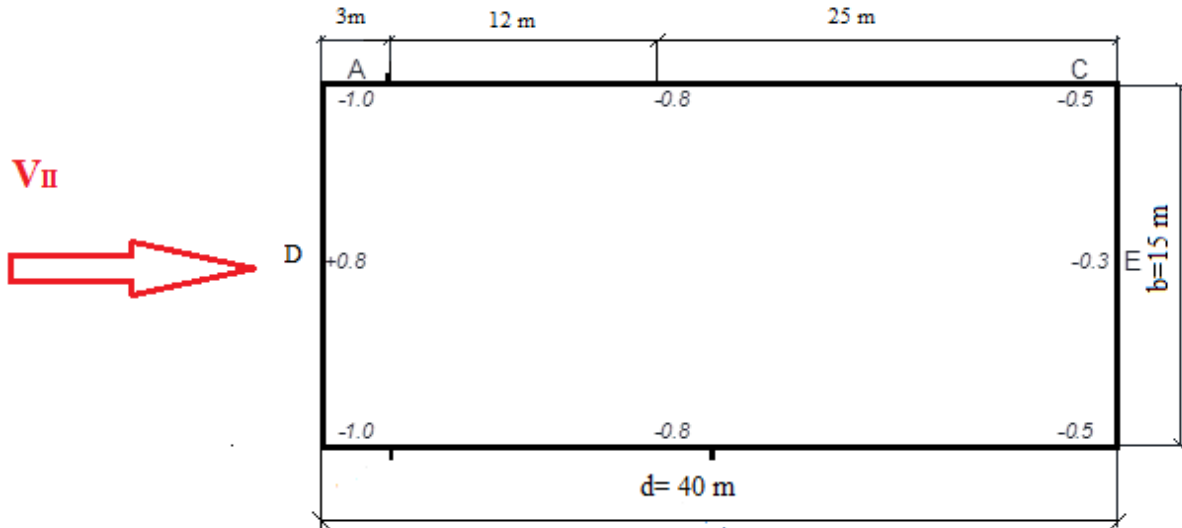


Figure II.3 : coefficient de pression extérieure V_2

II.6.3.7.2. Toitures :

La toiture a une pente de $\alpha = 5.86^\circ$ on prend $\alpha = 5^\circ$

a-Pour $\Theta = 0^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ m} \\ e = \min (b ; 2h) \\ e = 18.04 \text{ m} \\ e/10 = 1.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

On se réfère au (RNV99) au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1.P65 pour tirer les valeurs des coefficients C_e :

zone F :

la surface de la zone F égale :

$$S = 1.8 \times 4.51 = 8.226 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = -2.5 + (-1.7 + 2.5) \log 8.226 = -1.77$$

$$C_e = -1.77$$

Zone G :

La surface de la zone G égale :

$$S = 1.8 \times 30.98 = 55.76 \text{ m}^2$$

$$S > 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = C_{e10} = -1.2$$

$$C_e = -1.2$$

Zone H :

La surface de la zone H égale :

$$S = 5,7 \times 40 = 228 \text{ m}^2$$

$$S > 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = C_{e10} = -0.6$$

$$C_e = -0.6$$

Zone I :

$$C_e = -0.3$$

Zone J :

$$C_e = -0.3$$

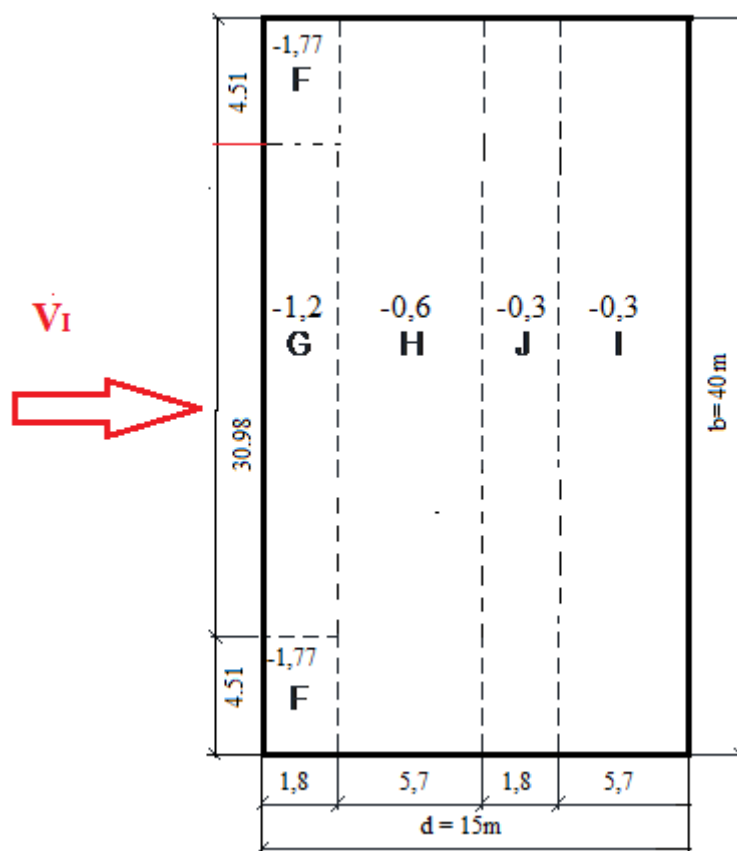


Figure II.4 : coefficient de pression extérieure V_1

b- Pour : $\Theta = 90^\circ$

On se réfère au (RNV99) au paragraphe 1.1.2 du chapitre 5 à la figure 5-1.P65 pour tirer les valeurs des coefficients C_e :

Zone F :

La surface de la surface F égale :

$$S = 1.5 \times 3.75 = 5.625 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = -2.2 + (-1.6 + 2.2) \log 5.625 = -1.75$$

$$C_e = -1.75$$

Zone G :

La surface de la zone G égale :

$$S = 1.5 \times 3.75 = 5.625 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = -2 + (-1.3 + 2) \log 5.625 = -1.47$$

$$C_e = -1.47$$

Zone H :

La surface de la zone H égale :

$$S = 6 \times 7.5 = 45 \text{ m}^2$$

$$S > 10 \text{ m}^2 \leftrightarrow C_e = C_{e10} = -0.7$$

$$C_e = -0.7$$

Zone I :

$$C_e = -0.5$$

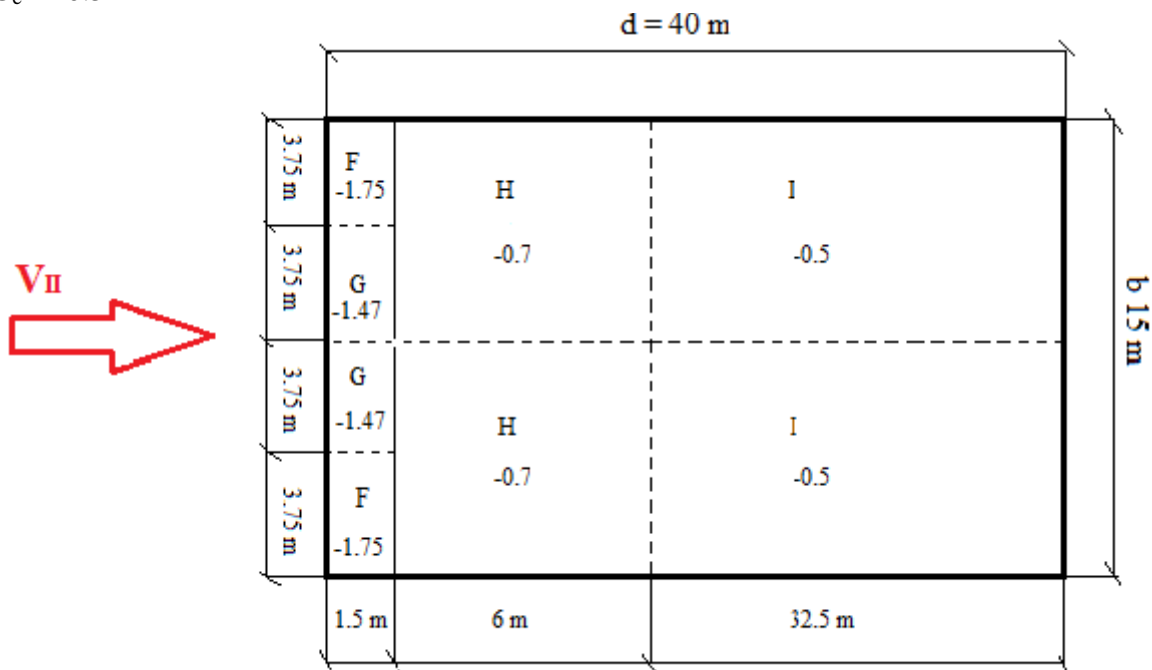


Figure II.5 : coefficient de pression extérieure V_2

II.6.3.8 Calcul de la pression statique du vent :

$$P_h = C_d \times q_h \times (C_e - C_i) \quad [\text{dan/m}^2]$$

Les résultats de pression statique sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

II.6.3.8.1.Direction du vent V_1

a- Parois verticales :

zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	P_h [dan/m ²]
A	0,90	60,75	-1	-0.5	-0.5	-27.33
				+0.8	-1.8	-98.41
B	0,90	60,75	-0,8	-0.5	-0.3	-16.40
				+0.8	-1.6	-87.48
D	0,90	60,75	+0,8	-0.5	+1.3	+71.07
				+0.8	0	0
E	0,90	60,75	-0,3	-0.5	+0.2	+10.93
				+0.8	-1.1	-60.14

Tableau II.3 : pression du vent sur la parois V_1

b- Versant de toiture :

zone	C_a	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	(C_e-C_i)	Ph [dan/m ²]
F	0.90	64.12	-1.77	-0.5	-1.27	-73.28
				+0.8	-2.57	-148.30
G	0,90	64,12	- 1.20	-0.5	-0.7	-40.39
				+0.8	-2	-115.4
H	0,90	64,12	-0.60	-0.5	-0.1	-5.77
				+0.8	-1.4	-80.78
I	0,90	64,12	- 0,30	-0.5	+0.2	11.54
				+0.8	-1.1	-63.47
J	0,90	64,12	- 0,30	-0.5	+0.2	11.54
				+0.8	-1.1	-63.47

Tableau II.4 : pr ession du vent sur la toiture V_1

$$V_1 = 74.23 \times (8.25 \times 15) + 62.81 \times (8.25 \times 15) = 16958.7 \text{ daN}$$

$$= 169.58 \text{ KN}$$

II.6.3.8.2.Direction du vent V_2 :

a-Parois verticales :

zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	(C_e-C_i)	Ph [dan/m ²]
A	0,94	60,75	- 1	-0.5	-0.5	-28.55
				+0.8	-1.8	-102.78
B	0,94	60,75	- 0,8	-0.5	-0.3	-17.13
				+0.8	-1.6	-91.36
C	0,94	60,75	- 0,5	-0.5	0	0
				+0.8	-1.3	-74.23
D	0,94	60,75	+ 0,8	-0.5	1.3	74.23
				+0.8	0	0
E	0,94	60,75	- 0,3	-0.5	+0.2	11.42
				+0.8	-1.1	-62.81

Tableau II.5 : pression du vent sur la parois V_2

b- Versant de toiture :

zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	Ph [dan/m ²]
F	0,94	64,12	- 1,75	-0.5	-1.25	-75.34
				+0.8	-2.55	-153.69
G	0,94	64,12	- 1,47	-0.5	-0.97	-58.46
				+0.8	-2.27	-136.81
H	0,94	64,12	- 0,70	-0.5	-0.2	-12.05
				+0.8	-1.5	-90.4
I	0,94	64,12	- 0,50	-0.5	0	0
				+0.8	-1.3	-78.35

Tableau II.6 : pression du vent sur la toiture V_2

$$\begin{aligned}
 V &= 71.07 \times (8.25 \times 40) + 60.14 \times (8.25 \times 40) - (148 \times 9.91) - (115 \times 55.7) + (63.47 \times 72) \\
 &= 39666.96 \text{ daN} \\
 &= 396.66 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

II.6.3.8.3.Direction du vent V_3 :

a- Parois verticales :

zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	(C_e-C_i)	Ph [dan/m ²]
A	0,90	60,75	-1	-0.5	-0.5	-27.33
				+0.8	-1.8	-98.41
B	0,90	60,75	-0,8	-0.5	-0.3	-16.40
				+0.8	-1.6	-87.48
D	0,90	60,75	+0,8	-0.5	1.3	71.07
				+0.8	0	0
E	0,90	60,75	-0,3	-0.5	0.2	10.93
				+0.8	-1.1	-60.14

Tableau II.7 : pression du vent sur la parois V_3

b- Versant de toiture :

zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	(C_e-C_i)	Ph [dan/m ²]
F	0,90	64,12	- 1,77	-0.5	-1.27	-73.28
				+0.8	-0.97	-55.97
G	0,90	64,12	- 1.20	-0.5	-0.7	-40.39
				+0.8	-2	-115.41
H	0,90	64,12	-0.60	-0.5	-0.1	-5.77
				+0.8	-1.4	-80.79
I	0,90	64,12	- 0,30	-0.5	+0.2	11.54
				+0.8	-1.1	-63.47
J	0,90	64,12	- 0,30	-0.5	+0.2	11.54
				+0.8	-1.1	-63.47

Tableau II.8 : pression du vent sur la toiture V_2

II.6.3.8.4.Direction du vent V_4 :

a- Parois verticales :

zone	C_d	qh [dan/m ²]	C_e	C_i	(C_e-C_i)	Ph [dan/m ²]
A	0,94	60,75	- 1	-0.5	-0.5	-28.55
				+0.8	-1.8	-102.78
B	0,94	60,75	- 0,8	-0.5	-0.3	-17.13
				+0.8	-1.6	-91.36
C	0,94	60,75	- 0,5	-0.5	0	0
				+0.8	-1.3	-74.23
D	0,94	60,75	+ 0,8	-0.5	1.3	74.23
				+0.8	0	0
E	0,94	60,75	- 0,3	-0.5	+0.2	11.42
				+0.8	-1.1	-62.81

Tableau II.9 : pr ession du vent sur la parois V_4

b- Versant de toiture :

Zone	C_d	q_h [dan/m ²]	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	Ph [dan/m ²]
F	0,94	64,12	- 1,75	-0.5	-1.25	-75.34
				+0.8	-2.55	-153.69
G	0,94	64,12	- 1,47	-0.5	-0.97	-58.46
				+0.8	-2.27	-136.81
H	0,94	64,12	- 0,70	-0.5	-0.2	-12.05
				+0.8	-1.5	-90.40
I	0,94	64,12	- 0,5	-0.5	0	0
				+0.8	-1.3	-78.35

Tableau II.10 : pr ession du vent sur la toiture V_4

II.7 calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées on tient compte d'une force complémentaire pour tenir du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent, dans le cas où l'une des conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ou} \\ \frac{d}{b} \geq 3 \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{array} \right.$$

Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : hauteur (en m) de la construction.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

Donc $C_{fr} = 0.04$

La surface de frottement (F_{fr}) est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

q_h : pression dynamique à la hauteur considérée.

C_{fr} : Coefficient de frottement selon l'état de la surface.

S_{fr} : L'aire de l'élément de surface considérée.

a- Direction du vent VI :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{15.65}{40.39} = 0,38 < 3 \\ \Leftrightarrow \text{il y a pas lieu de considéré les forces de frottement dans le sens du vent VI} \Rightarrow f_{fr} = 0 \\ \frac{d}{h} = \frac{15.65}{9.02} = 1.73 < 3 \end{array} \right.$$

b- Direction du vent VII :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{40.39}{15.65} = 2,58 < 3 \\ \Leftrightarrow \text{il y a lieu de considéré les force des frottements dans le sens du vent VII} \Rightarrow f_{fr} \neq 0 \\ \frac{d}{h} = \frac{40.39}{9.02} = 4.47 > 3 \end{array} \right.$$

II.7.1 La force de frottement dans les Parois verticales :

$$F_{tr} = q_h \times C_{fr} \times S_{fr}$$

$$q_h = 60.75 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0.04$$

$$S_{fr} = 2[(h - f) \times d] = 2[(9.02 - 0.77) \times 40.39] \\ = 666.43 \text{ m}^2$$

$$S_{fr} = \mathbf{666,43 \text{ m}^2}.$$

$$F_{tr} = 60.75 \times 0.04 \times 666.43 = 1619.42 \text{ daN}$$

$$F_{tr} = \mathbf{1619,42 \text{ daN}} .$$

II.7.2 La force de frottements dans la toiture :

$$q_h = 64.12 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0.04$$

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} \times d = \frac{15.65}{\cos 5.86} \times 40,39$$

$$S_{fr} = 635.42 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 64.12 \times 0.04 \times 635.42 = 1629.73$$

$$F = 1629.73 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{fr \text{ tot}} = F_{fr \text{ parois}} + F_{fr \text{ toiture}}$$

$$= 1619.42 + 1629.42 = 3248.84 \text{ daN}$$

$$F_{fr \text{ tot}} = 3248.84 \text{ daN}$$

III.1 : Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que des pertes de vies humaines. Pour cela, des règlements parasismiques sont conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leur protection.

III.2 : Méthode de calcul :

Pour le calcul et la vérification des bâtiments courants, le règlement parasismique algérien (RPA99.version2003.Art4.1.2) nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique.

- La méthode statique équivalente (MSE)
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

❖ Choix de la méthode :

Nous allons travailler avec la méthode statique équivalente (MSE). Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

❖ La force sismique à chaque niveau est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \text{ (RPA 99/2003 – art 4-1)}$$

III.3. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

III.3.1 : Condition de la hauteur :

$$\left\{ \begin{array}{l} H < 65 \text{ m en zones (I, II}_a\text{, et II}_b\text{)} \\ \text{et} \\ H < 30 \text{ m en zone III.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, on a un hangar implanté à la wilaya d'Alger, zone de forte sismicité (III), et le groupe d'usage (02).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage (2)} \end{array} \right. \Rightarrow H = 9.02 \text{ m} < 30 \text{ m (condition vérifiée)}$$

III.3.2 : Régularité en plan :

III.3.2.1. la symétrie :

le bâtiment est symétrique symétrique dans les deux sens

III.3.2.2. le décrochement :

la construction a une forme en plan simple on n'a pas de décrochement.

III.3.2.3. Le rapport : $\frac{L}{l} \leq 4$

$$L = 40,00 \text{ m} ; l = 15,00 \text{ m}$$

$$40,00 / 15,00 = 2.66 < 4 \quad \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III.3.2.4. Calcul de l'excentricité :

A chaque niveau et selon chaque direction la distance entre le centre de gravité G et le centre de torsion T doit être inférieure ou égale à 15 % du côté mesuré perpendiculairement à la direction de la force sismique.

Pour notre bâtiment le centre de torsion et le centre de gravité sont confondus pour les deux niveaux, la condition est vérifiée.

III.3.2.5. Condition sur les ouvertures dans les planchés :

égale à 15% de la surface totale S_t à chaque niveau la somme des surfaces des ouvertures S_0 doit être inférieure ou du planché

$$S_0 = 4 \times 2 = 8 \text{ m}^2$$

$$S_t = 15 \times 4 = 60 \text{ m}^2$$

$$0.15 S_t = 0.15 \times 60 = 9 \text{ m}^2 > S_0 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

la structure est régulière en plan

III.3.3. Régularité en élévation :

III.3.3.1. Condition de la continuité du système de contreventement :

Le système de contreventement doit être continu de bas en haut sans changer de nature.

Dans notre structure le système de contreventement est continu de bas en haut dans les deux directions

III.3.3.2. Condition des masses et rigidité :

Le poids de la mezzanine est inférieur au poids de la toiture alors la condition n'est pas vérifiée

III.3.3.3. Condition sur les décrochements en élévation :

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser 20%. aussi la plus grande dimension latérale du bâtiment n'exécède pas 1.5 fois la plus petite dimension latérale.

Dans les deux directions on n'a pas de décrochement (condition vérifiée)

Conclusion :

le bâtiment n'est pas régulier en élévation

Conclusion générale :

le bâtiment est classé irrégulier en plan et en élévation au sens du **RPA**.

III.3.4. Condition complémentaire :

Pour l'usage de la méthode statique équivalente on doit vérifier la condition complémentaire.

$H_T \leq 14 \text{ m}$

$H_T = 9.02 \text{ m} \leq 14 \text{ m}$ (condition vérifié)

La méthode statique équivalente est applicable

III.4. Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée pour les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \ll \text{RPA99 / 2003 –Formule 4.1} \gg$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone = 0.25 « RPA99 / 2003 -Tableau 4.1 »

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids totale de la structure

III.4.1. Détermination du poids total de la structure

$$W_T = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{\text{toiture}} + W_{\text{mez}} \quad \ll \text{RPA 99 / 2003-Formule 4.5} \gg$$

Où :

W_{toiture} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels

W_{mez} : poids de mezzanin

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation égale à 0.5 pour notre cas. « RPA 99/ 2003-Tableau 4.5 »

$$W_{\text{toiture}} = 60315.18 \text{ [kg]}$$

$$W_{\text{mez}} = 24540 \text{ [kg]}$$

$$W_T = 60315.18 + 24540 = 84855.18 \text{ [kg]}$$

III.4.2.le sens longitudinal :

III.4.2.1.Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Ce Coefficient est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{« RPA99/2003-Formule 4.2 »}$$

Avec :

η : Facteur de correction de l'amortissement

T : Période fondamentale de la structure

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site $T_2 = 0.50$ « Site S3 - Tableau 4.7 - RPA 99/ 2003 »

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.3 »}$$

$$\xi = 4\% \quad \text{« RPA 99 / 2003-Tableau 4.2 »}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 4)} = 1.08$$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage = 0.005

h_N : Hauteur de la structure = 9.02m

$$\Rightarrow T = 0.05 \times 9.02^{3/4} = 0.26\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7 \geq 2.5$$

Donc : on prend $D=2.5$

III.4.2.2.Détermination du coefficient de comportement « R »

Pour notre structure : $R = 4$

« RPA 99 /2003-Tableau 4.3 »

III.4.2.3. Détermination du facteur de qualité « Q »

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.4 »}$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non

Les valeurs de P_q extraite du RPA 99/ 2003-tableau 4.4 - sont données dans le tableau ci-après

Critère "q"	Pa	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur file de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0,05 + 0,05 = 1.15 \quad \text{pour le sens longitudinal.}$$

III.4.2.4. Calcul de la force sismique

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{4} \times 84975,18 = 15268.97 \text{ [kg]}$$

$$V = 152,68 \text{ [kN]}$$

$$\frac{V}{2} = \frac{15268.97}{2} = 76.34 \text{ [kN]}$$

$$\frac{V}{2} = 76.34 \text{ [KN]}$$

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.10 »}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_{hi}}{\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j} \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.11 »}$$

III.4.2.5 Distribution sur la hauteur

$$V = F_t + \sum F_i \quad \ll \text{RPA 99 / 2003-Formule 4.10} \gg$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad \ll \text{RPA 99 / 2003-Formule 4.11} \gg$$

Avec :

F_K : Effort horizontal au niveau i

h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_K

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i et W_j : Poids revenant aux plancher i et j

La période $T = 0.26$ s déterminée lors du calcul de (D)

$$T = 0.26 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

$$T = 0.26 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_K = 0 \Rightarrow F_i = \frac{V}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} W_j \cdot h_i$$

$$\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j = 60315,18 \times 8,25 + 84975,18 \times 4,25$$

$$\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j = 858744,75 \text{ [kN]}$$

$$F_i = \frac{152,68}{6018,95} W_i \cdot h_i \Rightarrow F_i = 0,025 W_i \cdot h_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = 0,025 \times 603,15 \times 8,25 = 124,4 \text{ [kN]} \\ F_2 = 0,025 \times 245,4 \times 4,25 = 26,07 \text{ [kN]} \end{array} \right.$$

$$V = \sum F_i \Rightarrow V = 124,4 + 26,07 = 150,47 \approx 152,68 \text{ [kN]}$$

III.4.3. le sens transversale

III.4.3.1. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Ce Coefficient est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \ll \text{RPA99/2003-Formule 4.2} \gg$$

Avec :

η : Facteur de correction de l'amortissement

T : Période fondamentale de la structure

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site $T_2 = 0.50$ -Site S3

« RPA 99/ 2003 - Tableau 4.7 »

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.3 »}$$

$$\xi = 4\% \quad \text{« RPA 99 / 2003-Tableau 4.2 »}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 4)} = 1.08$$

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient fonction du système de contrevent et du type de remplissage = 0.085

h_N : Hauteur de la structure = 9.02m

$$\Rightarrow T = 0.085 \times 9.02^{3/4} = 0.44s$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7 \geq 2.5$$

Donc : on prend $D=2.5$

III.4.3.2 Détermination du coefficient de comportement « R »

Pour notre structure : $R = 4$ « RPA 99 /2003-Tableau 4.3 »

III.4.3.3. Détermination du facteur de qualité « Q »

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{« RPA 99 / 2003-Formule 4.4 »}$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Les valeurs de P_q extraite du tableau 4.4 - RPA 99/ 2003 sont données dans le tableau ci-après

Critère "q"	Pa	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur file de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.1 \quad \text{pour le sens transversale}$$

III.4.3.4. Calcul de la force sismique

$$V = \frac{A \cdot D \cdot \varphi}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 84975,18 = 14605.1 \text{ [kg]}$$

$$\frac{V}{8} = \frac{14605.1}{8} = 1825.63 \text{ [daN]}$$

$$\frac{V}{8} = 18.25 \text{ [KN]}$$

III.4.3.5. Distribution sur la hauteur

La force sismique est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule ci-après :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \ll \text{RPA 99 / 2003-Formule 4.10} \gg$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_{hi}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \ll \text{RPA 99 / 2003-Formule 4.11} \gg$$

Avec :

F_i : Effort horizontal au niveau i

h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i et W_j : Poids revenant aux plancher i et j

La période $T = 0.26$ s déterminée lors du calcul de (D)

$$T = 0.26 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

$$T = 0.26 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_K = 0 \Rightarrow F_i = \frac{V}{\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j} W_j \cdot h_i$$

$$\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j = 60315,18 \times 8,25 + 84975,18 \times 4,24$$

$$\sum_{j=1}^h W_j \cdot h_j = 858744,75 \text{ [kN]}$$

$$F_i = \frac{146.05}{6018,95} W_j \cdot h_i \Rightarrow F_i = 0,024 W_j \cdot h_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = 0,024 \times 603,15 \times 8,25 = 119.42 \text{ [KN]} \\ F_2 = 0,024 \times 245,4 \times 4,25 = 25.03 \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

$$V = \Sigma F_i \Rightarrow V = 119.42 + 25.03 = 144.45 \approx 146.05 \text{ [KN]}$$

Comparaison avec le vent:

Sens longitudinal

$$V = 169.58 \text{ KN}$$

Donc dans le sens longitudinal le vent est plus important que le séisme.

Sens transversal:

$$V = 396.66 \text{ KN}$$

Donc dans les sens transversal le vent est plus important que le séisme.

Conclusion :

Donc le vent est prédominant dans les deux sens

IV.1. Les pannes :

Les pannes sont des poutrelles souvent en IPE supportant la couverture du toit pour les halls métalliques. En plus de leur poids propres, elles sont soumises au poids de la couverture aux actions climatiques et aux surcharges d'entretien.

Les pannes sont fixées sur les travers des portiques perpendiculairement aux versants, ce qui les fait travailler en flexion bi-axiale.

IV.1.1. Charges à considérer

a- Charges permanentes (pannes + panneaux sandwich) :

$$G_p = 20.2 \times 1.34 + 22.40 = 49.468 [\text{kg/ml}] = 0.494 [\text{kN/ml}]$$

Avec:

Pannes estimées à IPE 200

Espacements des pannes égales à 1.34 m

b- Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation à prendre en considération sont celles définies au paragraphe 2.2 du chapitre II du présent mémoire. Pour uniformiser les calculs, une charge uniformément répartie équivalente aux deux charges d'entretiens de 100kg sera prise en compte. Cette charge uniformément répartie est déterminée en utilisant la méthode d'égalisation des moments.

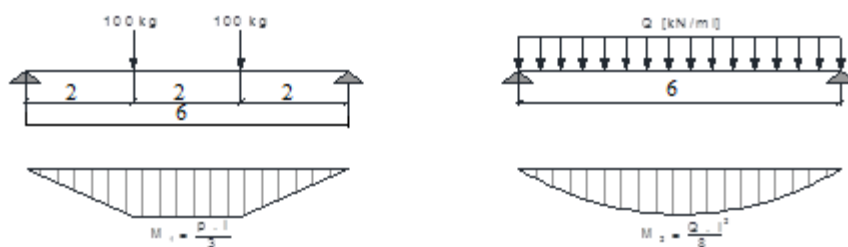


Figure IV.1 diagramme des charges

$$M_1 = M_2 \Rightarrow \frac{p \cdot l}{3} = \frac{Q_p \cdot l^2}{8} \Rightarrow Q_p = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 [\text{kg/ml}] = 0.444 [\text{kN/ml}]$$

Charges de Neige « $S = 0.085$ [kN/m²]»

$$S_p = 0.085 \times 1.34 = 0.113 \text{ [kN/ml]}$$

Avec : S_p = Charge de la neige par mètre linéaire de la panne.

Charges de Vent « $q_j = -1.537$ [kN/m²]»

$$W_p = -1.537 \times 1.34 = -2.06 \text{ [kN/ml]}$$

Avec : W_p = Charge du vent par mètre linéaire de la panne.

IV.1.2. Combinaison de charges :

La combinaison de charges sera faite conformément à l'article 2.3.2.2 de l'Eurocode 3.

Seules les combinaisons les plus défavorables seront prises en compte.

Les charges d'entretien ne seront pas cumulées avec les actions climatiques conformément aux recommandations du DTR B-C2-2.

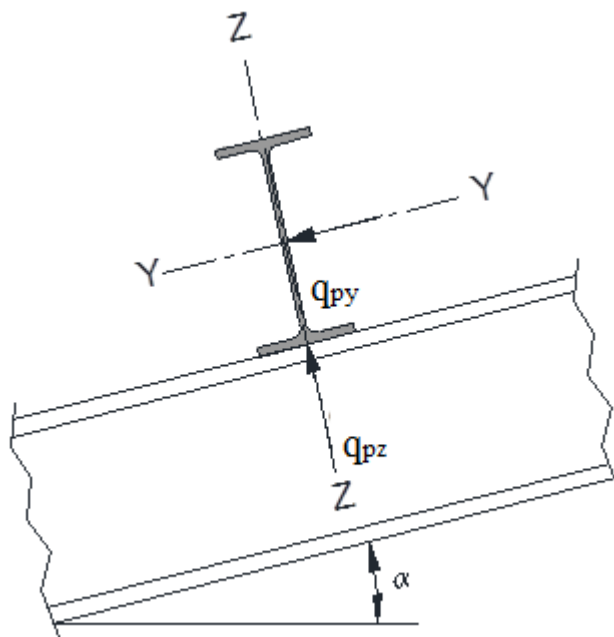


Figure IV.2 : Présentation des pannes

Les combinaisons d'actions seront les suivantes :

$$q_{p1} = 1.35G_p + 1.50Q_p = 1.35 \times 0.494 + 1.50 \times 0.444 = 1.33 [\text{kN/ml}]$$

$$q_{p1} = 1.33 \Rightarrow \begin{cases} q_{p_{z1}} = 1.33 \times 0.99 = 1.31 \text{ KN/ml} \\ q_{p_{y1}} = 1.33 \times 0.1 = 0.133 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$q_{p2} = 1.35G_p + 1.50S_p = 1.35 \times 0.494 + 1.50 \times 0.113 = 0.836 [\text{kN/ml}]$$

$$q_{p3} = G_p \cdot \cos \alpha + 1.5W_p \Rightarrow \begin{cases} q_{p_{z3}} = 0.494 \times 0.99 - 1.5 \times 2.06 = -2.6 \text{ KN/ml} \\ q_{p_{y3}} = 0.494 \times 0.1 = 0.049 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

les calculs se feront sous q_{p1} pour la résistance et sous q_{p3} pour l'instabilité

IV.1.3. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS avec des combinaisons de charges non pondérées :

$$q_{p4} = G_p + S_p = 0.494 + 0.113 = 0.607 [\text{kN/ml}]$$

$$q_{p5} = G_p + Q_p = 0.494 + 0.444 = 0.94 [\text{kN/ml}]$$

$$q_{p6} = G_p \cdot \cos \alpha + W_p = 0.494 \times 0.99 + (-2.06) = -1.57 [\text{kN. ml}]$$

La flèche maximale admise pour la toiture est :

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} \ll \text{EC 3-Tableau 4.1} \gg$$

$$\delta_{\max} = \frac{6}{200} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \ll \text{Sens Z-Z} \gg$$

$$\delta_{\max} = \frac{3}{200} = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm} \ll \text{Sens Y-Y} \gg$$

Sens Y-Y

$$\mathcal{F}_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{p5} \cdot \sin \alpha}{E \cdot I_z} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4 = \frac{5}{384} \times \frac{0.94 \times 0.102 \times (3)^4}{210000 \times 10^3 \times 142 \times 10^{-8}} = 0.0003 \text{ m} = 0.03 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.03 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 1.5 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche dans le sens Y-Y est vérifiée.

Sens Z-Z

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{p5} \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0.94 \times 0.99 \times (6)^4}{210000 \times 10^3 \times 1943 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m} = 0.38 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_z = 0.38 \text{ cm}] < [S_{\max} = 3 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche dans le sens Z-Z est vérifiée.

IV.1.4. Classification du profilé :

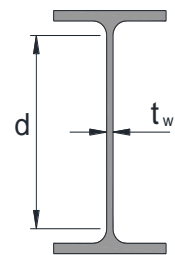
La classification de la panne sera faite conformément aux prescriptions de l'article 5.3.2 de l'Eurocode3.

Classification de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1} \quad \ll \text{EC3-Tableau 5.3.1} \gg$$

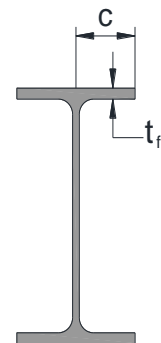


Classification de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\left[\frac{50}{8.5} = 5.88 \right] < 10$$

\rightarrow La semelle est de classe 1 « EC3-Tableau 5.3.1 »



Conclusion :

La section globale de la panne est donc de classe I.

VI.1.5.Vérification a la résistance :

Dans la vérification a la résistance les calcules se font avec q_{p1}

IV.1.5.1.Vérification de la contrainte de flexion :

Calcul des sollicitations internes

Combinaisons q_{p1} :

$$M_{z.sd} = \frac{q_p l \cdot \sin \alpha}{8} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2 = 0.15 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{y.sd} = \frac{q_p l \cdot \sin \alpha}{2} \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0.19 \text{ [kN]}$$

$$N_{y.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

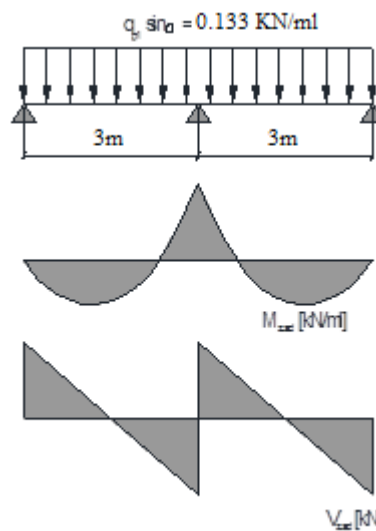


Figure IV.3 : diagrammes des efforts internes

Sens Z-Z

$$M_{y.sd} = \frac{q_p l \cdot \cos \alpha \cdot l^2}{8} = 5.92 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_p l \cdot \cos \alpha \cdot l}{2} = 3.95 \text{ [kN]}$$

$$N_{z.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

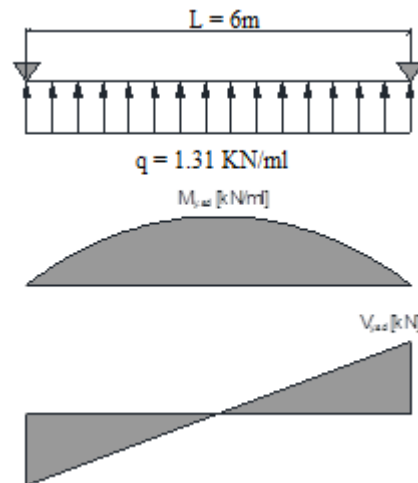


Figure IV.4 : diagramme des efforts internes

Les pannes travaillent à la flexion bi-axiale. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y etZ-Z », l'Eurocod3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \ll \text{EC3-Formule 5.35} \gg$$

Pour les sections en I et H :

$$a=2et \ b=\max [5n ; 1]=1 \ (\text{Effort normal } n=0)$$

$$M_{Ny.Rd} = \text{Min} \left[M_{ply.Rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5a} \right); M_{ply.Rd} \right] \ll \text{EC3-Formule 5.25} \gg$$

$$\left. \begin{aligned} a &= (A-2b.t_f)/A \\ &\rightarrow a=0.40 \end{aligned} \right\}$$

$$M_{ais} \leq 0.5$$

$$\Rightarrow M_{Ny.Rd} = \text{Min} [1.25 M_{ply.Rd}; M_{ply.Rd}] = M_{ply.Rd}$$

$$[n=0] < [a=0.40] \Rightarrow M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} \ll \text{EC3-Formule 5.26} \gg$$

La formule générale de vérification deviendra donc :

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

Pour les sections de classe 1 :

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{221 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 47.21 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{44.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 9.52 \text{ [kN.m]}$$

Avec:

$M_{y.sd}$ et $M_{z.sd}$: Moments fléchissant sollicitant le profilé obtenus au paragraphe II.1.1.3.

$M_{Ny.Rd}$ et $M_{Nz.Rd}$: Moments de résistance plastique réduits par la prise en compte de l'effort axial.

a et b sont des coefficients de sécurité fonction du type de profilé (I, H, ...).

$M_{ply.Rd}$: Moment de résistance plastique de la section brute autour de l'axe « Y-Y ».

$M_{plz.Rd}$: Moment de résistance plastique de la section brute autour de l'axe « Z-Z ».

n : Effort normal (égal à zéro dans notre cas).

A : Surface de la section transversale du profilé = 2850mm²

b : Largeur des semelles du profilé = 100mm

t_f : Epaisseur des semelles du profilé = 8.5mm

W_{ply} et W_{plz} : Modules d'inertie autour des axes « Y-Y » et « Z-Z » = 221cm³ et 44.60cm³ respectivement.

γ_{mo} : Coefficient partiel de sécurité = 1.1 pour les sections de classe 1, 2 et 3 «EC3-Tableau3».

Application :

$$\left[\frac{5.92}{47.21} \right]^2 + \left[\frac{0.15}{9.52} \right]^2 \leq 1$$

= 0.03 ≤ 1 → La contrainte de flexion est vérifiée.

IV.1.5.2. Vérification au cisaillement :

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{\left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} \text{ «EC3-Formule 5.20 »}$$

Avec : A_v est la section de cisaillement ($A_{vy} = 17.00\text{cm}^2$ & $A_{vz} = 14.00\text{cm}^2$)

$$V_{ply.Rd} = 17.00 \times 10^{-4} \times (235 \times 10^3 / \sqrt{3} / 1.1) = 209.68 \text{ [kN]}$$

$$V_{plz.Rd} = 14.00 \times 10^{-4} \times (235 \times 10^3 / \sqrt{3} / 1.1) = 172.68 \text{ [kN]}$$

$$V_{y.sd} = 0.2 \text{ [kN]} < V_{ply.Rd} = 209.68 \text{ [kN]}$$

$$V_{z.sd} = 7.26 \text{ [kN]} < V_{plz.Rd} = 172.68 \text{ [kN]}$$

→ Le cisaillement est vérifié

IV.1.6.Vérification 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

L'Eurocode3 donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé est fléchi :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot B_W \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \text{ « EC3-Formule 5.52 »}$$

Dans notre cas l'effort normal est nul ($N_{sd}=0$) et $K_{LT}=1$

$$\Rightarrow \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot B_W \cdot W_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Avec :

$B_W=1$ pour les sections de classe 1 et 2 « EC3-Art. 5.5.2 »

χ_{LT} est le facteur de réduction dû au déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ avec } \chi_{LT} \leq 1 \text{ « EC3-Formule 5.49 »}$$

Ou : $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Pour les profilés laminés $\alpha_{LT} = 0.21$ « EC3-Art. 5.5.2.3 »

Avec : $\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élanement réduit de déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \times [B_W]^{0.5} \text{ « EC3-Art 5.5.2.5 »}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 93.9 \text{ avec : } \xi = [235 / F_y]^{0.5} = 1$$

Pour les sections en I et H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} \text{ « EC3-Annexe F-Formule 21 »}$$

$$C_1 = 1.132$$

« EC3-Annexe F- Tableau 1.2 »

$$\lambda_{LT} = \frac{3/2.24 \times 10^{-2}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3/2.24 \times 10^{-2}}{200 \times 10^{-3} / 8.50 \times 10^{-3}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 98.94$$

Avec :

λ_{LT} : Elancement géométrique pour le déversement.

C_1 : Coefficient dépendant des conditions de chargement et d'encastrement.

L : Longueur de la poutre à considérer égale à $l/2$ dans notre cas (la panne est appuyée au milieu par les liernes dans le sens Y-Y)

i_z : Rayon de giration par rapport à l'axe Z-Z.

t_f : Epaisseur des semelles.

h : Hauteur du profilé.

$$\lambda_{LT} = \frac{98.94}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.05$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 \times (1.05 - 0.2) + (1.05)^2] = 1.14$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.14 + [(1.14)^2 - (1.05)^2]^{0.5}} = 0.63$$

Application :

$$\left[\frac{11.7}{0.63 \times 1 \times 221 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1} \right] + \left[\frac{0.05}{44.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1} \right] \leq 1$$

$0.39 < 1 \rightarrow$ le déversement est vérifié.

Conclusion :

L'IPE 200 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité. Il sera donc le profilé que nous utiliseront pour les pannes.

IV.2. Dimensionnement des liernes de pannes :

Les liernes sont des tirants disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes en réduisant la portée de ces dernières dans le sens transversal.

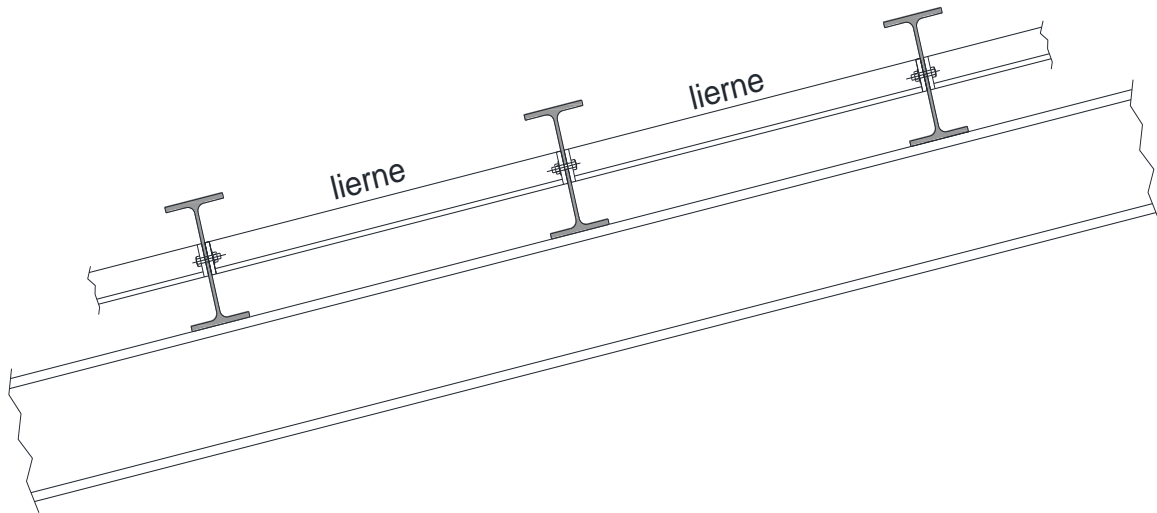


Figure IV.5 : Liernes pour les pannes

IV.2.1. Evaluation des efforts dans les liernes :

$$R = 1.25 q_{pl} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{l}{2} = 1.25 \times 1.33 \times 0.102 \times \frac{6}{2}$$
$$= 0.50 [\text{kN}]$$

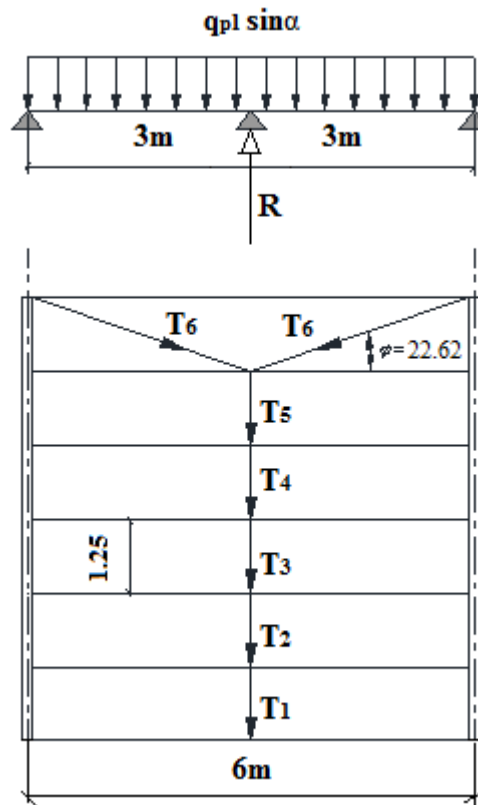


Figure IV.6 : présentation des efforts dans les liernes

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0.25[\text{kN}]$$

$$T_2 = R + T_1 = 0.75[\text{kN}]$$

$$T_3 = R + T_2 = 1.25[\text{kN}]$$

$$T_4 = R + T_3 = 1.75[\text{kN}]$$

$$T_5 = R + T_4 = 2.25[\text{kN}]$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \varphi} = 2.92[\text{kN}]$$

IV.2.2. Dimensionnement des liernes :

Les liernes sont soumises à un effort axial de traction. Le calcul sera fait pour la lierne la plus défavorable soit la T_7 :

$$(N_{sd}=T_8) \leq (N_{c,Rd} = A_s \cdot F_y / \gamma_{mo}) \text{ «EC3-Formule 5.16 »}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{T \cdot \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \left[\frac{2.92 \times 1.1 \times 10^6}{235 \times 10^3} \right] = 13.66 \text{ mm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 13.66 \text{ mm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.1366}{\pi}} = 0.41 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.5 \text{ cm}$

Pour des raisons pratique en opte pour une barre ronde $\phi = 1 \text{ cm}$

IV.3. Dimensionnement des lisses de bardage :

Les lisses de bardage comme leur non l'indique permettent la fixation du bardage sur la structure principale du hall métallique. Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmises par ce dernier. A leur tour, les lisses de bardage transmettent les efforts aux poteaux du long-pan et aux potelets suivant le pignon sur lesquels elles sont simplement appuyées.

Pour notre projet l'espacement des lisses de bardage est fixé à 2 m.

IV3.1. Charges à considérer :

Charge permanente (lisses + panneaux sandwich)

$$G_L = 60 \times 1.65 + 18.8 = 117.8 \text{ [kg/ml]} = 1.18 \text{ [kN/ml]}$$

Avec:

Les lisses sont estimées à IPE 180.

Espacement des lisses égales à 1.65m.

Charge du Vent

$$q_j = 102.78 \text{ [daN/m}^2\text{]} = 1.0278 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

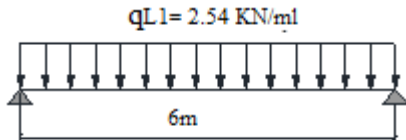
$$W_L = 1.0278 \times 1.65 = 1.69 \text{ [kN/ml]}$$

Avec : W_L = charge du vent par mètre linéaire de lisse.

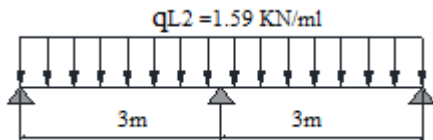
IV.3.2. Combinaison des charges :

Les combinaisons des charges les plus défavorables dans les deux sens Y-Y et Z-Z sont :

$$q_{L1} = 1.5 \times W_L = 2.54 \text{ [kN/ml]}$$



$$q_{L2} = 1.35 \times G_L = 1.59 \text{ [kN/ml]}$$



IV.3.3. Calcul des sollicitations internes :

Le calcul des sollicitations internes sera fait à l'ELU.

Sens Y-Y

$$M_{z.sd} = \frac{q_{L2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 1.78 \text{ [kN/m]}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_{L2} \cdot \frac{l}{2}}{2} = 2.38 \text{ [kN]}$$

$$N_{z.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

Sens Z-Z

$$M_{y.sd} = \frac{q_{L1} \cdot l^2}{8} = 11.43 \text{ [kN/m]}$$

$$V_{y.sd} = \frac{q_{L1} \cdot l}{2} = 7.62 \text{ [kN]}$$

$$N_{y.sd} = 0 \text{ [kN]}$$

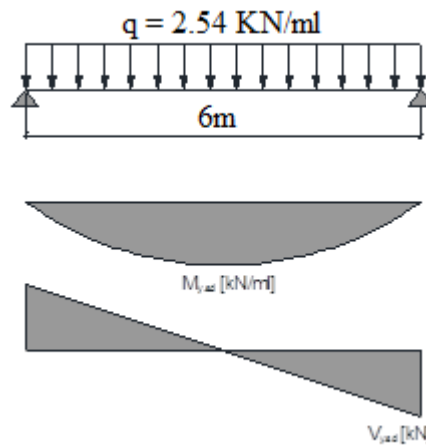


Figure IV.7 : diagramme des efforts internes

IV.3.4. Vérification de la contrainte de flexion :

Les lisses travaillent à la flexion bi-axiale pour laquelle la relation suivante doit être satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \ll \text{EC3-Formule 5.35} \gg$$

$$M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 35.55 [\text{kN.m}]$$

$$M_{plz.Rd} = W_{plz} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{36.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 7.77 [\text{kN.m}]$$

L' IPE 180 et de classe 1 suivant la classification décrite dans l' Eurocode3 « Art.5.3.2 »

⇒ $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ (section non bi-symétrique)

$$\Rightarrow \left[\frac{11.43}{35.55} \right]^1 + \left[\frac{1.78}{7.77} \right]^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.55 < 1$$

→ La contrainte de flexion est vérifiée.

IV.3.5. vérification au cisaillement :

La vérification du cisaillement est donnée par la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_{v*} \left[\frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} \right] \quad \ll \text{EC3-Formule 5.20} \gg$$

$$\text{Avec : } A_v \text{ est la section de cisaillement } \begin{cases} A_{vy} = 14.56 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 9.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$V_{ply.Rd} = 14.56 \times 10^{-4} \times \left[\frac{235 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 197.58 [\text{kN}]$$

$$V_{plz,Rd} = 9.92 \times 10^4 \times \left[\frac{235 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 122.35 \text{ [kN]}$$

$$V_{y,sd} = 7.62 \text{ [kN]} < V_{ply,Rd} = 197.58 \text{ [kN]}$$

$$V_{z,sd} = 2.38 \text{ [kN]} < V_{plz,Rd} = 122.35 \text{ [kN]}$$

→ le cisaillement est vérifié

IV.3.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS avec des combinaisons de charges non pondérées :

$$q_{L3} = G_L = 1.18 \text{ [kN/ml]} \ll \text{sens Y-Y} \gg$$

$$q_{L4} = W_L = 1.69 \text{ [kN/ml]} \ll \text{sens Z-Z} \gg$$

La flèche maximale admissible pour les lisses est :

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} \begin{cases} = \frac{6}{200} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm} & \ll \text{sens Z - Z} \gg \\ = \frac{3}{200} = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm} & \ll \text{sens Z - Z} \gg \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{L3} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{1.18 \times (3)^4}{210000 \times 10^3 \times 100.9 \times 10^{-8}} = 0.005 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F}_y = 0.5 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 1.5 \text{ cm}]$$

→ La flèche dans le sens Y-Y est vérifiée.

Sens Z-Z

$$\mathcal{F}_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{L4} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1.69 \times (6)^4}{210000 \times 10^3 \times 1317 \times 10^{-8}} = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

$$[\mathcal{F}_z = 1 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 3 \text{ cm}]$$

→ La flèche dans le sens z-z est vérifiée.

IV.3.7. Vérification du déversement :

Classification du profilé :

La classification de la panne sera faite conformément aux prescriptions de l'article 5.3.2 de l'Eurocode 3.

Classification de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 27.54 < 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

« EC 3-Tableau 5.3.1 »

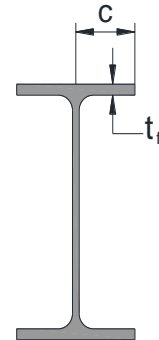
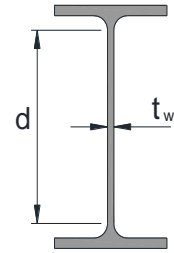
Classification de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{45.5}{8} = 5.68 \leq 10$$

→ La semelle est de classe 1

« EC 3-Tableau 5.3.1 »



Conclusion :

La section globale de lisse de bardage est donc de classe I.

Le risque de déversement des lisses est plus à craindre en cas de vent de dépression car pour le vent de surpression, la semelle comprimée susceptible de déverser peut être retenue latéralement par le bardage qui exerce une pression sur elle.

po

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \cdot B_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{M_{z.sd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Avec : $B_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ avec } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ (profilés laminés)

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\gamma_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \zeta = 93.9 \text{ avec } \zeta = [235 / F_y]^{0.5} = 1$$

Avec : $\bar{\lambda}_{LT}$ est l'élanement réduit de déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\lambda_{LT} / \lambda_1 \right] \times [B_W]^{0.5} \text{ « EC3-Art 5.5.2.5 »}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 93.9 \text{ avec } \xi = [235 / F_y]^{0.5} = 1$$

Pour les sections en I et H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} \text{ « EC3- Annexe F »}$$

$$C_1 = 1.132$$

« EC3- Annexe F -tableau 1.2»

$$\lambda_{LT} = \frac{3 / 2.05 \times 10^{-2}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3 / 2.05 \times 10^{-2}}{180 \times 10^{-3} / 8 \times 10^{-3}} \right]^2 \right]^{0.25}} = 103.53$$

Avec :

λ_{LT} : Elancement géométrique pour le déversement.

C_1 : Coefficient dépendant des conditions de chargement et d'encastrement.

L : Longueur de la poutre à considérer égale à $l/2$ dans notre cas (la panne est appuyée au milieu par les liernes dans le sens Y-Y)

i_z : Rayon de giration par rapport à l'axe Z-Z.

t_f : Epaisseur des semelles.

h : Hauteur du profilé.

$$\lambda_{LT} = \frac{103.53}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21 \times (1.1 - 0.2) + (1.1)^2 \right] = 1.19$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.19 + [(1.19)^2 - (1.1)^2]^{0.5}} = 0.608$$

Application :

$$\left[\frac{11.43}{0.608 \times 166.4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1} \right] + \left[\frac{1.78}{34.6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1} \right] \leq 1$$

0.77 < 1 → le déversement est vérifié.

Conclusion :

L’IPE 180 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d’instabilité. Il sera donc le profilé que nous utiliseront pour les lisses de bardage.

IV.4.Dimensionnement des liernes de lisse

Les liernes de lisses sont des tirants disposés à mi-portées des lisses de bordage pour éviter la déformation de ces derniers.

IV.4.1.Evaluation des efforts :

$$R = 1.25 q_{L2} \times l/2$$

$$= 1.25 \times 1.59 \times 6/2 = 5.96 \text{ [kN]}$$

$$T_1 = R/2 = 2.98 \text{ [kN]}$$

$$T_2 = T_1 + R = 8.94 \text{ [kN]}$$

$$T_3 = T_2 + R = 14.9 \text{ [kN]}$$

$$T_4 = T_3 + R = 20.86 \text{ [kN]}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \varphi} = 21.64 \text{ [kN]}$$

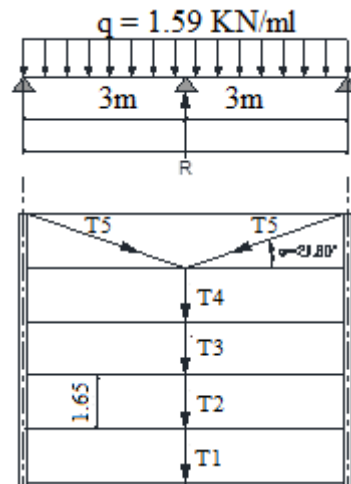


Figure IV.8 : présentation des efforts dans les liernes des lisses

IV.4.2. Dimensionnement des lisses de lisses

Le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable comme suit :

$$[N_{sd}=T_5] \leq [N_{c,Rd} = A_s \cdot F_y / \gamma_{mo}] \quad \text{«EC3-Formule 5.16 »}$$

$$A_s \geq \frac{T_5 \cdot \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \frac{21.64 \times 10^6 \times 1.1}{235 \times 10^3} = 101.29 \text{mm}^2$$

$$A_s \geq 1.0129 \text{cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 1.0129}{\pi}} = 1.13 \text{ cm}$$

pour des raison pratique et pour plus de sécutité on opte une barre ronde de diamètre $\phi = 15 \text{ mm}$

IV.5. Dimensionnement des potelets

Les potelets sont des profilés en I ou H ajoutés verticalement entres les poteaux du pignon a fin de créer des appuis intermédiaires pour les lisses de bardage. Ils travaillent généralement en flexion composée repartie comme suit :

Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.

Une compression sous l'action des charges permanentes (poids propre, poids des lisses, panneaux sandwich,....).

Pour notre projet seuls les potelets sur la façade Nord seront étudiés en ton que telle, les potelets de la façade sud liés à la mezzanine seront considérés comme des éléments structuraux porteurs, ils seront étudiés dans le chapitre consacré aux éléments structuraux.

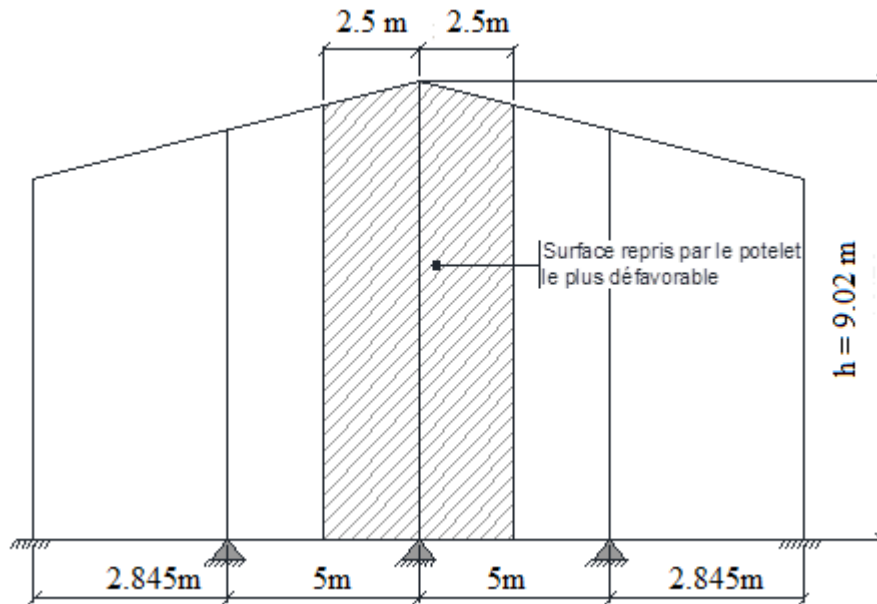


Figure IV.9 : Surface reprise par le potelet le plus défavorable

IV.5.1. Evaluation des charges :

Charges permanentes :

Pour les potelets de la façade Nord nous estimons un profilé en HEB 200

$$G_{pt} = [61.30 \times 9.02 + 18.8 \times 5 \times 5 + 60 \times 5 \times 9.02] \times 1.2$$

$$= 4474.71[\text{kg}] = 44.74[\text{kN}]$$

Nous avons ajouté un coefficient de 1.2 dans le calcul de G pour tenir compte d'une manière forfaitaire du poids des éléments de contreventement transversaux attachés au potelet central de la façade Nord.

Charge du vent :

$$q_j = 102.78 [\text{N/m}^2] = 1.0278[\text{kN/m}^2]$$

$$W_{pt} = 1.0278 \times 5.00 = 5.139 [\text{kN/ml}]$$

IV.5.2. Calcul des sollicitations internes :

Les combinaisons de charges à prendre en considération sont :

Pour l'effort normal :

$$q_{pt1} = 1.35 G_{pt} = 60.39 [\text{kN}]$$

Pour le moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$q_{pt2} = 1.5 W_{pt} = 7.70[\text{kN/ml}]$$

$$N_{sd} = q_{pt1} = 60.39 \text{ [kN]}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{lt2} \times l^2}{8} = 78.3 \text{ [kN.m]}$$

$$V_{y.sd} = \frac{q_{lt2} \times l}{2} = 34.72 \text{ [kN]}$$

IV.5.3. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche sera faite à l'ELS comme suit :

$$q_{pt3} = W_{pt} = 5.139 \text{ [kN/ml]}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{9.02}{200} = 0.0451 \text{ m} \approx 4.51 \text{ cm}$$

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{lt3} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{5.139 \times 9.02^4}{210000 \times 10^3 \times 5696 \times 10^{-8}} = 0.037 \text{ m} = 3.7 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 3.7 \text{ cm}] < [\delta_{max} = 4.51 \text{ cm}] \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

IV.5.4. Vérification de la contrainte de flexion composée :

Classification du profilé :

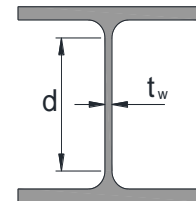
Conformément à l'article 5.3.2 de l'EUROCODE 3, la classification du profilé HEB260 choisit pour les potelets sera comme suit:

Classification de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.88$$

$$\zeta = \sqrt{235 / F_y} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 14.88 < 72\zeta = 72$$

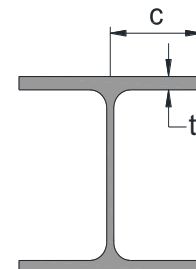


→ L'âme est de classe 1

« EC3-Tableau 5.3.1 »

Classification de la semelle comprimée

$$\frac{C}{t_f} \leq 10 \zeta \Rightarrow \frac{100}{15} = 6.66 \leq 10$$



→ La semelle est de classe I

« EC3-Tableau 5.3.1 »

Conclusion :

La section globale du potelet est de classe 1

Les éléments à section transversale de classe 1 (notre cas) sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot F_{y/\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot F_{y/\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{«EC3-Formule 5.51 »}$$

Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_{y/\gamma_{m1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot F_{y/\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{« EC3-Formule 5.52 »}$$

Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{Min} = \min [\chi_y ; \chi_z]$$

Flambement par rapport à l'axe YY

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \text{ avec : } \chi_y \leq 1 \quad \text{« EC3-Formule 5.46 »}$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

α_y = facteur d'imperfection = 0.21 « EC3- Tableau 5.5.1-Courbe A »

$$\text{Avec } \begin{cases} t_f < 40\text{mm} \\ h/b < 1.2 \end{cases} \quad \text{« EC3-Tableau 5.5.3 »}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / F_y]^{0.5} = 93.9 \times \zeta = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{9.02}{8.54 \times 10^{-2}} = 105.62 \quad \text{« Formule 5.47- Page 5.74 – EC3 »}$$

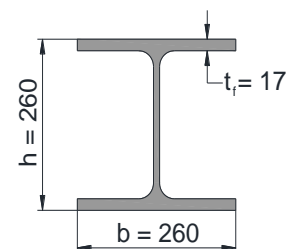
$\beta_A = 1$ (sections de classe 1, 2 et 3)

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{105.62}{93.9} \right] \times [1]^{0.5} = 1.12$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21 \times (1.12 - 0.2) + (1.12)^2] = 1.22$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.22 + [(1.22)^2 - (1.12)^2]^{0.5}} = 0.58$$

Flambement par rapport à l'axe ZZ



$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \text{ avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\alpha_z = 0.34 \text{ « EC3-Tableau 5.5.1-Courbe B »}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \xi = 86.80 \text{ et } \beta_A = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z}$$

$$L_z : \text{entre axe des lisses} = 1.65 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{1.65}{5.07 \times 10^{-2}} = 32.54$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{32.54}{93.9} \right] \times [1]^{0.5} = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34 (0.34 - 0.2) + (0.34)^2] = 0.58$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.58 + [(0.58)^2 - (0.34)^2]^{0.5}} = 0.95$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z] = \text{Min} [0.58 ; 0.95] = 0.58$$

Détermination des coefficients K_y et K_{LT}

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \text{ avec : } K_y \leq 1.5 \text{ « EC3-Art 5.5.4 »}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y [2 \cdot \beta_{m,y} - 4] + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \text{ avec : } \mu_y \leq 0.90 \text{ « EC3-Art 5.5.4 »}$$

$$\mu_y = 1.12 [2 \times 1.3 - 4] + \left[\frac{642.5 - 569.6}{569.6} \right] = -1.44$$

$$\text{Avec : } \beta_{m,y} = 1.3 \text{ « Figure 5.5.3- Page 5.86. - EC3 »}$$

$$K_y = 1 - \frac{(-1.566) \times 60.39}{0.58 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} = 1.08 < 1.5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \text{ avec : } K_{LT} \leq 1$$

« EC3-Formule 5.52 »

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 \text{ avec : } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.34 \times 1.3 - 0.15 = -0.084$$

Avec:

$$\beta_{M,LT} = 1.3 \quad \ll \text{EC3-Figure 5.5.3} \gg$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.084 \times 60.39}{0.95 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3} \simeq 1.00$$

Détermination du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \text{ avec } : \chi_{LT} \leq 1 \quad \ll \text{EC3-Formule 5.49} \gg$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profilés laminés)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / F_y]^{0.5} = 93.9 \quad \xi = 93.9$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0.5} [1 + (1/20) (l_z / i_z)^2]^{0.25}} \ll \text{EC3- Annexe F -Formule 21} \gg$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1.65 / (5.07 \times 10^{-2})}{(1.132)^{0.5} \times [1 + (1/20) \times (1.65 / 5.07 \times 10^{-2}) / (200 \times 10^{-3} / 15 \times 10^{-3})^2]^{0.25}} = 28.65$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{28.65}{93.9} \right] \times [1]^{0.5} = 0.3 < 0.4 \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.3 - 0.2) + (0.3)^2] = 0.55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.55 + [(0.55)^2 - (0.3)^2]^{0.5}} = 0.99$$

IV.5.5. Vérification de l'incidence de l'effort tranchant :

Selon l'article 5.4.9 de l'Eurocode 3, il y a lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement.

Donc : Si $V_{sd} \leq 0.50 V_{pl,rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment de résistance plastique.

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} (F_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo} = 24.83 \times 10^{-4} \times \frac{235 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} = 306.26 [\text{kN}]$$

$$[V_{sd} = 34.72 \text{ kN}] \leq [0.5 \times 306.26 = 153.13 \text{ kN}]$$

\rightarrow Il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de la résistance plastique.

IV.5.6. Vérification de l'incidence de l'effort normal :

Selon l'article 5.4.8.3 de l'Eurocode3, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque l'une des deux conditions suivante est présente :

$$N_{sd} \geq 0.5 A_w \cdot F_y / \gamma_{mo} [1] \text{ avec } A_w = A - 2 b \cdot t_f = 18.1 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \geq 0.25 N_{pl.Rd} [2] \text{ avec } N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{sd} = 60.39 \text{ [kN]} \geq 0.5 \times 18.1 \times 10^{-4} \times 235 \times \frac{10^3}{1.1} [1]$$

$$60.39 \text{ [kN]} \geq 193.34 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non}$$

$$[2] N_{sd} = 60.39 \text{ [kN]} \geq 0.25 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 275 \times \frac{10^3}{1.1} = 488.125 \text{ [kN]}$$

$$59.05 \text{ [kN]} \geq 417.12 \text{ [kN]} \rightarrow \text{Non}$$

Les conditions [1] et [2] citées ci-haut ne sont pas présents. Il n'ya pas d'influence du l'effort normal sur le moment de résistance.

IV.5.7. Vérification des contraintes

Flexion composée avec flambement :

$$\frac{60.39}{0.58 \times 78.1 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.08 \times 78.3}{642.5 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.67 \leq 1$$

→La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

Conclusion :

Le HEB200 sera utilisé pour les potelets.

IV.6. Etude de l'escalier de la Mezzanine :

Le bloc de bureaux « mezzanine » est composé de deux niveaux (rez de chaussée + 1^{er} étage). L'accès au premier étage est assuré par un escalier métallique à trois volés et deux paliers de repos. Cet escalier métallique est formé par des limons en UPN, des marches et paliers de repos en caillebotis.

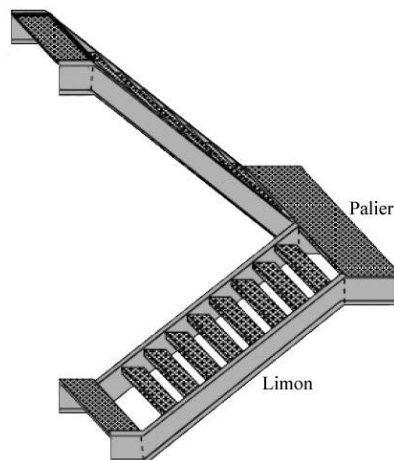


Figure IV.10 : escalier métallique

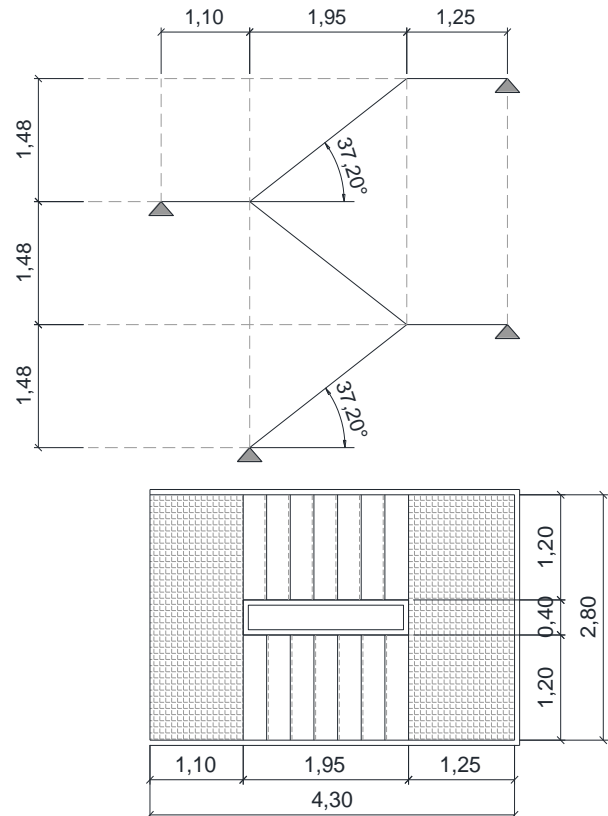
IV.6.1. Dimensions :

Hauteur d'étage = 4.44 m

Giron = 25cm

Contremarche = 18.50 cm

Nombre de marches = 24



IV.6.2. Charge à prendre en considération

Notre étude sera principalement concentrée sur le limon le plus défavorable soit celui du deuxième volé qui supportera la moitié des charges appliquées sur le volé et environ le quarts des charges appliquées sur les paliers de repos. Pour des raisons architecturales l'UPN 260 sera utilisé.

Charges permanents

Caillebotis = 70.00 [kg/m²]

Garde corps ≈ 3.00 [kg/ml]

Poids propre de l'UPN 260 = 37.9 [kg/ml]

$$G_{es} = 37.90 + 3.00 + 70.00 \times 0.60 = 82.90 \text{ [kg/ml]} = 0.829 \text{ [kN/ml]}$$

Surcharges d'exploitation

$$Q_{es} = 250.00 \times 0.60 = 150 \text{ [kg/ml]} = 1.50 \text{ [kN/ml]}$$

IV.6.3. Combinaison de charge :

Pour le calcul des sollicitations internes, la combinaison de charge suivante sera utilisée :

$$q_{es1} = 1.35 G_{es} + 1.5 q_{es} = 1.35 \times 0.829 + 1.50 \times 1.50 = 3.369 \text{ [kN/ml]}$$

IV.6.4. Calcul des sollicitations internes

Les efforts internes déterminés à l'aide du logiciel SAP 2000 sont :

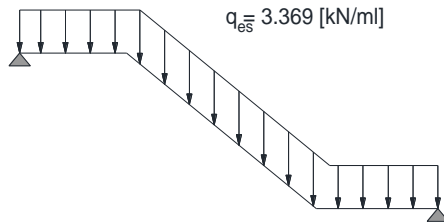


Diagramme de chargement

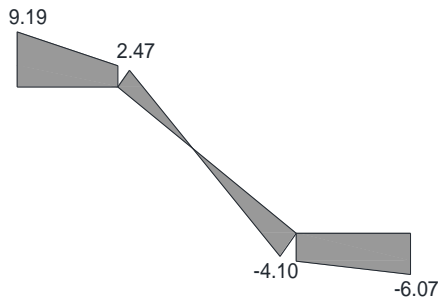


Diagramme des efforts tranchants [kN]

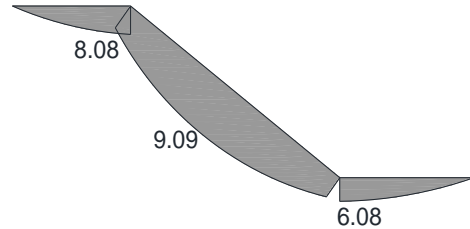


Diagramme des moments [kN.m]

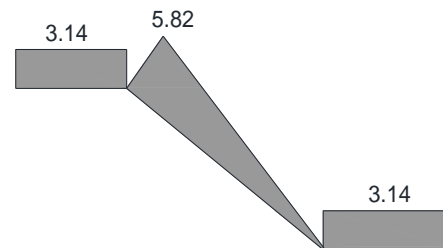


Diagramme des efforts normaux [kN]

$M_{max} : 9.09$ [kN.m] ; $T_{max} : 9.19$ [kN] ; $N_{max} = 5.82$ [kN]

IV.6.5. Vérification de la contrainte de flexion composée :

L'UPN 260 est de classe 1, il doit donc satisfaire les deux conditions suivantes pour la flexion composée :

IV.6.5.1. Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{w_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot w_{ply} \cdot F_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

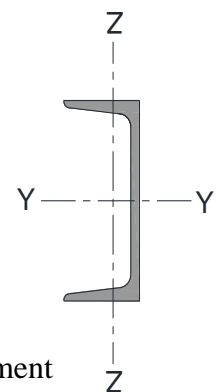
Détermination du coefficient de réduction minimum pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} [\chi_y ; \chi_z]$$

IV.6.5.2. Flambement par rapport à l'axe Y-Y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \text{ avec : } \chi_y \leq 1$$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$



$$\alpha_y = 0.49 \quad \text{«EC3– Tableau 5.5.1- Courbe C»}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.50}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / F_y \right]^{0.5} = 93.9 \quad \xi = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 24.52 \quad ; \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{24.52}{86.80} \right] \times [1]^{0.50} = 0.28$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.28 - 0.2) + (0.28)^2] = 0.56$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.56 + [(0.56)^2 - (0.28)^2]^{0.5}} = 0.96$$

IV.6.5.3. Flambement par rapport à l'axe Z-Z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\alpha_z = 0.49 \quad \text{«Courbe C – Tableau 5.5.1 - Page 5.70- EC3 »}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0.50}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[E / F_y \right]^{0.5} = 93.9 \quad \xi = 86.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 95.70 \quad ; \beta_A = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{95.70}{86.80} \right] \times [1]^{0.50} = 1.10$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (1.10 - 0.2) + (1.10)^2] = 1.32$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.32 + [(1.32)^2 - (1.10)^2]^{0.5}} = 0.49$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} [0.96 ; 0.49] = 0.49$$

Détermination des coefficients k_y et k_{LT} :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec : } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot [2\beta_{m,y} - 4] + \left[\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right] \quad \text{avec : } \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_y = 0.28 \times [2 \times 1.3 - 4] + \left[\frac{442 - 371}{371} \right] = -0.20$$

$$K_y = 1 - \frac{(-0.20) \times 5.82}{0.96 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} \approx 1.00$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot F_y} \quad \text{avec } \mu_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{avec : } \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.10 \times 1.3 - 0.15 = 0.065$$

$$\Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0.065 \times 5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3} = 1.00$$

Détermination de coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \xi = 86.80$$

Pour l'UPN260 l'élancement géométrique λ_{LT} sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{ply}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \xi)} = 82031.25 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 188.24$$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \left[(3.14)^2 \times 210000 \times 10^3 \times \frac{442 \times 10^{-6}}{188.24} \right]^{0.5} = 69.73$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{69.73}{86.80} \right] \times [1]^{0.5} = 0.80$$

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 0.50 [1 + 0.21 (0.8 - 0.2) + (0.80)^2] = 0.88$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0.88 + [(0.88)^2 - (0.80)^2]^{0.5}} = 0.80$$

IV.6.6. Vérification de l'incidence de l'Effort tranchant :

si $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ → il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment de résistance plastique.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (F_y / \sqrt{3})}{\gamma_{mo}} = 27.10 \times 10^{-4} \times \left[\frac{275 \times 10^3}{\sqrt{3}} \right] / 1.1 = 391.15 \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow [V_{sd} = 9.19 \text{ kN}] \leq [0.5 V_{pl,Rd} = 195.57 \text{ kN}]$$

→ il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique.

IV.6.7. Vérification de l'incidence de l'Effort normal :

$$\begin{cases} N_{sd} \leq 0.5 A_w \cdot F_y / \gamma_{mo} \\ N_{sd} \leq 0.25 N_{pl.Rd} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} \leq 0.5 \times 23.10 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3) / 1.1 \\ N_{sd} \leq 0.25 \times 48.30 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3) / 1.1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 5.82 \text{ [kN]} \leq 288.75 \text{ [kN]} \\ 5.82 \text{ [kN]} \leq 301.88 \text{ [kN]} \end{cases} \rightarrow \text{ok}$$

Il n'y a pas d'influence de l'effort normal sur le moment de résistance plastique.

Vérification des contraintes

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 9.09}{442 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.09 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{5.82}{0.49 \times 48.3 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 / 1.1} + \frac{1.00 \times 9.09}{0.8 \times 442 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 / 1.1} \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.11 \leq 1$$

→ La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

IV.6.8. Vérification de la flèche

La flèche sera vérifiée à l'ELS avec des charges non pondérées.

$$q_{es2} = G_{es} + Q_{es} = 0.829 + 1.50 = 2.329 \text{ [kN/ml]}$$

La flèche maximale admise pour l'escalier est :

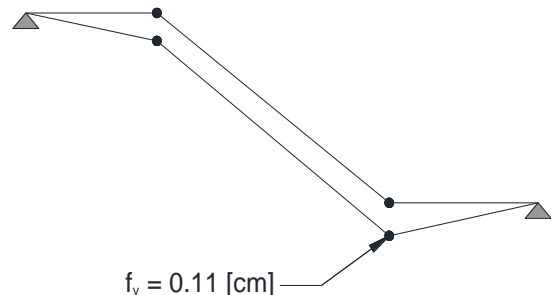
$$\delta_{max} = l / 200 = 1.22 \text{ cm}$$

La flèche de l'escalier sous la charge q_{es2} obtenue avec le modèle numérique analysé avec le logiciel SAP2000 est indiqué sur la figure ci-après.

$$f_y = 0.11 \text{ cm}$$

$$[f_y = 0.11 \text{ cm}] < [\delta_{max} = 1.22 \text{ cm}]$$

→ La flèche est vérifiée.



Conclusion :

L'UPN260 convient pour l'escalier, il sera donc le profilé utilisé notamment pour des raisons architecturales.

IV.7. Etude du plancher collaborant :

Pour le dallage du premier niveau et du toit de la partie bureaux (Mezzanine), nous avons opté pour des planchers mixtes à dalles collaborantes étant la solution la plus économique et la plus rapide du point de vue exécution.

La dalle collaborant sera constituée d'une dalle en béton armé coulée sur un pontage métallique de type HAIRCOL59 (hauteur = 59mm et épaisseur = 1mm) qui servira comme coffrage perdu lors de la phase d'exécution. Le tout est supporté par des poutres métalliques (solives) en IPE360 disposées tous les 1.50m et reliées à leur tour à l'ossature principale du bâtiment.

L'interaction poutre métallique /dalle en béton est assurée par des goujons de cisaillement de type NELSON ($\varnothing 19\text{mm}$ et $H = 90\text{mm}$). Ces goujons permettent une liaison efficace entre les deux composants du plancher notamment en reprenant tout les efforts de glissement entre ces derniers.

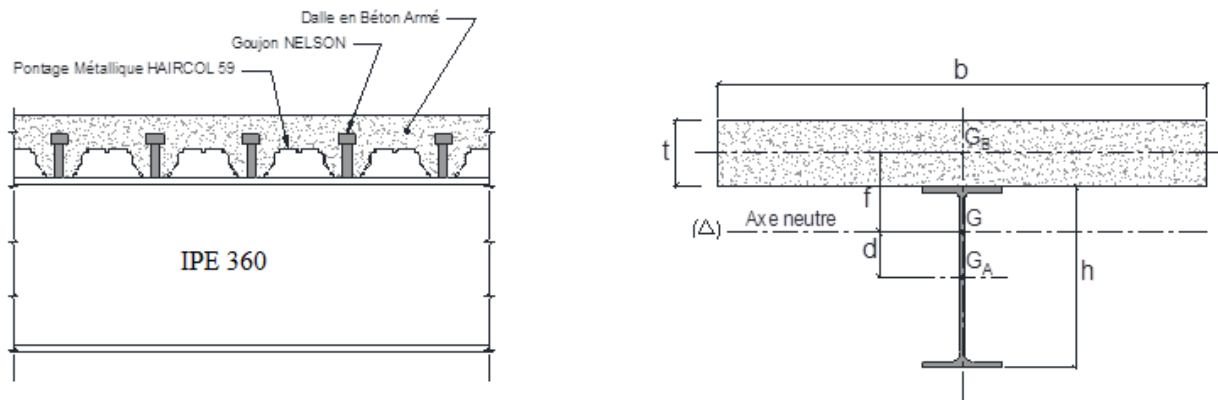


Figure IV.11 : Détails typiques du plancher collaborant

Entre axe des solives : $l = 1.50\text{m}$

Portée des solives : $L = 6$

Epaisseur moyenne de la dalle en béton : $t = 100\text{ mm} = 0.1\text{ m}$

Largeur de la dalle collaborant : $b = \min (l ; L/4) = 1.50\text{m} \ll \text{Art 4.2.2.1 – EC4} \gg$

Hauteur de la solive : $h = 0.36\text{m}$

Les solives sont des IPE 360 avec les caractéristiques suivantes :

IPE 360	P_s [kg/ml]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	A [cm ²]
	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7

IPE 360	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]	W_{ply} [cm ³]	W_{plz} [cm ³]
	16270	1043	1019	191

Tableau IV.1 : Caractéristiques de l'IPE360

IV.7.1. Vérification de la phase de montage :

Durant la phase de montage, le plancher est soumis au poids propre des solives, au poids du béton frais (avant durcissement) au poids du pontage métallique et à la charge des ouvriers et matériel d'exécution.

Evaluation des charges :

a. Charges permanentes

Poids propre de la solive : $P_s = 57.10$ [kg/ml]

Dalle en béton : $P_b = 2500 \times 1.50 \times 0.1 = 375.00$ [kg/ml]

Pontage métallique : $P_{pn} = 11.97 \times 1.50 = 17.96$ [kg/ml]

$G_{d1} = 57.10 + 375 + 17.96 = 450.06$ [kg/ml] = 4.05 [kg/ml]

b. Charges d'exploitation

Le poids des ouvriers est du matériel d'exécution sera pris forfaitairement égale à 250.00 [kg/m²]

$Q_{d1} = 250.00 \times 1.5 = 375.00$ [kg/ml] = 3.75 [kN/ml]

c. Combinaison de charges

$q_{d1} = 1.35G_{d1} + 1.5Q_{d1} = 1.35 \times 4.5 + 1.50 \times 3.75 = 11.7$ [kN/ml]

$q_{d2} = G_{d1} + Q_{d1} = 4.5 + 3.75 = 8.25$ [kN/ml]

IV.7.2. Vérification de la solive « IPE360 »

Sous l'effet des actions temporaires de la phase de montage, la solive travaillera à la flexion simple.

a. Vérification de la flèche

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad \ll \text{Tableau 4.1. Page 4.3- EC3} \gg$$

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \cdot q_{d2} \times \frac{l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times 8.25 \times \frac{(6)^4}{210000 \times 10^3 \times 16270 \times 10^{-8}} = 0.0094 \text{ m} = 0.94 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.94 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 2.4 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche est vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de flexion simple

$$M_{y.sd} = \frac{q_{d1} \times L^2}{8} = \frac{11.7 \times (6)^2}{8} = 52.65 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.10} = 217.69 \text{ [kN.m]}$$

$[M_{y.sd} = 52.65 \text{ kN.m}] < [M_{ply.Rd} = 217.69 \text{ kN.m}] \ll \text{Art .5.4.5.1 -EC3} \gg$

\rightarrow La contrainte de flexion simple est vérifiée.

c. Vérification du cisaillement

$$V_{y.sd} = \frac{q_{d1} \times L}{2} = \frac{11.7 \times 6}{2} = 35.1 \text{ [kN]}$$

$$V_{ply.Rd} = A_{vy} \left[\frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} \right] = 35.11 \times 10^{-4} \times \left[\frac{235 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.1} \right] = 433.05 \text{ [kN]}$$

$[V_{y.sd} = 35.1 \text{ kN}] < [V_{ply.Rd} = 433.05 \text{ kN}] \rightarrow$ Le cisaillement est vérifié.

Conclusion : les solives en IPE360 résistent avec sécurité à la phase de montage.

IV.7.3. Vérification du pontage métallique :

Le pontage métallique de type HAIRCOL59 conçu comme coffrage perdu lors de la phase d'exécution de la dalle collaborante doit supporter son poids propre, le poids du béton frais ainsi que la surcharge des ouvriers et du matériel d'exécution. La vérification du pontage sera faite pour une bonde de 1ml de largeur.

$$G_{pn} = 11.97 \times 1.00 + 2500 \times 1.00 \times 0.1 = 261.97 \text{ [kg/ml]} = 2.61 \text{ [kN/ml]}$$

$$Q_{pn} = 250.00 \times 1.00 = 250.00 \text{ [kg/ml]} = 2.50 \text{ [kN/ml]}$$

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$q_{pn1} = 1.35 G_{pn} + 1.5 Q_{pn} = 1.35 \times 2.61 + 1.5 \times 2.50 = 7.27 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{pn2} = G_{pn} + Q_{pn} = 2.61 + 2.50 = 5.11 \text{ [kN/ml]}$$

a. Caractéristiques du pontage type HAIRCOL59

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pontage métallique de type HAIRCOL59 (Hauteur = 59mm et Epaisseur = 1mm) extraites du catalogue du fournisseur sont :



Figure IV.12 : Pontage métallique type HAIRCOL59

Module d'Young : $E = 210000 \text{ MPa}$

Limite d'élasticité : $F_y = 320 \text{ MPa}$

Moment d'inertie : $I_y = 74.56 \text{ cm}^4/\text{ml}$

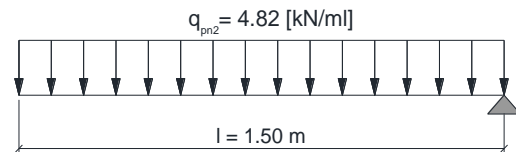
Module d'inertie : $W_{ply} = 28.03 \text{ cm}^3/\text{ml}$

b. Vérification de la flèche

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{1.50}{250} \times 10^2 = 0.60 \text{ cm}$$

$$\mathcal{F}_y = \frac{5}{384} \cdot q_{pn2} \times \frac{l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times 5.11 \times \frac{(1.50)^4}{210000 \times 10^3 \times 74.56 \times 10^{-8}} = 0.0020 \text{ m} = 0.20 \text{ cm}$$

$[\mathcal{F}_y = 0.20 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 0.60 \text{ cm}] \rightarrow$ La flèche est vérifiée.



c. Vérification de la contrainte de flexion simple

$$M_{y.sd} = \frac{q_{pn1} \times l^2}{8} = \frac{7.27 \times (1.50)^2}{8} = 2.03 \text{ [kN/m]}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{28.03 \times 10^{-6} \times 320 \times 10^3}{1.1} = 8.15 \text{ [kN/m]}$$

$[M_{y.sd} = 2.03 \text{ kN.m}] < [M_{ply.Rd} = 8.15 \text{ kN/m}]$

\rightarrow La contrainte de flexion simple est vérifiée.

Conclusion :

Le pontage métallique de type HAIRCOL59 résiste à la phase montage et peut jouer le rôle de coffrage perdu pour le plancher collaborant sans la nécessité d'étayements.

IV.7.4. Vérification de la phase d'exploitation :

Après durcissement de la dalle en béton, cette dernière formera avec les solives en IPE360 le corps du plancher collaborant. Cette section mixte (acier – béton) travaillera d'une façon homogène pour reprendre toutes les charges permanentes et les surcharges d'exploitation pouvant solliciter le plancher durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

IV.7.4.1. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes

Poids propre de la solive : $p_s = 57.10$ [kg/ml]

Dalle en béton : $P_b = 2500 \times 1.50 \times 0.1 = 375.00$ [kg/ml]

Pontage métallique : $P_{pn} = 11.97 \times 1.50 = 17.96$ [kg/ml]

Murs en maçonnerie ($E_p=200\text{mm}$) : $P_m = 200.00 \times 1.50 = 300.00$ [kg/ml]

Revêtement de sol en carrelage : $P_c = 60.00 \times 1.50 = 90.00$ [kg/ml]

Conduites et câblages pour mécanique / électrique : $P_{EC} = 50.00 \times 1.5 = 75.00$ [kg/ml]

Faux plafond mécanique en Placoplatre : $P_{fp} = 15.00 \times 1.5 = 22.50$ [kg/ml]

$$G_{d2} = 57.10 + 375.00 + 17.96 + 300.00 + 90.00 + 75.00 + 22.50 = 937.56 \text{ [kg/ml]} = 8.93 \text{ [kN/ml]}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q_{d2} = 250.00 \times 1.50 = 375.00 \text{ [kg/ml]} = 3.75 \text{ [kN/ml]}$$

IV.7.4.2. Combinaison de charges :

Les combinaisons de charges à prendre en considération sont :

$$q_{d3} = 1.35G_{d2} + 1.50Q_{d2} = 1.35 \times 9.37 + 1.5 \times 3.75 = 18.27 \text{ [kN/ml]}$$

$$q_{d4} = G_{d2} + Q_{d2} = 9.37 + 3.75 = 13.12 \text{ [kN/ml]}$$

IV.7.4.3. Détermination de la position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre de la section mixte (acier/ béton) est obtenue en écrivant l'égalité des moments statiques par apport à l'axe neutre (Δ).

Poutre en acier : $\mu_A = A \cdot d$

Dalle en béton : $\mu_b = \frac{\beta}{n} \cdot f$

$$\mu_A = \mu_b \Rightarrow A \cdot d = \frac{\beta}{n} \cdot f \text{ Or, } f + d = \frac{t+h}{2}$$

$$D'oud = \frac{b \cdot t \cdot t+h}{n} \cdot \frac{B}{2s} \text{ avec, } S = A + \frac{B}{n} \text{ et } B = b \cdot t$$

Où :

S = Aire de la section totale rendu homogène

n = Coefficient d'équivalence (acier/ béton) = 15

A = Section du profilé IPE360 (72.70cm²)

B = Section de béton (1.50 x 0.1 x 10⁴ = 1500 cm²)

$$S = 72.70 + \frac{1500}{15} = 172.7 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{150 \times 8.8}{15} \times \frac{8.8+36}{2 \times 172.7} = 11.41 \text{ cm} < h/2 = 18 \text{ cm}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la solive.

IV.7.4.4. Calcul du moment d'inertie de la section mixte :

$$I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left[\frac{(t+h)}{2} - d \right]^2$$

I_A et I_B étant respectivement les inerties propres au profilé IPE360 et à la dalle en béton.

$$\text{Soit : } I = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12n} + \frac{b \cdot t \cdot t+h}{n} \left[\frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

$$I = 16270 + 72.70 \times (11.41)^2 + \frac{150 \times (8.80)^3}{12 \times 15} + \frac{150 \times 8.80}{15} \times \left[\frac{8.80+36}{2} - 11.41 \right]^2$$

$$I = 26527.17 \text{ cm}^4$$

IV.7.4.5. Calcul des sollicitations internes :

$$M_{\max} = \frac{q_d \times 3 \times L^2}{8} = \frac{18.27 \times (6)^2}{8} = 82.21 \text{ [KN.m]}$$

$$V_{\max} = \frac{q_d \times 3 \times L}{2} = \frac{18.27 \times 6}{2} = 54.81 \text{ [kN]}$$

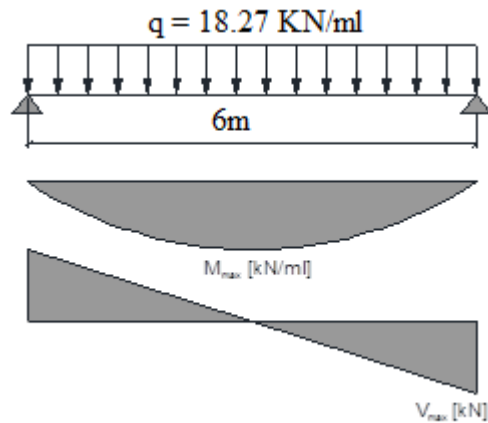


Figure IV.13 : diagramme des efforts internes

IV.7.4.6. Contraintes de flexion simple :

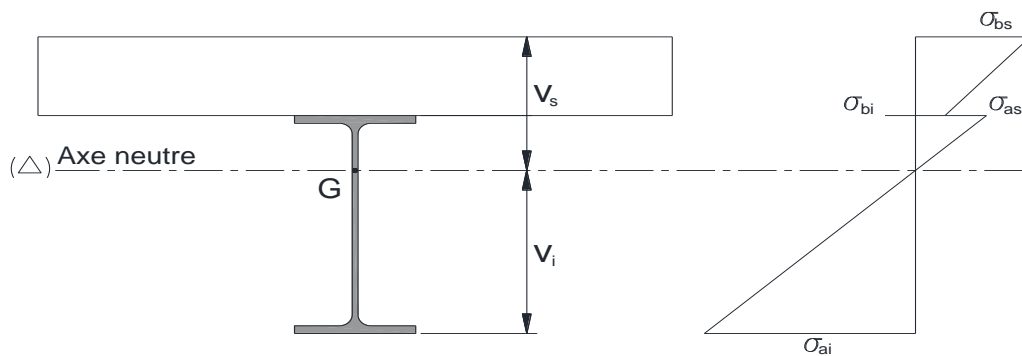


Figure IV.14: diagramme des contraintes de flexion simple

$$V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{36}{2} + 11.42 = 29.42 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{36}{2} + 8.80 - 11.42 = 15.38 \text{ cm}$$

a. Contraintes dans la poutre en acier

- Traction : $\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} \cdot v_i = \frac{82.21 \times 29.42 \times 10^{-2}}{26527.17 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 91.17 \text{ [MPa]}$

- Compression : $\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I} \cdot (V_s - t) = \frac{82.21 \times (15.38 - 8.80) \times 10^{-2}}{26527.17 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 20.39 \text{ [MPa]}$

b. Contraintes dans le béton

- Compression (fibre supérieure) : $\sigma_{bs} = \frac{M_{max} \cdot V_s}{n \cdot I} = \frac{82.21 \times 15.38 \times 10^{-2}}{15 \times 26527.17 \times 10^{-8}} \times 10^{-3}$

= 3.17[MPa]

-Compression (fibre inférieure) : $\sigma_{bi} = \frac{M_{max} \cdot (V_s - t)}{n \cdot I} = \frac{82.21 \times (15.38 - 8.80) \times 10^{-2}}{15 \times 26527.17 \times 10^{-8}} \times 10^{-3}$
 = 1.36 [MPa]

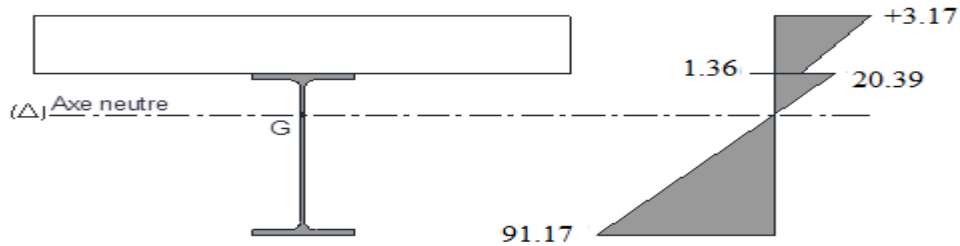


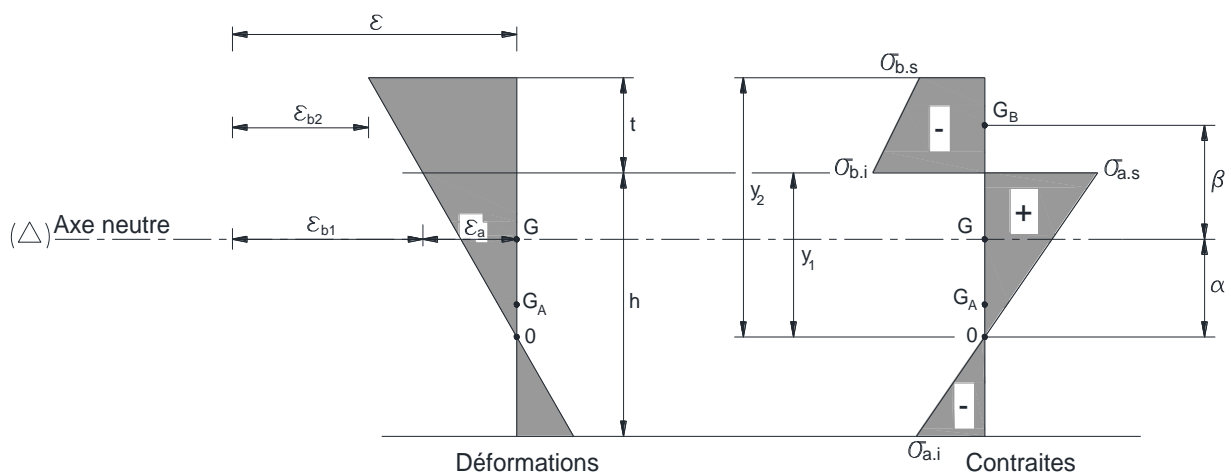
Figure IV.15 : diagramme des contraintes

c. Contraintes additionnelles dues au retrait du béton

Après coulage de la dalle, le durcissement du béton est accompagné par un retrait (raccourcissement ϵ). La poutre en acier étant solidarifiée avec la dalle s'oppose au raccourcissement de cette dernière à l'interface acier / béton. Ce phénomène provoque les effets suivant :

Un raccourcissement ϵ_a de la poutre en acier

Un allongement ϵ_b de la dalle en béton par rapport à sa position d'équilibre car ne pouvant librement se rétracter le béton se tend provoquant ainsi un allongement.



$$\beta = (h + t) / 2 = (36 + 8.80) / 2 = 22.40 \text{ [cm]}$$

$$\alpha = I_y / (A \cdot \beta) = 16270 / (72.7 \times 22.40) = 9.99 \text{ [cm]}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_y \cdot A + B \cdot I_y + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

Avec : ε = raccourcissement du au retrait du béton = 2×10^{-4}

$$K = 103334.34 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{36}{2} + 9.99 = 27.99 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = y_1 + t = 27.99 + 8.80 = 36.79 \text{ [cm]}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 210000 \times 2 \times 10^{-4} = 42.00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{ai} = k [h - y_1] = -103334.34 \times [36 - 27.99] \times 10^{-2} = -8277.08 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -8.28 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{as} = k \cdot y_1 = +103334.34 \times 27.99 \times 10^{-2} = +28923.28 \text{ [kN/m}^2\text{]} = +28.92 \text{ [MPa]}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bi} &= \frac{1}{n} [E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_1] = -\frac{1}{15} \times [210000 \times 10^3 \times 2 \times 10^{-4} - 103334.34 \times 27.99 \times 10^{-2}] \\ &= -871.78 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -0.87 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= \frac{1}{n} [E_a \cdot \varepsilon - k \cdot y_2] = -\frac{1}{15} \times [210000 \times 10^3 \times 2 \times 10^{-4} - 103334.34 \times 36.79 \times 10^{-2}] \\ &= -265.55 \text{ [kN/m}^2\text{]} = -0.27 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

d. Contraintes finales

Poutre en Acier

$$\sigma_{ai} = -91.17 - 8.28 = -99.45 \text{ [MPa]} < F_y = 275 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{as} = +20.39 + 28.92 = +49.31 \text{ [MPa]} < F_y = 275 \text{ [MPa]}$$

Dalle en béton

$$\sigma_{bi} = +1.36 - 0.87 = +0.49 \text{ [MPa]} < F_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bs} = +3.17 - 0.27 = +2.9 \text{ [MPa]} < F_{bu} = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ [MPa]}$$

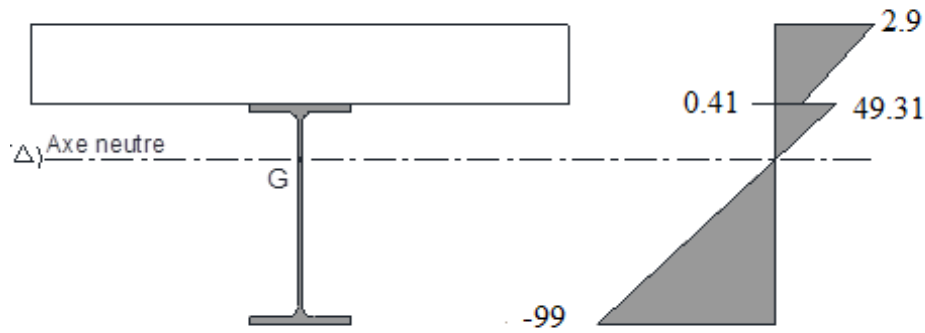


Figure IV.16 : diagramme des contraintes final

→ la contrainte de la flexion simple est vérifiée

IV.7.4.7. Vérifications de la flèche :

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ [cm]}$$

$$\mathcal{F}_{\max} = \frac{5}{384} \times q_{d4} \times \frac{L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{13.12 \times (6)^4}{210000 \times 10^3 \times 26527.17 \times 10^{-8}} \times 10^2 = 0.39 \text{ [cm]}$$

$$[\mathcal{F}_{\max} = 0.39 \text{ cm}] < [\delta_{\max} = 2.4 \text{ cm}]$$

→ La flèche est vérifiée.

IV.7.4.8. Vérification au cisaillement :

La résistance à l'effort tranchant sera celle du profilé en acier conformément à l'article 4.4.2.2 de l'Eurocode 4.

$$V_{\max} = 54.81 \text{ [kN]}$$

$$V_{\text{pl.Rd}} = A_v \cdot \frac{F_y / \sqrt{3}}{\gamma_{\text{mo}}} = 35.11 \times 10^{-4} \times \left[\frac{235 \times 10^3 / \sqrt{3}}{1.10} \right] = 433.05 \text{ [kN]}$$

$$[V_{\max} = 54.81 \text{ kN}] < [V_{\text{pl.Rd}} = 433.05 \text{ kN}]$$

→ Le cisaillement est vérifié.

Conclusion:

le plancher collaborant composé d'une dalle d'épaisseur moyenne de 88 mm sur pontage métallique HAIRCOL 59 et des solives en IPE360 résiste à toutes les Contraintes.

IV.7.4.9. Calcul des connecteurs :

La liaison entre les poutres métalliques est la dalle en béton est assurée par des connecteurs. Ces derniers ont comme rôle principal d'empêcher le glissement entre la dalle en béton, en particulier le pontage métallique et la poutre en acier. Pour notre projet, nous avons choisis comme connecteurs des goujons NELSON ayant les caractéristiques suivantes :

$$d=19\text{mm}$$

$$h= 90\text{mm}$$

$$F_y = 275 \text{ MPA}$$

$$F_u = 415 \text{ MPA}$$

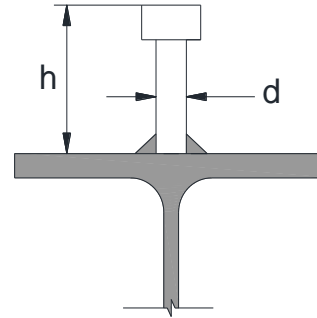


Figure IV.17 : Connecteur type NELSON

a. Résistance de calcul au cisaillement

La valeur de la résistance de calcul au cisaillement à prendre en considération pour un goujon à tête est égale à la plus petite des deux valeurs données par les formules suivantes :

$$P_{Rd} = 0.8.F_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \ll \text{Formule 6.13- Page 6.9-EC4} \gg$$

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{F_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \ll \text{Formule 6.14- Page 6.9-EC4} \gg$$

Avec :

d : Diamètre du fût du goujon (= 19 mm)

F_u : Résistance ultime en traction spécifiée du matériel du goujon (= 415 [MPa])

F_{ck} : Résistance caractéristique du béton (= 25 [MPa])

E_{cm} : valeur moyen du module sécant du béton (= 29×10^3 [MPa])

$\alpha=1$ avec : [$h/d = 4.74 > 4$] «EC4-Art 6.3.2.1»

h : Hauteur hors tout du goujon = 90mm

γ_v : Coefficient partiel de sécurité 1.25 «EC4-Art 6.3.2.1 »

$$P_{Rd} = \begin{cases} 0.8 \times 415 \times 10^3 \times \frac{3.14 \times (19)^2 \times 10^{-6}}{4} \times \frac{1}{1.25} = 75.27 [\text{kN}] \\ 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times 10^{-6} \sqrt{25 \times 10^3 \times 29 \times 10^6} \times \frac{1}{1.25} = 71.31 [\text{kN}] \end{cases}$$

$$P_{Rd} = 71.31 [\text{kN}]$$

b. Effort de cisaillement longitudinal

$$V_1 = \frac{A_a \cdot F_y}{\gamma_a}$$

« EC4-Formule 6.6 »

Avec : A_a : Aire de l'élément structurale en acier = 72.70cm^2

γ_a : Coefficient partiel de sécurité = 1.1

$$V_e = \frac{72.70 \times 70 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 1087.19 [\text{kN}]$$

c. Nombre et espacement des goujons

$$\mu \geq \frac{V_1}{P_{Rd}} = 25 \text{ (Nombre de goujons à installer sur la moitié de la poutre en acier)}$$

$$S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{600}{2} \times \frac{1}{25} = 12\text{cm}$$

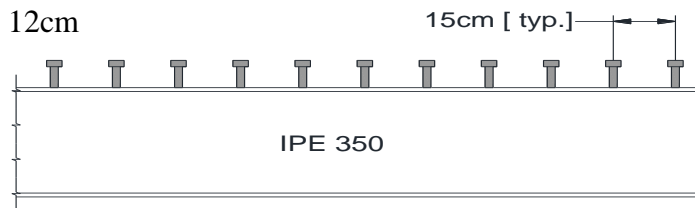


Figure IV.18 : Espacement des Connecteurs

IV.7.4.10. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul du ferrailage de la dalle sera fait en flexion simple selon les règles BAEL91-Version 99.

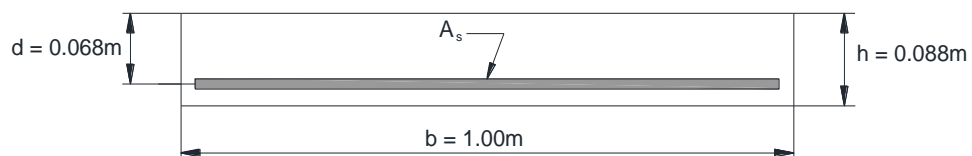
La section minimale d'armature sera vérifiée selon les règles RPA99- version 2003.

a. Calcul du moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_{d3} \cdot l^2}{8} = \frac{18.27 \times (1.50)^2}{8} = 5.13 [\text{kN.m}]$$

b. Calcul des armatures

Le calcul sera fait par bandes de 1ml de large en assimilant la dalle à une poutre.



$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ [MPa]}$$

« BAEL 91-Art A.4.3.4 »

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_o \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{5.13 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.068)^2 \times 14.20} = 0.078$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right] = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078} \right] = 0.101$$

$$\alpha = 0.101 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A "As = 0"}$$

$$Z_b = d \cdot [1 - 0.4 \times \alpha] = 0.068 \times [1 - 0.4 \times 0.101] = 0.065 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 434 \text{ [MPa]}$$

$$A_s = \frac{5.13 \times 10^{-3}}{434 \times 0.065} \times 10^4 = 1.81 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage minimum selon l'RPA99- version 2003

Selon l'article 7.5.2.1 des règles RPA99, un pourcentage minimum d'armature égale à 0.5% de la section transversal du béton doit être assuré.

$$A_{\min} : 0.5 \times 1.00 \times 0.1 \times \frac{10^4}{100} = 5 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

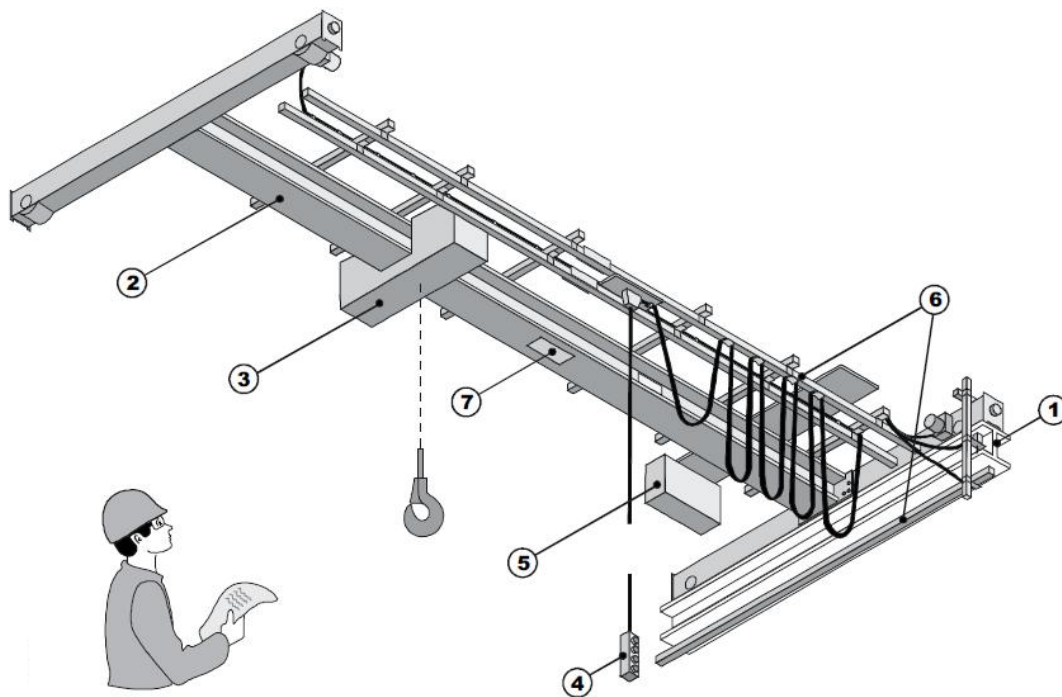
Nous optons pour des HA12 espacés tous les 20cm soit une section

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

V.1.Introduction

La manutention des objets lourds dans le hall industriel objet du présent mémoire est assurée par un pont roulant type mono poutre d'une capacité de 5 tonnes et d'une portée de 15 m. La translation transversale des charges est assurée par un chariot de transfert équipé d'un treuil de levage. Ce pont roulant est entièrement conçu, étudié et fabriqué pour un fournisseur spécialisé.

Le présent chapitre sera consacré à l'étude du chemin de roulement dédié à la circulation de cet équipement. Ce chemin de roulement d'une longueur totale de 36 m sera composé de poutres isostatiques de 6 m de long séparées avec des joints de dilatation de 10mm. Ces poutres à leur tour s'appuient sur des consoles soudées sur les poteaux de la structure principale du hangar.



FigureV.1 :Pont Roulant mono poutre (5 tonnes)

- 1- Chemin de roulement
- 2- Poutre du pont roulant
- 3- Chariot (Groupe de levage)
- 4- Dispositif de commande
- 6- Système d'alimentation électrique
- 7- Symbole d direction

V.2. Caractéristique du pont roulant

Les caractéristiques indiquées par le fournisseur du pont roulant sont :

L _p [m]	Charge(t)	a _{min} [m]	c	e	poids		
					pont	chariot	total
15	5	0.8	0.5	3	9.5	3.5	13

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant

V.3. Classification du pont roulant

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants:

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges à soulever
- Les groupes de ponts roulants

Classement ressortant des recommandations du CTICM :

Classes d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle avec longues périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif
Classe D	Service intensif sévère (période de travail >8h)

Tableau V2. : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage

Etats de Charges	
0 (très léger)	Charges très faibles soulevées couramment Charge nominale soulevée exceptionnellement
1(léger)	Charge de l'ordre du tiers de la charge nominale courante Charge nominale soulevée rarement
2 (moyen)	Charge entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courant Charge nominale assez fréquente
3 (lourd)	Charge régulièrement au voisinage de laCharge nominale

Tableau V.3 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever

Six groupes de ponts roulants sont définis dans les recommandations du CTICM. Pour les ponts roulants à crochet (notre cas), le pont est considéré du groupe II.

Notre pont roulant sera donc de Classe B / Etat de charge2 / groupe II.

V.4.Coefficients :

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

Porté de la poutre	$L \leq 6m$	$L \leq 12m$	$L \leq 18m$
β_1	1.03	1.05	1.08
β_2	1.02	1.04	1.07

Tableau V.4 : Coefficient de calcul des charges [CTICM]

$$P_{\max} = 64 \text{ KN (CTICM – 2.2.2 –TABLEU II)}$$

$$P_{\min} = 26 \text{ KN (CTICM – 2.2.2 –TABLEU II)}:$$

V.5.Charges pondérées :**a-Verticales :**

$$P = \frac{3}{2} \times \rho \times P_{\max} = \frac{3}{2} \times 1.1 \times 64$$

$$= 105.6 \text{ KN}$$

b-Transversale :

$$T_t = \frac{g+Q}{40} \times \frac{3}{2} = \frac{35+50}{40} \times \frac{3}{2}$$

$$= 3.18 \text{ KN}$$

V.6.Disposition du pont roulant sur la poutre de roulement :**a-effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant on prend le cas le plus défavorable (sur appuis)

Réactions sur appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 2P = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 211.2 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 6 R_B - 3P = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{3P}{6} = 52.8 \text{ KN}$$

$$R_A = 2P - R_B = 158.4 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 3m :$$

$$T_1(x) + P - R_A = 0 \Rightarrow T_1(x) = 52.8 \text{ KN}$$

$$3m \leq x \leq 6m :$$

$$T_2(x) + 2P - R_A = 0 \Rightarrow T_2(x) = -52.8 \text{ KN}$$

Pour tenir compte du poids propre de la poutre on multiplie les efforts trouvés par le coefficient

$$\beta_2 = 1.02$$

$$T_1^*(x) = 52.8 \times 1.02 = 53.856 \text{ KN}$$

$$T_2^*(x) = -52.8 \times 1.02 = -53.856 \text{ KN}$$

b-Moments fléchissant :

Position de la résultante R

$$R = \sum_{i=1}^2 F_i \Rightarrow R = 2P$$

$$\sum M_{P1} = 0 \Rightarrow (R \times x) + 3P = 0 \Rightarrow x = \frac{3P}{R}$$

$$\Rightarrow x = 1.5 \text{ m}$$

Réaction sur appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2P$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 2.25 P + 5.25 P - 6 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{7.5P}{6} = 132 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 2P - R_B = 79.2 \text{ KN}$$

Diagrammes des moments fléchissants :

$$0 \leq x \leq 2.25 \text{ m} :$$

$$M_1(x) = R_A \times x \Rightarrow M_1(x) = 79.2 \times x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.25) = 178.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2.25 \leq x \leq 5.25 \text{ m} :$$

$$M_2(x) = R_A(x + 2.25) - P \times x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(2.25) = 178.2 \text{ KN.m} \\ M(5.25) = 99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 0.75 \text{ m} :$$

$$M_3(x) = R_A(x + 5.25) - P(x + 3) - P \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.75) = 99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte du poids propre de la poutre on multiplie les efforts trouvés par le coefficient

$$\beta_1 = 1.03$$

$$M_1^* = 183.54 \text{ KN.m}$$

$$M_2^* = 101.97 \text{ KN.m}$$

Dans le plan GXY :

$$V_y = V_z \times \frac{t_t}{P}$$

$$V_y = 52.8 \times \frac{3.18}{105.6} = 1.59 \text{ KN}$$

$$M_z = M_y \times \frac{t_t}{P}$$

$$M_z = 178.2 \times \frac{3.18}{105.6} = 5.36 \text{ KN.m}$$

V.7. Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le calcul de la poutre de roulement sera fait en considérant les charges les plus défavorables.

Un pré dimensionnement par la condition de flèche :

$$\frac{l}{f} = \frac{M_{y,sd} \times l}{10 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{\eta_0}$$

$$M_{y,sd} = M_{y,sd}^* \times \frac{2}{3}$$

$$M_{y,sd} = 183.54 \times \frac{2}{3} = 122.36 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{M_{y,sd} \times l \times \eta_0}{10E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{122.36 \times 600 \times 600 \times 10^4}{10 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 20976 \text{ cm}^4$$

la condition de flèche nous ramène à choisir un HEB300 ayant les caractéristique suivantes :

	P[kg/m]	h[mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	A[cm ²]
HEB300	117	300	300	11	19	27	149.1

	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	W _{ply} [cm ³]	W _{plz} [cm ³]
HEB300	25170	8563	1869	870.1

Tableau V.5 : caractéristique de la poutre de roulement.

V.7.1.Vérification a la résistance :**V.7.1.1.Classification du profilé HEB 300 :**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{208}{11} = 18.9 < 72$$

Donc l'âme est de classe 1

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{150}{19} = 7.89 < 10$$

Donc la semelle est de classe 1

Conclusion :

Le profilé **HEB 300** est de classe 1 donc le calcul se fera en classe 1

V.7.1.2.Contrainte normale :

$$\frac{M_{y_{sd}}^*}{W_{y_{pl}}} + \frac{M_{z_{sd}}}{W_{z_{pl}}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow \frac{183.54 \times 10^3}{1869 \times 10^{-6}} + \frac{5.36 \times 10^3}{870.1 \times 10^{-6}} \leq 213.63 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow 104.36 < 213.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{OK}$$

V.7.1.3.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_y = \frac{V_y \times S_z}{I_y \times t_w}$$

$$S_z = 2 \times \left(t_f \times \frac{b_f}{2} \times \frac{b_f}{4} \right) + \left(d \times \frac{t_w}{2} \times \frac{t_w}{4} \right)$$

$$= 2 \times (19 \times 150 \times 75) + (208 \times 5.5 \times 2.75)$$

$$= 4306.46 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \tau_y = \frac{1.59 \times 4036.46}{25170 \times 1.1} = 2.31 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{V_z \times S_y}{I_z \times 2t_f}$$

V.8. Vérification de l'instabilité :

Vérification au déversement :

$$\frac{M_{y_{sd}}^*}{\chi_{LT} \times W_{y_{pl}}} + \frac{M_{z_{sd}}}{W_{z_{pl}}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Détermination du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{F_y} \right]^{0.5} = 93.9 \xi = 93.9$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z}{i_z}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A'}}$$

$A' =$ l'aire de la section comprimée

$$\Rightarrow A' = \frac{A}{2} = \frac{149.1}{2} = 74.55 \text{ cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{8563}{74.55}} = 10.71 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600}{10.71} = 56.02$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{56.02}{93.9} = 0.59$$

Profilé laminé \Rightarrow courbe de flambement a (ANNEX 6) $\Rightarrow \chi_{LT} = 0.8937$

$$\begin{aligned} W_{z,pl} &= 2 S_z = 2 \times \left(\frac{b_f}{2} \times \frac{b_f}{4} \times t_f \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{300}{2} \times \frac{300}{4} \times 19 \right) \\ &= 427.5 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{183.54 \times 10^3}{0.8937 \times 1869 \times 10^{-6}} + \frac{5.36 \times 10^3}{427.5 \times 10^{-6}} \leq \frac{235}{1.1}$$

$\Rightarrow 122.42 \leq 213.63$ MPA ok

VI.1.Introduction :

Le présent chapitre a pour objet l'étude des portiques, qui constituent l'ossature principale du projet. Il est constitué de poutres et de poteaux capables de reprendre et de transmettre aux fondations la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Dans notre cas nous avons deux portiques

VI.1.1Portique intermédiaire (portique 1) :

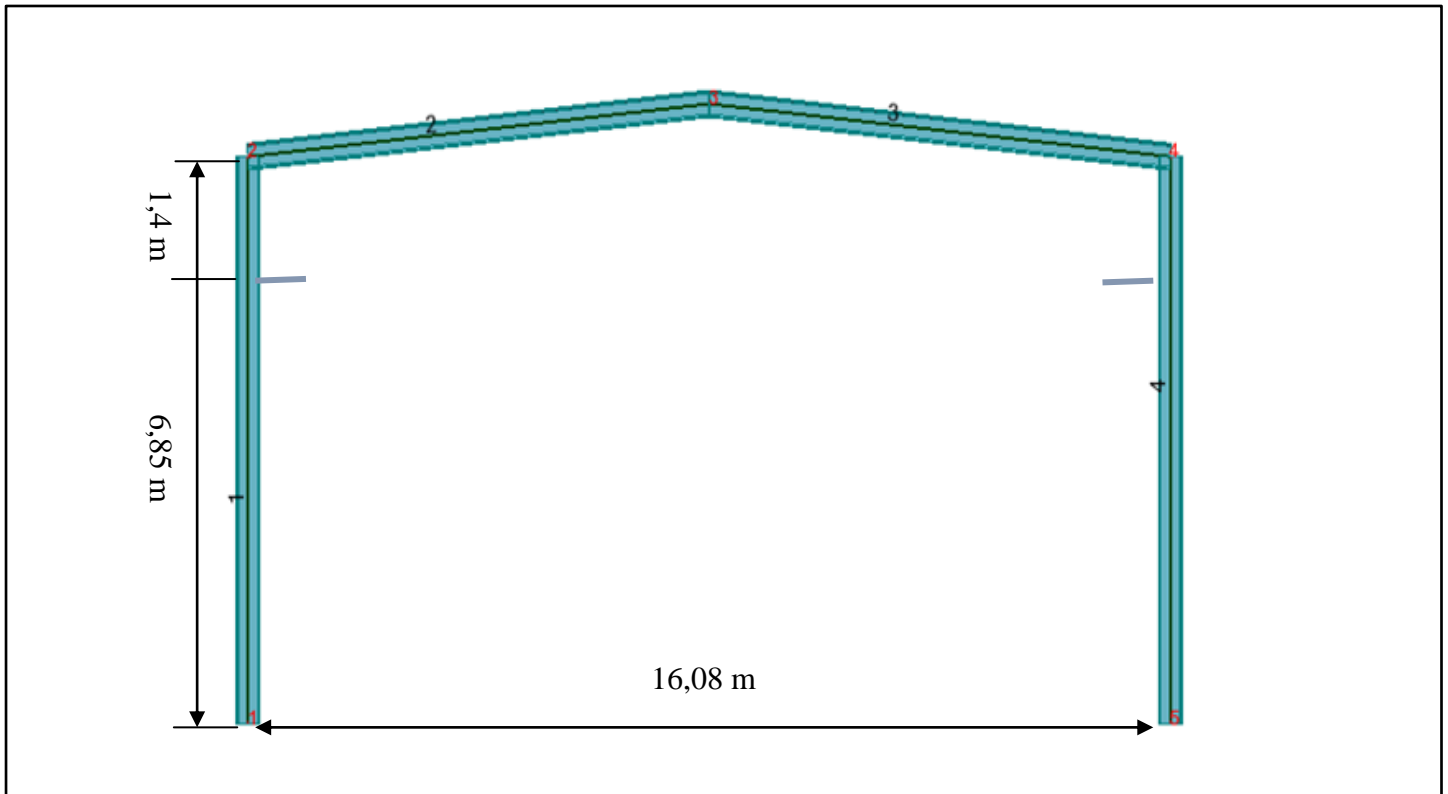


Figure VI.1 : portique intermédiaire

Caractéristiques du HEA400: classe 1

$h=390\text{mm}$; $b=300\text{mm}$; $t_w=11\text{mm}$; $t_f=19\text{mm}$; $P=125\text{daN/ml}$; $A=159\text{ cm}^2$;

$r=27\text{mm}$; $I_y=45078\text{cm}^4$; $I_z=8564\text{cm}^4$; $W_{pl,y}= 568,5\text{ cm}^3$; $W_{pl,z}=270,6\text{ cm}^3$

Caractéristiques du IPE400: classe 1

$h=400\text{mm}$; $b=180\text{mm}$; $t_w=8,6\text{mm}$; $t_f=13,5\text{mm}$; $P=66,3\text{daN/ml}$; $A=84,5\text{ cm}^2$;

$r=21\text{mm}$; $I_y=23130\text{cm}^4$; $I_z=1318\text{cm}^4$; $W_{pl,y}= 568,5\text{ cm}^3$; $W_{pl,z}=270,6\text{ cm}^3$

VI.1.2. Portique de rive qui portera la mezzanine (portique 2) :

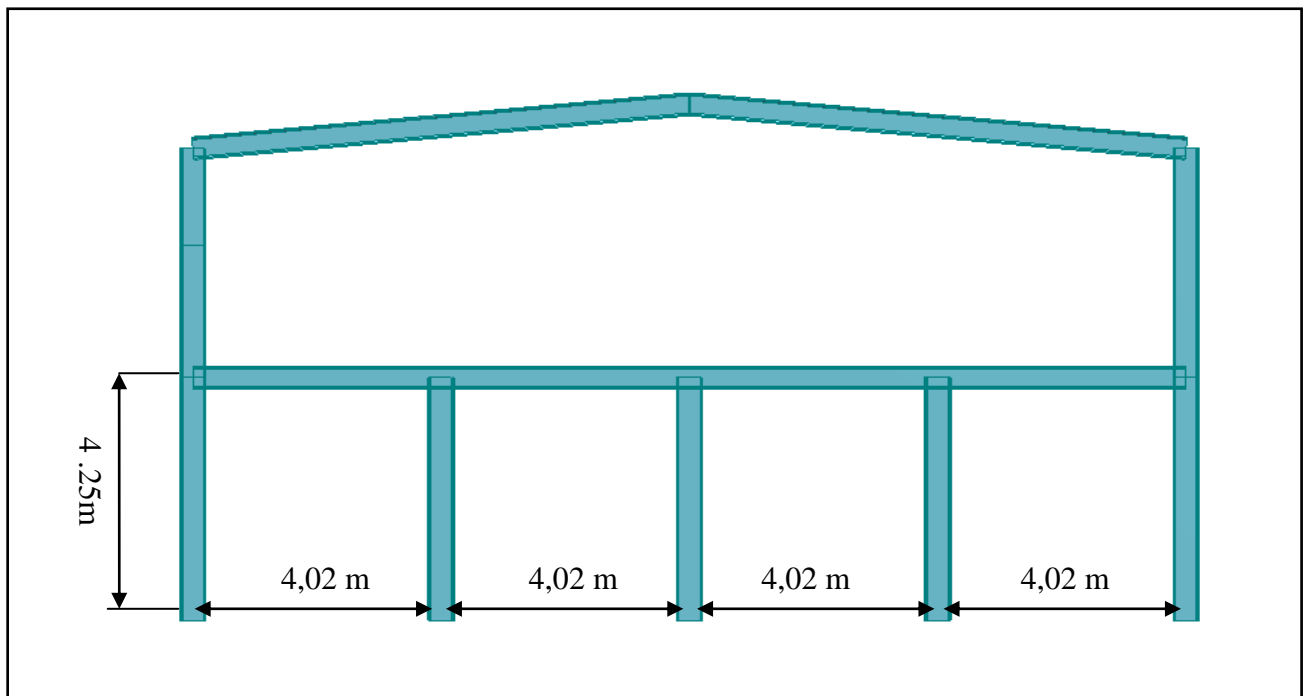


Figure VI.2 : portique qui porte la mezzanine

Ce portique est constitué de la même manière que le portique de rive avec en plus des potelets de type HEA220 et le plancher de la mezzanine.

Caractéristiques du HEA220: classe 1

$h=210\text{mm}$; $b=220\text{mm}$; $t_w=7\text{mm}$; $t_f=11\text{mm}$; $P=50,5\text{daN/ml}$; $A=64,3\text{ cm}^2$;

$r=18\text{mm}$; $I_y=5410\text{ cm}^4$; $I_z=1955\text{ cm}^4$; $W_{pl,y}=568,5\text{ cm}^3$; $W_{pl,z}=270,6\text{ cm}^3$

VI.2. Les différentes sollicitations :

VI.2.1. Portique 1 :

G : les charges permanentes

S : la charge du sable

V_3 : charge du vent perpendiculaire au long pan

Q_t : charge de freinage du pont roulant

VI.2.1.1. Charge permanente :

- Poids propre des pannes : $(22,4 \times 6) \times 0,87 = 105,58 \text{ daN/ml}$
- Poids du panneau sandwich..... $6 \times 20,4 = 122,4 \text{ daN/ml}$
- Poids du faux plafond $6 \times 4 = 24 \text{ daN/ml}$

$G = 105,58 + 122,4 + 24 = 252 \text{ daN/ml}$

Charge permanente : $G = 2,52 \text{ KN/ml}$

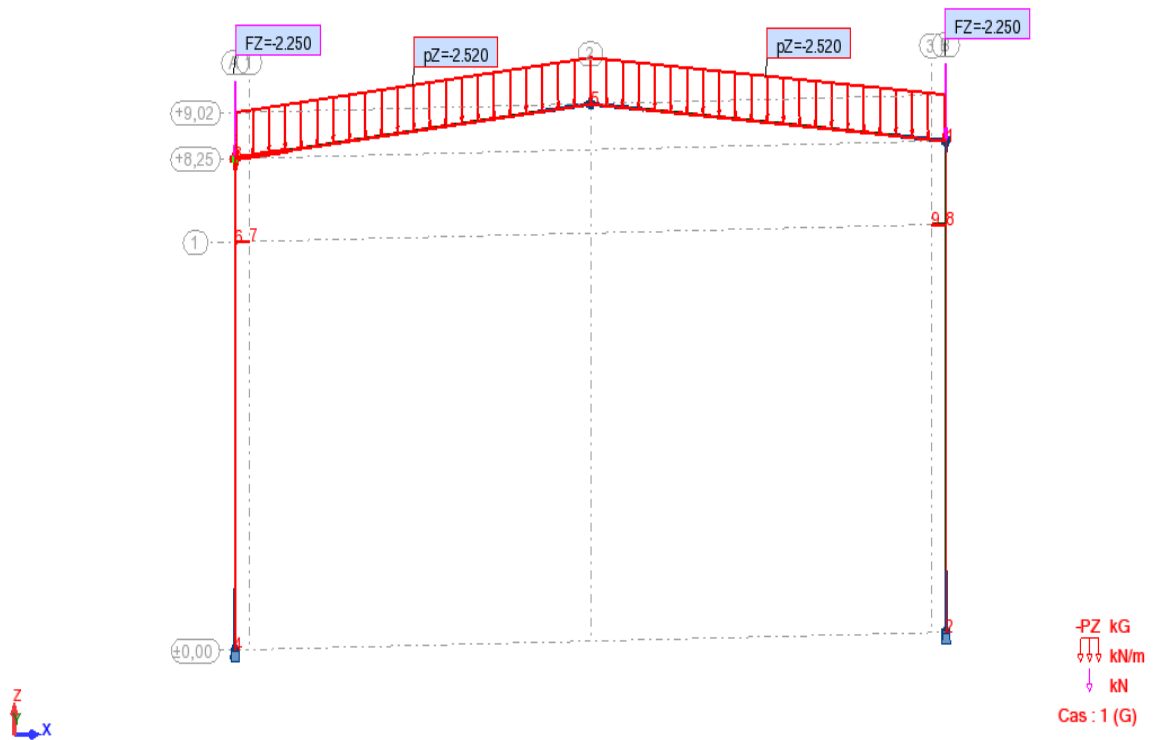


Figure VI.3 :charge permanente

VI.2.1.2. Surcharge de la neige : $S = 0.51 \text{ kN/m}$

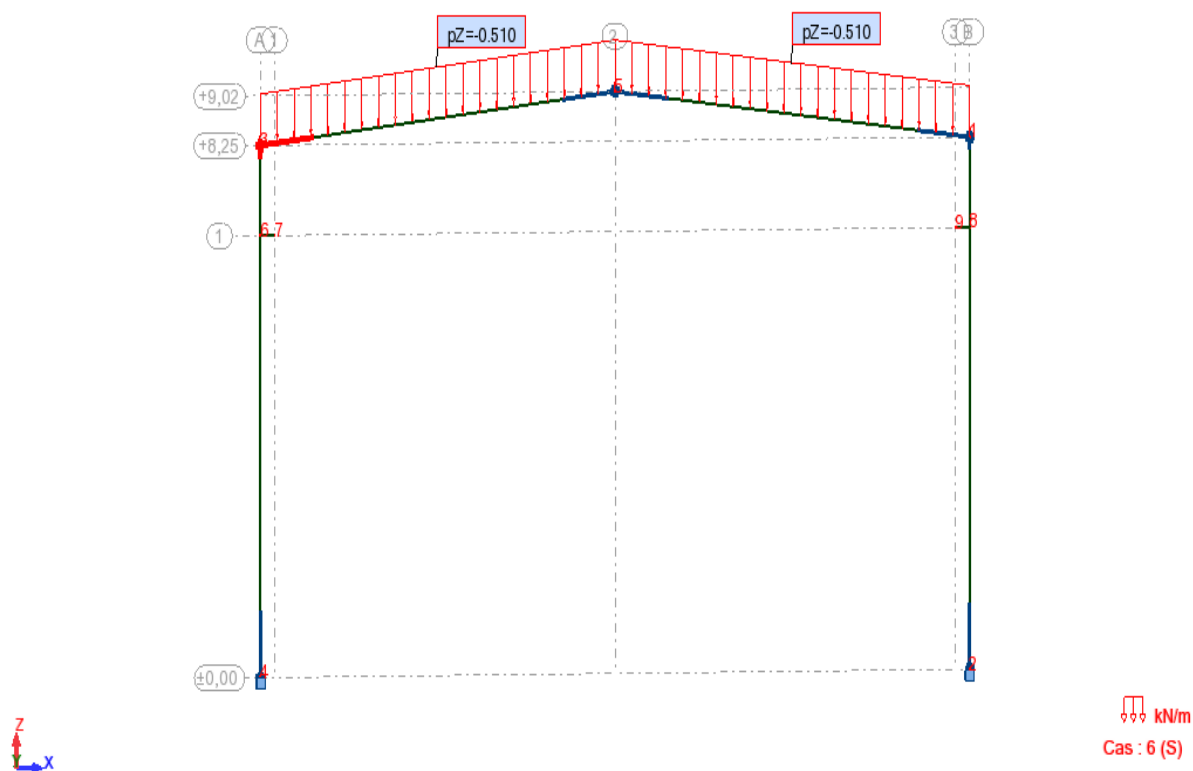


Figure VI.4 : Surcharge de la neige

VI.2.1.3.Charges dues au pont roulant :

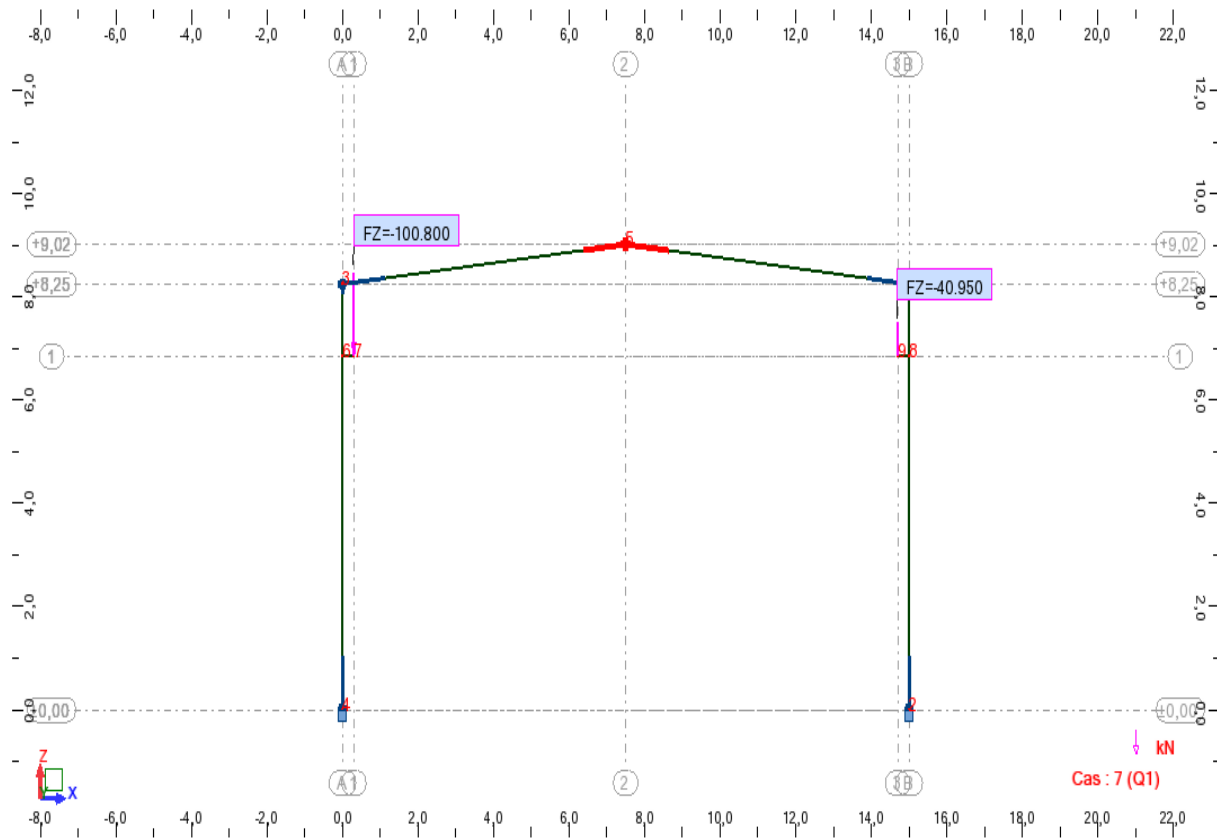


Figure VI.5 : Charges dues au pont roulant (Q_{pr1})

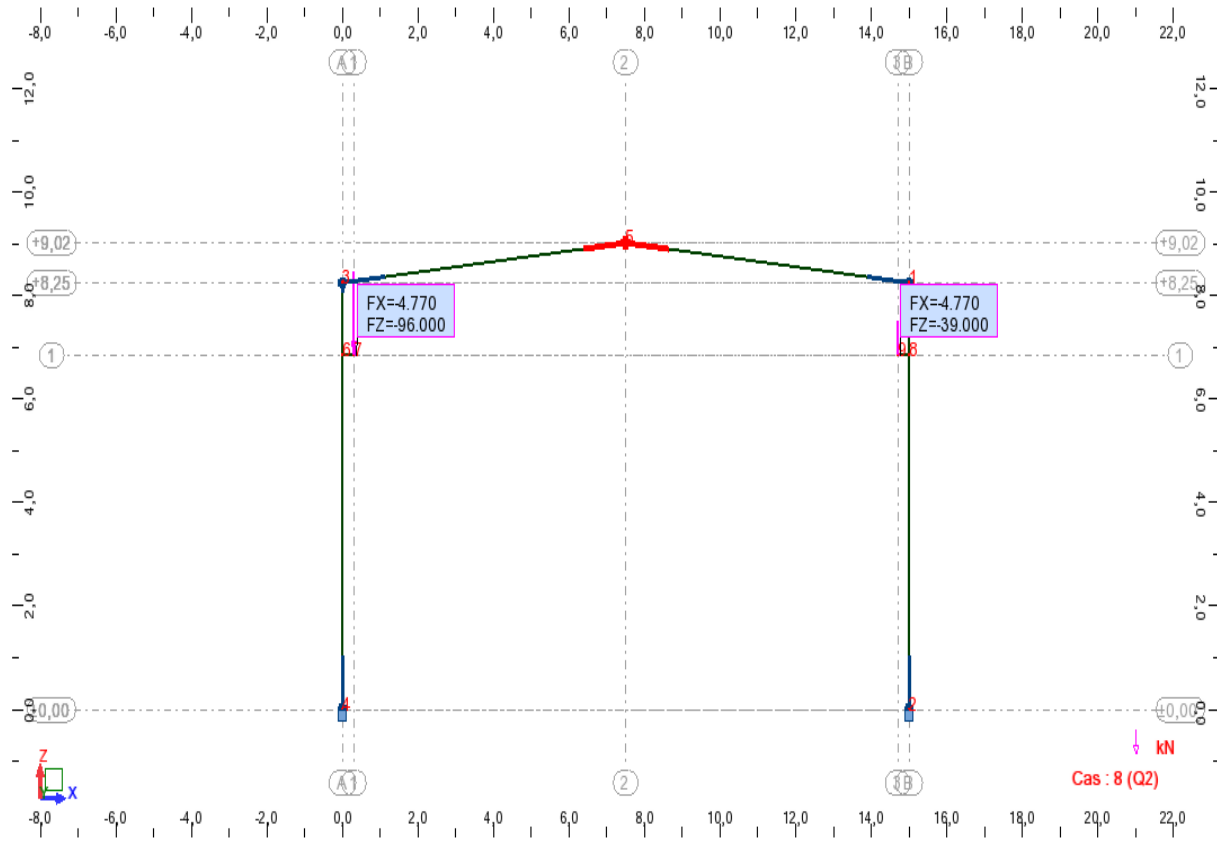


Figure VI.6 : Charges dues au pont roulant (Q_{pr2})

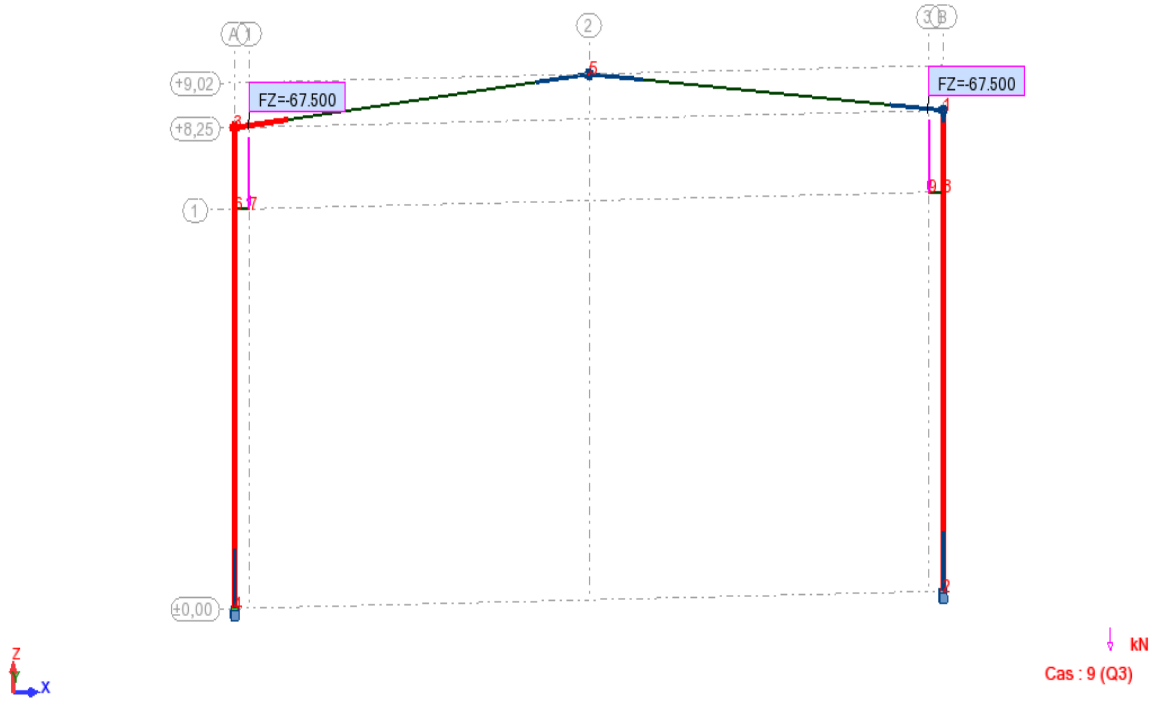


Figure VI.7 : Charges dues au pont roulant (Q_{pr3})

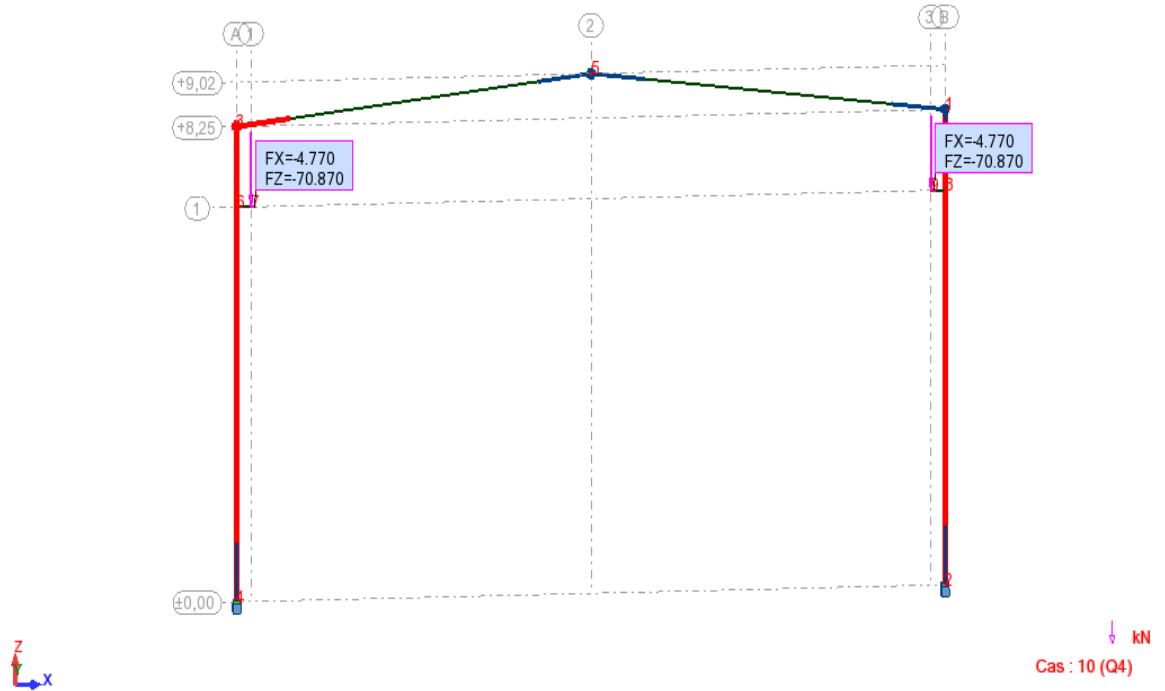


Figure VI.8 : Charges dues au pont roulant (Q_{pr4})

VI.2.1.4.Charge due au vent V :

a-Charge due au vent V_{11}

Parois verticales :

$$q_E = 10.93 \times 6 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$q_D = 71.07 \times 6 = 4.26 \text{ KN/ml}$$

Toiture :

Zone F :

$$q_F = -73.28 \times 6 = -4.39 \text{ KN/ml}$$

Zone H :

$$q_H = -5.77 \times 6 = -0.34 \text{ KN/ml}$$

Zone I et J /

$$q_I = q_J = 11.54 \times 6 = 0.69 \text{ KN/ml}$$

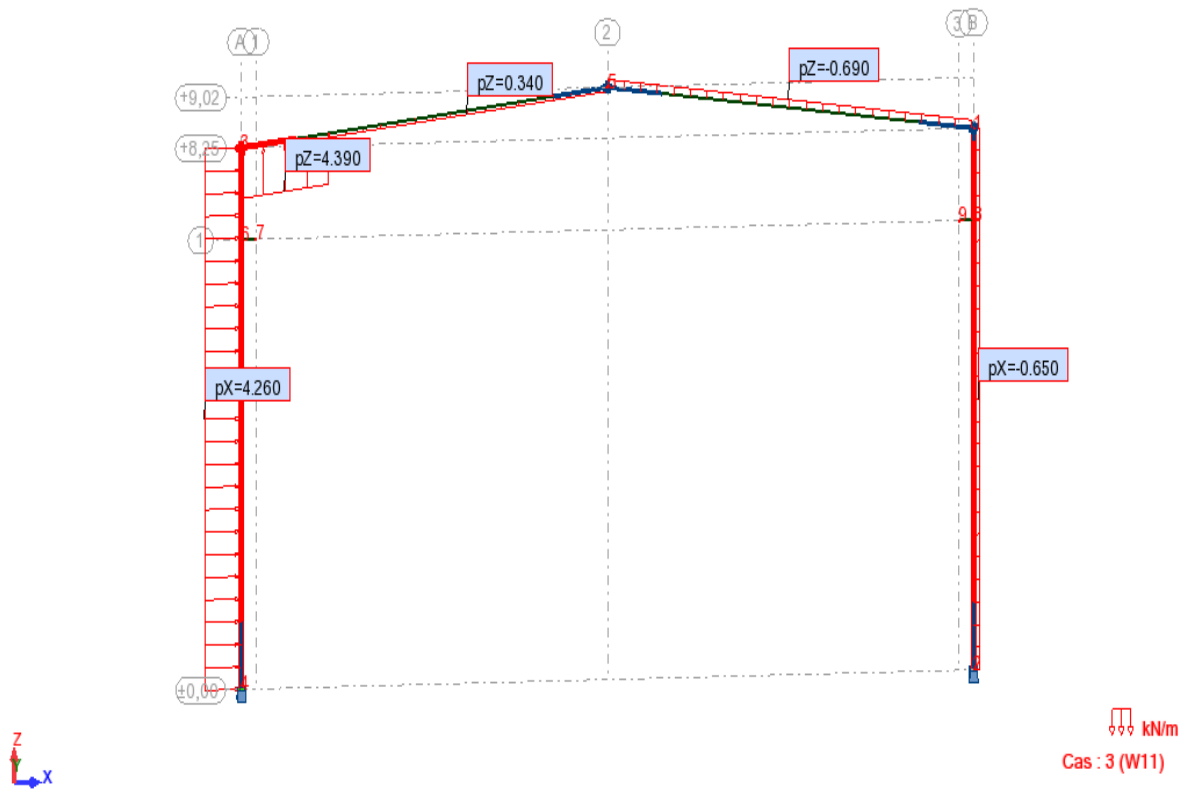


Figure VI.9 Charge due au vent V_{11}

b-Charge due au vent V_{12} :

Parois verticales :

$$q_E = -60.14 \times 6 = -3.60 \text{ KN/ml}$$

$$q_D = 0$$

Toiture :

Zone F :

$$q_F = -148.3 \times 6 = -8.89 \text{ KN/ml}$$

Zone H :

$$q_H = -80.78 \times 6 = -4.84 \text{ KN/ml}$$

Zone I et J /

$$q_I = q_J = -63.47 \times 6 = -3.8 \text{ KN/ml}$$

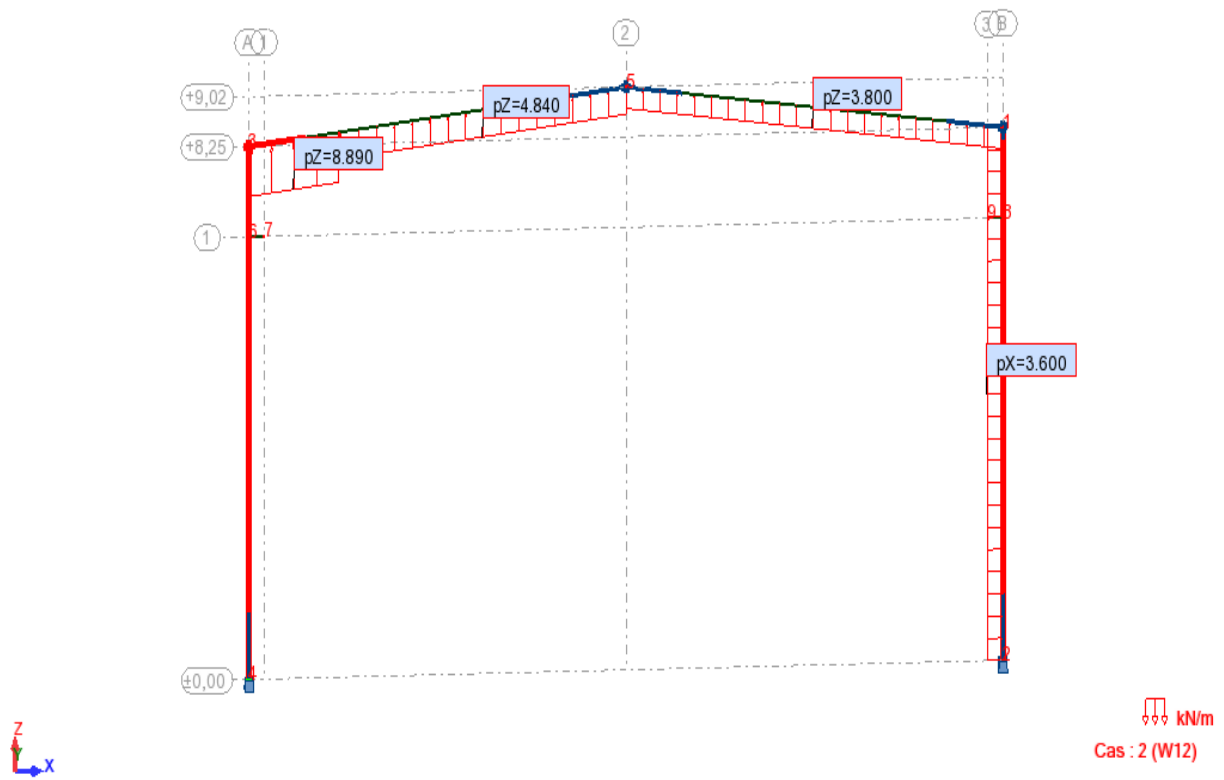


Figure VI.10 Charge due au vent V_{12}

c-Charge due au vent V_{21} :

Toiture :

Zone H :

$$q_{H-} = -12.05 \times 6 = -0.72 \text{ KN/ml}$$

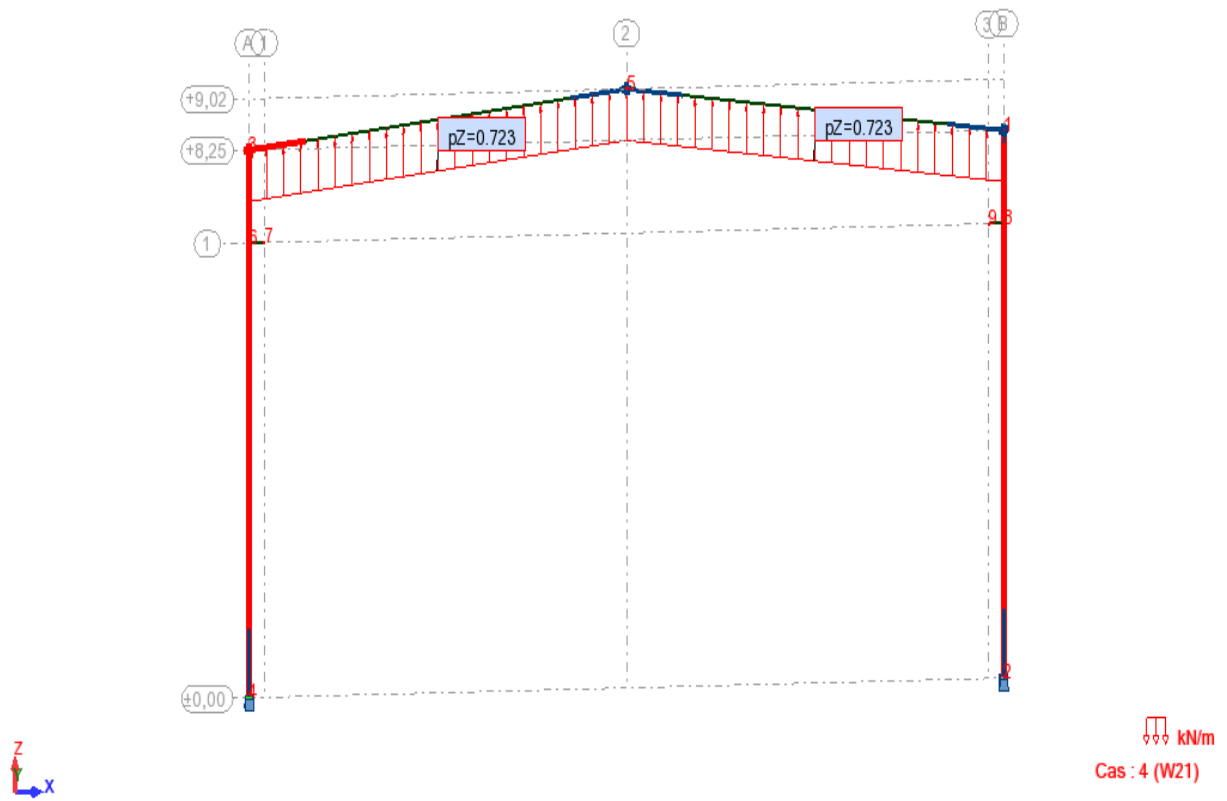


Figure VI.11 Charge due au vent V_{21}

d-Charge due au vent V_{22} :

Toiture :

Zone H :

$$q_H = -90.4 \times 6 = -5.42 \text{ KN/ml}$$

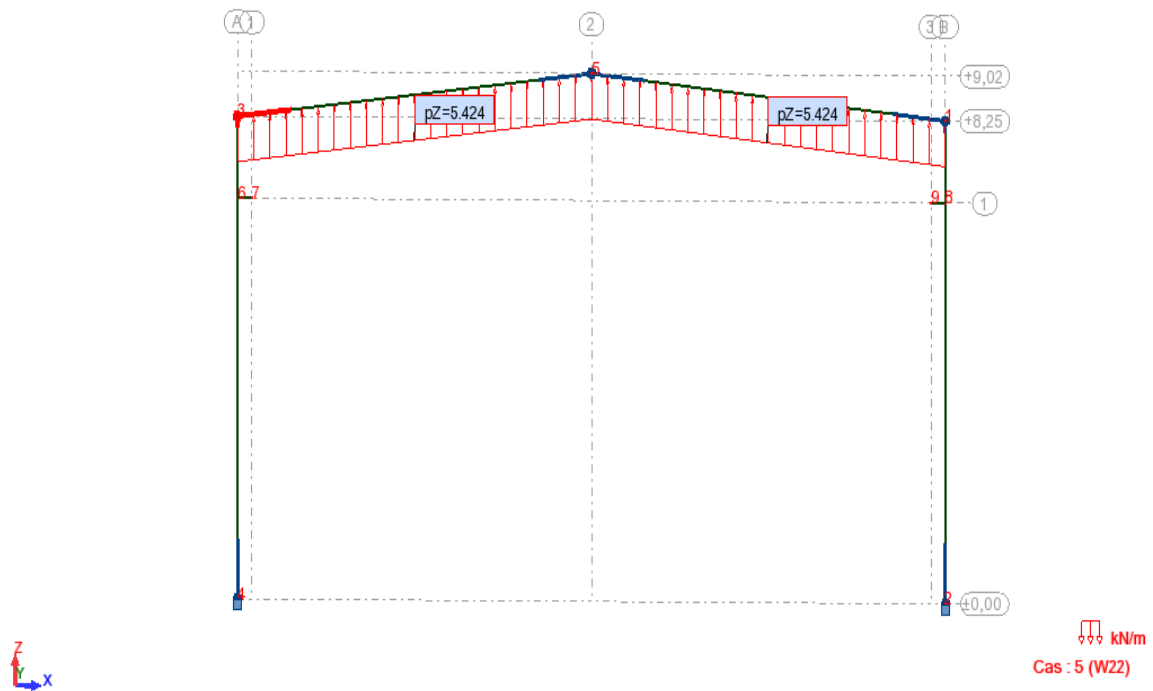


Figure VI.12 Charge due au vent V_{22}

VI.2.1.5.Efforts internes du portique 1 : extraits de Robot

a) Moments fléchissants :

Nœud	G (kN.m)	S (kN.m)	V_{11} (kN.m)	V_{12} (kN.m)	V_{21} (kN.m)	V_{22} (kN.m)
1	-50.42	-8.35	-3.81	57.57	11.84	88.80
2	31.06	5.14	-1.21	20.32	-7.29	-54.66
3	50.42	8.35	-0.69	-84.15	-11.84	-88.80
4	-31.06	5.14	-3.30	75.62	7.29	54.66
5	29.22	4.84	1.52	-38.45	-6.86	-51.45

Tableau VI.1 moments fléchissants

b) Efforts normaux :

Nœuds	G (kN)	S (kN)	V ₁₁ (kN)	V ₁₂ (kN)	V ₂₁ (kN)	V ₂₂ (kN)
1	27.63	3.84	3.31	-28.88	-5.41	-40.39
2	37.99	3.84	3.31	-28.88	-5.41	-40.39
3	27.63	3.84	-4.43	-39.65	-5.41	-40.39
4	37.99	3.84	-4.43	-39.65	-5.41	-40.39
Ggcèhj k	37.99	3.84	-4.43	-39.65	-5.41	-40.39

Tableau VI.2 : efforts normaux

c) Efforts tranchants :

Nœuds	G (kN)	S (kN)	V ₁₁ (kN)	V ₁₂ (kN)	V ₂₁ (kN)	V ₂₂ (kN)
1	21.99	3.65	3.26	-26.69	-5.18	38.9
2	9.88	1.63	0.31	10.33	-2.31	-17.38
3	-21.99	-3.65	4.44	37.47	5.18	38.9
4	-9.88	-1.63	-0.31	19.36	2.31	17.38
5	-1	-0.16	-1.88	1.59	0.23	1.77

Tableau VI.3 : efforts tranchants

VI.2.1.6. Détermination des combinaisons d'action :

a) Moments fléchissants : M^{\max} (kN.m)

Barres	Nœuds	Combinaisons	M^{\max}
1	1	$1.35G + 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_1 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	-86.79
	2	$1.35G + 1,5V_{21} + 1,5 \times 0,87Q_1 + 1.5 \times 0.67S$	94.81
2	3	$1,35G + 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_4 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	87.12
	4	$1.35G + 1.5Q_4 + 1,5 \times 0,87Q_4 + 0.67 \times 1.5 \times (S + V_{11})$	-99.99
3	1	$1.35G + 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_1 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	-86.79
	5	$1,35G - 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_4 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	49.27
4	5	$1,35G - 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_4 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	49.27
	3	$1,35G + 1.5S + 1,5 \times 0,87Q_4 + 1.5 \times 0.67V_{11}$	87.12

Tableau VI.5 : combinaisons d'action (moments fléchissant)

b) Efforts normaux : N^{\max} (kN)

Barres	Nœuds	Combinaisons	N^{\max}
1	1	$1.35G + 1,5V_{11} + 1,5 \times 0.67S + 1,5 \times 0,87Q_1$	46.45
	2	$1.35G + 1,5Q_3 + 1.5 \times 0.67(S + V_{11})$	164.04
2	3	$1.35G + 1,5Q_4 + 1,5 \times 0,67S$	42.23
	4	$1,35G + 1,5Q_1 + 1,5 \times 0,67S$	205.13
3	1	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,87Q_3 + 1,5 \times 0,67V_{11}$	24.55
	5	$1.35G + 1,5S + 1,5 \times 0,87Q_1 + 1,5 \times 0,67V_{11}$	20.30
4	5	$1.35G + 1,5S + 1,5 \times 0,87Q_1 + 1,5 \times 0,67V_{11}$	20.30
	3	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,87Q_3 + 1,5 \times 0,67V_{11}$	23.77

Tableau VI.6 : combinaisons d'action (efforts normaux)

c) Efforts tranchants : T^{\max} (kN)

Barres	Nœuds	Combinaison de T^{\max}	T^{\max}
1	1	$1,35G + 1,5x087Q_t$	20.51
	2	$1,35G + 1,5x087Q_t$	34.74
2	3	$1,35G + 1,5x087Q_t$	-20.51
	4	$1,35G + 1,5x087Q_t$	-27.1
3	1	$1,35G + 1,5x087Q_t$	38.37
	5	$1,35G + 1,5x087Q_t$	-6.03
4	5	$1,35G + 1,5x087Q_t$	-6.03
	3	$1,35G + 1,5x087Q_t$	-79,6

Tableau VI.7 : combinaisons d'action (efforts tranchants)

V I.2.2.Portique 2 :

G : les charges permanentes

Q : les charges d'exploitations

S : la charge du sable

V_3 : charge du vent perpendiculaire au long pan

VI.2.2.1.Charges permanentes :

a. Charge permanente de la toiture :

- Poids propre des pannes : $(22,4 \times 5) \times 0.87 = 105,58$ daN/ml
- Poids du panneau sandwich..... $5 \times 20,4 = 102$ daN/ml
- Poids du faux plafond $5 \times 4 = 20$ daN/ml

$$G = 105,58 + 102 + 20 = 227,58 \text{ daN/ml}$$

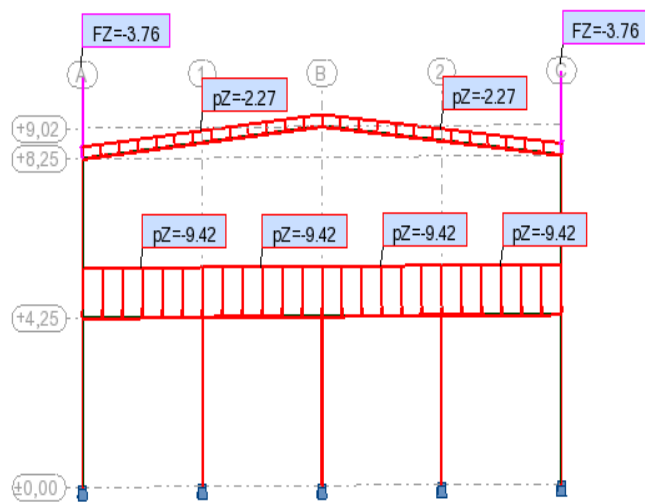
b. Charge permanente du plancher :

- Poids propre du plancher : $471 \times 2 = 942$ daN/ml

$G = 942$ daN/ml

Toiture : $G = 2,27$ KN/ml

Plancher : $G = 9,42$ KN/ml



-FZ kG
 ↓↓ KN/m
 ↓ KN
 Cas : 1 (G)

Figure VI.13 : Charge permanente

VI.2.2.2.Charges d'exploitation :

Plancher : $Q = 5 \text{ daN/ml}$

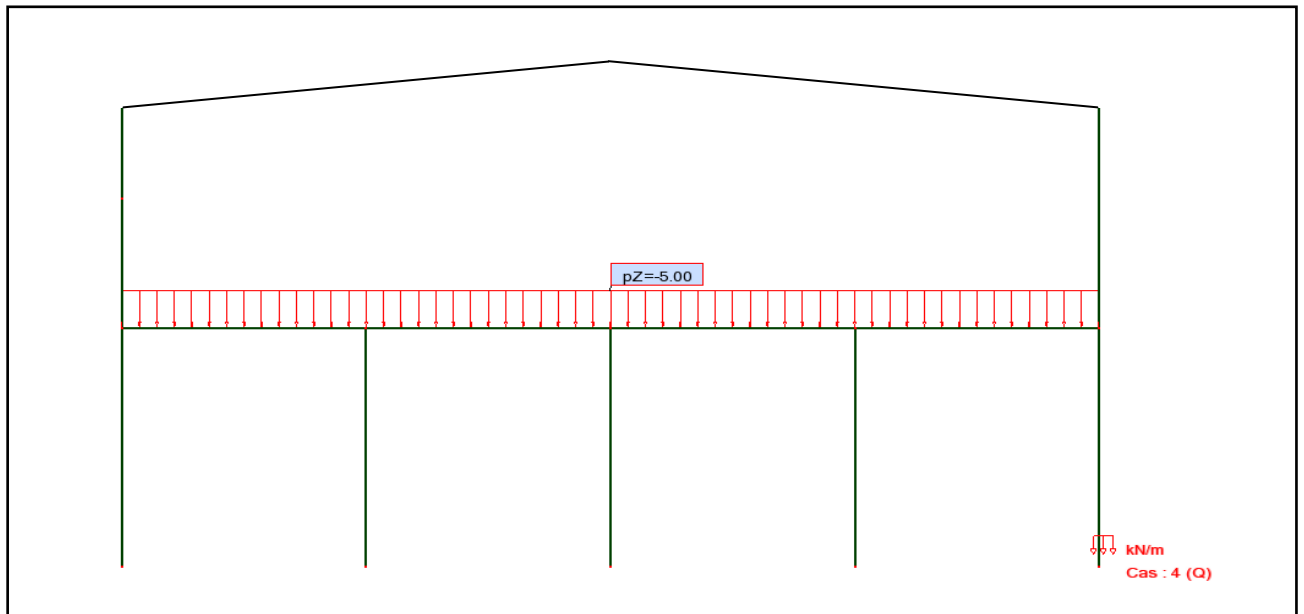


Figure VI.14 Charge d'exploitation

VI.2.2.3. Charge de la neige : $S = 0.42 \text{ kN/ml}$

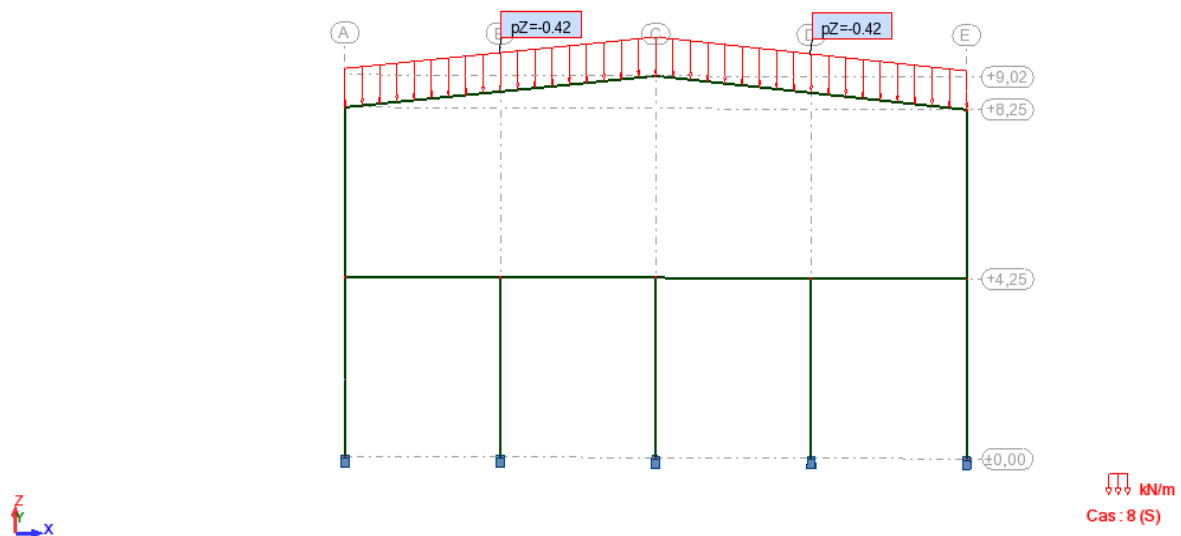


Figure VI.15 Charge de la neige

VI.2.2.4. Charges du vent :

a-Charge V_{11} :

$$q_E = 10.93 \times 5 = 0.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_D = 71.07 \times 5 = 3.55 \text{ KN/ml}$$

Toiture :

Zone F :

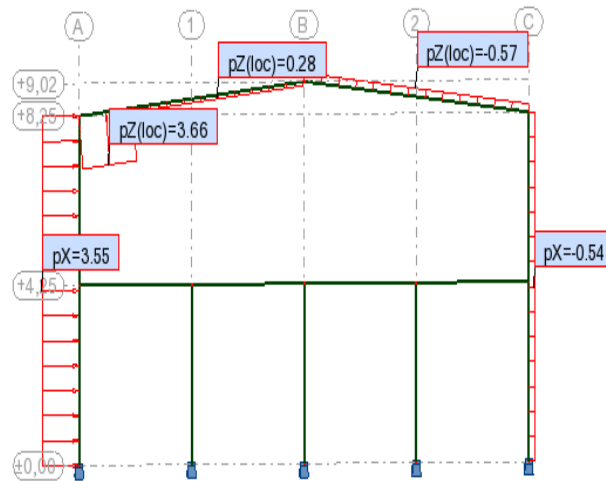
$$q_F = -73.28 \times 5 = -3.66 \text{ KN/ml}$$

Zone H :

$$q_H = -5.77 \times 5 = -0.28 \text{ KN/ml}$$

Zone I et J /

$$q_I = q_J = 11.54 \times 5 = 0.57 \text{ KN/ml}$$



kN/m
 Cas : 5 (W11)

Figure VI.16 Charge V_{11}

b-Charge V_{12} :

Parois verticales :

$$q_E = -60.14 \times 5 = -3.007 \text{ KN/ml}$$

$$q_D = 0$$

Toiture :

Zone F :

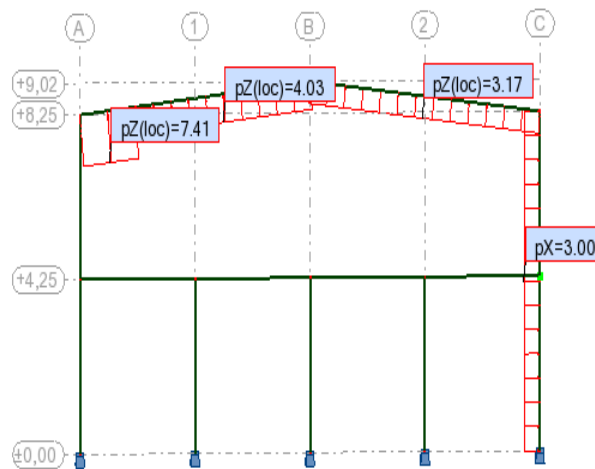
$$q_F = -148.3 \times 5 = -7.41 \text{ KN/ml}$$

Zone H :

$$q_H = -80.78 \times 5 = -4.03 \text{ KN/ml}$$

Zone I et J /

$$q_I = q_J = -63.47 \times 5 = -3.17 \text{ KN/ml}$$



 kN/m
Cas : 4 (W12)

Figure VI.17 Charge V_{12}

VI.2.2.5. Efforts internes du portique 2 :

a) Moments fléchissants :

Nœud	G (kN.m)	S (kN.m)	Q (kN.m)	V ₁₁ (kN.m)	V ₁₂ (kN.m)
1	-0.83	0	0	-6.34	-15.03
2	45.31	6.76	0.12	4.56	-53.40
3	-0.83	0	0	-14.22	0
4	-45.31	-6.76	0.12	7.87	63.76
5	21.42	3.24	-0.25	1.98	-27.35
6	26.85	3.38	-2.84	5.46	-30.66
10	-26.85	-3.38	2.84	-4.57	22.08

Tableau VI.8 : moments fléchissants

b) Efforts tranchants

Nœuds	G (kN)	S (kN)	Q (kN)	V ₁₁ (kN)	V ₁₂ (kN)
1	-3.19	-0.76	0.99	0	15.71
2	19.38	2.89	-0.05	2.73	-24.87
3	3.19	0.76	-0.99	10.43	-4.14
4	-19.38	-2.89	0.05	7.22	32.24
5	-1.84	-0.28	0.05	-1.57	1.51
6	20.66	-2.54	9.03	10.43	23.6
10	-20.66	2.54	-9.03	3.46	-12.42

Tableau VI.9 : efforts tranchants

c) Efforts normaux :

Nœuds	G (kN)	S (kN)	Q (kN)	V ₁₁ (kN)	V ₁₂ (KN)
1	55.85	3.57	9.03	5.22	-51.92
2	25.1	2.85	0.48	2.78	-25.06
3	55.85	3.57	9.03	-9.48	-40.45
4	25.1	2.85	0.48	-6.87	-34.83
5	17.94	2.52	0.48	3.04	-27.04
6	55.85	-3.3	9.03	15.11	27.74
10	55.85	3.17	9.03	3	-38.49

Tableau VI.10 : efforts normaux

VI.2.2.6.Détermination des combinaisons d'action :

a) Moment fléchissant : M^{\max} (kN.m)

Barres	Nœuds	Combinaisons	M^{\max}
1	1	$G + 1,5V_{12}$	-23.37
	10	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,67Q$	-43.17
	10	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,67Q$	-43.17
	2	$1.35G + 1,5S$	71.31
2	3	$G + 1,5V_{11}$	-28.32
	6	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,67Q$	43.17
	6	$1,35G + 1,5S + 1,5 \times 0,67Q$	43.17
	4	$1.35G + 1.5S$	-71.31
3	2	$1.35G + 1.5S$	71.31
	5	$1.35G + 1.5S$	33.78
4	5	$1.35G + 1.5S$	33.78
	4	$1.35G + 1.5S$	-71.31

Tableau VI.10 : combinaisons d'action (moments fléchissant)

b) Efforts normaux: N^{\max} (kN)

Barres	Nœuds	Combinaisons	N^{\max}
1	1	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	92.16
	10	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	91.79
	10	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	91.79
	2	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	38.68
2	3	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	92.16
	6	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	91.79
	6	$1,35G + 1,5Q + 1,5x0,6S$	91.79
	4	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	38.68
3	2	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	38.68
	5	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	28.44
4	5	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	28.44
	4	$1,35G + 1,5S + 1,5x0,6Q$	38.68

Tableau VI.11 : combinaisons d'action (efforts normaux)

c) Efforts tranchants : T^{\max} (kN)

barres	Nœuds	Combinaisons	T^{\max}
1	1	$G + 1.5V_{12}$	20.37
	10	$1.35G + 1.5Q + 1.5 \times 0,6S$	-41.8
	10	$1.35G + 1.5Q + 1.5 \times 0,6S$	-41.8
	2	$1.35G + 1.5S$	30.5
2	3	$G + 1,5V_{11}$	18.81
	6	$1.35G + 1.5Q + 1.5 \times 0,6S$	41.8
	6	$1.35G + 1.5Q + 1.5 \times 0,6S$	41.8
	4	$1.35G + 1.5S$	30.5
3	2	$1.35G + 1.5S$	30.5
	5	$G + 1.5V_{11}$	-4.19
4	5	$G + 1.5V_{11}$	-4.19
	4	$1.35G + 1.5S$	30.5

Tableau VI.12 : combinaisons d'action (efforts tranchants)

VII.1.Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. Celles-ci sont :

- Pressions du vent sur les parois
- Actions sismiques
- Actions équivalentes dues aux imperfections géométriques
- Actions dues au freinage de ponts roulants.

On distingue :(fig. VI -1)

- Les contreventements de toiture appelés aussi poutres au vent
- Les contreventements de façade appelés palées de stabilité

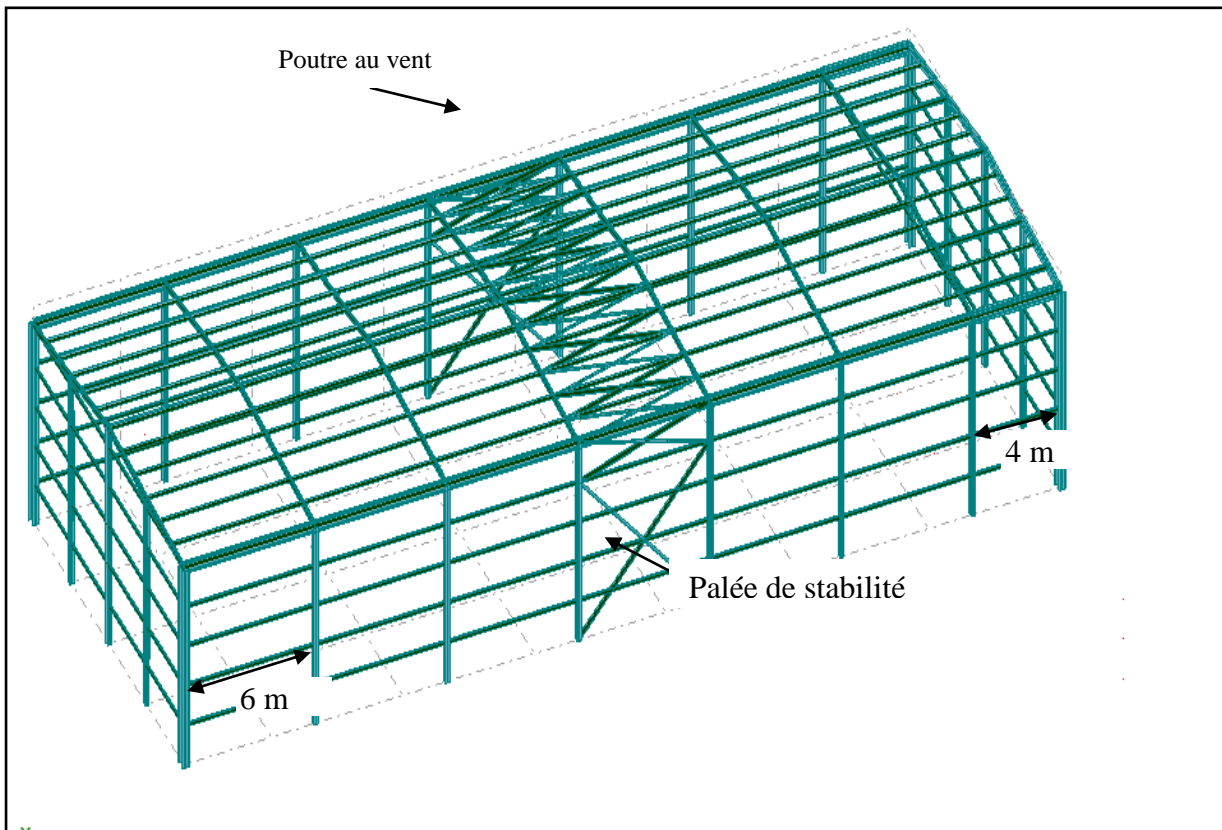


Figure VII.1 : vue en 3D des contreventements

VII .2.contreventement horizontal de la toiture :

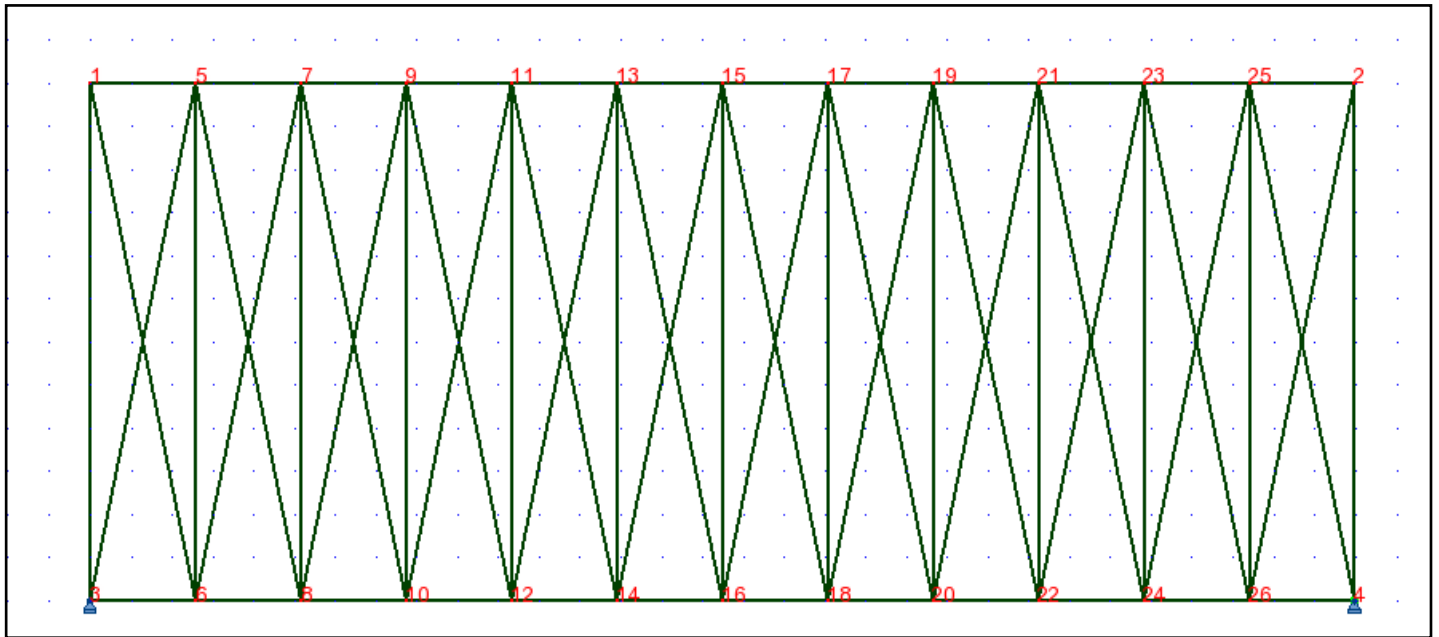


Figure VI .2 schéma de la poutre au vent

VII.2.1Détermination de l'effet des imperfections géométriques :

Les imperfections sont remplacées par des forces équivalentes q_I

$$q_I = \frac{\sum N[kr + 0.2]}{60 L}$$

Avec : $Kr = \sqrt{0.2 + 1/n_r}$

n_r : nombre de portiques à stabiliser.

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \frac{M}{h} : \text{moment max dans la poutre IPE360 (classe 1)} \\ h : \text{hauteur de la poutre IPE360} \end{array} \right.$$

N : effort maximal agissant sur la membrure comprimée de la traverse du portique.

$$M = M_{\max} = M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 2350 \times 10^{-4}}{1.1} = 217.69 \text{KN.m}$$

$$N = \frac{217.69}{0,36} = 604.70 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad q = \frac{8 \times 604.7 [0.57 + 0.2]}{60 \times 16.08} = 3.86 \text{kN/ml}$$

VII.2.2. Détermination des actions agissantes :

Les forces aux nœuds seront calculées avec la combinaison suivant :

$$F_i = 1.5 F_{wi} + \Delta F_i$$

$$F_{wi} = F_{vi} + F_{ifr}$$

F_{vi} : force due à l'action du vent sur les potelets.

ΔF_i : force due aux imperfections.

F_{ifr} : efforts de frottement

Vent V_1 : sur pignon

- Vent $q_j = 628.1 \text{ N/m}^2$ sur la paroi D et E
- Frottements $F_{fr} = 40,742 \text{ KN}$
- Imperfections géométriques $q_i = 3.86 \text{ KN/ml}$

Action due au vent V_1 :

Nœuds 1, 2 $F_{v1} = q_j \times S_j = 0.6281 \times 5.52 = 3.46 \text{ KN}$

Nœuds 9, 21 $F_{v2} = q_j \times S_j = 0.6281 \times 16.58 = 10.41 \text{ KN}$

Nœud 15 $F_{v3} = q_j \times S_j = 0.6281 \times 22.11 = 13.88 \text{ KN}$

Action due aux imperfections :

$$F_1 = q_i \times 2.68 / 2 = 3.86 \times 1.34 = 5.17 \text{ KN}$$

$$F_2 = q_i \times (1.34 + 2.68) = 3.86 \times 4.02 = 15.51 \text{ KN}$$

$$F_3 = q_i \times (2.68 + 2.68) = 3.86 \times 5.36 = 20.68$$

Action due aux frottements :

$$F_{fri} = \frac{F_r \times l_i}{L}$$

L : longueur de la poutre au vent

l_i : longueur d'influence du nœud i

$$F_{fr1} = 3.39 \text{ KN}$$

$$F_{fr2} = 10.18 \text{ KN}$$

$$F_{fr3} = 13.58 \text{ KN}$$

Remarque : les forces de frottement sont évaluées sur la base des longueurs d'influence des nœuds.

Nœud numéro	F_v [KN]	F_{fr} [KN]	$F_w=F_v+F_{fr}$ [KN]	ΔF_I [KN]	$F_i = 1.5F_w + \Delta F_I$ [KN]
1	3.46	3.39	6.85	5.17	15.44
9	10.41	10,18	20.59	15.51	46.39
15	13.88	13.58	27.46	20.68	61.87
21	10.41	10,18	20.59	15.51	46.39
2	3.86	3.39	6.85	5.17	15.39

Tableau VII .1 : forces

VII.2.3.calcul des efforts internes dans la poutre au vent :

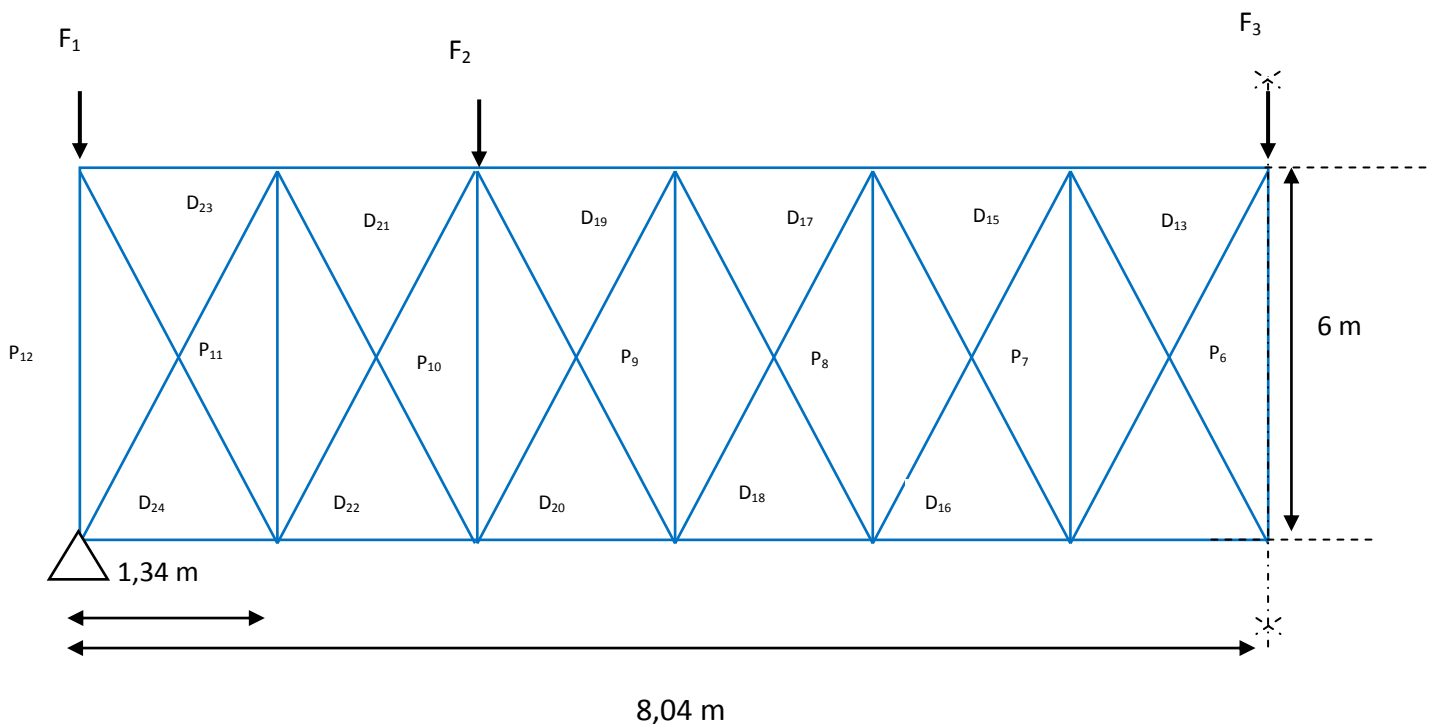


Figure VII.3 vue en plan de la poutre au vent

La détermination des efforts internes dans les pannes et les diagonales se fera par un calcul automatique en l'occurrence le logiciel **robot** .Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sous V2 :

Vent V 2	N° Barres	Compression [KN]	Traction [KN]
DIAGONALES	D1	103.12	
	D2		52.66
	D3	73.84	
	D4		65.54
	D5	45.64	
	D6		34.22
	D7	31.44	
	D8		31.76
	D9	30.66	
	D10		31.22
	D11	29.52	
	D12		10.18
	D13		10.18
	D14	29.52	
	D15		31.22
	D16	30.66	
	D17		31.76
	D18	31.44	
	D19		34.22
	D20	45.64	
	D21		65.54
	D22	73.84	
	D23		55.66
	D24	103.12	

PANNES	P0	72.64	
	P1		1.18
	P2	12.94	
	P3	3.24	
	P4		3.68
	P5	2.88	
	P6	24.48	
	P7	2.88	
	P8		3.68
	P9	3.24	
	P10	12.94	
	P11		1.18
	P12	72.64	

Tableau VII .2 : efforts internes dans les pannes et les diagonales

Réactions d'appuis :

$$R_1 = 92.77 \text{ K}$$

$$R_3 = 92.77 \text{ KN}$$

Efforts internes maximales :

Direction du vent		Compression max [KN]	Traction max [KN]
V2	Diagonale	103.12	65.54
	Pannes	72.64	3.68

Tableau VII .3 : efforts internes maximales

VII.2.4. Détermination de la section des diagonales comprimées :

La diagonale la plus sollicitée en compression est D_1 de longueur $L = L_0 = 6,147\text{m}$. Elle est soumise à un effort de compression égal à 103.12 KN.

Dans ce cas nous avons : $l_y = l_z = l_0 = 6.147\text{m}$

$$\lambda_y = \lambda_z = l_0/i = 6.137/i \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \bar{\lambda}_y = 6.147/(i \times 93.9) \leq 3$$

d'où $i \geq 614.7/(3 \times 93.9) = 2.2$ On opte pour des doubles cornières **110×110×10**

$$i = 3,36 \text{ cm}$$

VII.2.5. Vérification des cornières des diagonales:

La vérification se fera en compression avec risque de flambement.

$$A = 2 \times 21.20 = 42.20 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{614,7}{3.36} = 182,65$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{BA}}{93.90 \varepsilon} = \frac{182,65 \times \sqrt{1}}{93.90 \times 1} = 1,94$$

Axe de flambement z-z

$$\bar{\lambda}_y = 1,94 \rightarrow \text{Courbe de flambement C } \chi = 0,205$$

Vérification:

$$N_{brd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,205 \times 1 \times 42.20 \times \frac{23.50}{1.1} = 180,31 \text{ KN} > N_{sd} = 103.12 \text{ KN} \text{ vérifié.}$$

Conclusion:

On adoptera des doubles cornières **110 x 110 x 10** pour toutes les diagonales de la poutre au vent.

VII.2.6. Vérification des pannes de la poutre au vent :

La panne la plus sollicitée en compression est la panne P_0 et P_{12} sous la direction de vent 1. Elle est sollicitée par un effort $N_{sd} = 72.64 \text{ KN}$.

Il faut donc vérifier la panne **IPE 200** de classe 1 vis-à-vis de la stabilité au flambement avec déversement à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd} \cdot \gamma_{M1}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Après calcul on a trouvé que L'**IPE200** ne vérifie pas à la stabilité vis-à-vis du flambement et du déversement. On adopte **HEA200**.

Caractéristique du HEA 200 :

$h=190\text{mm}$; $b=200\text{mm}$; $t_w=6,5\text{mm}$; $t_f=10\text{mm}$; $P=42,3\text{daN/ml}$; $A=53,8 \text{ cm}^2$;
 $r=18\text{mm}$; $I_y=3692 \text{ cm}^4$; $I_z=1336 \text{ cm}^4$; $W_{pl,y}= 429,5 \text{ cm}^3$; $W_{pl,z}=203,8 \text{ cm}^3$;

VII.2.7. les combinaisons les plus défavorables :

Les moments maxima sont tirés du chapitre précédent (calcul des pannes) :

$$M_{y,sd \max} = 15,75 \text{ KN.m} \quad M_{z,sd \max} = 0,06 \text{ KN.m}$$

Paramètres de calcul :

Calcul de λ_z :

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{600}{4,98} = 120,48$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} \sqrt{\beta_A} = 1,28$$

Profilé laminé

$$t_f < 40 \text{ mm} ; \frac{h}{b} = 1 < 1,2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe b : $\chi_z = 0,43$

Calcul de K_z :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{Plz} - w_{elz}}{w_{elz}} \right) = -1,658 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1,187 < 1,5$$

Calcul de χ_{LT} et K_{LT} :

$$\beta_{MLT} = \beta_{My} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = -0.066 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$K_{LT} = 1$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{K.L \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \left\{ \left[K^2 + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 \cdot EI_w} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \cdot \frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} - C_2 \cdot Z_g \left[\frac{I_z}{I_w} \right]^{0.5} \right\}^{0.5}} = 106,13$$

- $\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93,9 \cdot \varepsilon} \sqrt{\beta_w} = 1,13$ d'après la courbe «a» $\chi_{Lt} = 0,59$

Vérification :

$$\frac{75,6 \times 10^2}{0,43 \times 53,8 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{1 \times 15,75 \times 10^2}{0,59 \times 429,5 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{1,187 \times 0,06 \times 10^2}{203,8 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,15 \leq 1$$

- Les pannes sont stables vis-à-vis du flambement avec déversement.
- On adopte **HEA200** pour toutes les pannes.

VII.3. Palée de stabilité :

Notre structure possède un seul type de palée de stabilité. Ces dernières sont chargées par les réactions de la poutre au vent et les efforts horizontaux dus au freinage du pont.

Les fonctions principales des palées de stabilité sont les suivantes :

- Transmettre les actions horizontales jusqu'aux fondations.
- fournir la stabilité pendant le montage.
- Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les critères de déformabilité admissible imposés par les règlements.

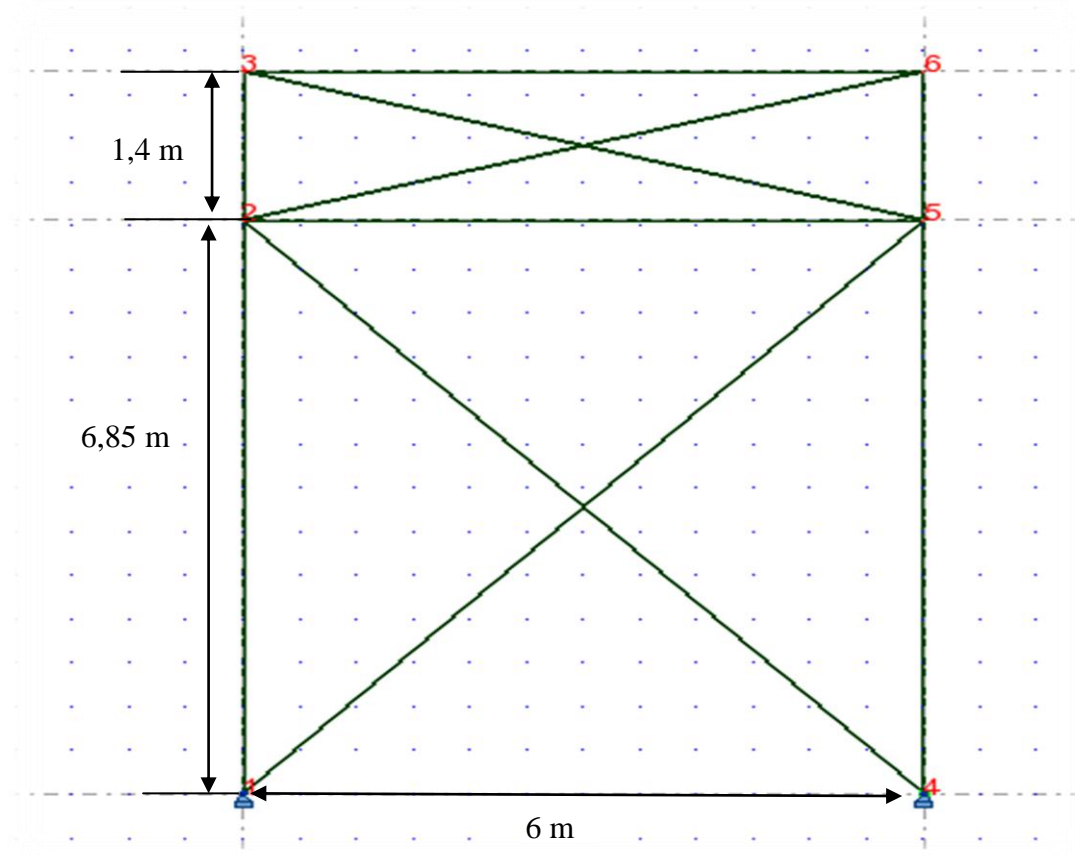


Figure VII.4 palée de stabilité

VII.3.1. Calcul de la force équivalente due aux imperfections :

Chaque palée contreventée 6 portiques :

$$K_r = \sqrt{0.2 + 1/n_r}$$

$$n_r = 8 \quad K_r = \sqrt{0.2 + 1/8} = 0,57 < 1$$

$$N = N_{\max}$$

Pour le calcul des imperfections, on utilisera le plus grand effort de compression fourni par la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

$$N_{sd} = 207.27 \text{ KN}$$

$$q = \frac{8 \times 207.27 [0,57 + 0,2]}{60 \times 40,39} = 0,52 \text{ kN/ml}$$

$$\Delta F_1 = 0,52 \times 1,4/2 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\Delta F_2 = 0,52 \times ((6.85/2) + (1.4/2)) = 2.145 \text{ KN}$$

VII.3.2. Réaction de la poutre au vent :

On prend la palée de stabilité la plus sollicitée :

Vent	Réaction [KN]
V_2	92.77

Tableau VII .4 : réaction de la poutre au vent

La réaction la plus défavorable est celle due au vent $V_2= 92.77$ KN

VII.3.3. Réaction du pont roulant :

On prend la palée de stabilité la plus sollicitée :

La réaction horizontale longitudinale due à l'effort de freinage est calculée comme suit:

$$T_1 = R_1 = 3.18 \text{ KN}$$

VII.3.4. Calcul des forces totales appliquées sur la palée :

Sous le vent V_2

N° nœuds	R	T_1	ΔF	$\Delta F+R+T_1$
3	92.77	0	0,36	93.13
2	0	3.18	2.14	5.32

Tableau VII.5 : forces totales sur la palée

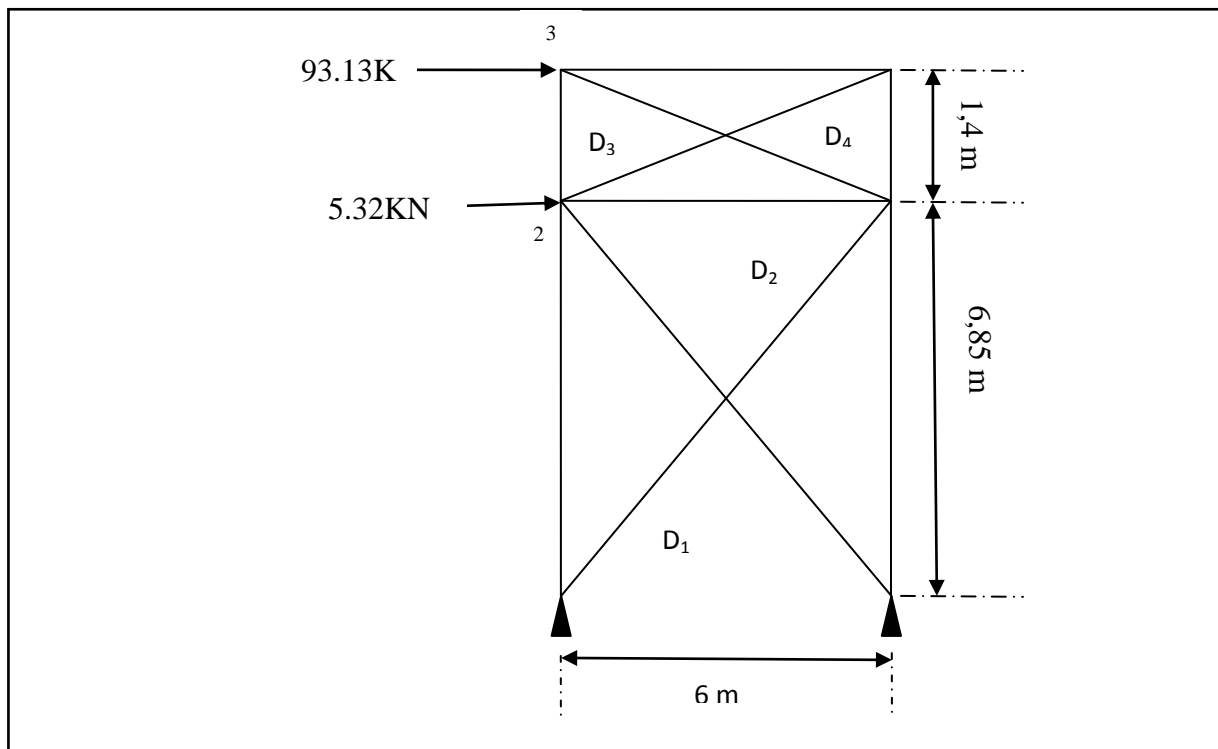


Figure VII.5 : forces totales appliquées sur la palée

VII.3.5.Efforts internes dans les barres :

Les résultats suivants ont été obtenus à partir du logiciel robot.

Sous le vent V1 :

Elément		Traction [KN]	Compression [KN]
Panne Sablière			74.22
diagonales	D1	139.54	
	D2		139.46
	D3	64.4	
	D4	/	91.84

Tableau VII.6 : Efforts internes dans les barres

VII.3.6. Vérification de la Panne sablière :

Les sablières ont pour rôle de transmettre les efforts de la poutre au vent à la palée de stabilité.

Nous avons choisi le profilé **HEA200** pour celles-ci.

Le chargement le plus défavorable et schématisé ci dessous :

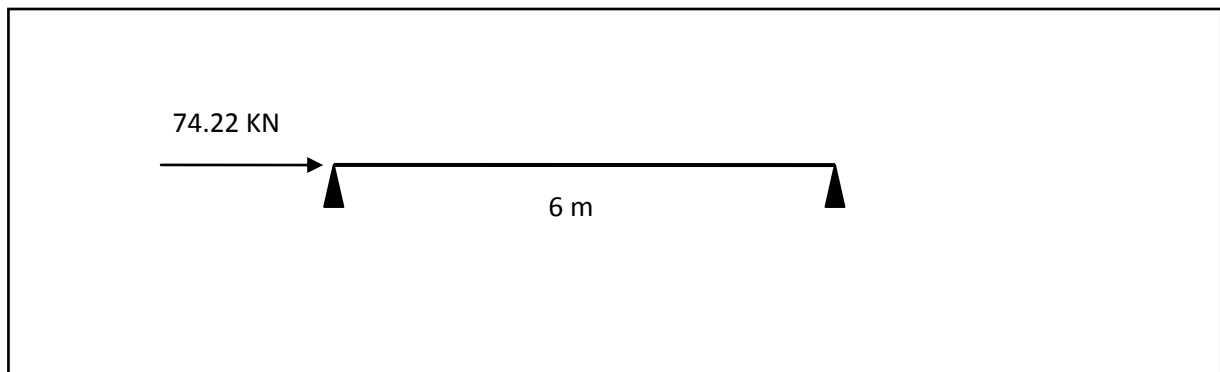


Figure VII.6 : panne sablière

$$A = 53,8 \text{ cm}^2 ; i_z = 4,98 \text{ cm} \quad L_f = 600 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{600}{4,98} = 120,48$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} \sqrt{\beta_A} = 1,28$$

Profilé laminé

$$t_f \leq 100 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{b} = 0,95 < 1,2$$

Axe de flambement $y-y \rightarrow$ courbe b $\rightarrow x_z = 0,43$

$$N_{\text{brd}} = x_z \times A \times \beta_A \frac{fy}{\gamma M_1} = 0,43 \times 53,8 \times 1 \times \frac{23,5}{1,1} = 494,22 \text{ KN} > N_{\text{sd}} = 74,22 \text{ KN}.$$

La panne sablière est vérifiée au flambement. On opte pour un **HEA200**

VII.3.7. Dimensionnement des diagonales :

La diagonale la plus sollicitée en compression est **D₂** de longueur $L = 8,88 \text{ m}$. Elle est soumise à un effort de **N_{sd} = 139,46 KN** .

✓ La vérification se fera en compression avec risque de flambement.

On choisira des doubles cornières **120×120×12**

$$A = 2 \times 27,5 = 55 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 3,65 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\text{max}} = \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{888}{3,65} = 243,28$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \times \sqrt{\beta_A}}{93,90 \epsilon} = 2,6$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,6 \rightarrow \text{Courbe C} \rightarrow x_z = 0,126$$

Vérification :

$$N_{brd} = x_z \times A \times \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,126 \times 1 \times 55 \times \frac{23,50}{1,1} = \mathbf{148,05KN} > N_{sd}$$

Les diagonales sont vérifiées. On adoptera des double cornières **120× 120× 12**.

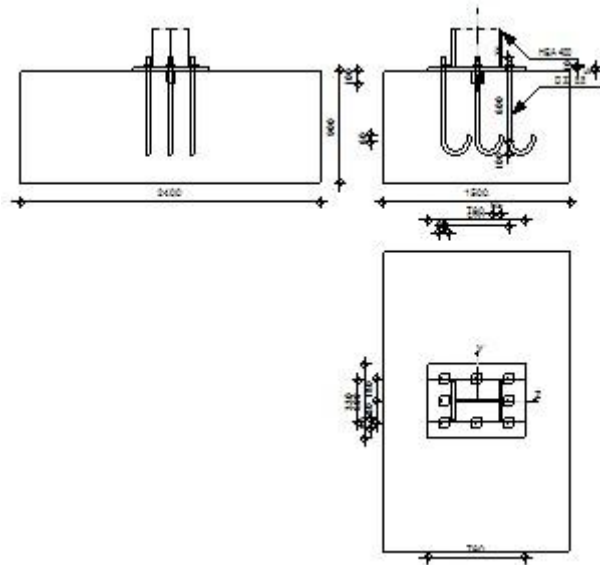
VIII.1.Assemblages pied de poteau intermédiaire :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

Ratio
0,94**GENERAL**

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 3
 Barres de la structure : 2

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 400
 Barre N° : 2

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$	780	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_e =$	235,00	[MPa]	Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} =$	780	[mm]	Longueur
$b_{pp} =$	330	[mm]	Largeur
$t_{pp} =$	5	[mm]	Epaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
$d =$	33	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	33	[mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	260	[mm]
Entraxe $e_{Vi} =$	180	[mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	75	[mm]
$L_2 =$	600	[mm]
$L_3 =$	200	[mm]
$L_4 =$	60	[mm]

Plaquette

$l_{wd} =$	80	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	80	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé :	IPE 100		
$h_w =$	100	[mm]	Hauteur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_e =$	235,00	[MPa]	Résistance

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1500	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} =$	20,00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	11,33	[MPa]	Résistance
$n =$	7,00		ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p =$	14	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

EFFORTS

Cas : 8 : ELU3 1*1.00+5*1.50

N =	-41,64	[kN]	Effort axial
Q _y =	0,00	[kN]	Effort tranchant
Q _z =	-18,81	[kN]	Effort tranchant
M _y =	24,77	[kN*m]	Moment fléchissant
M _z =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

PLAN XZ

d_{tz} = 260 [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	200	[mm]		A = b _{pd} /3
B =	1228,80	[cm ²]		B = (M _y /N - 0.5*l _{pd})*b _{pd}
C =	30706,61	[cm ³]		C = 2*n*A _t *(d _{tz} +M _y /N)
D =	-1995929,69	[cm ⁴]		D = -2*n*A _t *(d _{tz} +0.5*l _{pd})*(d _{tz} +M _y /N)
Z ₀ =	261	[mm]	Zone comprimée	A*Z ₀ ³ +B*Z ₀ ² +C*Z ₀ +D=0
p _{my} =	0,81	[MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M _y	p _{my} = 2*(M _y +N*d _{tz}) / [b _{pd} *Z ₀ *(d _{tz} + l _{pd} /2 - Z ₀ /3)]
F _{ty} =	21,59	[kN]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	F _{ty} = (M _y -N*(l _{pd} /2 - Z ₀ /3)) / (d _{tz} + l _{pd} /2 - Z ₀ /3)

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

p_m = 0,81 [MPa] Contrainte maxi dans le béton p_m = p_{my}

Si la valeur du coefficient k est supérieure à 1.5, l'utilisateur doit vérifier si la rotation du pied de poteau est faible et une étude particulière doit être effectuée en liaison avec le constructeur de la fondation (Voir le manuel d'Yvon Lescouarc'h 'Pied de poteau articulé en acier' page 52)

h _b =	1207	[mm]		h _b = Z ₀ + 2*[b/2-0.5*(n _v -1)*a _v]
b _b =	1160	[mm]		b _b = max(2*(b/2-0.5*(n _v -1)*a _v) + a _v , b _{pd})
K = max(1.1; 1+(3-b _{pd} /b _b -l _{pd} /h _b) * √[(1-b _{pd} /b _b)*(1-l _{pd} /h _b)])				[Lescouarc'h (1.c)]
K =	1,76		Coefficient de zone de pression dimétrale	
p _m ≤ K*σ _{bc}	0,81 <	19,93	vérifié	(0,04)

ANCRAGE

N_{ty} = 7,20 [kN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y N_{ty} = F_{ty}/n
 N_t = 7,20 [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage N_t = N_{ty}

Vérification de la semelle tendue du poteau

l ₁ =	150	[mm]		l ₁ = 0.5*b _{fc}
l ₂ =	204	[mm]		l ₂ = π * a ₂
l ₃ =	162	[mm]		l ₃ = 0.5*[(b _{fc} -s) + π*a ₂]
l ₄ =	192	[mm]		l ₄ = 0.5*(s+π*a ₂)
l _{eff} =	150	[mm]		l _{eff} = min(l ₁ , l ₂ , l ₃ , l ₄)
N _t ≤ l _{eff} *t _{fc} *σ _{ec}	7,20 <	669,75	vérifié	(0,01)

Adhérence

N_t ≤ π*d*τ_s*(L₂ + 6.4*r + 3.5*L₄) 7,20 < 162,35 **vérifié** (0,04)

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

N_t ≤ 0.8*A_s*σ_e 7,20 < 305,36 **vérifié** (0,02)

Transfert des efforts tranchants

|t_z'| ≤ √((A_t² * σ_e² - N²) / 2.36) |3,16| < 305,91 **vérifié** (0,01)

$ t_z \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$	$ 3,16 < 305,91$	vérifié	(0,01)
$ t_y \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$	$ 0,00 < 305,91$	vérifié	(0,00)

BECHE

Béton

$ T_z \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ -18,81 < 43,63$	vérifié	(0,43)
$ T_y \leq (l-30) * \sigma_{bc} * H$	$ 0,00 < 79,33$	vérifié	(0,00)

Ame

$ T_z \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ -18,81 < 49,29$	vérifié	(0,38)
$ T_y \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 0,00 < 85,07$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -18,81 < 175,91$	vérifié	(0,11)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,00 < 67,17$	vérifié	(0,00)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k*f * t * h / \sqrt{3}$	$ -18,81 < 137,38$	vérifié	(0,14)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,00 < 132,40$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 2*3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -18,81 < 249,40$	vérifié	(0,08)
$ T_y \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	$ 0,00 < 157,85$	vérifié	(0,00)

Ame poteau

$ T_z \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ -18,81 < 1169,67$	vérifié	(0,02)
$ T_y \leq 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,00 < 448,74$	vérifié	(0,00)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} = 1,40$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$
$M_{11} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$1,40 < 14,69$ vérifié (0,10)

Cisaillement

$V_{11'} = 21,59$ [kN] Effort tranchant	$V_{11} = n_v * N_t$
$V_{11} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * (b_{pd} * t_{pd} / 1.5)$	$21,59 < 1356,77$ vérifié (0,02)

$t_{pmin} = 0$ [mm]	$t_{pmin} = V_{11} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$25 > 0$ vérifié (0,02)

Traction

$a_1 = 45$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$
$a_2 = 65$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$
$s = 180$ [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage	$s = \min(e_{Vi})$
$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$	$719,57 < 9904,74$ vérifié (0,07)

Zone comprimée

$p = 0,20$ [MPa] Contrainte de pression diamétrale dans la section étudiée	$p = p_m * [z_0 + 0.5 * (h_c - l_{pd})] / z_0$
$M_{22'} = 6,92$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$
$M_{22} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$6,92 < 14,69$ vérifié (0,47)

Cisaillement

$V_{22'} = 59,17$ [kN] Effort tranchant	$V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (l_{pd} - h_c) * (p + p_m)$
$V_{22} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * (b_{pd} * t_{pd} / 1.5)$	$59,17 < 1356,77$ vérifié (0,04)

$t_{pmin} = 1$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$25 > 1$ vérifié (0,04)

$M_3 = 5,45$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_3 = 0.125 * p_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$
$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$5,45 < 14,69$ vérifié (0,37)

$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd} - h_c) * p_m^{1/3}$	$25 > 23$ vérifié (0,94)
--	--------------------------

Pression diamétrale

$ t_z = 0,70$ [kN] Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$
$ t_z \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,70 < 581,63$ vérifié (0,00)

$ t_y = 0,00$ [kN] Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$
$ t_y \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,00 < 581,63$ vérifié (0,00)


PLATINE DE PRESCELLEMENT**Pression diamétrale**

$ t_z' \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,70 < 116,33$	vérifié	(0,01)
$ t_y' \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,00 < 116,33$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,94

VIII.2.Assemblage travers poteau :



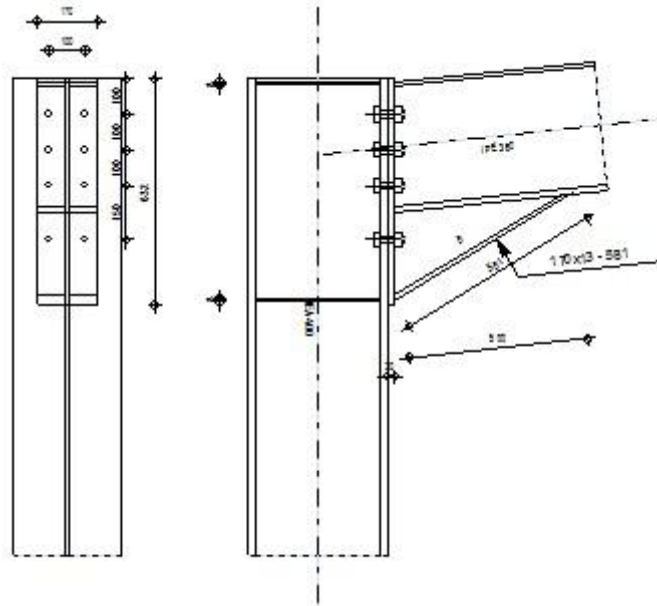
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0,41



GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 3
 Barres de la structure : 2, 4

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 400
 Barre N° : 2
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé : HEA 400
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 360
 Barre N° : 4
 $\alpha = 5,9$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 141,120$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100;100;150$ [mm]

PLATINE

$h_p =$	632	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	500	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	31,2	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite : ultime

Cas :	17: ELU2	$1*1.00+2*1.50$
$M_{b1,Ed} =$	-75,80	[kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-36,359	[kN] Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	19,168	[kN] Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-75,80	[kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-19,168	[kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	31,849	[kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	1709,155	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	55,14	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				

$V_{cb,Rd} = 748,098$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié (0,05)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 239,50$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1847,17$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 434,09$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 434,09$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 598$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 726,004$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -75,80$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -19,168$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,000$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 359$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -201,781$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 57,33$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 604$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 6,36$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		

$$V_{wp,Rd} = 724,838 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$$t_{wc} = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 285 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,85 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com},Ed} = 23,06 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1083,037 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement :

$$d_{wc} = 298 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,83 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,92 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1031,070 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1031,070 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	100	-	150	144	200	144	200	222	167	167	167
2	23	-	100	-	125	144	217	144	217	250	125	125	125
3	23	-	100	-	100	144	217	144	217	200	100	100	100

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
4	23	-	100	-	100	144	199	144	199	172	140	140	140

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	39	-	35	-	150	246	201	201	201	273	176	176	176
2	39	-	35	-	125	246	201	201	201	250	125	125	125
3	39	-	35	-	100	246	201	201	201	200	100	100	100
4	39	-	35	-	100	246	201	201	201	223	150	150	150

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

F_{t,Rd} = 141,120 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 313,732 [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

N_{j,Rd} = 1128,960 [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
---------------------------------	---------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

F_{t,Rd} = 141,120 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

B_{p,Rd} = 313,732 [kN] Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement [Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	260 , 636	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 282,240$	282 , 240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 354,780$	354 , 780	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 260,636$	260 , 636	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 378,553$	378 , 553	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,464$	627 , 464	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 724,838$	724 , 838	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1031,070$	1031 , 070	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 726,004$	726 , 004	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	196 , 254	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 282,240$	282 , 240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 354,780$	354 , 780	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 260,154$	260 , 154	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 377,123$	377 , 123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,464$	627 , 464	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 724,838 - 260,636$	464 , 202	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1031,070 - 260,636$	770 , 435	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 726,004 - 260,636$	465 , 368	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 553,630 - 260,636$	292 , 995	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 635,433 - 260,636$	374 , 797	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 456,890 - 260,636$	196,254	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 565,992 - 260,636$	305,356	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 170,475 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	222,223	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 354,780$	354,780	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 260,154$	260,154	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 377,123$	377,123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,464$	627,464	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 724,838 - 431,110$	293,727	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1031,070 - 431,110$	599,960	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 726,004 - 431,110$	294,894	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 498,829 - 170,475$	328,355	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 521,830 - 170,475$	351,356	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 792,754 - 431,110$	361,644	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 768,707 - 431,110$	337,597	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 408,720 - 170,475$	238,245	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 423,000 - 170,475$	252,525	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 653,333 - 431,110$	222,223	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 753,992 - 431,110$	322,882	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 110,367 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 110,367 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	183,360	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 282,240$	282,240	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 354,780$	354,780	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 260,154$	260,154	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 377,123$	377,123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 627,464$	627,464	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 724,838 - 541,477$	183,360	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1031,070 - 541,477$	489,593	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 726,004 - 541,477$	184,527	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 511,432 - 110,367$	401,065	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 549,841 - 110,367$	439,474	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 771,137 - 280,842$	490,295	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 737,679 - 280,842$	456,837	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1065,062 - 541,477$	523,585	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 896,125 - 541,477$	354,647	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 424,742 - 110,367$	314,374	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 470,561 - 110,367$	360,194	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 637,018 - 280,842$	356,176	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 705,561 - 280,842$	424,720	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 881,631 - 541,477$	340,154	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1036,553 - 541,477$	495,076	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 50,260 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 50,260 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	434	260,636	282,240	354,780	260,636	378,553	282,240	627,464
2	284	170,475	282,240	354,780	260,154	377,123	282,240	627,464
3	184	110,367	282,240	354,780	260,154	377,123	282,240	627,464
4	84	50,260	282,240	354,780	260,154	377,123	282,240	627,464

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 185,83 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,41 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,41)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 119,129 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 141,120 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 277,400 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 277,400 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	282,240	4,792	260,636	106,310	111,102	171,266
2	282,240	4,792	170,475	69,534	74,326	193,441
3	282,240	4,792	110,367	45,017	49,809	208,224
4	282,240	4,792	50,260	20,500	25,292	223,008

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 795,940 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 149,88 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 85,68 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 64,20 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 70743,02 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 24,48 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 22,94 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -5,66 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 48,96 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 46,91 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 24,48 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \quad \text{[mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 14 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 20 \quad \text{[mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 64 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 6 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	16,67	537,51
1	434	3	74	21	2	8,00	346,87
2	284	3	64	15	2	4,64	131,54
3	184	2	51	12	1	2,54	46,59
4	84	3	72	18	2	1,50	12,52

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 322 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 112877,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 112877,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 36244,43 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$



$$S_{j,pin} = 2265,28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

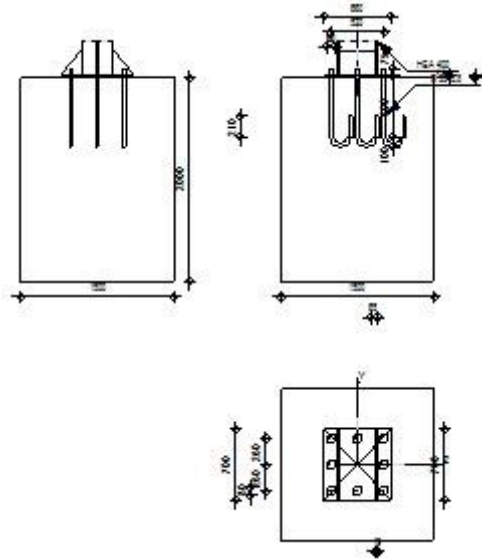
$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,41

VIII.3.Assemblage pied de poteau de rive :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete</p>	
		<p>Ratio 0,84</p>



GENERAL

Assemblage N° : 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 4
 Barres de la structure : 2

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 400
 Barre N° : 2
 L_c = 8,25 [m] Longueur du poteau
 α = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 390 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 300 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{wc} = 11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$L_c =$	8,25	[m]	Longueur du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau : ACIER			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	660	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	15	[mm]	Epaisseur
Matériau : ACIER			
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	550,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	33	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	6,94	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	8,55	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_H =$	3	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 260$ [mm]		
Entraxe $e_{Vi} = 260$ [mm]		

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	75	[mm]
$L_2 =$	600	[mm]
$L_3 =$	200	[mm]
$L_4 =$	210	[mm]

Plaquette

$l_{wd} = 80$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 80$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 12$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 700$ [mm] Largeur

$h_s = 250$ [mm] Hauteur

$t_s = 19$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 2000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 7$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas : 17 : ELU2 1*1.00+2*1.50

$N_{j,Ed} = 21,489$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,z} = -19,168$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 82,38$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 24,52$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 27$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 73$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 354$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 256,80$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2311,21$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$A_{c1} = 2311,21$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 508,34$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,y} = 1694,478$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 1,00 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 5381,57$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1264,67$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 371$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 3408,811 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{C,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 1694,478 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 6,94 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 800,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 339,782 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 550,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 318,083 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 318,083 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRCHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 25,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = 1,20 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 0,99 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 600 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 165,852 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	327 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{RK,c}^0 =$	221,406 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	980 [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	490 [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	22500,00 [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	22500,00 [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	1,00	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c =$	490 [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} =$	1,00	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} =$	1,00	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} =$	1,00	Coef. dépendant de la densité du ferrillage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{RK,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} =$	102,50 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} =$	600 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{RK,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{RK,c}^0 =$	551,135 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1200 [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	600 [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	29584,00 [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	22500,00 [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	0,76	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]

$\psi_{A,N} = 0,76$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 490$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,94$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 1,20$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 220,061$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 102,503 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 286$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 286$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 56$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 3,78$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 3,78$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 269,954$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 230,827$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 307,508$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 230,827$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$t_{wc} = 11$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 66$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.3.(8)]

$\omega = 0,99$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.3.(4)]

$$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{t,wc,Rd,z} = 168,859$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 491,603$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 230,827$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

$e_y = 3834$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$Z_{c,y} = 186$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$Z_{t,y} = 260$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 98,09$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,84 < 1,00$ **vérifié** (0,84)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,67$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,67$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 240,900$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 150,533$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 221,406$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} = 205,005$	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 1113,79$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,67$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 309,389$	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,000$	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 0,000$	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1204,260$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
------------------------------------	---------------	---------	--------

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	4,92	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	49,248	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	72	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	$\frac{6738,8}{2}$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,19	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	14,08	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	10,37	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	18,44	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
---	---------------	----------------	--------

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	15,89	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	15,89	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-3,40	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,06 < 1,00$	vérifié	(0,06)
---	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,09 < 1,00$	vérifié	(0,09)
--	---------------	----------------	--------

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
--	---------------	----------------	--------

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	23,88	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	23,88	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	14,07	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	53,62	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	12,44	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	12,44	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	13,36	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	33,98	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$



RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

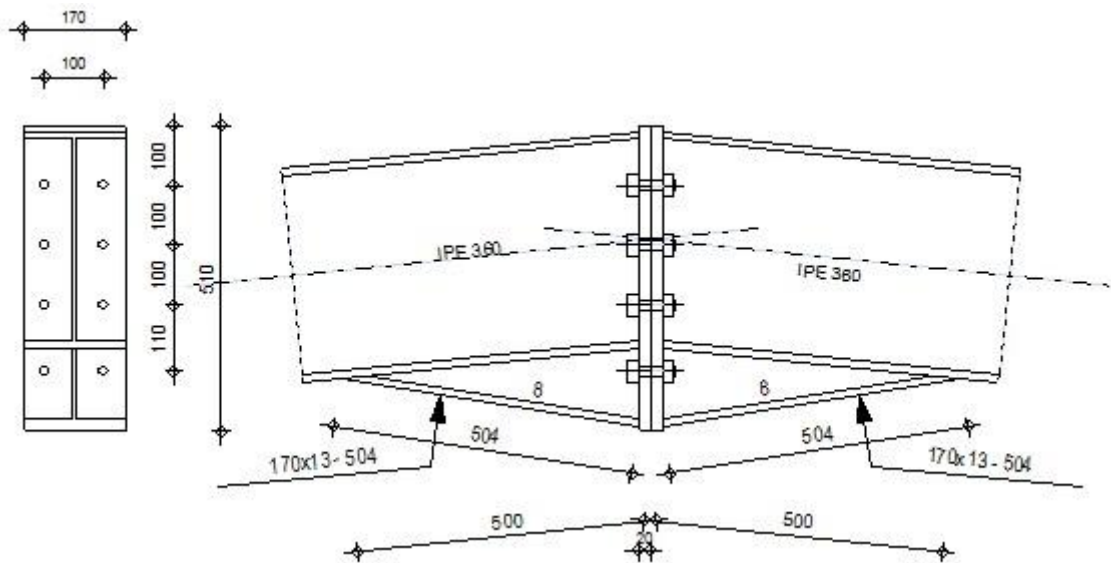
Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	73	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	354	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	19	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	286	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	56	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	308	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,52		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	39680,54	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	344166,33	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,84

VIII.4.Assemblage travers travers :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013	
	<p>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	



GENERAL

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure : 5
 Barres de la structure : 3, 4

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé : IPE 360
 Barre N° : 3
 $\alpha = -174,1$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	-174,1	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{fbl} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

COTE DROITE

POUTRE

Profilé :	IPE 360		
Barre N° :	4		
$\alpha =$	-5,9	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	13	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER			
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	82,944	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i = 100 [mm]
=

Entraxe p_i = 100;100;110 [mm]

PLATINE

h_{pr} = 510 [mm] Hauteur de la platine
 b_{pr} = 170 [mm] Largeur de la platine
 t_{pr} = 20 [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 f_{ypr} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

w_{rd} = 170 [mm] Largeur de la platine
 t_{frd} = 13 [mm] Epaisseur de l'aile
 h_{rd} = 130 [mm] Hauteur de la platine
 t_{wrd} = 8 [mm] Epaisseur de l'âme
 l_{rd} = 500 [mm] Longueur de la platine
 α_d = 9,0 [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 f_{ybu} = 235,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a_w = 6 [mm] Soudure âme
 a_r = 9 [mm] Soudure semelle
 a_{fd} = 5 [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M1} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M3} = 1,10 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite : ultime

Cas : 43: ELU27 $1*1.35+6*1.50+8*1.30+3*0.90$

$M_{b1,Ed} = -47,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -2,273$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -20,299$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{cb,Rd} = 1709,155$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 45,54$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 617,847$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 239,50$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1489,67$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 350,07$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 350,07$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 479$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 730,949$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$\beta = 5,9$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 9,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

- $\beta = 5,9$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
- $b_{eff,c,wb} = 230$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
- $A_{vb} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
- $\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
- $\sigma_{com,Ed} = 0,00$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
- $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
- $F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
- $F_{c,wb,Rd1} = 1426,014$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
- Flambement :
- $d_{wb} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
- $\lambda_p = 1,02$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
- $\rho = 0,79$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
- $F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
- $F_{c,wb,Rd2} = 1123,605$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]
- Résistance de l'aile du renfort
- $F_{c,wb,Rd3} = D_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$
- $F_{c,wb,Rd3} = 649,188$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]
- Résistance finale :
- $F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$
- $F_{c,wb,Rd,low} = 649,188$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	39	-	35	-	110	246	205	205	205	233	160	160	160
2	39	-	35	-	105	246	201	201	201	210	105	105	105
3	39	-	35	-	100	246	201	201	201	200	100	100	100
4	39	-	35	-	100	246	201	201	201	223	150	150	150

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 1298,375 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 82,944 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 297,220 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	165,888	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 165,888$	165,888	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 385,246$	385,246	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,440$	594,440	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 730,949$	730,949	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	158,175	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 165,888$	165,888	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 377,123$	377,123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,440$	594,440	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 730,949 - 165,888$	565,061	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 324,063 - 165,888$	158,175	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 497,485 - 165,888$	331,597	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 119,529 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	165,888	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 165,888$	165,888	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 377,123$	377,123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,440$	594,440	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 730,949 - 285,417$	445,532	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 286,304 - 119,529$	166,775	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 385,400 - 119,529$	265,871	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 465,632 - 285,417$	180,215	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 685,485 - 285,417$	400,068	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 77,384 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 77,384 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	165,888	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4)} = 165,888$	165,888	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 377,123$	377,123	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,440$	594,440	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 730,949 - 362,801$	368,147	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 314,993 - 77,384$	237,609	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 470,561 - 77,384$	393,177	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 459,729 - 196,913$	262,815	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 667,961 - 196,913$	471,048	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 639,056 - 362,801$	276,254	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 968,046 - 362,801$	605,244	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 35,240 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 35,240 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	394	165,888	-	-	165,888	385,246	165,888	594,440
2	284	119,529	-	-	165,888	377,123	165,888	594,440
3	184	77,384	-	-	165,888	377,123	165,888	594,440
4	84	35,240	-	-	165,888	377,123	165,888	594,440

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 116,35 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,40 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 72,473 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 82,944 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 262,800$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 262,800$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	165,888	-5,075	165,888	67,008	61,933	106,292
2	165,888	-5,075	119,529	48,282	43,207	117,979
3	165,888	-5,075	77,384	31,258	26,184	128,604
4	165,888	-5,075	35,240	14,235	9,160	139,229

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{j,Rd} = 492,105$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 120,42$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 70,38$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 50,04$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 35993,65$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -23,94$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -20,77$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = -0,45$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 47,88 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 41,54 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3^*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	47,88 < 365,00	vérifié	(0,13)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	23,94 < 262,80	vérifié	(0,09)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	30,04	893,08
1	394	∞	∞	19	3	13,67	538,22
2	284	∞	∞	13	3	8,28	234,90
3	184	∞	∞	12	3	5,24	96,21
4	84	∞	∞	18	3	2,84	23,75

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$Z_{eq} = 297$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$

$k_{eq} = 10$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 187547,45$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 187547,45$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 36244,43$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 2265,28$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

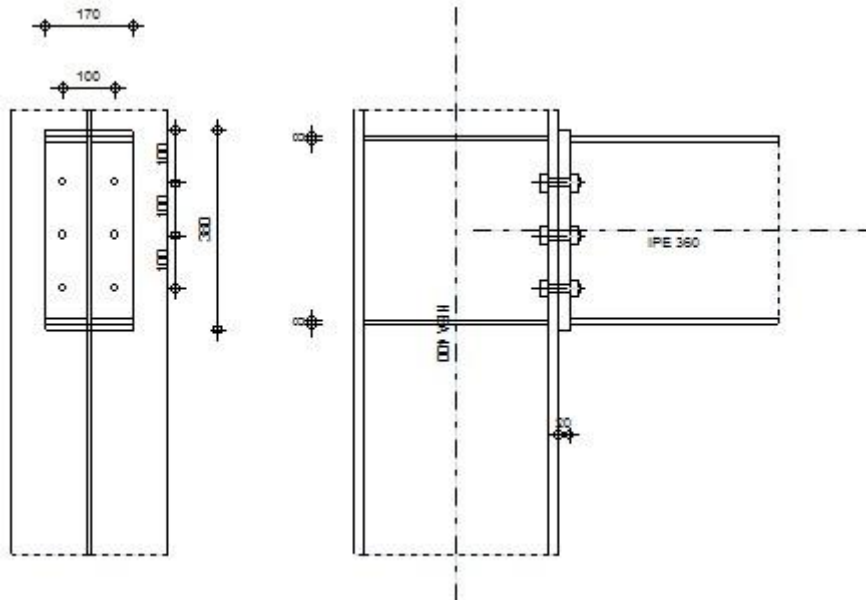
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,40

VIII.5.Assemblage poteau poutre :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	

**GENERAL**

Assemblage N° : 10

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure : 10

Barres de la structure : 1, 8

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 400

Barre N° : 1

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé : HEA 400
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 360
 Barre N° : 8
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 69,08$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_p = 380$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 170$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_p =$	380	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{ep} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur

EFFORTS

Cas :	10: ELU5 $1*1.35+2*1.50+3*0.90$		
$M_y =$	30,91	[kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	41,80	[kN]	Effort tranchant
$F_x =$	30,86	[kN]	Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intér ieurs							36	45						100	
2	Centr aux	38	46					17	45							100
3	Centr aux	38	46					17	45							100

x = 59 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	264	62,99	0,00	354,37	64,13	69,08	>	45,75	100,00
2	164	62,99	94,00	142,43	125,38	69,08	>	30,35	100,00
3	64	62,99	94,00	142,43	125,38	69,08	>	14,95	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 45,75 < 62,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |364,28| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |233,70| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

$T_1 = 6,97$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 71,81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$ $6,97 < 71,81$ **vérifié** (0,10)

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 120,38$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 628,58$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $120,38 < 628,58$ **vérifié** (0,19)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$ $120,38 < 1050,38$ **vérifié** (0,11)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 633,21$ [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$

$|F_{res}| \leq V_R$ $|120,38| < 633,21$ **vérifié** (0,19)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,73

VIII.6. Diagonales – goussets :

VIII.6. .1Poutre au vent :

Les diagonales à assembler sont des doubles cornières 110x110x11.

On utilisera des boulons de diamètre : $d = 18 \text{ mm}$; $d_0 = 20 \text{ mm}$; $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$; classe 5,6

$f_{ub} = 5000 \text{ daN/cm}^2$; $t_{\text{gousset}} = 10 \text{ mm}$.

$N_{bRd} = 180,31 \text{ kN}$

$$F_{vRd} = F_{vrd} = \frac{n \cdot 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = F_{vrd} = \frac{0,6 \times 5000 \times 1,92 \times 10^{-2}}{1,25} = 46,08 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{bRd}}{F_{vRd}} = \frac{180,31}{46,08} = 3,9$$

on prendra 4 boulons.

• **Vérification :**

$P = 80 \text{ mm}$; $e = 45 \text{ mm}$; $e_t = 50 \text{ mm}$.

➤ **Résistance au cisaillement :**

$$F_{vsd} = F_{vn} = \frac{N_{bRd}}{n} = \frac{180,31}{4} = 45,07 \text{ kN} < F_{vRd} = 46,08 \text{ kN}.$$

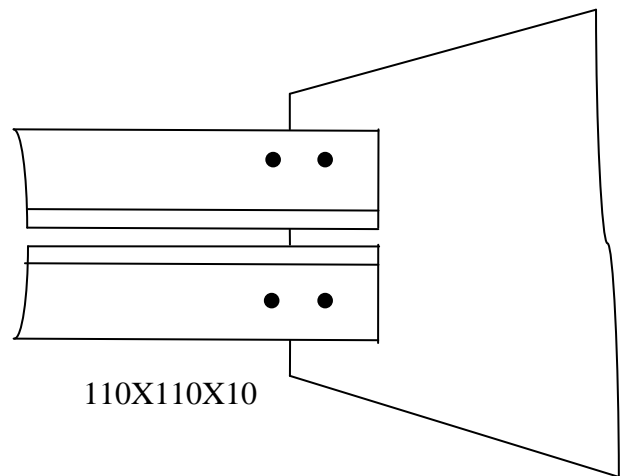
➤ **Pression diamétrale :**

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3 \cdot d_0} = \frac{45}{3 \times 20} = 0,75 \\ \frac{p}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 20} - 0,25 = 1,083 \\ \frac{f_{bu}}{f_u} = \frac{500}{360} = 1,89 \\ 1 \end{array} \right.$$

$\alpha = \min (0,75 ; 1,083 ; 1,89 ; 1) :$

$\alpha = 0,75$



$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 18 \times 360 \times 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 97,2 \text{ kN} > F_{vsd} = 45,07 \text{ kN}.$$

Le gousset d'épaisseur $t_{\text{gousset}} = 10 \text{ mm}$ vérifie la condition, il sera donc adopté.

VIII.6. .2Palée de stabilité :

Pour les diagonales 120x120x12, on utilisera des boulons de diamètre : $d = 14 \text{ mm}$; $d_0 = 16 \text{ mm}$

$A_s = 1,15 \text{ cm}^2$; classe 4.6 ; $f_{ub} = 4000 \text{ daN/cm}^2$; $f_u = 3600 \text{ daN/cm}^2$; $t_{\text{gousset}} = 10 \text{ mm}$.

$N_{bRd} = 148,05 \text{ kN}$

$$F_{vRd} = F_{vrd} = \frac{n \cdot 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{vrd} = \frac{2 \times 0,6 \times 4000 \times 1,15 \times 10^{-2}}{1,25} = 44,16 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{bRd}}{F_{vRd}} = \frac{148,05}{44,16} = 3,35$$

on prend 4 boulons.

- **Vérification :**

$P = 75 \text{ mm}$; $e = 45 \text{ mm}$; $e_t = 55 \text{ mm}$.

- **Résistance au cisaillement :**

$$F_{vn} = \frac{N_{bRd}}{n} = \frac{148,05}{4} = 37,01 \text{ kN} < F_{vRd} = 44,16 \text{ kN}.$$

- **Pression diamétrale :**

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times d \times t \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

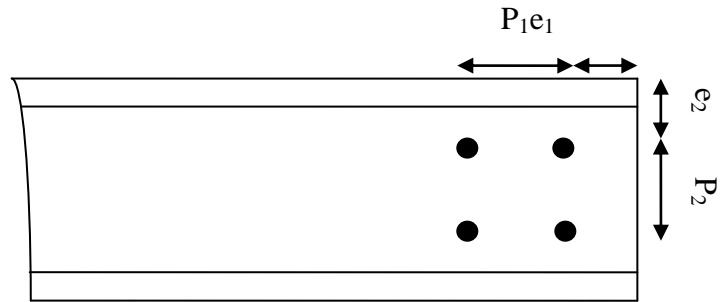
$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3 \cdot d_0} = \frac{45}{3 \times 16} = 0,94 \\ \frac{p}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{75}{3 \times 16} - 0,25 = 1,31 \\ \frac{f_{bu}}{f_u} = \frac{400}{360} = 1,11 \\ 1 \end{array} \right.$$

$\alpha = \min (0,94 ; 1,31 ; 1,11 ; 1)$

soit : $\alpha = 0,94$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times 0,94 \times 14 \times 360 \times 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 94,75 \text{ kN} > F_{vsd} = 37,01 \text{ kN}.$$

On prendra donc un gousset de $t_{\text{gousset}} = 10 \text{ mm}$.



VIII.1 Introduction

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

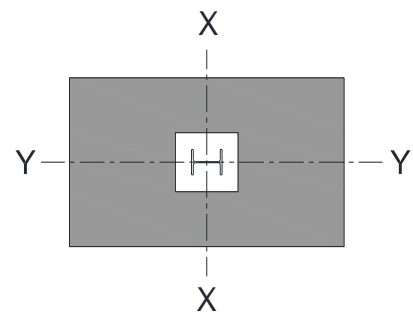
VIII.2 Charges à considérer

Les efforts maximum résultants du logiciel ROBOT pour la fondation la plus défavorable sont :

$$M_{x \max} = 94.81 [\text{kN.m}]$$

$$N_{\max} = 205.13 [\text{kN}]$$

$$V_{y \max} = 34.74 [\text{kN}]$$



Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

VIII.3 Vérification de la contrainte du sol

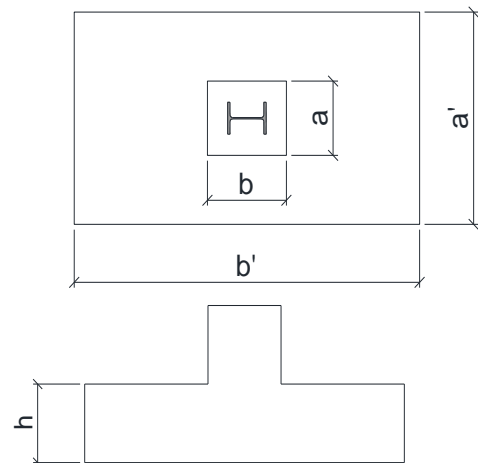
$$a = 0.700\text{m}$$

$$b = 0.800\text{m}$$

$$a' = 2.00\text{m}$$

$$b' = 4.00 \text{ m}$$

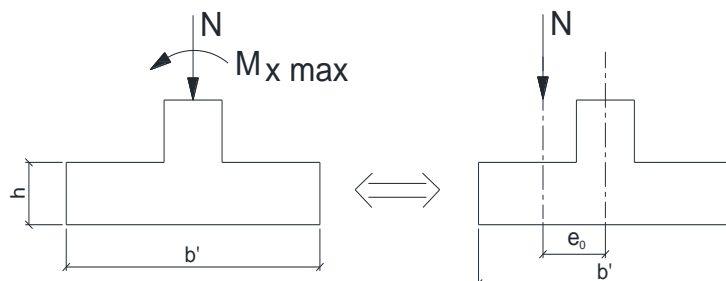
$$h = (b' - b) / 4 = (4.00 - 0.800) / 4 = 0.80 \text{ m}$$



a. Calcul de l'excentricité

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{x \max}}{N} = \frac{94.81}{205.13} = 0.46 \text{ m}$$



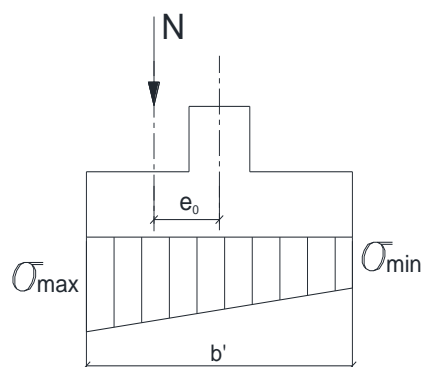
b. Vérification des contraintes

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \Rightarrow 0.46 \text{ [m]} < 0.67 \text{ [m]} \rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.



$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{N}{a \times b} \times \left(1 + \frac{6 e_0}{b}\right) = \frac{205.13}{2.00 \times 4.00} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.46}{4.00}\right) = 43.33 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

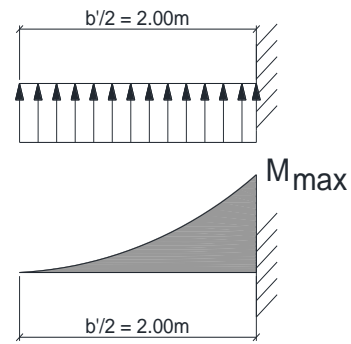
$$[\sigma_{\text{Max}} = 43.33 \text{ kN/m}^2] < [\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200.00 \text{ kN/m}^2] \rightarrow \text{ok}$$

→ Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

VIII.4 Ferrailage de la fondation

Il existe deux méthodes pour le calcul des semelles isolées rectangulaires (la méthode de bielles et la méthode des consoles). Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{43.33 \times 2.00^2}{2} = 86.66 \text{ [kN.m]}$$



a. Détermination des armatures

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{\text{bac}} = 0.6 F_{c28} = 15.00 \text{ MPA}$$

« Article A.4.5.2 –BAEL91»

- Etat limite d'ouverture de fissures

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 F_e ; \text{Max} (0.5 F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}})] = 250.00 \text{ MPA}$$

Avec : η est le coefficient de fissuration égale à 1.6 pour les barres à haute adhérence.

F_{t28} est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPA.

$$\bar{\alpha}_{\text{rb}} = \frac{15 \bar{\sigma}_{\text{bc}}}{15 \bar{\sigma}_{\text{bc}} + \bar{\sigma}_s} = 0.47$$

$$M_{\text{rb}} = 1/2 \bar{\alpha}_{\text{rb}} \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{\text{rb}}}{3}\right) b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$= 1.672 \times 10^3 = 1672.17 \text{ [kN.m]}$$

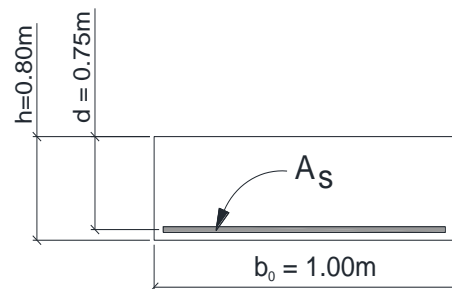
$$M_{\text{rb}} = 1672.17 \text{ [kN.m]} > M_{\text{ser}} = 86.66 \text{ [kN.m]}$$

⇒ Les armatures comprimé sont nuls ($A_s = 0$)

$$\mu_s = \frac{M_{\text{ser}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = 0.61$$

$$\bar{z}_{\text{rb}} = \frac{15}{16} \cdot d \cdot \frac{40 \mu_s + 1}{54 \mu_s + 1} = 0.52$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{z}_{\text{rb}} \cdot \bar{\sigma}_s} = 6.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



b. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$\rho \geq 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \ll \text{Article A.4.2.1- BAEL91} \gg$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{0.23 b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 7.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion :

- Nous choisissons pour la nappe inférieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section d'armature $A_s = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Pour la nappe supérieure, nous prévoyons des armatures en HA14 espacées tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

VIII.5 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ [kN]} \quad \ll \text{Article 10.1.1 - RPA99 / version 2003} \gg$$

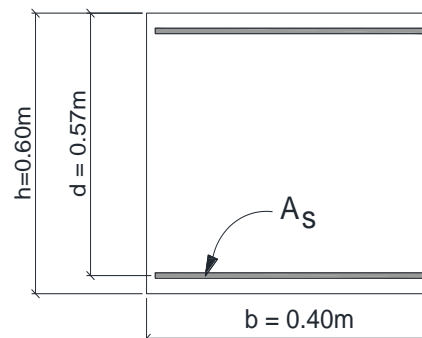
Avec :

- N est l'effort normal maximal = 205.13 [kN]
- α est un coefficient fonction de la zone sismique = 10 (zone III – site meuble)

$$\Rightarrow F = \frac{205.13}{10} = 20.513 \text{ [kN]}$$

a. Armature longitudinales en traction simple

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{20.513}{434 \times 10^3} \times 10^4 = 0.47 \text{ cm}^2$$



b. Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 0.400 \times 0.46 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 2.22 \text{ cm}^2$$

c. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003

$$A_{s\min} = 0.006 \times b \times h = 14.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

Nous choisissons pour les armatures longitudinales des longrines

$$10 \text{ HA16} = 20.10 \text{ cm}^2$$

d. Armature transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{t\min} \geq \frac{0.40 b_0 \cdot s_t}{F_e} \Rightarrow A_{t\min} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Avec : s_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

Nous prévoyons installer pour les longrines des cadres en HA8 avec un espacement de 15 cm.