

## **LISTE DES FIGURES :**

### **Chapitre I : GENERALITES**

Figure I.1 : vue en perspective d'un hangar.....3

### **Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES**

Figure II.1 : versant de la toiture.....6

Figure II.2 : toiture à grand versant.....6

Figure II.3 : les directions du vent.....8

Figure II.4 : vue en plan et élévation.....13

Figure II.5: répartition des pressions du vent sur les parois verticales.....18

Figure II.6 : répartition des pressions du vent sur les parois de la toiture.....19

### **Chapitre III : ETUDE DU PONT ROULANT**

Figure III. 1 : Pont roulant.....20

Figure III.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.....21

Figure III.3: Moment max pour deux charges égales (Théorème de Barré).....22

Figure III.4: Caractéristiques géométriques du rail.....24

Figure III.5 : Schéma de la poutre de roulement.....24

Figure III.6: fonctionnement du galet.....30

Figure III.7: Support de chemin de roulement.....33

### **Chapitre IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Figure IV .1 : tôle nervurée.....37

Figure IV. 2 : cas de charge permanente .....38

Figure IV.3 : cas de charge concentrée.....38

Figure IV. 4 : cas de charge répartie.....38

Figure IV. 5 : cas de charge de neige.....39

Figure IV. 6:cas de l'effet de vent.....39

Figure IV.7 : poutre sur 3 appuis.....41

Figure IV. 8 : poutre sur 2 appuis.....42

Figure IV. 9 : coupe transversale des liernes.....	47
Figure IV.10 : coupe longitudinale des liernes.....	48
<b>Chapitre V : ETUDE SISMIQUE</b>	
Figure V .1 : spectre de réponse.....	62
<b>Chapitre VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES:</b>	
Figure VII.1 : Assemblage des éléments de la ferme.....	75
Figure VII. 2 : Assemblage poteau-traverse.....	77
Figure VII. 3 : Assemblage poteau-poutre.....	79
Figure VII. 4 : Assemblage poutre- solive.....	82
Figure VII. 5 : Assemblage poteau-console de la poutre de roulement.....	84
Figure VII. 6 : Assemblage du pied de poteau.....	86
<b>Chapitre VIII : ETUDE DES FONDATIONS :</b>	
Figure VIII.1: Ferrailage des semelles isolées.....	90
Figure VIII.2: Ferrailage des longrines.....	91

## **LISTE DES TABLEAUX :**

### **Chapitre I : GENERALITES**

Tableau I.1 : valeur nominale de $f_y$ et $f_u$ .....	3
---	---

### **Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES**

Tableau II.1: charge permanente et surcharge d'exploitation du bardage.....	5
Tableau II.2 : les charges permanentes de la toiture métallique.....	5
Tableau II.3 : coefficient dynamique correspondant aux directions du vent.....	8
Tableau II.4 : pression sur les parois verticales ; directions $V_1$ et $V_2$ .....	13
Tableau II.5: pression sur les parois verticales ; direction $V_3$ .....	14
Tableau II.6: pression sur les parois verticales; direction $V_4$ .....	14
Tableau II.7: pression sur la toiture ; directions $V_1$ et $V_2$ .....	16
Tableau II.8: pression sur la toiture ; directions $V_3$ et $V_4$ .....	16
Tableau II.9: force de frottement face AB.....	17
Tableau II.10 : force de frottement face CD.....	17
Tableau II.11 : les forces de frottement sur la toiture.....	17

### **Chapitre III : ETUDE DU PONT ROULANT**

Tableau III.1: Caractéristiques du pont roulant.....	21
Tableau III.2: Caractéristiques géométriques du pont roulant.....	22
Tableau III.3: Récapitulatif des réactions avec effet dynamique.....	24
Tableau III.4: Dimensions et caractéristiques du rail.....	24
Tableau III.5 : Dimensions du crapaud.....	25
Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEB280.....	26
Tableau III.7: les caractéristiques du profilé HEB 500.....	35

## **Chapitre IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Tableau IV.1 : caractéristiques du profilé IPE 120.....	43
Tableau IV.2 : caractéristiques du profilé UAP 100.....	52
Tableau IV.3 : caractéristiques du profilé IPE 270.....	54

## **Chapitre V: ETUDE SISMIQUE**

Tableau V.1 : valeurs des pénalités.....	61
Tableau V.2 : résultats des forces sismiques à la base.....	64
Tableau V.3 : Résultats du déplacement.....	64

## **Chapitre VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

Tableau VI .1 : caractéristiques du profilé IPE 360.....	65
Tableau VI .2 : caractéristiques du profilé HEA100.....	68
Tableau VI .3 : les types de contreventements.....	71

## **Chapitre VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES**

Tableau VII.1 : Les classes des boulons.....	74
--	----

## Liste des notations

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_W$ : Section de l'âme.

$A_V$  : Aire de cisaillement.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_{P,net}$ : Coefficient de pression nette.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

$F$  : Force en générale.

$G$  : Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G=81000$  MPa)

$G$  : Charge permanente.

$I$  : Moment d'inertie.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$L$  : Longueur.

$M$  : Moment de flexion.

$M_{c,Rd}$ : moment résistant de la section transversale à la flexion

$M_{Sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

$M_{Rd}$  : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

$M_{PL}$  : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$  : Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,Rd}$  : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$  : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

$N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$  : Effort normale de traction.

$N_{csd}$  : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$S$  : La charge de la neige.

$V_{SD}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{Réf}$  : Vitesse de référence du vent.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

### **Minuscules latines**

$a_{min}$  : distance entre l'extrémité du pont roulant et la position d'arrêt du chariot

b : distance entre l'extrémité du pont roulant et le poteau

L : la portée du pont roulant

e : l'empâtement entre les poutres du pont roulant

f : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

$L_f$  : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

### **Minuscules grecques**

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{lt}$  : Élancement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\phi_{lt}$  : Rotation de déversement.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

# Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé, Abstract, ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

Introduction

**Chapitre I : GENERALITES.....1**

I.1 Historique.....1

I.2 Problématique .....1

I.3 Présentation du sujet.....2

I.4 Présentation de l'ouvrage .....2

• I.4.1 Les données géométriques .....2

• I.4.2 Règlements techniques.....3

I.5 Matériaux utilisés .....3

• I.5.1 Acier .....3

• I.5.2 Béton .....4

I.6 Conception structurale.....4

**Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES.....5**

II.1 Introduction .....5

II.2 Charge permanente et surcharges d'exploitations .....5

II.3 Neige.....5

II.4 Effet du vent .....7

II.5 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales.....13

II.6 La division de la toiture .....14

II.7 Calcul la pression dynamique de la toiture .....15

II.8 Forces de frottement.....16

II.9 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois .....18

II.10 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur la toiture ...19



## **Chapitre III: ETUDE DU PONT ROULANT.....20**

III.1 Introduction.....	20
III.2 Classement des ponts roulants.....	21
III.3 Caractéristiques du pont roulant.....	21
III.4 Description générale du calcul.....	22
III.5 Définitions des charges et coefficients .....	23
• III.5.1 Charges verticales (RV max) .....	23
• III.5.2 Charges horizontales transversales (RH max) .....	23
• III.5.3 Charges horizontales longitudinales (RL max) .....	23
• III.5.4 Coefficients.....	24
• III.5.5 Récapitulation des réactions.....	24
III.6 Choix du rail.....	24
III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement.....	25
• III.7.1 Condition de la flèche.....	25
• III.7.2 Vérification de la flèche.....	26
• III.7.3 Classe du profilé.....	27
• III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales.....	28
• III.7.5 Vérification sous charge horizontale.....	29
• III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement .....	30
• III.7.7 Résistance au déversement .....	30
• III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale .....	31
• III.7.9 Résistance au voilement de l'âme .....	32
• III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	32
• III.8 Calcul du support du chemin de roulement.....	32
• III.8.1 Charge verticale .....	32
• III.8.2 Charge horizontale .....	33
• III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement .....	33
• III.8.4 Classe de la section transversale .....	34
• III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	34
• III.8.6 Vérification à l'effort tranchant .....	35
• III.8.8 Vérification de la flèche.....	36
III.9 Conclusion.....	36

## **CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....37**

IV.1 Matériaux de couverture.....	37
IV.2 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture .....	37
IV.3 Détermination des sollicitations.....	37
IV.4 Caractéristiques techniques de tôle de couverture .....	37
IV.5 Charge à prendre dans le calcul .....	37

IV.6 Calcul des pannes .....	40
• IV.6.1 Calcul de l'espacement entre les pannes .....	40
• IV.6.2 Dimensionnement des pannes .....	40
• IV.6.3 Vérification de la flèche.....	43
• IV.6.4 Classe du profilé .....	43
• IV.6.5 Vérification des contraintes.....	44
• IV.6.6 Vérification au déversement .....	45
• IV.6.7 Stabilité au voilement par cisaillement .....	47
• IV.6.8 Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	47
IV.7 Les liernes des pannes .....	47
IV.8 Calcul des lisses .....	49
IV.9 Disposition et Dimensionnement des liernes des lisses .....	49
IV.10 Calcul des potelets .....	53
IV.11 Calcul de l'échantignolle .....	59
<b>Chapitre V : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>60</b>
V.1 Introduction .....	60
V.2 Le calcul.....	60
V.3 Choix de disposition des contreventements.....	62
V.4 Vérification de la structure :.....	63
• V.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure .....	63
• V.4.2 Calcul de la force sismique totale V.....	63
• V.4.3 Vérification des déplacements .....	64
<b>Chapitre VI: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>65</b>
VI.1 Dimensionnement des poteaux.....	65
VI.2 Etudes des poutres (panne sablière) .....	67
VI.3 Contreventement.....	70
• V.3.1 Introduction .....	70
• V.3.2 Effort axial de traction .....	70
VI.4 Calcul des traverses .....	71

<b>Chapitre VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES .....</b>	<b>74</b>
VII .1 Introduction .....	74
VII .2 Fonctionnement des assemblages.....	74
VII.2 .1 Les principaux modes d'assemblages :.....	74
• VII.2.1.1 Le boulonnage.....	74
• VII .2.1.2Le soudage .....	74
VII. .2Rôle des assemblages .....	75
VII.3. calcul des assemblages.....	75
• VII.3.1 Assemblage des Eléments de la Ferme:.....	75
• VII.3.2 Membrure supérieure – Gousset.....	76
• VII.3.3 Assemblage poteau / traverse.....	76
• VII.3.4 Assemblage poteau / poutre.....	79
• VII.3.5 Assemblage poutre/ solive.....	82
• VII.3.6 Assemblage poteau / console de la poutre de roulement.....	84
• VII.3.7 Assemblage pied de poteau .....	86
• VII.3.7.1 Dimensionnement de la plaque d'assise.....	86
• VII.3.7 .2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle.....	86
• VII.3.7.3 Vérification de la tige d'ancrage .....	87
• VII.3.7.4 Condition d'équilibre du BAEL.....	87
VII.4 Conclusion.....	87
<b>Chapitre VIII. ETUDE DES FONDATIONS :.....</b>	<b>88</b>
VIII.1 Introduction .....	89
VIII.2 Dimensionnement de la semelle.....	90
VIII.3 Calcul des longrines :.....	91
<b>Conclusion.....</b>	<b>92</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>93</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>94</b>
• Annexe A : chapitre II ; étude climatique .....	94
• AnnexeB : chapitre III ; étude du pont roulant .....	96
• AnnexeC : chapitre V ; étude des éléments secondaires.....	98
• AnnexeD : chapitre VI ; étude sismique.....	100
• AnnexeE : carte géologique de la région d'étude .....	103
• AnnexeF :dessin technique ; AUTO CAD.....	105

## *Introduction*

L'Algérie est constituée d'une multitude de reliefs. Le Nord est sillonné d'Ouest en Est par une double barrière montagneuse (Atlas Tellien et Saharien) avec des chaînes telles que le Dahra, l'Ouarsenis, le Hodna, les chaînes de Kabylie (le Djurdjura, les Babors et les Bibans) et les Aurès. Le sol est couvert de nombreuses forêts au centre, vastes plaines à l'Est et le Sahara qui représente à lui seul 84 % du territoire. La superficie du pays est la plus grande d'Afrique, avec 2 381 741 km<sup>2</sup> et un littoral de 1622 km. Vu cette variété de catégorie de terrain et différence de climat l'Algérie a le pouvoir d'investir dans plusieurs types d'agricultures.[1]

L'Algérie est un pays riche en pétrole, gaz naturel, eau, phosphate, zinc, fer, or, uranium etc, et a beaucoup investi dans ces derniers, mais malheureusement la terre algérienne n'a pas été exploitée d'une bonne manière, et vu que notre pays passe par une crise économique qui a mené le pays à une politique d'austérité il est temps de déclencher une renaissance dans le domaine d'agriculture, afin d'exploiter les richesses de notre pays et de compenser le déficit dans les secteurs politique, économique et social.

Et grâce au développement qui a connu le monde dans le domaine technologique, biologique et de génie civil les gens trouvent la facilité d'investir dans le domaine d'agriculture. Et pour un projet réussi et rentable il faut penser à la qualité, la facilité, la rapidité et le développement durable et ces critères sont présents la charpente métallique.

Vu que l'Aricha est une zone qui assure la rentabilité dans le domaine d'agriculture on a décidé d'encourager les habitants de profiter de la richesse de cette région en construisant un hangar métallique de 48 × 14,70m<sup>2</sup> qui sera destiné au stockage des produits agricoles.

Et pour plus de confort on a décidé qu'il soit composé d'un pont roulant qui permet la manutention des produits stockés et assure la sécurité des travailleurs.

Ce travail est partagé en huit parties dont les contenus sont brièvement décrit :

Le premier chapitre est un chapitre de généralités où on représente les données géométriques et la localisation de notre hangar ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR.B.C.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « R.V.N. version 2013 ».

Le troisième chapitre définit le pont roulant ainsi que ces caractéristiques.

Le quatrième chapitre présente l'hypothèse du pré dimensionnement de l'hangar.

Le cinquième chapitre est dédié à la modélisation de la structure et son étude sismique à fin d'assurer la stabilité de la structure.

Le sixième chapitre représente le dimensionnement des éléments de la structure selon le règlement algérien « CCM97 », ainsi que l'étude du plancher mixte.

Le septième chapitre concerne l'étude des assemblages (les éléments de fermes ; poteau-poutre ; poutre- solive ; pied de poteau ...) à fin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner.

Le dernier chapitre représente l'étude infrastructure qui a été faite selon le règlement B.A.E.L.91.

Le travail est clôturé par une conclusion générale.

## **Chapitre I : GENERALITES**

### **I.1 Historique :**

Le fer a commencé à faire son apparition comme matériau de construction au milieu de XVIIIe siècle. Ses fonctions principales étaient essentiellement l'ornementation et le renforcement des ossatures. A la fin du XVIIIe siècle, les pièces métalliques n'étaient pas cachées dans les murs de pierre, mais composaient l'ossature principale des constructions, contribuant ainsi à une nouvelle forme d'architecture.

Grace au fer les schémas et les méthodes de conception ont connu une progression. En effet, le concepteur ne travaille plus avec des éléments singuliers, en fonte moulée en atelier mais avec des profilés standards (I, L, T), dont l'assemblage permettait d'aboutir aux solutions recherchées. C'est ainsi qu'apparurent au début du XIXe siècle les premières poutrelles en fer forgé en I, en T ou en L.

A la fin du XIXe siècle le domaine de la production métallique a connu un nouveau matériau qui est l'acier. Ce dernier a modifié une fois encore l'environnement de la construction. La période après la seconde guerre mondiale fut caractérisée par un besoin urgent de reconstruction. La rapidité d'exécution, l'économie des moyens et la rationalité étaient alors les contraintes à respecter par les concepteurs de l'époque. La construction métallique fut plébiscitée par les ingénieurs et les architectes, car elle répondait parfaitement à ces contraintes et pouvaient bénéficier d'une industrie métallurgique très forte. Cela contribua à une utilisation à nouveau plus massive de l'acier comme matériau de construction. Cependant, il a fallu attendre le milieu des années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui.

### **I.2 Problématique :**

Tlemcen est une région où on doit prendre la charge du vent en considération, et vu que l'utilisation des poutrelles en acier et notamment des profilés laminés, il est possible d'avoir des sections ayant un moment d'inertie important tout en limitant le poids de la structure. Des portées importantes peuvent être atteintes, tout en libérant de grands espaces et en minimisant le coût de la construction. Par ailleurs, au point de vue de fabrication, les procédés sont intégralement industrialisés, ce qui permet d'avoir une maîtrise totale des coûts, grâce à des bases de données relatives aux temps de fabrication, ces éléments sont facilement prévisibles. De plus, dans l'optique d'une philosophie de développement durable, l'acier est adapté dans la mesure où il est intégralement recyclable. En outre, lors de la phase de réalisation sur chantier il n'y a pas de nuisance. Ce sont des chantiers secs en comparaison à ceux en béton armé. On n'y trouve pas de gravats ou de déchets. De plus, on ne constate aucune gêne sonore lors du montage. Donc dans le but d'avoir une construction fiable et économique on opte pour une construction métallique. [2]

### I.3 Présentation du sujet :

Ce projet de fin d'études s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hall métallique. Ce projet à lui-seul permet de mener une large palette d'études : de l'étude des fondations aux calculs des éléments de charpente d'un hall métallique de grande envergure. Effectuer ce type de projet, faisant intervenir ce matériau constitue pour nous une spécialisation dans l'étude des structures métalliques.

Les études sont effectuées selon les règles algériennes en vigueur CCM97 [3], ce qui permet d'être en accord avec les normes. Ces études nous ont apporté entre autre l'autonomie dans l'utilisation des codes, la méthode dans la réalisation d'une étude de structures et la maîtrise des outils de calculs et de modélisation. Ce projet de fin d'études se déroule comme suit :

- Etude de la charpente métallique.
- Etude d'éléments structuraux en béton armé : fondations.
- Modélisation à l'aide des outils de calcul et de modélisation (ROBOT 2009 et AUTOCAD2009).
- Etude sismique : analyse des résultats.
- Assemblages.

Ce projet sera alors, comme un guide qui traite de A à Z, la démarche ou les étapes à suivre pour accomplir un projet de construction d'un hall en charpente métallique.

### I.4 Présentation de l'ouvrage :

Le projet intitulé "étude et dimensionnement d'un hall métallique de stockage implanté en zone sismique « I » et de grande pression du vent.

Le terrain est plat avec une surface de  $705,6 m^2$ .

La stabilité transversale est assurée par des portiques auto stables ductiles.

La contrainte admissible du sol est de  $\overline{\sigma}_{SOL} = 1,6$  bars.

La stabilité longitudinale est assurée par des cadres en 2 IPE330 soudés en Croix.

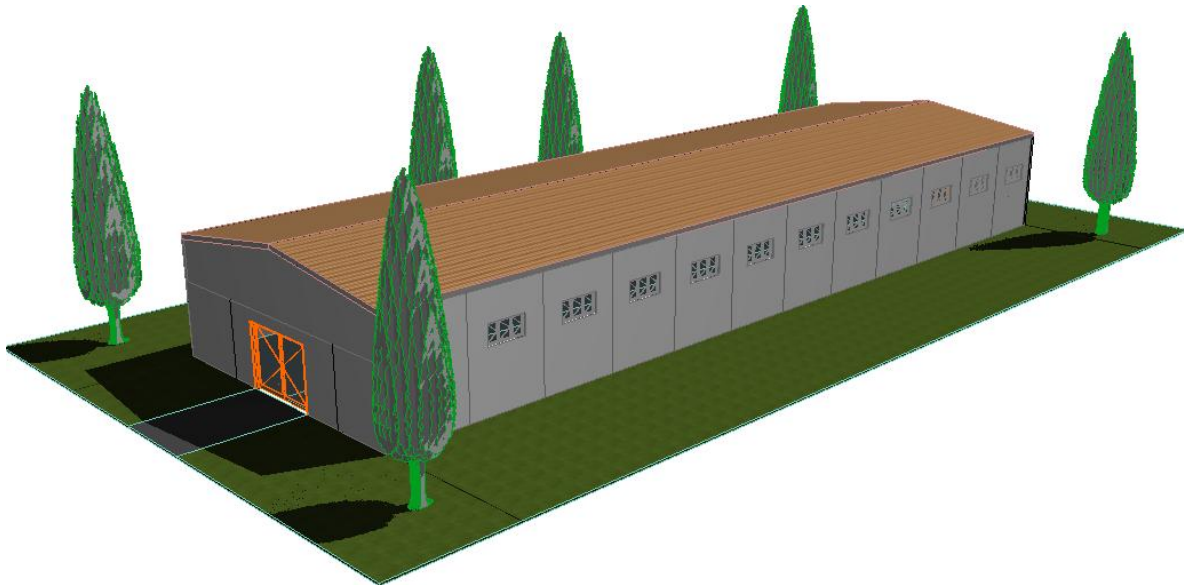
La couverture est en Panneaux sandwich du type TN40. Pente des Versants :  $10^\circ$ .

#### I.4.1 Les données géométriques :

Le présent ouvrage a une forme caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 48m.
- Largeur totale : 14,70m.
- Hauteur total : 6,8m.

- Altitude : 1246m.



**Figure I.1** : Vue en perspective d'un hangar de stockage

#### I.4.2 Règlements techniques :

Les documents techniques réglementaires utilisés dans cette étude sont :

- **CCM 97** : Règle de calcul des constructions en acier.
- **RPA99** : Règles parasismiques algériennes, version 2003.
- **RNV99** : Règle définissant les effets de la neige et du vent.
- **DTR C2.2** : Charges et surcharges.
- **EUROCODE 3** : Calcul des structures en acier.
- **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- **CTICM** : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants.

#### I.5 Matériaux utilisés :

##### I.5.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

**Tableau I.1** : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe 360</b>	235	360	215	340



L'acier utilisé est de nuance **Fe 360**, dont les caractéristiques sont :

- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- Le module de Young :  $E = 210\,000$  MPa.
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .

#### **I.5.2 Béton :**

- le béton utilisé est dosé à **350kg/m<sup>3</sup>**.
- béton de propreté est dosé à **150 kg/m<sup>3</sup>**.

#### **I.6 Conception structurale :**

La stabilité de l'ossature portante est assurée par des portiques poteaux – poutres recouverte par une toiture métallique double versant. Les sections des éléments porteurs sont :

- **Poteaux : IPE** pour lutter contre le risque de flambement.
- **Poutres et pannes : IPE** grâce à sa grande résistance aux efforts de flexion dans le plan de l'âme.

#### **I.6.1 Structure verticale :**

##### **a. Systèmes de stabilités :**

La stabilité de l'ossature métallique est assurée par des portiques poteaux – poutres auto-stable.

##### **b. Cloison extérieure :**

Les avantages principaux des bardages en panneaux sandwich sont:

- la facilité et la rapidité de montage.
- La bonne isolation thermique et phonique donnée.

#### **I.6.2 Toiture métallique :**

La couverture métallique est constituée d'un panneau sandwich (tôle nervurée+ matière isolante) supportée par une structure métallique en forme de nappe composée :

- d'un réseau de pannes en profilés de section adaptée à la portée.
- d'un système de ferme triangulé à hauteur variable.

## Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

### II.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont la superposition des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique, ainsi que le séisme. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

### II. 2Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation (DTR BC 2.02). [4]

**Tableau II.1 :** Charges permanentes et surcharge d'exploitation du bardage :

<b>Charges permanentes</b>	
Panneaux isolants	13,10 daN/m <sup>2</sup>
Tôle ondulée	15,7 daN/m <sup>2</sup>
<b>Surcharge d'exploitation</b>	
Surcharge d'entretien	Q=100kg/m <sup>2</sup>

**Tableau II.2 :** les charges permanentes de toiture métallique :

<b>Type</b>	<b>Charge permanentes</b>
TN40	11 daN/m <sup>2</sup>

### II.3 Neige :

Le calcul des charges dues à l'action de la neige se fait conformément au règlement RNV99. [5]

#### II.3.1 Calcul des charges dues à la neige :

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

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

$S_k$  (en kN/m<sup>2</sup>) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

La valeur de  $S_k$  en kN/m<sup>2</sup> est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

Le projet étudié est classé en zone A avec une altitude de 1246 m.

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times 1246) + 15}{100}$$

$$S_k = 1,02 \text{ kN/m}^2$$

### II.3.2 Angle de toiture :

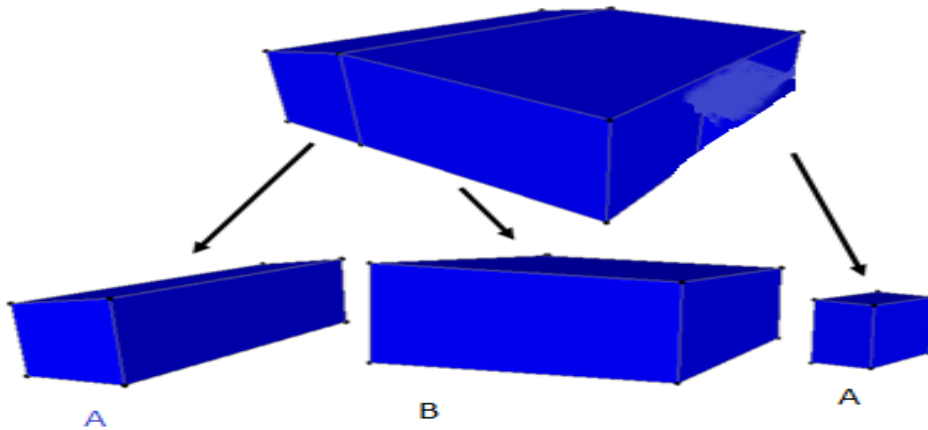


Figure II.1 : versant de la toiture

#### a. Toiture à deux versants :

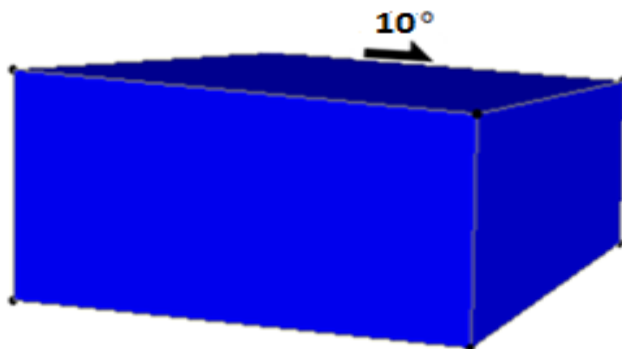


Figure II.2 : Toiture à grande versant

$$\tan \alpha = \frac{1,3}{7,35} \Rightarrow \alpha = 10^\circ$$

### II.3.3 Calcul de la charge à l'action de la neige :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$S = 0,8 \times 1.02$$

$$S = 0,816 \text{ kN/m}^2$$

#### II.4 Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions.

Le calcul sera mené conformément au **RNV99**. Ce document technique réglementaire [5] fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

##### II.4.1 Données relatives au site :

- Site plat :  $C_T=1$
- Zone de vent II
- $q_{ref} = 47,0 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie de terrain III
- $K_T = 0,22$  (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0,3 \text{ m}$  (paramètre de rugosité)
- $Z_{min} = 8 \text{ m}$  (hauteur minimale)
- $\xi = 0,37$

##### II.4.2 Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

- $C_d$ : le coefficient dynamique de la construction
- $W$  : (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

##### II.4.2.1 Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

$C_d$  est donné en fonction des dimensions :

- $b$  (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $h$  (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

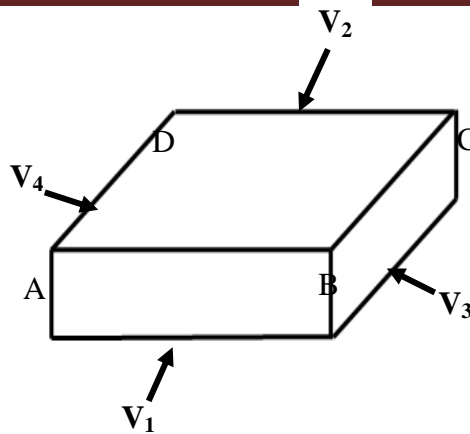


Figure II.3 : Les directions du vent

Tableau II.3 : Coefficients dynamiques correspondant aux directions du vent :

Les directions du vent	Coefficients dynamiques $C_d$
$V_{AB(1)}$	0.985
$V_{BC(2)}$	0.86
$V_{CD(3)}$	0.985
$V_{AD(4)}$	0.86

#### II.4.3 Détermination du $W_{(z_j)}$ :

$$W_{(z_j)} = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

•  $q_{dyn}$ : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

- $C_{pe}$ : est le coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$ : est le coefficient de pression intérieure.

##### a. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ :

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- $q_{réf} = 47,0 \text{ daN/m}$
- $C_e$  : coefficient d'exposition au vent

Hypothèses :

Données relatives du site

Site : el Aricha

Terrain plat : coefficient topographique  $C_t(z) = 1$

Zone du vent II

Pression caractéristique du vent  $q_{réf} = 470 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie III :  $K_T = 0.22$

$Z_0 = 0,3 \text{ m}$

$Z_{min} = 8 \text{ m}$

$Q_{dyn} = C_d \times W_z$

$$q_h(z) = c_e(z) \times q_{ref}$$

$$c_e(z) = c_t(z)^2 \times c_r(z)^2 \times [1 + 7K_T / (c_t(z) \times c_r(z))]$$

Coefficient de rugosité :

$$c_r(z) = K_T \times \ln(z/z_0)$$

$$c_r(z) = 0,22 \times \ln(8/0,3) = 0,722$$

Coefficient d'exposition :

$$c_e(z) = c_t(z)^2 \times c_r(z)^2 \times [1 + 7K_T / (c_t(z) \times c_r(z))]$$

$$c_e(z) = (1)^2 \times 0,722^2 \times [1 + (7 \times 0,22) / (1 \times 0,722)] = 1,633$$

Coefficient dynamique :

Pignon :

$$c_d = \frac{1 + (2g \cdot I_v(Z_{eq}) \cdot \sqrt{Q^2 + R^2})}{1 + 7 \cdot I_v(Z_{eq})}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})}\right)^{0,63}}$$

$$Z_{eq} = \max[0,6h; Z_{eq}] = \max[4,08; 8] \text{ donc } Z_{eq} = 8\text{m}$$

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \cdot \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^{0,52} = 300 \cdot \left(\frac{8}{200}\right)^{0,52} = 56,25\text{m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{14,7+6,8}{56,25}\right)^{0,63}} = 0,67$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2,6} \cdot R_n \cdot R_h \cdot R_b$$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta h})$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta b})$$

$$V_m(Z_{eq}) = c_r(Z_{eq}) \cdot c_t(Z_{eq}) \cdot V_{ref} = 0,722 \times 1 \times 27$$

$$V_m(Z_{eq}) = 19,49$$

$$\sigma = 0,05$$

$$N_x = \frac{n_{1x} \cdot L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

$$f = h/100 = 6,8/100 = 0,068$$

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} = \frac{0,5}{\sqrt{0,068}} = 1,9$$

$$N_x = \frac{1,9 \times 56,25}{19,49} = 5,48$$

$$R_n = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad R_N : \text{ fonction admissible de la section spectrale}$$

$$R_n = \frac{6,8 \times 5,48}{(1 + 10,2 \times 5,48)^{\frac{5}{3}}} = 0,0442$$

$$\dot{h}_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})} = \frac{4,6 \times 5,48 \times 6,8}{56,25} = 3,04$$

$$\dot{h}_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})} = \frac{4,6 \times 5,48 \times 14,7}{56,25} = 6,58$$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta h})$$

$$R_h = \left( \frac{1}{3.04} \right) - \left( \frac{1}{2 \times 3.04^2} \right) \cdot (1 - e^{-2 \times 3.04}) = 0,301$$

$$R_b = \left( \frac{1}{6.58} \right) - \left( \frac{1}{2 \times 6.58^2} \right) \cdot (1 - e^{-2 \times 6.58}) = 0,14$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2.6} \cdot R_n \cdot R_h \cdot R_b$$

$$R^2 = \frac{3.14^2}{2 \times 0.05} \times 0,0442 \times 0,301 \times 0,14 = 0,183$$

$$v = n_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 1.9 \times \sqrt{\frac{0.183}{0.670 + 0.183}} = 0,88 \geq 0,05$$

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t(Z_{eq}) \cdot \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)} = 0,304$$

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)}} = 3,710$$

$$C_{d1} = \frac{1 + 2 \times 3.710 \times 0.304 \times \sqrt{0.67 + 0.183}}{1 + 7 \times 0.304}$$

$$C_{d1} = 0.985$$

Coefficient de rugosité :

$$c_r(z) = K_T \cdot \ln(z/z_0)$$

$$c_r(z) = 0,22 \times \ln(8/0,3) = 0,722$$

Coefficient d'exposition :

$$c_e(z) = c_t(z)^2 \times c_r(z)^2 \times [1 + 7K_T / (c_t(z) \cdot c_r(z))]$$

$$c_e(z) = (1)^2 \times (0,722)^2 \times [1 + (7 \times 0,22) / (1 \times 0,722)] = 1,633$$

$$c_d = 0,985 \text{ (figure 3.2 pour } h = 6,8 \text{ et } b = 14,7\text{m)}$$

Valeur de la pression de calcul :

$$q_h(z) = C_e(z) \times q_{ref}$$

$$q_h(z) = 1,633 \times 470 \times 10^{-3} = 0,767 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h1}(z) = 76,7 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{dyn} = C_{d1} \times q_h(z)$$

$$Q_{dyn} = 0,767 \times 0,985 = 0,755 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dyn1} = 0,755 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dyn1} = 75,5 \text{ daN/m}^2$$

Coefficient dynamique :

Long pan :

$$C_{d2} = \frac{1 + (2g \cdot I_v(Z_{eq}) \cdot \sqrt{Q^2 + R^2})}{1 + 7 \cdot I_v(Z_{eq})}$$

$$Z_{eq} = 8\text{m}$$

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \cdot \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^{0.52} = 300 \cdot \left(\frac{8}{200}\right)^{0.52} = 56.25$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})}\right)^{0.63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1+0.9 \times \left(\frac{48+6.8}{56.25}\right)^{0.63}} = 0,530$$

$$\bar{\sigma} = 0.05$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2.6} \cdot R_n \cdot R_h \cdot R_b$$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta h})$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta b})$$

$$R_n = \frac{6.8 \cdot N_x}{(1+10.2 \cdot N_x)^{\frac{5}{3}}}$$

$$\hbar_h = \frac{4.6 \cdot N_x \cdot h}{Li(z_{eq})}$$

$$\hbar_b = \frac{4.6 \cdot N_x \cdot b}{Li(z_{eq})}$$

$$N_x = \frac{n_{1x} \cdot Li(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$$V_m(z_{eq}) = 19.49$$

$$f = h/100 = 6.8/100 = 0.068 \times$$

$$n_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} = \frac{0.5}{\sqrt{0.068}} = 1.9$$

$$N_x = \frac{1.9 \times 56.25}{19.49} = 5.48$$

$$R_n = \frac{6.8 \times 5.48}{(1+10.2 \times 5.48)^{\frac{5}{3}}} = 0,044$$

$$\hbar_h = \frac{4.6 \cdot N_x \cdot h}{Li(z_{eq})} = \frac{4.6 \times 5.48 \times 6.8}{56.25} = 3,04$$

$$\hbar_b = \frac{4.6 \cdot N_x \cdot b}{Li(z_{eq})} = \frac{4.6 \times 5.48 \times 48}{56.25} = 21,51$$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta h})$$

$$R_h = \left(\frac{1}{3.04}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 3.04^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \times 3.04}) = 0,301$$

$$R_b = \left(\frac{1}{21.51}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 21.51^2}\right) \cdot (1 - e^{-2 \times 21.51}) = 0,045$$

$$R_n = \frac{6.8 \times 5.48}{(1+10.2 \times 5.48)^{\frac{5}{3}}} = 0,0442$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2.6} \cdot R_n \cdot R_h \cdot R_b$$

$$R^2 = \frac{3.14^2}{2 \times 0.05} \times 0,0442 \times 0,301 \times 0,045 = 0,059$$

$$v = n_{1x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 1.9 \times \sqrt{\frac{0.059}{0.530 + 0.059}} = 0.601 \geq 0,05$$

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{Ct(z_{eq}) \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.1 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)} = 0,304$$

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \cdot v)}} = 3,606$$

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(600 \times 0.601)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(600 \times 0.601)}} = 3,606$$



$$C_{d2} = \frac{1+2 \times 3.606 \times 0.304 \times \sqrt{0.53+0.059}}{1+7 \times 0.304} = 0,857$$

$C_{d2}=0.86$  (figure 3.2 pour  $h= 6,8m$  et  $b = 48m$ )

Valeur de la pression de calcul

$$q_h(z) = c_e(z) \times q_{ref}$$

$$q_{h2}(z) = 1,633 \times 470 \times 10^{-3} = 0.767 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h2}(z) = 76,7 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{dyn} = C_{d2} \times q_{h2}$$

$$Q_{dyn} = 0,767 \times 0,857 = 0,657 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dyn2} = 0.657 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dyn2} = 65,7 \text{ daN/m}^2$$

#### II.4.4 Calcul des coefficients de pressions :

a -Calcul des coefficients de pressions extérieures :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

- S désigne la surface chargée de la paroi considérée

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

b- Calcul des coefficients de pressions intérieures :

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

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

c- La division de la paroi :

Vent perpendiculaire à la grande face :

$$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(48 ; 13,6)$$

$$\Rightarrow e = 13,6m \quad \text{donc : } d > e$$

Face AB ou CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
13,6	48	14,7	6,8
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	2,72
		B=e-A	10,88
		C=d-e	1,1

Vent perpendiculaire à la grande face

Vent perpendiculaire à la petite face :

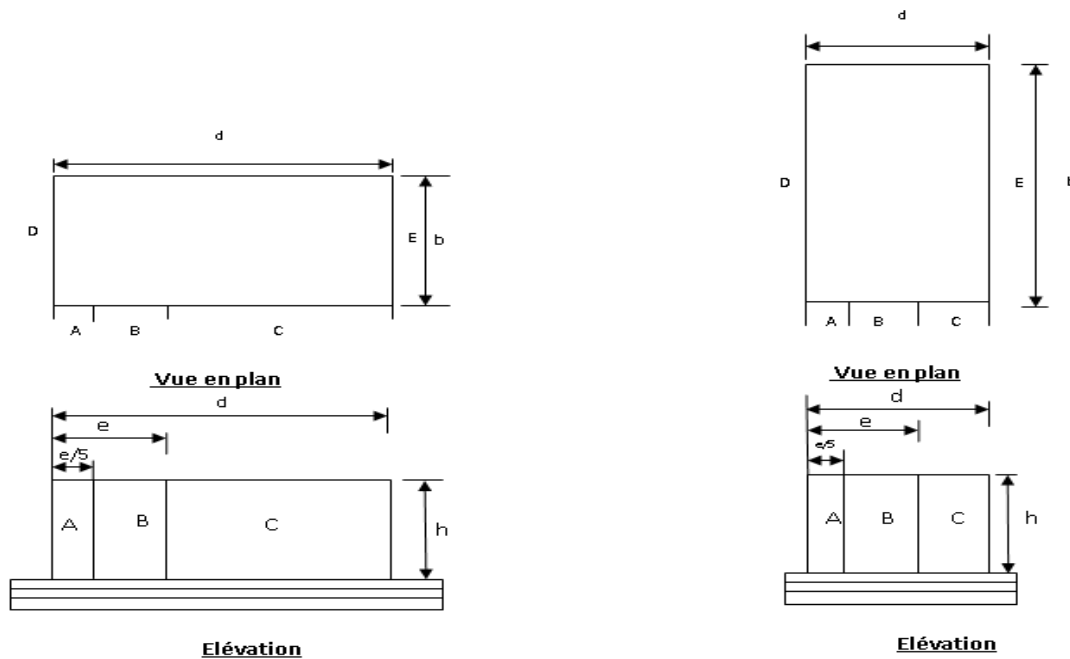


Figure II.4 : Vue en plan et élévation des parois

$$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(14,7 ; 13,6)$$

$$\Rightarrow e = 13,6m \quad \text{donc : } d > e$$

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
13,6	14,7	48	6,8
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	2,72
		B=e-A	10,88
		C=d-e	34,4

Vent perpendiculaire à la petite face

### II .5 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:

Tableau II.4 : Pressions sur les parois verticales - Direction  $V_{1(AB)}$  et  $V_{2(CD)}$  du vent :

sans avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	$Z_i$	$q_h$	$C_d$	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$q_j$	$C_{pe}$	$q_j$	$C_{pe}$	$q_j$	$C_{pe}$	$q_j$	$C_{pe}$	$q_j$
	(m)	daN /m <sup>2</sup>												
1	1.7	76.7	0.985	-0.3	-1.00	-52.88	-0.8	-37.77	-0.5	-15.10	+0.8	83.10	-0.3	0
2	3.4	76,7	0,985	-0,3	-1,00	-52,88	-0,8	-37,77	-0,5	-15,10	0,8	83,10	-0,3	0

**Tableau II.5 :** Pressions sur les parois verticales - Direction  $V_{3(BC)}$  du vent :

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	$Z_i$ (m)	$q_{dyn}$ daN /m <sup>2</sup>	$C_d$	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>
1	1.7	76.7	0,86	-0,7	-1	-19,78	-0,8	-6,59	-0,5	13,19	0,8	98,93	-0,3	26,38
1	3.4	76.7	0,86	-0,7	-1	-19,78	-0,8	-6,59	-0,5	13,19	0,8	98,94	-0,3	26,38

**Tableau II.6 :** Pressions sur les parois verticales - Direction  $V_{4(AD)}$  du vent

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	$Z_i$ (m)	$q_{dyn}$ daN /m <sup>2</sup>	$C_d$	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>	$C_{pe}$	$q_j$ daN /m <sup>2</sup>
1	1.7	76.7	0,86	-0,15	-1	-56,06	-0,8	-42,87	-0,5	-23,08	0,8	62,66	-0,3	-9,89
2	3.4	76.7	0,86	-0,15	-1	-56,06	-0,8	-42,87	-0,5	23,08	0,8	62,66	-0,3	-9,89

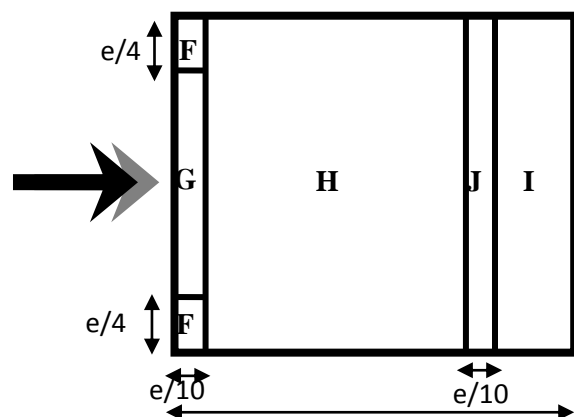
**II.6 La division de la toiture :**

$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(48 ; 13.6)$

$\Rightarrow e = 13,6m$  donc :  $d > e$

Toiture (0 °) AB			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
13,6	48	14,7	6,8
$d > e$		$F_x = e/10$	1,36
		$F_y = e/4$	3,4
		$i_x = d - (26 + e/10)$	-12,7
		$H_x = 26 - e/10$	24,64
		$G_x = e/10$	1,36
		$G_y = b - e/2$	41,2

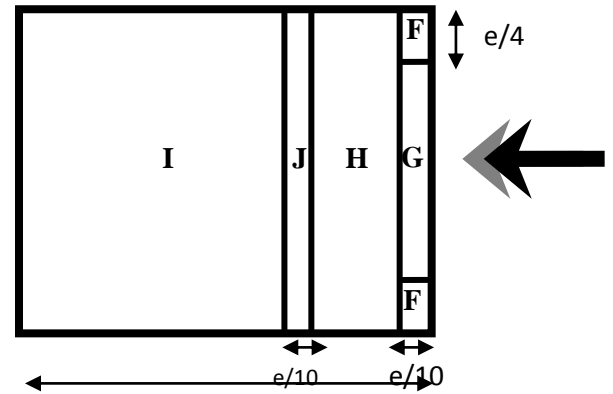
Toiture (0 °) AB



Valeur  $C_{pe}$  pour les toitures (180°)

Toiture (180°) CD				
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)	
13,6	48	14,7	6,8	
$d > e$			$F_x=e/10$	1,36
			$F_y=e/4$	3,4
			$i_x=d-(26+e/10)$	-12,7
			$H_x=26- e/10$	24,64
			$G_x=e/10$	1,36
			$G_y=b-e/2$	41,2

Toiture (180°) CD



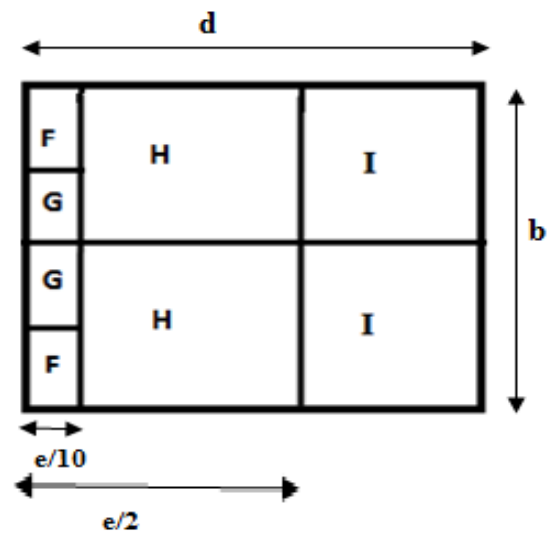
Valeur  $C_{pe}$  pour les toitures (180°)

$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(48 ; 13,6)$

$\Rightarrow e = 6,8 \text{ m}$  donc :  $d > e$

Toiture (90°) (BC-AD)				
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)	
13,6	48	14,7	6,8	
$d > e$			$F_x=e/10$	1,36
			$F_y=e/4$	3,4
			$G_y=b/2-(e/4)$	20,6
			$i_x=d- e/2$	7,9
			$i_y=b/2$	24
			$H_x=e/2-(e/10)$	5,44

Toiture (90°)



Valeur  $C_{pe}$  pour les toitures (90°)

**II.7 Calcul la pression dynamique de la toiture :**

$Z_j = 6,8 \Rightarrow Z = 6,8 \leq Z_{min} \leq 200 \text{ m}$

$C_r(Z) = 0,19 \times \ln\left(\frac{6,8}{0,05}\right) \Rightarrow C_r(Z) = 1,02$

$C_e(Z) = 1^2 \times 1,02^2 \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 1,02}\right] \Rightarrow C_e(Z) = 2,43$

$q_{dyn}(Z_j) = 37,5 \times 2,43 \Rightarrow q_{dyn}(Z_j) = 91,15 \text{ daN/m}^2$

II.7.1 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture :

Tableau II.7 : Pressions sur la toiture – Différentes directions V<sub>1(AB)</sub>, V<sub>2(CD)</sub> :

cas avec cloisons					F		G		H		I	
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>
AB	6,8	76,7	0,985	-0,3	-1,6	-98,21	-1,3	-75,54	-0,7	-30,21	-0,6	-22,66
CD	6,8	76,7	0,985	-0,3	-1,6	-98,21	-1,3	-75,54	-0,7	-30,21	-0,6	-22,66

Tableau II.8 : Pressions sur la toiture – Différentes directions V<sub>3(AD)</sub>, V<sub>4(BC)</sub> :

cas avec cloisons					F		G		H		I		J	
Niveau	Z <sub>i</sub> (m)	q <sub>dyn</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>d</sub>	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>	C <sub>pe</sub>	q <sub>j</sub> daN/m <sup>2</sup>
BC	6,8	76,7	0,86	-0,7	-0,85	-9,89	-0,6	6,59	-0,3	26,38	-0,6	6,59	-0,2	32,98
AD	6,8	76,7	0,86	-0,15	-0,85	-46,17	-0,6	-29,68	-0,3	-9,89	-0,6	9,59	-0,2	-3,29

III.6 Forces de frottement : Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{d}{b} \geq 3 \text{ et ou } \frac{d}{h} \geq 3 .$$

- **d** : dimension (en m) de la construction // au vent.
- **b** : dimension (en m) de la construction ⊥ au vent.
- **h** : hauteur (en m) de la construction.

Face AB-CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{14,7}{48} = 0,3 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{14,7}{6,8} = 2,16 \Rightarrow 2,16 < 3 \end{array} \right. \quad \text{Calcul des forces de frottement}$$

Face BC-AD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{48}{14,7} = 3,26 > 3 \Rightarrow \\ \frac{d}{h} = \frac{48}{6,8} = 7,05 > 3 \end{array} \right. \quad \text{Calcul des forces de frottement}$$

**II.8.1 La force de frottement :**

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- j indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- $Z_j$  (en m) est la hauteur du centre de l'élément j.
- $q_{dyn}$  (en N/m<sup>2</sup>) est la pression dynamique du vent.
- $S_{fr,j}$  (en m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface j.
- $C_{fr,j}$  est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

**III.8.2 force de frottement de la paroi :****Tableau II.9 :** Les forces de frottement de face AB :

Niveau	Hauteur de l'étage h (m)	$C_{fr,j}$	$q_{dyn}$ (daN /m <sup>2</sup> )	$S_{fr,j}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{fr,j}$ (daN )
1	5.5	0,04	75,5	80,85	244.167

**Tableau II.10 :** Les forces de frottement de face CD :

Niveau	Hauteur de l'étage hi (m)	$C_{fr,j}$	$q_{dyn}$ (daN /m <sup>2</sup> )	$S_{fr,j}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{fr,j}$ (daN )
1	5.5	0,04	75,5	80,85	244.167
					$\sum F_{fr,j} = 940,40$

**II.8.3 force de frottement de la toiture :**

- **l'aire de l'élément de surface :**

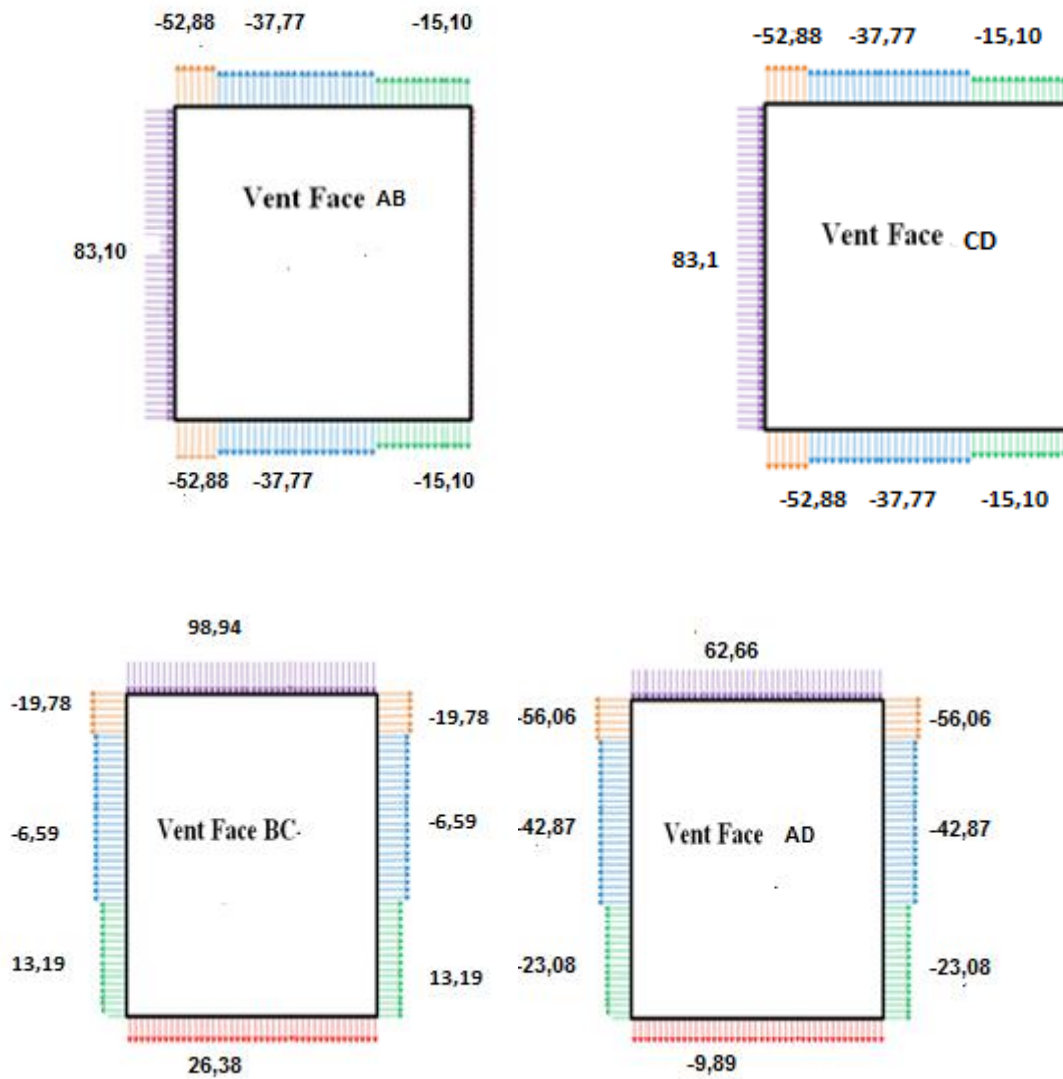
$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) \cdot d$$

$$S_{fr,j} = (1.3 \times 7.35) \times 48 = 458,64 \text{ m}^2$$

**Tableau II.11 :** Les forces de frottement sur toiture

Niveau	$C_{fr,j}$	$q_{dyn}$ (daN /m <sup>2</sup> )	$S_{fr,j}$ (m <sup>2</sup> )	$F_{fr,j}$ (daN)
Toiture	0,04	76,7	458,64	1407,10

**II.9 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois :**



**Figure II.5:** Répartition des pressions sur les parois verticales

II.10 : Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur la toiture :

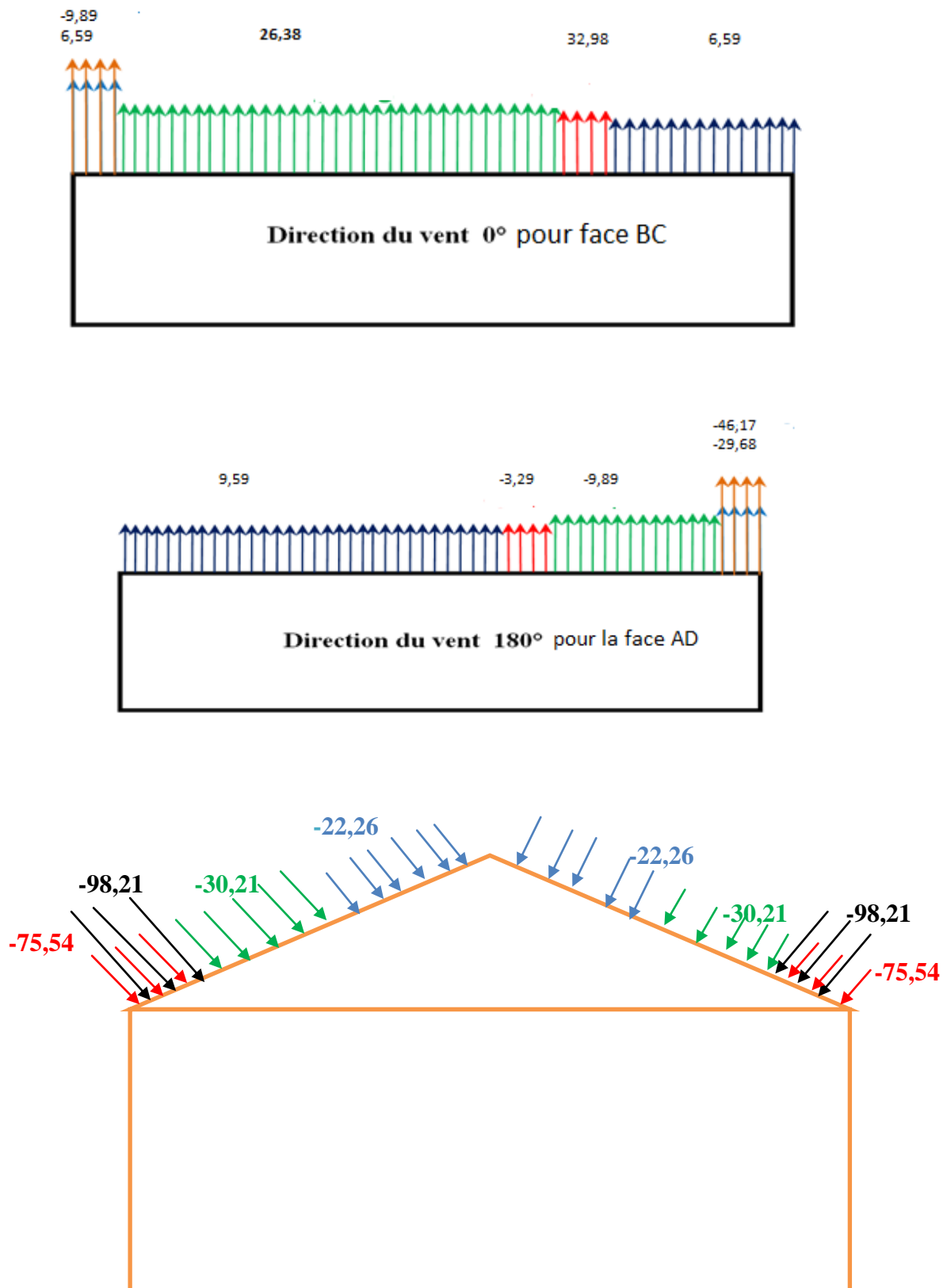


Figure II.6: Répartition des pressions du vent sur la toiture



## Chapitre III

### Etude du pont roulant

#### III.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de définir le pont roulant ainsi que ces caractéristiques pour assurer une fonctionnalité parfaite lors du déplacement longitudinal du pont en prenant compte des charges qu'il soulève. Ceci doit être assuré par des poutres de roulement qui assurent le déplacement longitudinal du pont roulant et son chargement.

- **Ponts roulants :**

Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans les autres cas, on parle d'un pont bipoutre.

- **Chemin de roulement :**

Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, le chemin est constitué de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

- **Poutre de roulement :**

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

Afin d'assurer le déplacement des différentes charges nous avons envisagé l'installation d'un pont roulant avec une capacité de 5t et on a opté pour cette capacité car on estime que les produits qui vont être déplacés ne dépasseront pas les 5t en plus on a des poteaux de 6,8m qui sont considérés petits pour un pont roulant d'une capacité plus élevée.

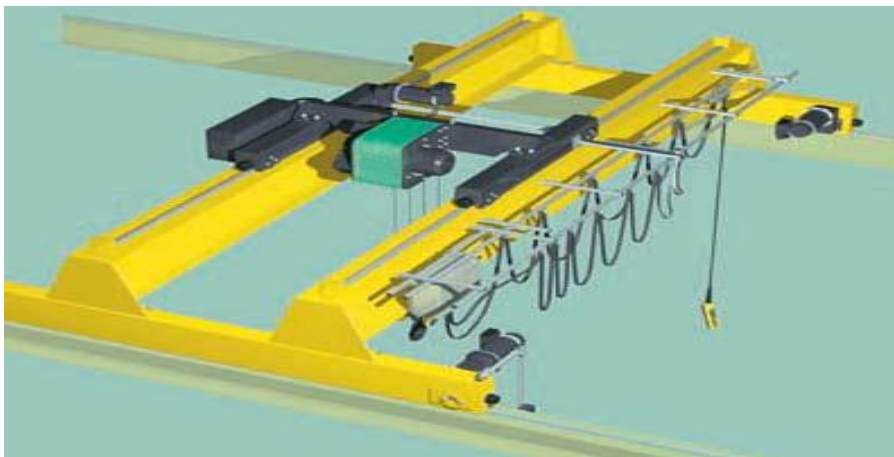


Figure III. 1 : Pont roulant.

**III.2 Classement des ponts roulants :**

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

- intensité de l’usage du pont.
- La variation des charges soulevées.

Cette classification a été établie par la Fédération Européenne de la Manutention (F.E.M.)

- Condition d’utilisation :

Utilisation régulière en service intermittent → Classe B

- Etat de charge :

Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale

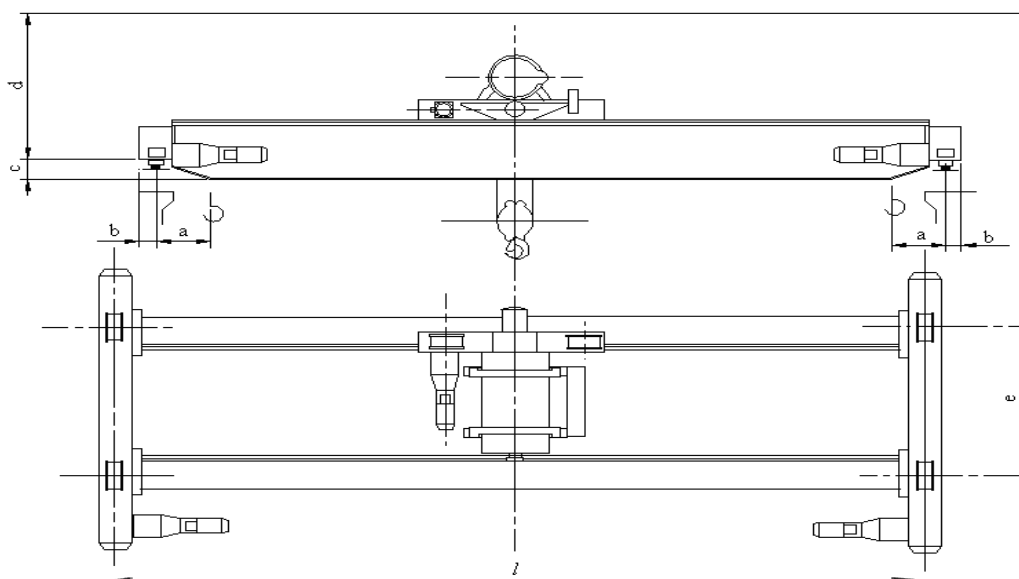
{ *classe B*  
*etat de charge 2*      **➔**      Groupe II

**III.3 Caractéristiques du pont roulant :**

On a opté pour cette capacité car on estime que les produits qui vont être déplacés ne dépasseront pas les 5t en plus on a des poteaux de 6,8m qui sont considéré petits pour un pont roulant d’une capacité plus élevée :

Puissances N (t)	Portée L(m)	Vitesse (m/min)			Poids (t)			Réaction (t)	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total B+K	Rmax	Rmin
5	14,7	7	30	90	9,5	3,5	13	6,4	2,6

**Tableau III.1:** Caractéristiques du pont roulant.



**Figure III.2 :** Schéma en 2D du pont roulant.

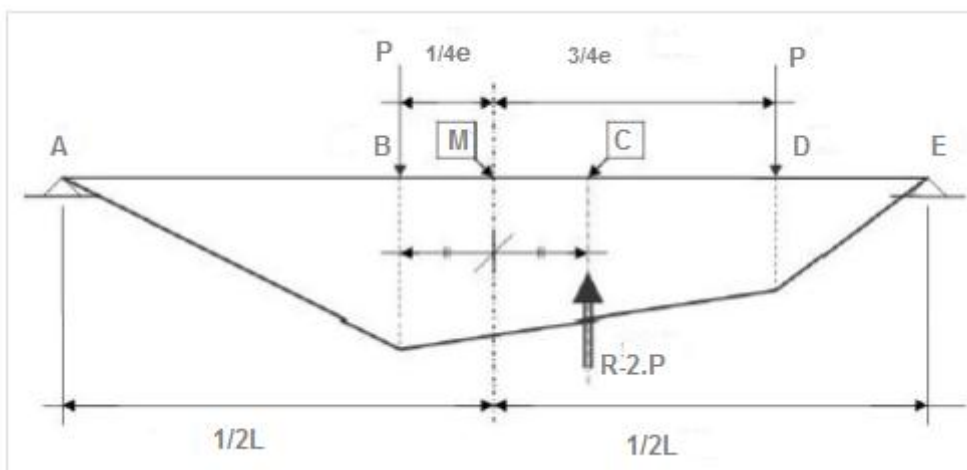
Puissance N(t)	L(m)	$a_{min}(m)$	b(m)	c(m)	d(m)	e(m)
5	14,7	0,8	0,25	0,50	1,8	3,00

**Tableau III.2:** Caractéristiques géométriques du pont roulant.

### III.4 Description générale du calcul :

En général, les poutres de roulement sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type A, pour que l'alternance de sollicitations  $M(+)$ ,  $M(-)$  conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue. Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE, il est défini comme suit :

$$M_{max} = MB = P \cdot \frac{(L - \frac{6}{2})^2}{4L}$$



**Figure III.3:** Moment maximal pour deux charges égales (Théorème de Barré).

### III.5 Définitions des charges et coefficients :

Vu la non disponibilité de la fiche technique relative au pont roulant choisi, on a opté pour une fiche technique d'un pont roulant similaire disponible sur le net (<http://www.demagcranes.fr/>)[7]

#### III.5.1 Charges verticales (RV max) :

- Le poids des poutres de roulement.
- Le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée.
- Les surcharges sur passerelles si elles existent.

Le logiciel ROBOT nous a permis d'obtenir les charges verticales suivantes :

$$Rv_{max} = 48,88 \text{ kN}$$

$$Rv_{min} = 13,35 \text{ kN}$$

**III.5.2 Charges horizontales transversales (RH max) :**

- Réaction transversale provoquée par le roulement.
- Freinage de direction.
- Vent sur la poutre dans le cas des poutres de roulement à l'extérieur du hangar.

Le logiciel ROBOT nous a permis d'obtenir les charges horizontales transversales suivantes :

$$RH \text{ max} = 13,54 \text{ kN}$$

$$RH \text{ min} = 3,70 \text{ kN}$$

**III.5.3 Charges horizontales longitudinales (RLmax) :**

- Freinage longitudinale (de translation).
- Effet de tamponnement.

Le logiciel ROBOT nous a permis d'obtenir les charges horizontales longitudinales suivantes :

$$RL \text{ max} = 11,99 \text{ kN}$$

$$RL \text{ min} = 3,27 \text{ kN}$$

**III.5.4 Coefficients :**

Selon le CTICM[8], pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

- C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail,  $C=1,15$ .
- $\psi$  : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :
  - $\psi 1$  : chemin de roulement,  $\psi 1= 1,15$ .
  - $\psi 2$  : support de chemin de roulement,  $\psi 2=1,05$ .

Réactions		Coeff	Réa×Coeff	
RV max =48 ,88kN	RV min =13,35kN	1,15	RV max =56,21kN	RV min =15,35kN
RH max =13,54kN	RH min = 3,70kN	1,05	RH max =14,22kN	RH min =3,88kN
RL max =11,99kN	RL min =3,27kN	1,15	RL max =13,78kN	RL min =3,76kN

**Tableau III.3:** Récapitulatif des réactions avec effet dynamique.

**III.6 Choix du rail:**

Pour notre cas, on a un pont roulant de 5T, on va utiliser des rails A55, maintenues avec des crapauds.

**Dimensions du rail :**

A partir du règlement CTICM on a obtenu les dimensions d'un rail A55 et sont les suivantes :

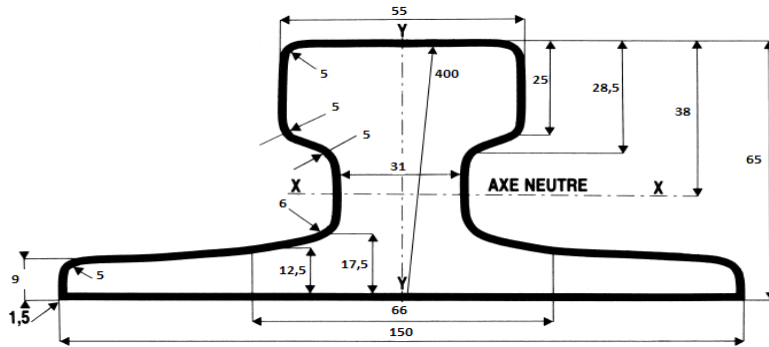


Figure III.4: Caractéristiques géométriques du rail.

Puissance N(t)	Poids (Kg/m)	B (mm)	H (mm)	P (mm)	Section A (cm <sup>2</sup> )	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )
5	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau III.4: Dimensions et caractéristiques du rail.

• Dimensions du crapaud :

D'après le CTICM[8] les dimensionnements du crapaud sont les suivantes :

Désignation	2trous		B	a	b	c	D	g	h	j	K
	long	Poids(g)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
A55	120	740	85	60	22	38	17	7	24	20	29

Tableau III.5 : Dimensions du crapaud.

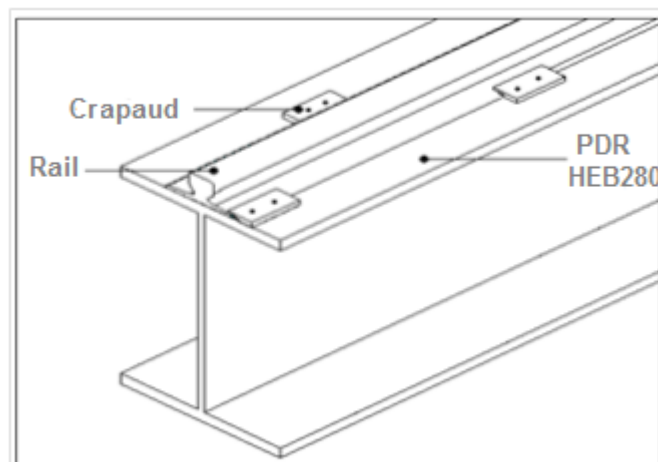


Figure III.5 : Schéma de la poutre de roulement.

### III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement :

Le dimensionnement de la poutre du chemin de roulement se fait selon le règlement « CCM97 », et le calcul se fait avec les charges les plus défavorables.

#### III.7.1 Condition de la flèche :

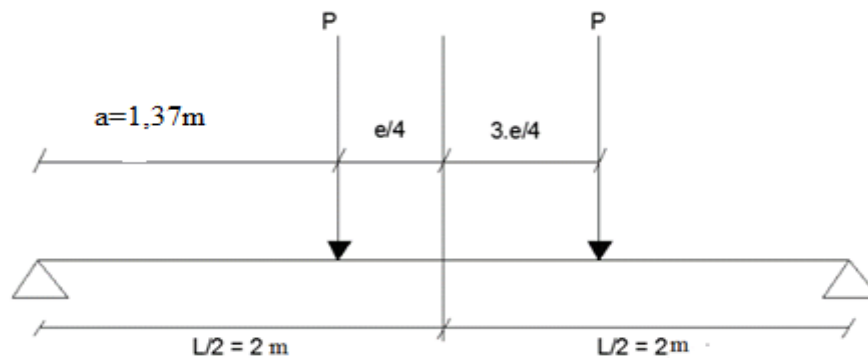
D'après le CTICM le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{400}{750} = 0,53 \text{ cm.}$$

- les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left( 3 - \frac{4 \times a^2}{L^2} \right)$$



Avec :

- $L = 4000 \text{ mm.}$
- $a = 1375 \text{ mm.}$
- $P = 35400 \text{ N.}$
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2.$

$$I_y \geq \frac{p a L^2 (3L^2 - 4a^2)}{f \times 24 E L^2}$$

$$I_y = \frac{35400 \times 1375 \times 4000^2 (4000^2 - 4 \times 1375^2)}{5,3 \times 24 \times 21.10^4 \times 4000^2} = 15374,93 \text{ cm}^4$$

Donc HEB280 vérifie la condition de la flèche.

profilé	poids		section				Dimensions				Caractéristiques			
	G	Kg/m	A	h	b	tf	$t_w$	Iy	Iz	Wply	Wplz	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
HEB280	103		131,4	280	280	18	10,5	19270	6595	1534	717,6			

Tableau III.6: caractéristique du profilé HEB280

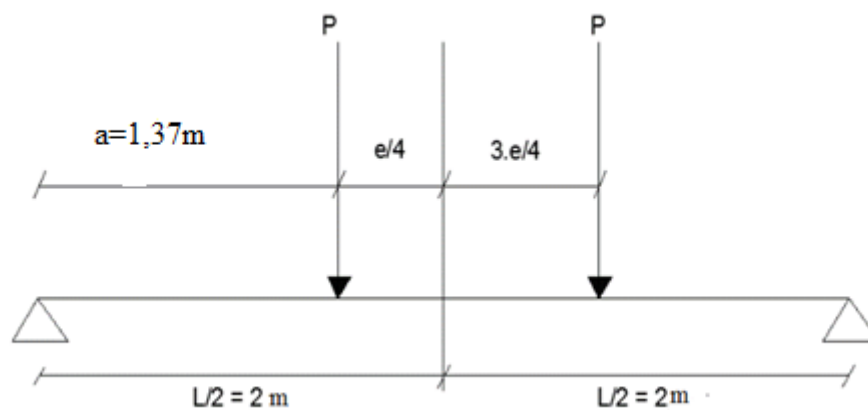
## III.7.2 verification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{400}{750} = 0,53cm$$

$$\text{Avec : } f = f_1 + f_2$$

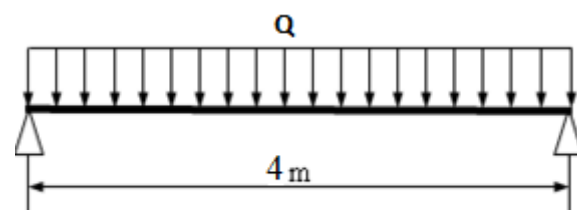
## Les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left( 3 - \frac{4 \times a^2}{L^2} \right)$$



## Le poids propre de la poutre :

$$f_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$



$$f = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left( 3 - \frac{4 \times a^2}{L^2} \right) + \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Avec :

- $L = 4000 \text{ mm.}$
- $a = 1375 \text{ mm.}$
- $P = 35400 \text{ N.}$
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2.$

$$f = \frac{35400 \times 1375 \times 4000^2}{24 \times 21 \times 10^4 \times 19270 \times 10^4} \times \left( 3 - \frac{4 \times 1375^2}{4000^2} \right) + \frac{5 \times (31,1 \times 10^{-2} \times 103 \times 10^{-2}) \times 4000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 19270 \times 10^4}$$

$$f = 2,046 \text{ mm} = 0,20 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{400}{750} = 0,53 \text{ cm}$$

### III.7.3 Classe du profilé :

#### • Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\triangleright d = 196 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_w = 10,5 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{196}{10,5} = 18,66 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \implies \text{Donc l'âme est de classe I}$$

#### Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec :

$$\triangleright c = 140 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_f = 18 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{140}{18} = 7,77 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \implies \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \implies \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé HEB280 est de classe I.

### III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales:

#### • Vérification à L'ELU (Effort tranchant + Moment fléchissant) :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

Avec :

➤  $V_{plrd}$  : Résistance ultime au cisaillement

$$V_{plrd} = \frac{0,58 \times A_V \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_V = A - b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_V = 131,4 \times 10^2 - 280 \times 18 + (10,5 + 2 \times 24) \times 18 = 9153 \text{ mm}^2$$



D'où

$$V_{plrd} = \frac{0,58 \times 9153 \times 235}{1,1} = 1134,13 \text{ kN}$$

➤  $V_{sd}$  : Effort tranchant sollicitant due à  $R_v$  et au poids propre du chemin de Roulement :

$$V_{sd} = V_V + V_{pp}$$

$V_V$  : effort tranchant due à la réaction  $R_v$  :

$$V_V = R_{Vmax} \times \frac{4a}{l} = 56,21 \times 10^3 \times \frac{4 \times 1375}{4000} = 77,288 \text{ kN}$$

$V_{pp}$  : Effort tranchant due au poids propre (HEB 280 + A55) :

$$V_{pp} = \frac{G \times L}{4} = \frac{1,25 \times 4}{4} = 1,25 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = V_V + V_{pp} = 77,288 + 1,25 = 78,538 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 78,538 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1134,13 \text{ kN}$$

Donc la condition de résistance au cisaillement est vérifiée.

- On vérifie que :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 78,538 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 0,5 \times 1134,13 = 567,065 \text{ kN}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant La condition devient donc :

$$M_{ysd} \leq M_{crd}$$

Avec :

➤  $M_{Crd}$  : Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1534 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 327,71 \text{ kN.m}$$

➤  $M_{ysd}$  : Moment sollicitant due à  $R_v$  et au poids propre du chemin de roulement :

$$M_{ysd} = 1,35 \times M_{pp} + 1,5 \times M_V$$

$M_V$  : Moment du à la réaction  $R_v$  :

$$M_V = \frac{2 \times R_{Vmax}}{L} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 56,21}{4000} \times \left( \frac{4000}{2} - \frac{2500}{4} \right)^2 = 53,136 \text{ kN.m}$$

$M_{pp}$  : Moment due au poids propre (HEB280 + A55) :

$$M_{pp} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{1,24 \times 4^2}{8} = 2,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 1,35 \times M_{pp} + 1,5 \times MV = 1,35 \times 2,5 + 1,5 \times 53,136 = 83,079 \text{ kN.m}$$

Donc  $M_{ysd} = 83,079 \text{ kN.m} < M_{crd} = 327,71 \text{ kN.m} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### III.7.5 Vérification sous charge horizontale :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

➤  $M_{crd}$ : moment résistant de la section transversale à la flexion:

$$M_{crd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{717,6 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 153,3 \text{ kN.m}$$

➤  $M_{sd}$ : moment sollicitant due à  $R_H$

$$M_{sd} = \frac{2 \times R_H}{L} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 14,22 \times 10^3}{4000} \times \left( \frac{4000}{2} - \frac{2500}{4} \right)^2 = 13,44 \text{ kN.m}$$

Donc  $M_{sd} = 13,44 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 153,3 \text{ kN.m} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

Si  $d/t_w \leq 69\varepsilon$ , il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

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

$$d/t_w = 196/10,5 = 18,66 < 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

### III.7.7 Résistance au déversement :

Selon le CCM97, le moment résistant est donné par la formule suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

➤  $\beta_w = 1$  Section de classe I

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 + \lambda_{lt}^2})}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$  pour les profilés laminés

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

➤ Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de  $\lambda_{lt}$  s'écrit sous la formule suivante :

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[ \frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

➤  $C_1$  : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement :  $C_1 = 1,132$  (Annexe B)

➤  $G = \frac{E}{2(1+\sigma)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$

➤  $I_t$ : Moment d'inertie de torsion =  $143,7 \cdot 10^4 \text{ mm}^6$

➤  $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement =  $1130 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$

➤  $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $6595 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

➤  $L$  : Longueur de la poutre = 4000 mm

$$\lambda_{lt} = \frac{4000 \times \left[ \frac{1534 \cdot 10^{3 \cdot 2}}{6595 \cdot 10^4 \times 1130 \cdot 10^9} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{4000^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 143,7 \cdot 10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 1130 \cdot 10^9} \right]^{0,25}}$$

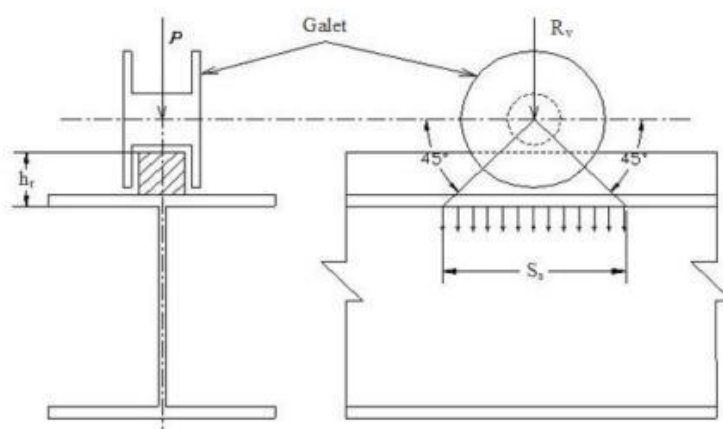
$$\lambda_{lt} = \frac{53,32}{1,83} = 29,13$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[ \frac{29,13}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,3 < 0,4 \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque de déversement}$$

### III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale :

➤ **Résistance à l'écrasement :**



**Figure III.6:** fonctionnement du galet

selon le règlement de calcul CCM97 nous avons :

$$f_{sd} \leq R_{y,Rd}$$

Avec :  $R_{y,Rd}$ : l'effort résistant à l'écrasement :

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M1}$$

D'où  $S_y$  : longueur d'appui rigide :

$$S_y = 2(h_r + t_f) \sqrt{\left[1 - \left(\gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_{f,ed}}{f_{yw}}\right)^2\right]}$$

- $h_r$  : la hauteur du rail  $\Rightarrow h_r = 65\text{mm}$
- $t_f$  : largeur de l'âme du profilé  $\Rightarrow t_f = 18\text{mm}$
- $\sigma_{f,ed}$  : la contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{f,ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}} = \frac{13,44 \cdot 10^6}{1376 \cdot 10^3} = 9,76 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (65 + 18) \sqrt{\left[1 - \left(1,1 \times \frac{9,76}{235}\right)^2\right]} = 0,166 \text{ m}$$

$$D'où \quad R_{y,Rd} = 166 \cdot 10,5 \cdot 235 / 1,1 = 372,368 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R h_{max} = 14,22 \text{ kN} \ll R_y = 352,188 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Résistance à l'enfoncement local :

Selon le CCM97, il faut satisfaire les conditions suivantes :

- $f_{sd} \leq R_{a,Rd}$
- $M_{sd} \leq M_{crd}$
- $\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} \leq 1,5$

$$R_{a,Rd} = 0,5 \times t_w^2 \times (E \times f_{yw})^{0,5} \left[ \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f}\right) \times \left(\frac{S_y}{d}\right) \right] / \gamma_{M0}$$

$$R_{a,Rd} = 0,5 \times 10,5^2 \times (21 \times 10^4 \times 235)^{0,5} \left[ \left(\frac{18}{10,5}\right)^{0,5} + 3 \left(\frac{10,5}{18}\right) \times (0,2) \right] / 1,1$$

$$R_{a,Rd} = 584,152 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } M_{crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1534 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 327,718 \text{ kN}$$

Donc :

- $f_{sd} = R h_{max} = 14,22 \text{ kN} \ll R_{a,Rd} = 584,152 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $M_{sd} = 83,079 \text{ kN} \cdot \text{m} \ll M_{crd} = 327,718 \text{ kN} \cdot \text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} = 0,27 < 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

**III.7.9 Résistance au voilement de l'âme :**

Selon le règlement CCM97  $b_{eff} \leq b$

$$\text{On a : } b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = 282,39\text{mm}$$

Donc :  $b_{eff} = 282,39\text{mm} > b = 280\text{mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

L'âme ne résiste pas au voilement local, dans ce cas on rajoute des raidisseurs transversaux intermédiaires d'une épaisseur de 10 mm, soudés avec des cordons de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

**III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

➤  $A_w$  : l'aire de l'âme.

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 10,5 \times (280 - 2 \times 18) = 2562\text{mm}^2.$$

➤  $A_{fc}$  : l'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \times t_f = 280 \times 18 = 5040\text{mm}^2$$

➤  $f_{yt}$  : la limite élasticité de la semelle comprimée

$$f_{yt} = 235\text{N/mm}^2$$

➤  $k$  : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \cdot \frac{21 \times 10^4}{235} \cdot \sqrt{\frac{2562}{5040}} = 191,13$$

$$\frac{d}{t_w} = 18,66 < 191,13$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

**III.8 Calcul du support du chemin de roulement :**

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicité par les efforts suivant :

- le poids propre de la poutre de roulement et du rail.
- les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant.
- le poids propre de la console elle-même.

**III.8.1 Charge verticale :**

- **Charge non pondérée :**

$$P_1 = Q \cdot L + R_{Vmax} \cdot \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,24 \times 4 + 56,21 \cdot \left(2 - \frac{2,5}{4}\right) = 82,24\text{ kN}$$

- **Charge pondérée :**

$$P_2 = 1,35Q \cdot L + 1,5R_{Vmax} \cdot \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,35 \times 1,24 \times 4 + 1,5 \times 56,21 \cdot \left(2 - \frac{2,5}{4}\right) = 122,62\text{ kN}$$

III .8.2 Charge horizontale :

$$P_H = 1,5 \cdot R_H \cdot \left(1 - \frac{e}{L}\right) = 1,5 \cdot 13,54 \cdot \left(1 - \frac{2,5}{4}\right) = 7,61 \text{ kN}$$

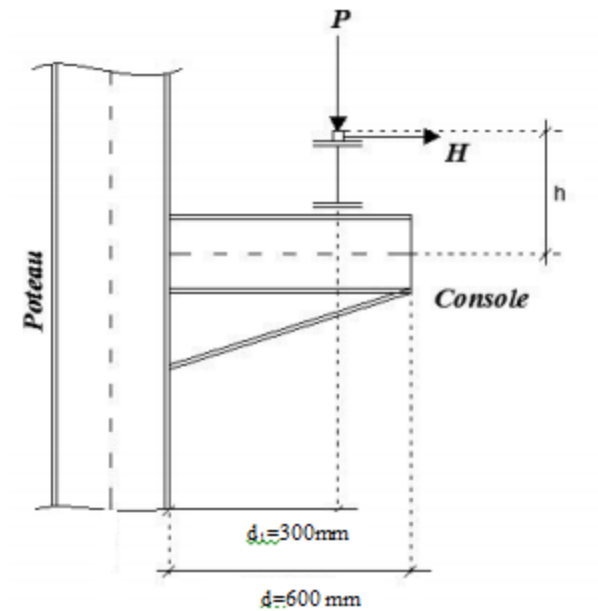


Figure III.7: Support de chemin de roulement.

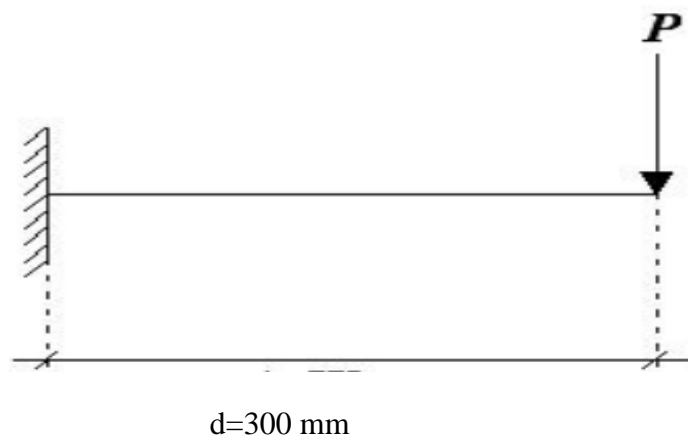
III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement :

La flèche du support de roulement est limitée à :  $d/500$

$$f = P_1 \cdot \frac{d^3}{3 \cdot EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$\Rightarrow I > \frac{P_1 \cdot d^3 \cdot 500}{3 \cdot E} = \frac{82240 \cdot 300^3 \cdot 500}{3 \cdot 21 \cdot 10^4} = 1762285714 \text{ mm}^4$$

$$I > 1762285714 \text{ mm}^4$$



Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un HEB 500 :

profilé	poids	section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>
HEB500	187	238,6	500	300	28	14,5	107200	12620	4815	1292

**Tableau III.7:** les caractéristiques du profilé HEB 500

### III.8.4 Classe de la section transversale :

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\triangleright d = 390 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_w = 14,5 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 26,89 \\ 72\varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

### Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec :

$$\triangleright c = 150 \text{ mm.}$$

$$\triangleright t_f = 28 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{28} = 5,35 \\ 10\varepsilon = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \quad \frac{c}{t_f} < 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé est de classe I

### III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- $A_w$  : l'aire de l'âme.

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 14,5 \times (500 - 2 \times 28) = 6438 \text{ mm}^2.$$

➤  $A_{fc}$  : l'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \times t_f = 300 \times 28 = 8400 \text{ mm}^2$$

➤  $f_{yt}$  : la limite élasticité de la semelle comprimée

$$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$$

➤  $k$  : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \cdot \frac{21 \cdot 10^4}{235} \cdot \sqrt{\frac{6438}{8400}} = 234,69 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{390}{14,5} = 26,89 < 234,69 \end{array} \right.$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

### III.8.6 Vérification à l'effort tranchant+ Moment fléchissant:

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement pour les profilés en H :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 238,6 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 28 + (14,5 + 2 \times 27) \times 28 = 8978 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{8978 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 1107,373 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = P = 122,62 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,rd} = 553,68 \text{ kN}$$

Donc y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant La condition devient donc :

$$M_{ysd} \leq M_{crd}$$

Avec :

➤  $M_{C,rd}$  : Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{crd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4815 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1} = 1028,65 \text{ kN.m}$$

➤  $M_{ysd}$  : Moment sollicitant

$$M_{ysd} = p_2 \cdot L = 122620 \times 300 = 36,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 36,78 \text{ kN.m} < M_{crd} = 1028,65 \text{ kN.m}$$

⇒ Condition vérifiée.



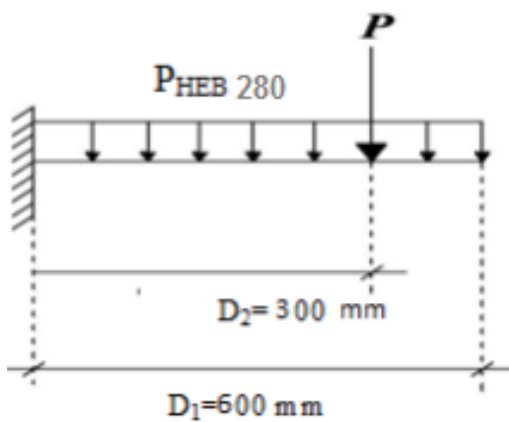
## III.8.7 Vérification de la flèche :

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{d_1}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{p_1 \cdot d_2^3}{3 \cdot EI} = \frac{82240 \cdot 300^3}{3 \times 21 \times 10^4 \times 107200 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 3,28 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow$  Donc la condition de la flèche est vérifiée



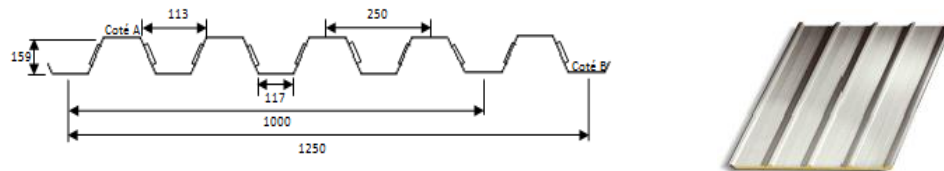
## III.9 Conclusion :

Ce chapitre présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges à soulevées, et d'après le calcul fait le profilé qui assure le bon fonctionnement du pont roulant est le HEB280 car il vérifie les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement.

## CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

### IV.1 Matériaux de couverture :

La couverture, en panneaux sandwich, est composée de tôle et d'une matière isolante entre les deux parois. Leurs caractéristiques sont données dans les tableaux qui suivent :



**Figure IV .1 : Tôle nervurée**

### IV.2 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :

- Poids propre (Grenus 160,10/10 ème) :  $P = 15,70 \text{ kg/m}^2$
- Résistance a la traction :  $f_u = 360 \text{ Mpa}$ .
- Limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Flèche admissible :  $f_{\max} = 1/200$
- Module de résistance :  $w = 70 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie :  $I = 659 \text{ cm}^4$

### IV.3 Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle ( $\alpha$ ). De ce fait, le fonctionnement est en flexion déviée.

### IV.4 Caractéristiques techniques de tôle de couverture :

- charge permanentes (tôle+isolant)  $G = 15,7 + 13,1 = 28,8 \text{ dan/m}^2 = 0,288 \text{ kN/m}^2$
- charge d'entretien  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- charge de neige  $S = 0,816 \cdot \cos \alpha = 0.816 \text{ kN /m}^2$
- charge du vent  $W = -0,98 \text{ kN/ m}^2$

### IV.5 Charge à prendre dans le calcul :

#### a. charges permanentes G :

Couverture en panneaux sandwichs =  $(P_{\text{tôle}} + P_{\text{isolant}}) = 15,70 + 13,1 = 28,8 \text{ daN/m}^2$

Accessoire (boulons...)

$$G_{\text{total}} = 28,8 + 2,93 = 31,73 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = 31,73 \text{ daN/m}^2$$

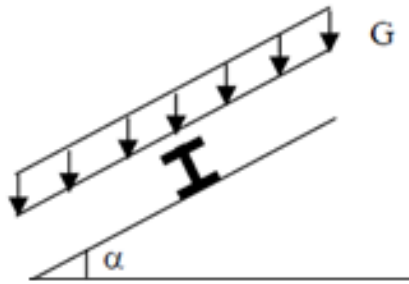


Figure IV. 2 : Cas de charge permanente

**b. Surcharges d'entretien Q :**

La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire [4], qui propose les deux cas de charges suivants :

**1<sup>er</sup> cas :**

Charges ponctuelles de 1,5 kN au 1/2 de la portée. ([4] ; art.7.33).

La panne est de longueur 4m donc :

$$M = 1,5 \times 4/2 = 3\text{KN.m}$$

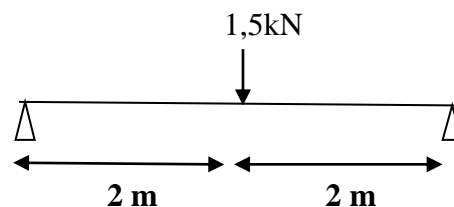


Figure IV.3 : Cas de charge concentrée

**2<sup>ème</sup> cas :**

Une charge de 1 kN appliquée sur une surface de 10 m<sup>2</sup>. Ces 10 m<sup>2</sup> forment un rectangle, dont un coté est déterminé par l'entraxe entre les éléments considérés. Donc une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1 kN/ml, d'où :

$$M = Q \times \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{4^2}{8} = 2 \text{ kN.m}$$

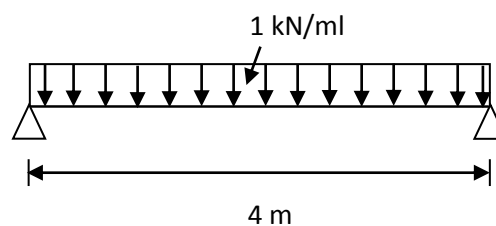


Figure IV.4 : Cas de charge répartie

Nous constatons que le deuxième cas est le plus défavorable donc on prend :

$$Q=100 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow Q = 1\text{kN /m}^2$$

**-Actions climatiques :**

Surcharge de la neige :

$$S_n = 0,816 \text{ kN/m}^2$$

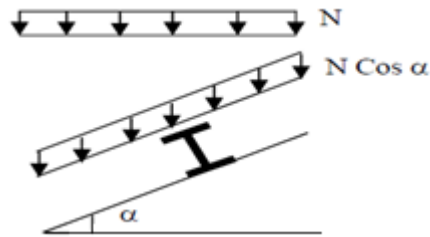


Figure IV. 5 : Cas de charge de neige

**-Action du vent :**

L'action du vent la plus défavorable est trouvée celle causée par une perpendiculaire au pignon, (zone F).

Zone F la plus défavorable :

$$W = C_d q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0,985 \times 76,7 (-1,6 + 0,3) = 98,21 \text{ daN/m}^2$$

$$W = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

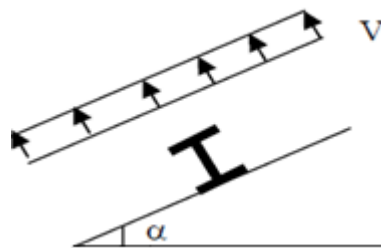


Figure IV.6 : Cas de l'effet du vent

**-Combinaisons des charges et actions :**

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques, donc les combinaisons d'actions seront comme suit :

$$Q_1 = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \cdot 0,317 \cdot 1) + (1,5 \cdot 1 \cdot 1) = 1,93 \text{ kN/m}$$

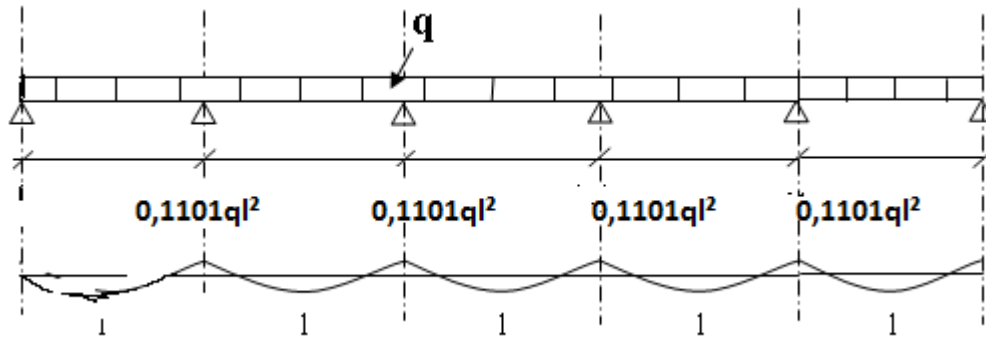
$$Q_2 = 1,35G + 1,5S = (1,35 \cdot 0,317 \cdot 1) + (1,5 \cdot 0,816 \cdot 1) = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$Q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \cdot 0,317 \cdot 1) + (1,5 \cdot (-0,98) \cdot 1) = -1,04 \text{ kN/m}$$

$$Q = \max(Q_1 ; Q_2 ; Q_3) \quad \text{donc } Q = 1,93 \text{ kN/m}$$

**1<sup>er</sup> versant :** L = 7,46 m

- Moments maximum pour une poutre continue sur 6 appuis simples  
Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de R.D.M par la méthode des 3 moments
- $M_{max} = 0,1101 q l^2$
- $q = 2,64 \text{ KN/ml}$
- $l = \text{espacement entre chaque panne} = 1,4 \text{ m}$



#### IV.5.1 Vérification de la couverture par l'équation de la flèche :

- Equation de variation du moment

$$M(x) = \mu + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Avec :

- $\mu$  : Moment isostatique
- $M_g$  : moment sur appui gauche de la travée considérée
- $M_d$  : moment sur appui droit de la travée considérée

$$M(x) = q \frac{x}{2}(1-x) - 0,1101qlx = -q \frac{x^2}{2} + 0,389qlx$$

- Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0,389ql$$

$M(x)$  max correspond à  $T(x)$  nul donc :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 0,389l$$

#### IV.6 Calcul des pannes :

Les pannes de couvertures sont des poutrelles laminées généralement en IPE. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et des surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques.

##### IV.6.1 Calcul de l'espacement entre les pannes :

La couverture sera fixée sur les panne qui jouent le rôle des appuis simple et qui doivent être disposées de manière à profiter au mieux à la résistance à la flexion du profile nervuré.

$$\bar{\sigma} = \frac{M_{max}}{w} \leq f_y \rightarrow M_{max} \leq w \cdot f_y$$

##### IV.6.2 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont soumises aux charges suivantes :

-charge permanente	$G=0,317.1, 4=0,44\text{kN/m}$
-charge d'exploitation	$Q=1.1, 4=1,4 \text{ kN/m}$
-charge de neige	$S=0,816.1, 4=1,14 \text{ kN/m}$
- charge du vent	$W=-0,98.1, 4=-1,37 \text{ kN/m}$

**a-Combinaison des charges :**

A l'ELU :

$$Q_1 = 1,35G + 1,5Q = 2,69 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = 1,35G + 1,5S = 2,03 \text{ kN/m}$$

$$Q_3 = 1,35G + 1,5W = -1,46 \text{ kN/m}$$

$$Q = \max(Q_1; Q_2; Q_3) \text{ donc } Q = 2,69 \text{ kN/m}$$

A l'ELS :

$$Q_{s1} = G + Q = 1,84 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s2} = G + S = 1,58 \text{ kN/m}$$

$$Q_{s3} = G + W = -0,93 \text{ kN/m}$$

$$Q_s = \max(Q_{s1}; Q_{s2}; Q_{s3}) \text{ donc } Q_s = 1,84 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,69 \cdot \sin 10 = 2,69 \cdot 0,17 = 0,46 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 2,69 \cdot \cos 10 = 2,69 \cdot 0,98 = 2,64 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sy} = Q_s \cdot \sin \alpha = 1,84 \cdot \sin 10 = 0,31 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sz} = Q_s \cdot \cos \alpha = 1,84 \cdot \cos 10 = 1,81 \text{ kN/m}$$

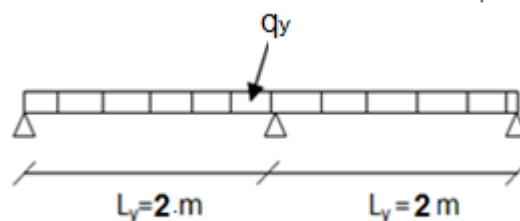
**b -Calcul des moments sollicitants  $M_{sd}$**

• **Plant Y-Y**

On prévoit des liernes dans le plan (Y-Y)

$$M_{Z, sd} = Q_y \cdot \frac{l^2}{8} = 0,46 \times \frac{4}{8}$$

$$M_{Z, sd} = 0,23 \text{ KN.m}$$



**Figure IV.7 : poutre sur 3 appuis**

• **Plan Z-Z**

On prévoit des liernes dans le plan (Z-Z)

$$M_{y, sd} = Q_z \cdot \frac{l_z^2}{8} = 2,64 \times \frac{16}{8}$$

$$M_{y,sd} = 5,28 \text{ kN.m}$$

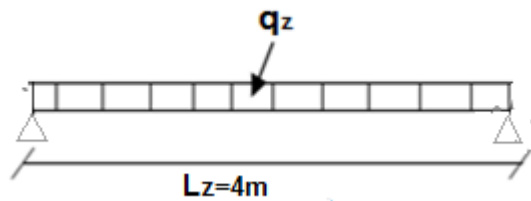


Figure IV .8 : poutre sur 2 appuis

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97[3] afin de dimensionner les pannes :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,crd}$$

ET

$$M_{z,sd} \leq M_{z,crd}$$

Avec:

$$M_{c,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

- $M_{y,sd} \leq M_{y,crd}$   

$$W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{5,28 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow W_{ply} = 24,71 \text{ cm}^3$$

- $M_{z,sd} \leq M_{z,crd}$   

$$W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{0,23 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow W_{plz} = 1,07 \text{ cm}^3$$

### c-Choix du profilé :

Le profilé choisi IPE 120

$$W_{ply} = 60,73 \text{ cm}^3 > 24,71 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 13,58 \text{ cm}^3 > 1,07 \text{ cm}^3$$

### d -Vérification de la flèche à l'E.L.S

- **Plan Y-Y**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5q_y l^4 z}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,46 \times 200^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 27,67} = 0,068 \text{ cm} < 1 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

• Plan Z-Z

$$\delta = \frac{5q_z l^4 y}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{lz}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 2,64 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 317,8} = 1,32 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Tableau IV.1: Caractéristiques du profilé IPE 120

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h m m	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> c m	i <sub>z</sub> cm
IPE1 20	10,4	13,2	12 0	64	6,3	4,4	317,8	27,67	60,73	13,58	4, 9	1,45

IV .6.3 Vérification de la flèche :

• Plan Y-Y

$$\delta = \frac{0,415 \times 5q_y l^4 z}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_y}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,31 \times 200^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 27,67} = 0,05 \text{ cm} < 1 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

• Plan Z-Z

$$\delta = \frac{5q_z l^4 y}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{lz}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 1,81 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 27,67} = 0,90 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

IV .6.4 Classe du profilé :

a-Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{93,4}{4,4} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,22 < 72$$

l'âme est de classe 1



**b- Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{32}{6,3} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 5,07 < 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

$$\text{Avec : } c = \frac{b}{2} = 32 \text{ mm}$$

**Conclusion :** La section est de classe 1

**IV .6.5 Vérification des contraintes :**

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections transversales des profilés laminés en I ou en H, on utilise :

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$a = \min \left( \frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \\ a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{13,2 - 2 \times 6,4 \times 0,63}{13,2} = 0,39 \leq 0,5 \end{cases}$$

$$M_{Ny,Rd} = \frac{M_{ply,rd}}{1-0,5a} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}}$$

$$\text{Si } n < \alpha \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left( \frac{M_{y,sd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\Rightarrow \left( \frac{M_{y,sd} \cdot (1-0,5a) \gamma_{M0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^\beta$$

Pour les profilés I :

$$\alpha=2 \text{ et } \beta=5x \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \Rightarrow \beta=0$$

mais  $\beta \geq 1$

$$M_{y,sd} = Q_z x \frac{l_z^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 2,64x \frac{4^2}{8} = 5,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = Q_y x \frac{l_y^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,46 x \frac{2^2}{8} = 0,23 \text{ kN.m}$$

Avec:

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,69 \cdot \sin 10 = 2,69 \cdot 0,17 = 0,46 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 2,69 \cdot \cos 10 = 2,69 \cdot 0,98 = 2,64 \text{ kN/m}$$

$$\left[ \frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M0} \cdot (1-0,5 a)}{W_{ply} \cdot f_y} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right]^1$$

$$\left[ \frac{2,28 \times 10^2 \times 1,1 (1-0,5 \times 0,39)}{123,9 \times 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{0,59 \times 10^2 \times 1,1}{26,10 \times 23,5} \right]^1 = 0,11 + 0,08 = 0,19 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### IV .6.6 Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

##### a-Moment sollicitant :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = Q_z \frac{l_z^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 5,28 \text{ kN.m}$$

##### b-Résistance de calcul de l'IPE 120 au déversement :

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis du déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} x \beta_w x f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

et pour les sections de classe 1

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{1t}^2}\right)}$$

•  $\chi_{LT}$ : facteur de déversement  
avec :

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés

$$\bar{\lambda}_{1t} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{plk} \times f_y}{M_{cr}}}$$

•  $M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $27,67 \text{ cm}^4$
- $I_t$  : moment d'inertie de torsion =  $1,74 \text{ cm}^4$
- $I_w$ : moment d'inertie de gauchissement =  $0,89 \text{ cm}^6$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $L = 4 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{200^2} \times 27,67 \times \sqrt{\frac{0,89 \times 10^3}{27,67} + \frac{(200^2) \times 8,08 \times 10^6 \times 1,74}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 27,67}}$$

$$M_{cr} = 1852088,27 \text{ N.cm} = 1852,09 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{1t} = \sqrt{\frac{1.60,73.235.10^2}{1852088,27}} = 0,88$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,88 - 0,2) + (0,88^2)] = 0,96$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left[0,96 + \sqrt{0,96^2 - 0,88^2}\right]} = 0,74$$

$$M_{brd} = 0,74 \times 1 \times 235 \times \frac{60,73}{1,1} = 96,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 5,28 < M_{brd} = 96$$

La stabilité du déversement est vérifiée.

#### IV.6.7 Stabilité au voilement par cisaillement :

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles pour notre profilé IPE 120 :

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 120 - 2(6,3 + 7) = 93,4$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 69$$

Donc n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

#### IV .6.8 Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

On aura une stabilité au flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

- d : distance entre nus intérieurs des semelles.
- $t_w$  : épaisseur de l'âme
- $A_w$ : aire de l'âme du profilé =  $(h - 2t_f) \cdot t_w = (120 - 2 \times 6,3) \times 4,4 = 472,56 \text{ mm}^2$
- $A_{fc}$ : aire de la semelle comprimée =  $b \cdot t_f = 64 \times 6,3 = 403,2 \text{ mm}^2$
- $f_y$  : limite d'élasticité de la semelle comprimée =  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- E : module d'élasticité =  $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{472,56}{403,2}} = 290,23 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{120 - 2(6,3 + 7)}{4,4} = 21,23 \text{ mm}$$

$$21,23 \leq 290,23 \Rightarrow$$

La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée

#### Conclusion :

La section en IPE120 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité.

#### IV .7 Les liernes des pannes :

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

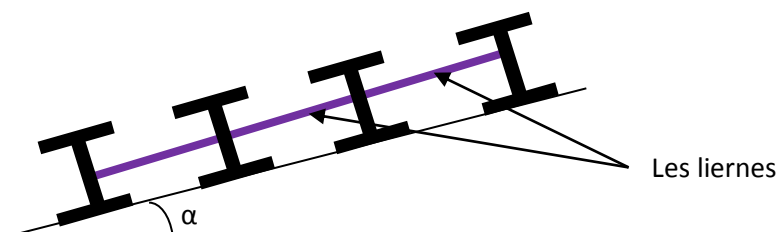
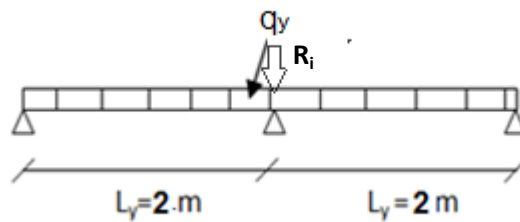


Figure IV.9 : Coupe transversale des liernes

a- Les efforts dans les liernes :



Dans le plan (Z-Z), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

$$Q = 1,35G + 1,5Q = 2,69 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,69 \cdot \sin 10 = 2,69 \cdot 0,17 = 0,46 \text{ kN/m}$$

b- Réaction de panne sur la lierne la plus sollicités :

$$R_y = 1,25 q_y \times l_y$$

$$R_y = 1,25 \times 0,46 \times \frac{4}{2} = 1,15 \text{ kN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,15}{2} = 0,575 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,15 + 0,575 = 1,725 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1,15 + 1,725 = 2,875 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 1,15 + 2,875 = 4,025 \text{ KN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 1,15 + 4,025 = 5,175 \text{ KN}$$

$$2T_6 \cdot \cos \theta = T_5 = 5,175 \text{ KN}$$

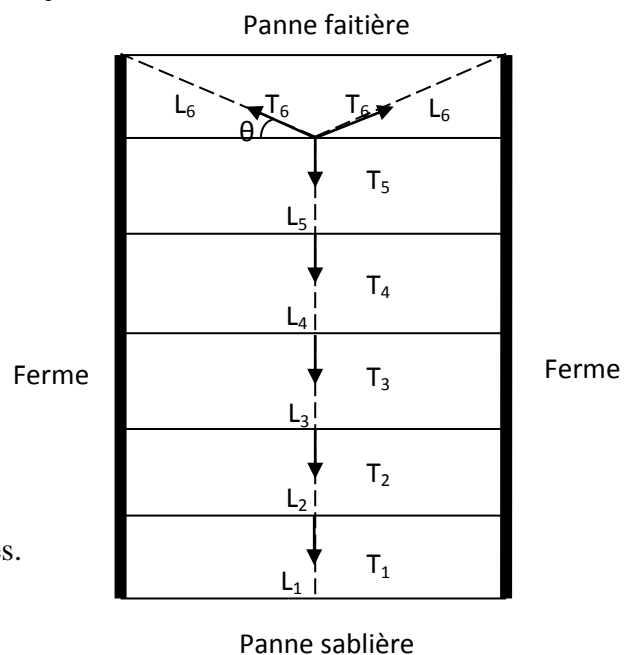


Figure IV.10 : Coupe longitudinale des liernes.

c- Calcul de la section des liernes :

On considère le tronçon qui est le plus sollicité est  $L_5$ . Pour le dimensionnement des liernes tendues, les règles du CCM97[3] imposent la vérification suivante :

$$\begin{cases} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nous avons n=6 pannes

$$N_{sd} = \frac{R}{2} + R (n-1)$$

$$N_{sd} = \frac{1,15}{2} + 1,15(6-1)$$

$$N_{sd} = 6,325KN$$

$$A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{6,325 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 29,606mm^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 29,606}{3,14}} \Rightarrow \varphi \geq 6,14mm$$

On prendra une lierne de panne d'une barre ronde de diamètre  $\varphi=8mm$  d'une section résistante  $A_s=50,265 mm^2$

#### **IV .8 Calcul des lisses :**

Les lisses de bardage, généralement des profilés en U, sont des éléments secondaires destinés à supporter le bardage et à reprendre les sollicitations dues au vent.

Elles sont simplement appuyées sur les poteaux suivant le long pan et sur les potelets suivant le pignon, et comportent des liernes à mi-porté pour limiter leurs déformations dans le plan vertical.

##### **IV.8 .1 Espacement des lisses :**

Prenons un espacement  $e= 1,83m$

Hauteur de poteau =5,5m  $\Rightarrow$  n=3 lisse de bardage

$$e = \frac{H}{n} = 1,83m$$

##### **IV.8 .2 Dimensionnement des lisses :**

Pour les raisons de réalisation et d'esthétiques, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension .Pour cela on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression du vent sur les parois verticales.

Simplement appuyées sur les poteaux et les potelets, les lisses reprennent l'action du vent agissante sur les parois verticales et le poids propre du bardage y compris celui du panneau isolant.

**IV .8.3 Evaluation des charges :**

$$G = (p_{TN40} + p_{isolant}) \cdot e$$

$$G = (0,11+0,13) \cdot 1,83 = 0,44 \text{ kN/m}$$

$$\omega = w_{max} \cdot e$$

$$\omega = (0,98 \times 1,83) = 1,79 \text{ kN/m}$$

Avec  $p_{isolant}$  : poids propre du panneau isolant ;

$p_{isolant} = 0,13 \text{ kN/m}^2$  avec :  $p_{TN40}$  : poids propre de la tôle de bardage ;

$e$  : espacement entre les lisses ;  $e = 1,83 \text{ m}$

$W_{max}$  : pression maximal du vent sur les parois verticales ;

• **Plan (Y-Y) :**

A L'ELU	A L'ELS
$Q_y = 1,35G_y + 1,5W_y$ $W_y = 0 \text{ kN/m}$ $Q_y = 0,59 \text{ kN/m}$	$Q_{ys} = G_y + W_y$ $Q_{ys} = 0,44 \text{ kN/m}$ Avec : $G_y = G = 0,44 \text{ kN/m}$ $W_y = 0 \text{ kN/m}$

• **Plan (Z-Z) :**

ELU	ELS
$Q_z = 1,35G_z + 1,5W_z$ $G_z = 0 \text{ kN/m}$ $Q_z = 2,68 \text{ kN/m}$	$Q_{zs} = G_z + W_z$ $Q_{zs} = 1,79 \text{ kN/m}$ Avec : $G_z = 0 \text{ kN/m}$ $W_z = W = 1,79 \text{ kN/m}$

IV .8.4 Calcul du module de résistance :

Plan (Y_Y) :	Plan (Z_Z) :
$M_{zsd} = Q_y \cdot \frac{l^2}{8} = 0,59 \cdot \frac{2^2}{8} = 0,29 \text{ kN/m}$ $M_{zsd} \leq M_{zrd}$ <p>Avec :</p> $M_{zrd} = \frac{w_{plz} f_y}{\gamma_{m0}}$ $w_{plz} \geq \frac{M_{zsd} \gamma_{m0}}{f_y}$ $w_{plz} \geq 1,3 \text{ cm}^3$	$M_{ysd} = Q_z \cdot \frac{l^2}{8} = 2,68 \cdot \frac{2^2}{8} = 1,34 \text{ kN/m}$ $M_{ysd} \leq M_{yrd}$ <p>Avec :</p> $M_{yrd} = \frac{w_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$ $w_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \gamma_{m0}}{f_y}$ $w_{ply} \geq 5,7 \text{ cm}^3$

IV .8.4 Condition de flèche :

• Plan (Y\_Y)

$$\delta = \frac{0,415.5.q_{ys} . l^4_z}{384.E.I_z}$$

on a :

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Donc :

$$I_z \geq \frac{0,415.5.q_{ys} . l^4_z}{384.E.\delta_{max}}$$

$$I_z \geq \frac{0,415.5.0,44.200^4}{384.21.10^5.1} = 1,81 \text{ cm}^4$$

• Plan (Z\_Z) :

$$\delta = \frac{5.q_{zs} . l^4_y}{384.E.I_y}$$

on a :

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$



$$\delta \leq \delta_{max}$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_{ys} \cdot l^4 \cdot y}{384 \cdot E \cdot \delta_{max}}$$

$$I_y \geq \frac{5,1,79,400^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 2} = 142,06 \text{ cm}^4$$

#### IV .8.5 Choix du profilé :

le profilé qui satisfait les conditions ELS et ELU est un UAP 100.

#### IV.2 : Caractéristiques du profilé UAP 100

Profil	Poids	Sectio n	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
UAP 100	13,74	17,5	130	55	9,5	6	460	51,43	83,51	25,55	5,12	1,71

#### IV .8.6 Vérification de la flèche compte tenu du poids propre du profilé :

$$Q_{ys} = (p_{TN40} + p_{isolant}) \cdot e + p_{UAP100} \cdot e = (0,11 + 0,13)1,83 + 0,137 \cdot 1,83 = 0,69 \text{ kN/m}$$

$$Q_{zs} = w_{max} \cdot e = 0,98 \cdot 1,83 = 1,79 \text{ kN/m}$$

- Plan (Y\_Y) :

$$\delta = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot q_{ys} \cdot l^4 \cdot z}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot 0,69 \cdot 200^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 51,43} = 0,06 \text{ cm} < 1 \text{ cm}$$

- Plan(Z\_Z) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{zs} \cdot l^4 \cdot y}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,79 \cdot 400^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 460} = 0,61 < 2 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée .

#### IV .9.1 Disposition des liernes de lisses :

Les lisses sont appuyés à mi\_travée par des liernes qui sont considérées comme des appuis élastiques tel que :

$$R = 1,25 \cdot Q \cdot l$$

$$R = 2,5 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{R}{2} = 1,25 \text{ kN}$$

la tige la plus sollicitée est celle du bretelle ( $l_6$ ) :

$$2 \cdot T_6 \cdot \sin \alpha = 5 \cdot R + R_1$$

tel que :  $\alpha = \tan^{-1} \frac{e_{lisse}}{e_{pot/2}}$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1,83}{2,5} = 36,20^\circ$$

Donc :

$$T_6 = 11,65 \text{ kN}$$

#### **IV .9.2 Dimensionnement des liernes des lisses :**

Vu que les liernes sont sollicité à la compression du vent ils doivent satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

avec :

-  $N_{sd}$  : effort normal sollicitant de dimensionnement .

-  $N_{pl,Rd}$  : effort normal résistant .

$$N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_s \leq \frac{\gamma_{M0} N_{sd}}{f_y}$$

$$A_s \leq \frac{1,1 \cdot 11,65}{235 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_s \leq 54,53 \text{ mm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 54,53}{3,14}} \Rightarrow \varphi \geq 8,10 \text{ mm}$$

On prendra une lierne de panne d'une barre ronde de diamètre  $\varphi=10\text{mm}$  d'une section résistante  $A_s=78,5 \text{ mm}^2$

#### **IV .10 Calcul des potelets :**

Ce sont des éléments secondaires prévus sur le pignon et le long pan ayant pour rôle de diminuer la portée du bardage.

Ils sont sollicités en flexion composée :

-Une flexion suivant l'axe (Z-Z) due à l'action du vent sur les parois verticales et à l'excentricité de l'effort axial.

-Une compression suivant l'axe (X-X) due au poids propre de la tôle de couverture et de panneau isolant ainsi que le poids propre du potelet.

À l'aide du robot on trouve que l'IPE 270 est rassurant comme potelet, donc on opte pour un IPE270 avec les propriétés ci-dessous :

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé270

profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE 270	36.1	45.9	270	135	10.2	6.6	5790	419.9	484.0	96.95	11.23	3.02

**IV.10 .1 Actions et sollicitations :**

**a-Charges permanentes :**

$$G=((P_{TN40}+P_{isolant}).e_p +P_{potelet}). 6,36+P_{lisse} .n .e_p$$

$$G=((11+13).4,92 +36.1).6,36+13,473 \times 4,92=1179.40\text{kg}=11.79 \text{ KN}$$

**b-Charges d’exploitation :**

$$Q=W_{max} .e$$

Avec :

e :entre axe des potelets

$$Q=0,98 \times 4,92=4,82 \text{ kN/m}$$

**c-Moment sollicitant le potelet :**

Le potelet est sollicité en flexion sous l’action du vent.

$$M_{sd} =Q \times l^2/8=14,58\text{kN.m}$$

**d-Effort normal sollicitant :**

$$N_{sd}=Q \times l =23,71 \text{ KN}$$

l : espacement entre les potelets

**IV .10 .2 Vérification des contraintes :**

Le potelet étant sollicité en flexion composée, il doit être soumis aux vérifications suivantes :

Classe de la section.

Domaine dans lequel travaille la section.

La flexion composée.

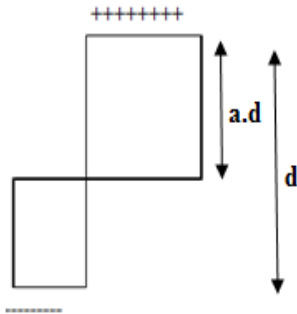
**IV .10 .3 Détermination de la classe de la section :**

On doit d’abord déterminer la classe de la section transversale.

**a-Classification de l’âme :**

$e_y$  : L’excentricité de l’effort axial ;

y: représente la valeur  $\alpha \cdot d$  comme le montre la figure qui suit :



$$\alpha \cdot d = \frac{IN_{sd}}{A \cdot (N_{sd} \cdot e_y + M_{sd})} \rightarrow \alpha = \frac{1}{d} \cdot \frac{IN_{sd}}{A \cdot (N_{sd} \cdot e_y + M_{sd})}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \cdot \frac{IN_{sd}}{A \cdot (N_{sd} \cdot e_y + M_{sd})} = \frac{1}{21,96} \cdot \frac{5790,23,71}{45,9 \cdot (23,71 \cdot 0,61 + 14,58) \cdot 10^2} = 0,05$$

Alors :  $\alpha < 0,5$

Donc à vérifier si :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{2196}{6,6} = 33,27$$

$$\frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,05} = 720$$

$$33,27 < 720$$

L'âme de IPE270 est de classe 1

**b-Classification de la semelle :**

$$\alpha \cdot c = \frac{IN_{sd}}{A \cdot M_{sd}}$$

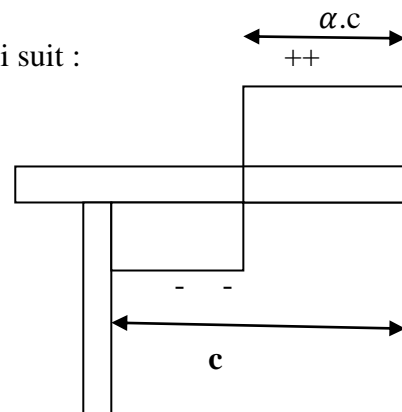
y: représente la valeur  $\alpha \cdot c$  comme le montre la figure qui suit :

$$\alpha = \frac{1}{c} \cdot \frac{IN_{sd}}{A \cdot M_{sd}}$$

$$\alpha = \frac{1}{c} \cdot \frac{IN_{sd}}{A \cdot M_{sd}} = \frac{1}{6,75} \cdot \frac{5790,23,71}{45,9 \cdot 14,58 \cdot 10^2} = 0,30$$

A vérifier que :

$$\frac{c}{t_w} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha}$$



$$\begin{cases} \frac{c}{t_w} = \frac{6,75}{0,66} = 10,22 \\ \frac{10,\varepsilon}{\alpha} = \frac{10}{0,30} = 33,33 \end{cases}$$

$$\frac{c}{t_w} \leq \frac{10,\varepsilon}{\alpha}$$

Condition vérifiée

La semelle est de classe 1.

Donc la section globale est de classe 1

#### IV .10 .4 Vérification de la flexion composé :

a-résistance des sections transversales :

On a une section de classe 1 ; le critère à vérifier est :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

$M_{N,Rd}$  : moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

On a une flexion au tour de l'axe y-y :

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \left[ \frac{1 - \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)}{1 - 0,5 \cdot a} \right]$$

$$a = \min \left[ \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right]$$

et

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f$$

$$A_w = 45,9 - 2 \cdot 13,5 \cdot 1,02 = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_w}{A} = 0,4$$

Donc  $a = 0,4$

$$M_{Ny,Rd} = 103,40 \cdot \left[ \frac{1 - \left( \frac{23,71}{950,59} \right)}{1 - 0,5 \cdot 0,4} \right]$$

$$M_{Ny,Rd} = 126,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 14,58 \text{ kN.m} \leq M_{NRd} = 26,03 \text{ kN.m}$$

#### IV .10 .5 Stabilité au flambement du potelet :

La stabilité au flambement d'un élément est calculé comme suit :

$$N_{crd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A$  : 1 section de classe 1

$\gamma_{M1}$  : 1,1

L élancement réduit  $\bar{\lambda}$  :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$-\lambda_1 : 93,9\varepsilon ; \varepsilon = 1 (f_y=235\text{N/mm}^2)$$

$$-\beta_A : 1 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{93,9}$$

L'élancement est calculé sur la base des propriétés de la section brute suivante :

Pour IPE270 :

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{160} = 2,00 \geq 1,2$$

$$t_f = 11,5 < 40\text{mm}$$

Donc les courbe de flambement à considérer pour chaque axe sont :

Axe (Y\_Y) : courbe a  $\Rightarrow \alpha = 0,21$

Axe (Z\_Z) : courbe b  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

- Plan (Y\_Y) :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{492}{11,23} = 35,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,46$$

- Plan (Z\_Z) :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{492}{3,02} = 162,91 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 1,73$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) \Rightarrow \bar{\lambda} = 1,73$$

Coefficient de réduction  $\chi$  :

Le coefficient de réduction  $\chi$  est déterminé en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  et de la courbe de flambement (b) pour :  $\bar{\lambda} = 1,73$

$$X = 0,27$$

Résistance de calcul au flambement :

$$N_{bRd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{bRd} = \frac{0,27 \cdot 1,4590 \cdot 235}{1,1} = 264,75\text{kN}$$

$$N_{sd} = 23,71 < N_{bRd}$$

La résistance au flambement est vérifiée pour notre profilé.

**b-stabilité au voilement par cisaillement du potelet :**

A vérifier si :

$$\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$$

d : distance entre nus des semelles.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27$$

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

Donc la vérification de voilement par cisaillement n'est pas nécessaire.

**d-stabilité de l'élément vis-à-vis du déversement :**

$$M_{bRd} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{cr} = c_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec : 0

$c_1$  : 1,13 charge répartie (eurode 3) [6]

E :  $21 \cdot 10^6 \text{N/cm}^2$

$I_t$  : moment d'inertie de torsion= 15,94 cm<sup>4</sup>

$I_w$ : moment d'inertie de gauchissement= 70,58 x 10<sup>3</sup> cm<sup>6</sup>

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$M_{cr} = c_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,13 \cdot \pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot \frac{419,9}{492^2} \cdot \sqrt{\frac{70,58 \cdot 10^3}{419,9} + \frac{492^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 15,94}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 419,9}}$$

$$M_{cr} = 9314243,98 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot E}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,804 \cdot 3,21 \cdot 10^6}{5290083,95}} = 33,03$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93,9} = \frac{33,03}{93,9} = 0,35 < 0,4$$

Notre profile a une bonne résistance au déversement .

#### **IV .10 .6 Vérification des actions aux effets combinés :**

Pour une section transversale de classe 1 ; le critère à satisfaire est :

$$M_{sdy} \leq M_{NyRD}$$

Avec :

$M_{sdy}$  : moment sollicitant de dimensionnement suivant l'axe (Y\_Y)

$$M_{sdy} = 14,58 \text{ kN.m}$$

$M_{NyRD}$  : moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de la présence de l' effort axial.

Pour une section transversale d'un profilé laminé en I, la valeur de  $M_{NyRD}$  est calculée comme suit :

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ \frac{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[ \frac{\left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)}{(1-0,5a)} \right] \quad [2]$$

Avec:

$$\begin{cases} M_{pl,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 484 \times \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 103,4 \\ N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 980,59 \end{cases}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{23,71 \times 1,1}{45,9 \times 23,5} = 0,024$$

Et

$$M_{NyRD} \leq M_{plyRD}$$

$$\text{D'où : } a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \text{ Avec } A_w = A - 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 45,9 - (2 \times 13,5 \times 1,02) = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } a = \min\left(\frac{18,36}{45,9}; 0,5\right) = 0,4$$

Et a= 0,4

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 103,4 \left[ \frac{(1 - 0,024)}{(1 - (0,5 \times 0,4))} \right] = 126,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 14,8 \text{ kN.m} < M_{N,Rd} = 126,14 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

#### **IV .11 Calcul de l'échantignolle :**

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

Le principal effort de résistance est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

#### **a-Dimensionnement de l'échantignolle :**

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour IPE120 :

$$b = 6,4 \text{ cm}$$

et

$$h = 12 \text{ cm}$$

Donc :

$$6,4 \leq t \leq 9,6$$

$$\text{Soit : } t = 8 \text{ cm}$$

$$Q_x = V_e = -98,94 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 2 \cdot (Q_x \cdot L_x) / 2$$

$$R_y = 2 \cdot (98,94 \times 2) / 2$$

$$= 197,88 \text{ daN}$$

#### **b-Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R \cdot t$$

$$M_r = 197,88 \times 8 = 1583,04 \text{ daN.cm}$$

#### **c-Dimensionnement de l'échantignolle :**

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

#### **d-Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :**

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{1583,04}{2350} = 0,67 \text{ cm}^3$$

$$\text{Avec } W_{ech} = \frac{a \cdot e^2}{6}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,67}{15}} = 0,51 \text{ cm}$$

$$\text{soit } e = 12 \text{ mm}$$

#### **Remarque :**

La largeur de l'échantignolle (a=15cm) est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme. 2L70x70x8

$$b = 7 + 7 + 1 = 15 \text{ cm}$$



## Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

### V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions, et par conséquent, des pertes dans les vies humaines, notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable à la vie humaine et aux biens matériels.

D'après le RPA [9] la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vue la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

#### a- Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### b- Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

- Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible 'ZONE I'

#### a. Classification de l'ouvrage :

- Notre ouvrage étant un hangar métallique de stockage, il est classé en 'groupe 1A'.
- Selon le rapport géotechnique [10] relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux de catégorie S1.

### V.2 Le calcul :

- Spectre de réponse de calcul

D'après le règlement [9] le spectre de réponse de calcul est défini par :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone:

Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de la structure

Pour la zone et groupe d'usage 1A → A = 0,12

- R : coefficient de comportement de la structure :

Ossature contreventée par palées triangulées en X → R = 4

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Site rocheux (S1) → T<sub>1</sub> = 0,15s et T<sub>2</sub> = 0,30s

- η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

- ξ: Pourcentage d'amortissement critique

Portique en acier → ξ = 5% → η = 1.

- β : Coefficient de pondération :

Fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas → β=0,5

- Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q$$

- P<sub>q</sub> : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

**Tableau V.1** Valeurs des pénalités P<sub>q</sub> :

Critère « q »	Observation	P <sub>q</sub>
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1

Total $p_q$	0,15
-------------	------

Donc :  $Q = 1 + 0,15 \Rightarrow Q = 1,15$

A partir du logiciel robot on peut retirer le graphe de spectre de réponse.

- **Modélisation** : Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

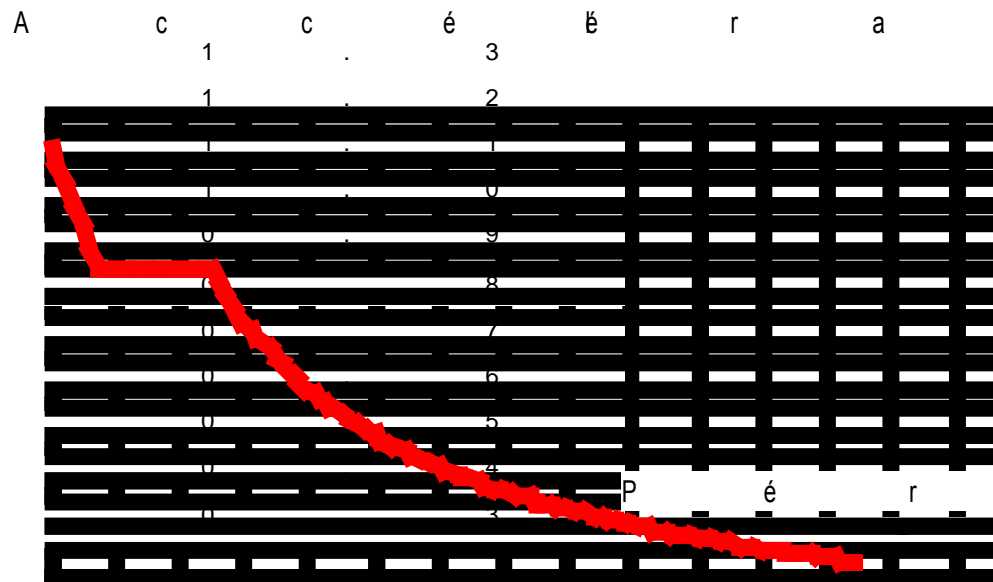


Figure V.1 : Spectre de réponse

**Données:**

Zone : I  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.250  
 Coefficient de comportement : 4.000  
 Amortissement :  $x = 5.00 \%$

**V.3 Choix de disposition des contreventements :**

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs... etc.

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

#### V.4 Vérification de la structure :

##### V.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel robot

$$T=0,32 \text{ s}$$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T= C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

- $H_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_N=6,8\text{m}$$

- $C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage

On a un portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie

$$C_t=0,085$$

D'ou :

$$T=0,085 \times (6,8)^{3/4} \Rightarrow T=0,357 \text{ s} \Rightarrow T+30\%T=0,464 \text{ s}$$

Donc :

$$0,18\text{s} < T+30\%T=0,464 \text{ s} \quad \text{la période est admissible}$$

##### V.4.2 Calcul de la force sismique totale V :

D'après l'article 4.2.3 [7], la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement suivant deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- A: est le coefficient d'accélération de zone :  
 $A=0,12$
- D : est le facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$D=2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D=2,5 \times 1 \left(\frac{0,30}{0,464}\right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D=1,86$$

- W : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : Poids propre de la structure

W = 277,44kN (D'après le ROBOT 2009)

Donc calcul la force sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V = \frac{0,1 \times 1,86 \times 1,15}{4} \times 277,44$$

V=14,83kN

A l'aide du logiciel robot on peut obtenir les forces sismiques à la base qui récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.2** : Résultat des forces sismiques à la base :

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	0.8V<Vt
Sens -X	16,36	14,83	11,86	C .V
Sens-Y	17,02	14,83	11,86	C .V

**V.4.3 Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R . \delta_{ek}$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques Fi
- R : Coefficient de comportement. → R = 4.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus par ROBOT sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.3** :Résultat du déplacement :

	Sens (X)			Sens(Y)			1% hetage(cm)	Condition
	$\delta_{ek}$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	R	$\delta_k$ (cm)		
TOITURE	0,4	4	1,6	0,2	4	0,8	2,47	Vérifiée

## Chapitre VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### VI.1 Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces dernières aux fondations. Ils sont généralement des profilés en IPE.

On doit calculer le poteau le plus sollicité qui est le poteau central.

- $N_{sd} = 99,67KN$
- $M_{sd} = -185,78KN.m$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 + \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1$$

Avec:

$$\begin{cases} M_{Pl,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \\ N_{Pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

Le profilé choisi doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance :

$$\begin{aligned} \left( \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} &\Rightarrow \left( \frac{N_{sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^2 + \left( \frac{M_{sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^1 \\ &\Rightarrow \left( \frac{99,67 \times 10^3}{72,7 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} \right)^2 + \left( \frac{185,78 \cdot 10^6}{1019 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} \right)^1 = 0,85 < 1 \end{aligned} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Le logiciel robot nous a donné un pré dimensionnement pour poteau d'IPE360.

**Tableau VI.1** Caractéristiques du profilé IPE360

Profil I	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 360</b>	57,1	72,7	360	170	12,7	8	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79

### VI.1.2 Classe de la section transversale :

#### a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 360 - 2 \times (12,7 + 18) \Rightarrow d = 298,6 \text{ mm}$$

$$\frac{298,6}{8} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 29,86 < 33 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

**b. Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 6,69 < 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Conclusion : La section est de classe 1

**VI.1.3 Vérification du poteau à la flexion composé:**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, donc on doit vérifier la résistance du poteau à la flexion composé.

Le poteau n'est pas sollicité au déversement donc La condition à satisfaire est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Le poteau est sollicité au flambement donc on doit vérifier sa résistance à ce dernier.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{sd}$  : Effort de compression.
- $N_{b,Rd}$  : La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:
- $\beta_A = 1$  pour les sections de classe I
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi$  : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

- $\lambda$ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute
- $\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2 \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$

**a. Longueur de flambement :**  $l_f = 0,5 \times L_0$

$$l_f = 0,5 \times 5,5 \Rightarrow l_f = 2,75 \text{ m}$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y)  $\Rightarrow$  courbe (a)  $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{275}{14,95} = 18,39 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{10,05}{93,9} = 0,19$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z)  $\Rightarrow$  courbe (b)  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{275}{3,79} = 72,56 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{72,56}{93,9} = 0,77$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,77 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\lambda} > 0,2 \text{ donc on prend le flambement en considération}$$

a. Détermination de coefficient de flambement  $\chi$  :

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34(0,77 - 0,2) + 0,77^2] \Rightarrow \phi = 0,89$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,77^2}\right)} \Rightarrow \chi = 0,74$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,74 \times 1 \times 727 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 114,93 \text{KN}$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd}$$

Ce profilé assure la résistance au flambement.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[ \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,9$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,77 \cdot (2 \times 1,8 - 4) + \left[ \frac{1019000 - 903600}{903600} \right]$$

$$\mu_y = -0,18$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,18 \times 99,67}{0,77 \times 7270 \times 235} = 1$$

$$\frac{996700}{0,74 \times \frac{7270 \times 235}{1,1}} + \frac{198780}{\frac{903600 \times 235}{1,1}} = 0,87 < 1 \quad \Rightarrow \text{le profilé résiste à la flexion composée.}$$

## 2 Etudes des poutres (panne sablière) :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

- $V_{sd} = 1,07 \text{KN}$
- $M_{sd} = 2,02 \text{KN.m}$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot f_y \cdot A_V / \gamma_{M0}$$

On a un profilé laminé H donc :  $A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$

$$A_V = 2120 - 2 \cdot 100 \cdot 8 + (5 + 2 \cdot 12) \cdot 8 = 752 \text{mm}$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \cdot 235 \cdot 10^{-3} \cdot 752 / 1,1$$

$$V_{pl,Rd} = 93,2 \text{kN} \rightarrow 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 46,6 \text{kN}$$



$$V_{sd} = 1,07 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 46,6 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{c,Rd} = 83,01 \times \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 17,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 2,02 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 17,73$$

condition vérifiée

Après modélisation en ROBOT, on choisit le profilé HEA 100.

**Tableau VI.2 :** Caractéristiques du profilé HEA 100 :

	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA 100</b>	16,7	21,2	96	100	8	5	349	134	83,01	41,14	4,06	2,51

**VI.2.1 Vérification Condition de flèche :**

$$\delta = \frac{q_s l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

et a partir du logiciel robot on a une flèche égal à :  $\delta = 0,15 \text{ cm}$

$$\delta < \delta_{max}$$

Condition vérifiée

**VI.2.2 Classe du profilé :**

**a. Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 96 - 2 \cdot (8 + 12) \Rightarrow d = 56 \text{ mm}$$

$$\frac{56}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 11,2 < 72$$

l'âme est de classe 1

**b. Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{2} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 6,25 < 10$$

la semelle est de classe 1

**Conclusion :** La section est de classe 1

**VI.2.3 Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad \Rightarrow \quad V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- $A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - (2b \times t_f) + [(t_w + 2r) \times t_f]$$

$$\Rightarrow A_v = 21.2 - (2 \times 10 \times 0,8) + [(0,5 + 2 \times 1.2) \times 0,8]$$

$$\Rightarrow A_v = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 1,07 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{752 \times 235}{1,1} = 93,18 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VI.2.4 Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $B_w = 1$  section de classe 1
- $\chi_{lt}$  = est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- $M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 5,24 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 2,58 \times 10^3 \text{ cm}^6$ )
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 133,8 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 133,8}{200^2} \sqrt{\frac{2,58 \cdot 10^3}{133,8} + \frac{400^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 5,24}{3,14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 133,8}}$$

$$M_{cr} = 12734059,57 \text{ N.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 83,01 \times 235 \times 10^2}{12734059,57}} = 0,39$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

Avec:

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

- $\alpha_{lt} = 0,21$  Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 0,59$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,39^2})} = 0,97$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,97 \times 1 \times 83,01 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 17,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,02 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 17,20 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

### VI.3 Contreventement :

#### VI.3.1 Introduction :

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

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations, ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons et sur les long pans.

#### VI.3.2 Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

- $N_{sd} = 30,76 \text{ kN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} \Rightarrow N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A \geq 1,44 \text{ cm}^2$$

On prend : CAE 40x4

##### a. de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = (2 \cdot A) \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:

$$A = 3,08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \times 3,08 \times 235 / 1,1 = 144,76 \text{ KN}$$

##### b. Résistance ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_1}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 20 \times 4 \Rightarrow A_{vide} = 80 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 228 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} \Rightarrow N_{net,rd} = 228 \times 235 \times 10^{-3} / 1,1 \Rightarrow N_{net,rd} = 48,71 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \gamma_{M_1} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 228 \times 360 \times 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 67,15 \text{ KN}$$

##### c. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

Min (144,76;48,71;67,15) = 48,71 > 30,76 KN

Condition Vérifiée

Tableau VI.3 : de type de contreventement :

Type	Longueur (m)	Effort (KN)	dimension
Poutre au vent	5,02	30,76	CAE40x4
Palée de stabilité	6,8	20,13	2CAE60x4

**VI.4 Calcul des traverses :**

Après modélisation en ROBOT, on choisit des traverses (IPE360).

Charges réparties sur la traverse

- Poids du panneau isolant
- Poids de la tôle ondulée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

Les effets maximaux sollicitant la traverse sont obtenus par le logiciel robot.

Nsd = 68,88 kN

Vsd = 76,40 kN

Msd = 122,45kN.m

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé IPE360 :

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> m m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79

**VI.4.1.b. Classe de la section transversale :**

**a. Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

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

$$\frac{298,6}{8} = 37,33$$

$$\frac{d}{t_w} 37,33 \leq 72$$

La semelle est de classe 1

Donc la section est de classe 1

**Condition de résistance au cisaillement :**

$$V_{plRd} = 0,58 \cdot A_v \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$A_v = A - (2b \times t_f) + [(t_w + 2r) \times t_f]$$

$$\Rightarrow A_v = 72,7 - (2 \times 17 \times 1,27) + [(0,8 + 2 \times 1,8) \times 1,27]$$

$$\Rightarrow A_v = 35,11 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{3511,235}{1,1} = 435,04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 76,40 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 435,04 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

La traverse est sollicitée en flexion composée, alors il faut qu'elle satisfasse la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

**Resistance de la traverse au déversement :**

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $B_w$  : 1 section de classe 1
- $\chi_{lt}$  : est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}$
- $\gamma_{M1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- $M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 37,32 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 313,6 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$ )
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 1043 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}{746^2} \sqrt{\frac{313,6 \cdot 10^3}{1043} + \frac{746^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 37,32}{3,14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 1043}}$$

$$M_{cr} = 348966499,9 \text{ N.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 1019 \times 235 \times 10^2}{348966499,9}} = 0,26 < 0,4$$

Donc il n'y a pas de risque de déversement.

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

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f$$

$$a = \min \left[ \frac{A_w}{A}; 0,5 \right]$$

on a une flexion autour de l'axe yy :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} \cdot \left[ \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}}{1 - 0,5a} \right]$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f$$

$$A_w = 7270 - 2 \cdot 170 \cdot 12,7$$

$$A_w = 2952 \text{ mm}$$

$$a = \min \left[ \frac{A_w}{A}; 0,5 \right]$$

$$a = \min \left[ \frac{2952}{7270}; 0,5 \right]$$

$$a = 0,40$$

$$M_{ply.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{ply.Rd} = 1019 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1,1$$

$$M_{ply.Rd} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{pl.Rd} = 7270 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{pl.Rd} = 1553 \text{ kN}$$

$$M_{Ny.Rd} = 217,69 \cdot \left[ \frac{1 - \frac{68,88}{1553}}{1 - 0,5 \cdot 0,4} \right] = 209,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 122,45 \text{ kN.m} < M_{Ny.Rd} = 209,96 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée donc notre traverse assure une bonne résistance à la flexion composée.

## Chapitre VII

### CALCUL DES ASSEMBLAGES

#### VII .1 Introduction :

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol, On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul de l'assemblage est fait selon le règlement **CCM97[3]**.

#### VII .2 Fonctionnement des assemblages

##### VII.2 .1 Les principaux modes d'assemblages :

###### VII.2.1.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ( N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau VII.1** : Les classes des boulons.

###### VII .2.1.2 Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe **A**.

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe **B**.

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe **C**.

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe **D**.

### VII .2.2 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-soit bout à bout (éclissage, raboutage).

-soit concourantes (attaches poutre /poteau, treillis et systèmes réticulés).

- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

-Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts Tranchants.

- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

### VII.3 Calcul des assemblages :

#### VII.3.1 Assemblage des Eléments de la Ferme :

Le principe de l'assemblage est de fixer les éléments de la ferme avec un gousset

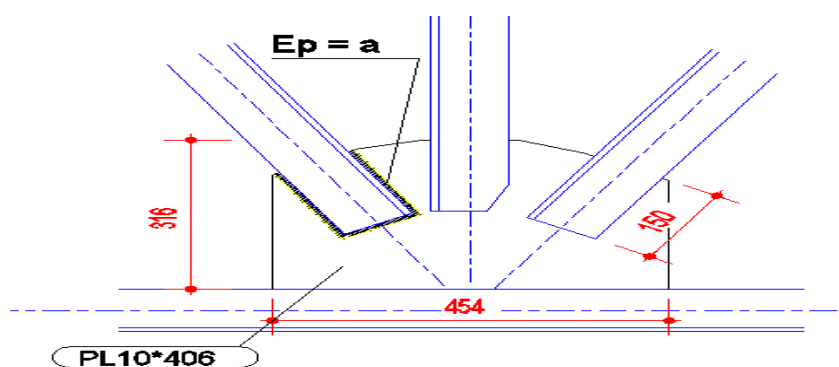


Figure VII.1 : Assemblage les éléments de la ferme



### VII. 3.2 Membrure supérieure – Gousset :

#### Effort sollicitant :

L'effort maximal à prendre en compte pour calculer l'assemblage est :

$$\text{➤ } N_{sd} = 107,442 \text{ kN}$$

#### • Cordon de soudure :

Épaisseur du gousset :  $e_p = 10 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

$$\text{➤ } t_{max} = t_{gousset} = 12 \text{ mm donc } a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_{min} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 7 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure :  $a = 7 \text{ mm}$

#### • Longueur de la soudure :

Il s'agit des cordons latéraux, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\Sigma l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

Avec:

$\beta_w$ : Facteur de correction = 0,80

$\gamma_{Mw}$ : Coefficient de sécurité = 1,25

$f_u$ : Limite ultime de l'acier des pièces assemblées = 360 MPa

a: Épaisseur de la soudure = 7 mm

$$\Sigma l \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{107,442 \times 10^3 \times \sqrt{3}}{7 \times 360} = 73,84 \text{ mm}$$

$$l = 74 \text{ mm}$$

#### • Vérification au Cisaillement :

Selon le CCM97, on doit vérifier que :

$$F_{W.Rd} \leq F_{sd}$$

Avec :

$F_{sd}$ : effort sollicitant

$F_{W.Rd}$ : la résistance de calcul par unité de longueur

$$F_{W.Rd} = F_{WV} \times a \times 2 \times l = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} \times a \times 2 \times l = \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} \times 7 \times 2 \times 74$$

$$F_{W.Rd} = 215,328 \text{ KN} > F_{sd} = 107,442 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.3 Assemblage poteau / traverse:

#### • Efforts sollicitants :

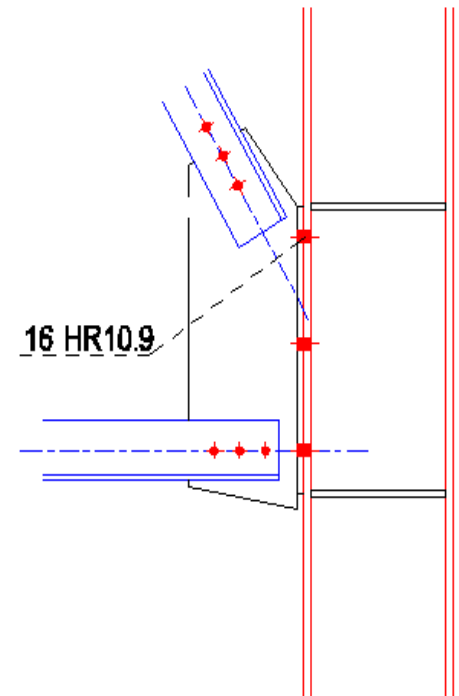
Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage sont :

$$\text{➤ } N_{sd} = 57,89 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = 37,7 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 135,17 \text{ kN.m}$$

Épaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$



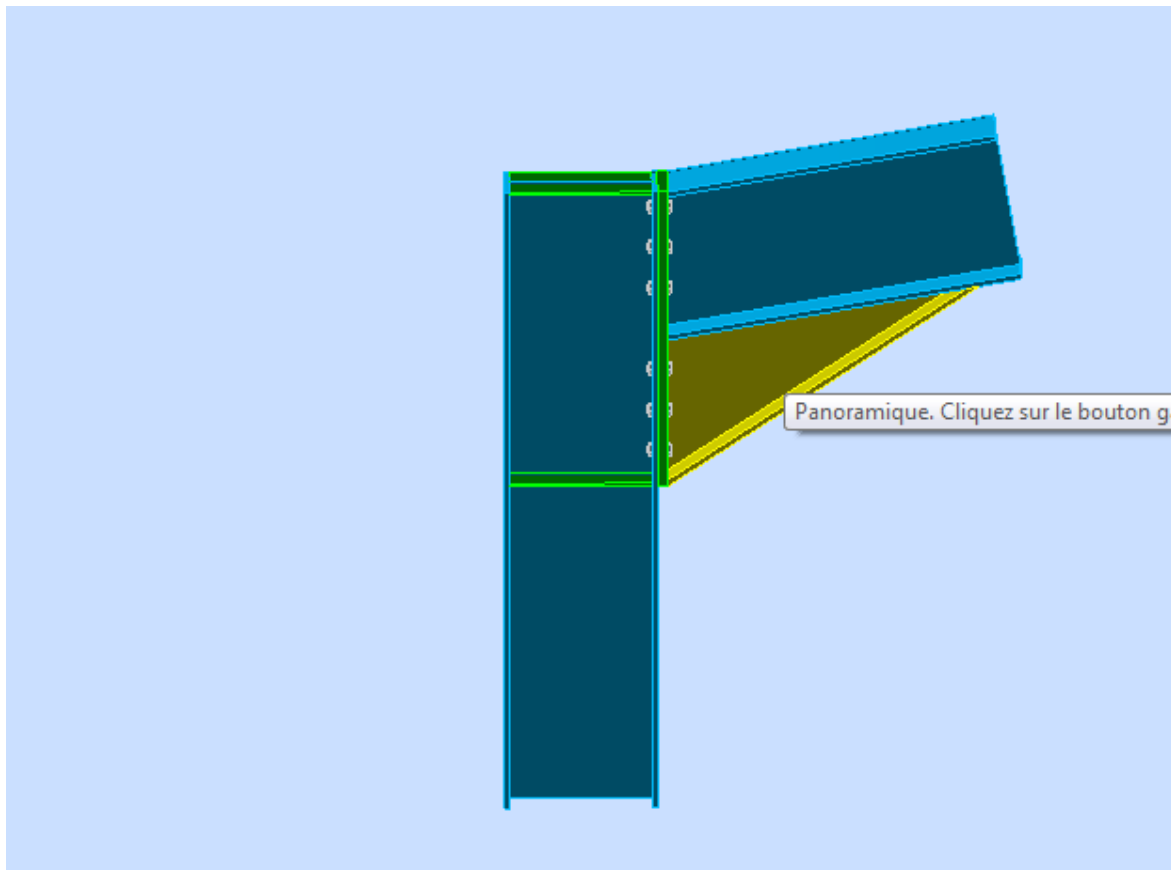


Figure VII. 2 : Assemblage poteau-traverse.

• **Détermination du Nombre des Boulons Nécessaires :**

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon  $\phi 16$ ).

Avec :  $F_{Vsd} = V_{sd}/n$

➤  $F_{Vsd}$ : Effort de cisaillement de calcul par boulon

➤  $V_{sd}$ : Effort fléchissant vertical

$$n \geq (1,25 \times 377 \times 10^3) / (1000 \times 157 \times 0,5) \rightarrow n \geq 6,00$$

$n = 6$  boulons

• **Disposition des Boulons :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons H.R 10. 9 de diamètre ( $\phi 16$ ).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

• **Résistance des Boulons à la Traction :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,Rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 113,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 113,040 \text{ kN} > N_{sd} = 56,69 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Résistance du Boulon au Cisaillement :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{VRd} \geq N_{sd}$$

Ou :

$$F_{VRd} = \frac{\alpha v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha v = 0,5 \text{ pour les classes de boulons 10.9}$$

A : aire de la section brute du boulon M16 = 201mm<sup>2</sup>

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{1000 \times 201 \times 0,5}{1,25} = 80,40 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{276,51}{6} = 46,085 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 80,400 \text{ kN} \geq N_{sd} = 46,085 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la Pression Diamétrale :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{b,Rd} \geq V_{sd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left( \frac{25}{3 \times 18} ; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4} ; \frac{1000}{360} ; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 1000 \times 16 \times 15}{1,25} = 220,800 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 220,8 \text{ kN} > V_{sd} = 37,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

➤  $V_{sd}$  : Effort tranchant de calcul par boulon.

➤  $F_{s,Rd}$  : La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P.cd}$$

- $K_s = 1$  : Coefficient de la dimension de trou de perçage.
- $\mu = 0,2$  : Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).
- $m = 2$  : nombre de surface de frottement.
- $F_{P.cd}$  : la précontrainte de calcul

$$F_{P.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{P.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,900 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{P.cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 109,9 = 35,168 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27,651 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 35,168 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII. 3.4 Assemblage poteau / poutre:

Cette opération consiste à fixer une platine par soudure avec la poutre et cet assemblage est fixé par boulonnage sur la semelle du poteau.

#### • Efforts sollicitants :

$$N_{sd} = 82,54 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 58,54 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 136,77 \text{ kN.m}$$

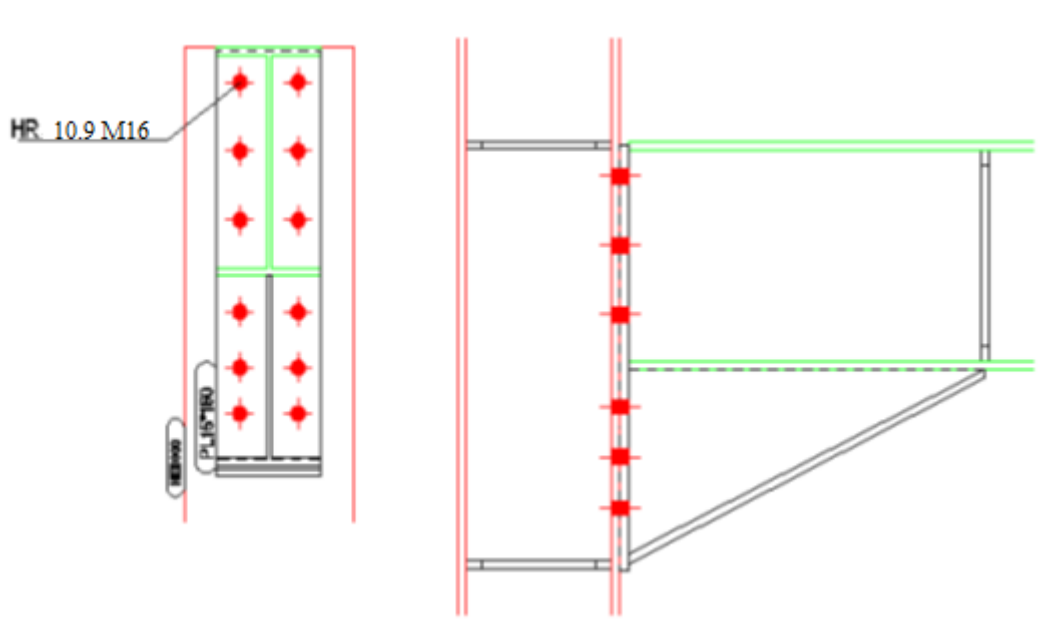


Figure VII. 3 : Assemblage poteau-poutre.

Soudure de la semelle tendue

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20\text{mm}$

Cordon de soudure :  $a = 7\text{mm}$

La traverse est assemblée à la platine par un cordon de soudure d'épaisseur de 14 mm

• **Soudure de la platine :**

➤ **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{136,77 \times 10^3}{400} + 82,54 = 424,46 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 532,95 \text{ kN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{ue1} \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 7 \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 412,36 \text{ kN}$$

$$N_d = 424,46 \text{ kN} < (532,95; 584,19) \text{ Condition vérifiée}$$

• **Calcul des boulons sollicités en traction**

$$\bar{T} = 0,8 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,8 \times 1000 \times 157 = 125,60 \text{ kN}$$

➤ **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 746 \times 10^{-3}}{1,1} = 1104,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 14,88 \text{ kN} < R_s = 1104,40 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Disposition constructives :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons HR 10.9  $\varnothing 16\text{mm}$ .

**Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \varnothing + 2\text{cm}$$

$$d_0 = 16 + 2 = 18\text{cm}$$

$$t = 15\text{mm}$$

$$1,2 \cdot 18 \leq e_1 \leq 12 \cdot 16$$

$$21,6 \leq e_1 \leq 192$$

On prend  $e_1 = 60\text{mm}$

**Pince transversale  $e_2$  :**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \leq e_2 \leq 192$$

On prend  $e_2 = 55 \text{ mm}$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

➤ **Calcul des boulons sollicités en traction**

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ kN}$$

$$D_1 = 55 \text{ mm}$$

$$D_2 = 55 + 55 = 110 \text{ mm}$$

$$D_3 = 110 + 55 = 165 \text{ mm}$$

$$D_4 = 255 + 85 = 220 \text{ mm}$$

$$D_5 = 220 + 55 = 275 \text{ mm}$$

$$D_6 = 275 + 55 = 330 \text{ mm}$$

$$M_R = 2 T_R (0,055 + 0,11 + 0,165 + 0,22 + 0,275 + 0,33) = 290,136 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 136,77 \text{ kN.m} < M_R = 290,136 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Résistance des Boulons à la Traction**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t.rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 113,04 \text{ kN}$$

$$F_{t.rd} = 113,040 \text{ kN} > N_{sd} = 82,54 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_R = 0,4 f_{ub} \cdot A_s = 0,4 \times 1000 \times 157 = 62,8 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{58,54}{6} = 9,75 \text{ kN} < V_R / \gamma_{M1} = 57,09 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

$$L_R = 2,4 f_u \cdot d \cdot t$$

$$L_R = 2,4 \cdot 360 \cdot 18 \cdot 15 \cdot 10^{-3}$$

$$L_R = 233,28 \text{ KN}$$

$$V_d = 6,28 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M1} = 212,07 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

### VII.3.5 Assemblage poutre/ solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre

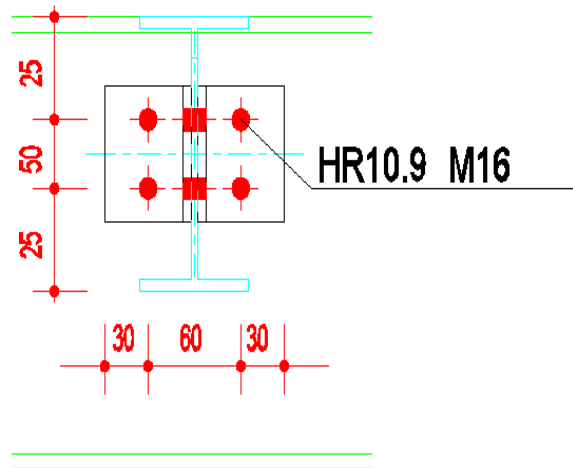


Figure VII. 4 : Assemblage poutre- solive.

- **Efforts sollicitants :**

$$V_{sd} = 27,156 \text{ kN}$$

- **Choix de la cornière :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,57 \times A_V \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A_V = \frac{\gamma_{M0} \times V_{sd}}{0,57 \times f_y} = \frac{1,1 \times 27,156 \times 10^3}{0,57 \times 360}$$

$$A_V = 145,57 \text{ mm}^2$$

On prend L40×40×4 avec A=308 mm

- **Détermination du Nombre des Boulons Nécessaires :**

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon  $\phi 16$ ).

$$\text{Avec : } F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$\Rightarrow F_{V,sd} : \text{Effort de cisaillement de calcul par boulon} : F_{V,sd} = \frac{f_{ub} \times A \times \alpha_v}{\gamma_{Mb}}$$

➤  $V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical

$$n \geq \frac{\gamma_{MB} \times V_{sd}}{f_{ub} \times A \times \alpha_v} = \frac{1,25 \times 27,156 \times 103}{1000 \times 157 \times 0,5} \Rightarrow n = 0,43$$

$n = 4$  boulons

• **Disposition des Boulons :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons H.R 10.9 de diamètre ( $\phi$  16).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

• **Résistance des Boulons à la Traction :**

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{1000 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 113,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 113,040 \text{ kN} > N_{sd} = 21,25 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au glissement :**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

- $V_{sd}$  : Effort tranchant de calcul par boulon.
- $F_{s,Rd}$  : La résistance de calcul au glissement.

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{pCd}$$

- $K_s = 1$  : Coefficient de la dimension de trou de perçage.
- $\mu = 0,2$  : Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).
- $m = 2$  : nombre de surface de frottement.
- $F_{pCd}$  : la précontrainte de calcul

$$F_{pCd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{pCd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109,900 \text{ kN}$$



$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{pcd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 109,9 = 35,168 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 19,06 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 35,168 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.6 Assemblage poteau / console de la poutre de roulement :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre.

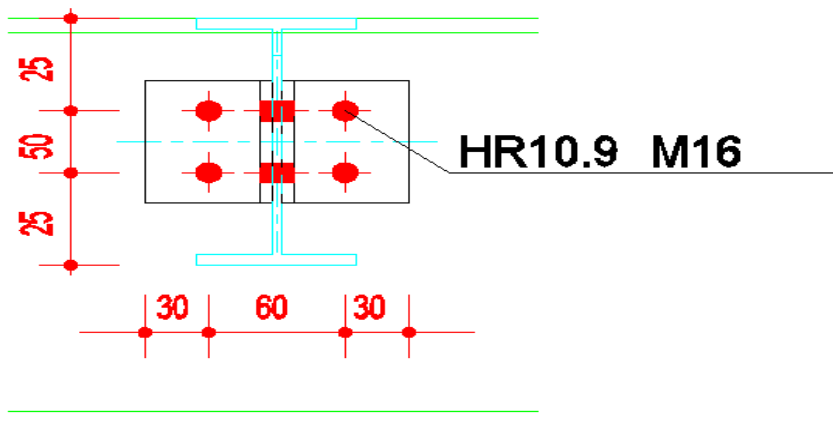


Figure VII. 5 : Assemblage poteau-console de la poutre de roulement.

#### • Efforts sollicitants :

$$\triangleright N_{sd} = 19,02 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_{sd} = 4,86 \text{ kN}$$

#### • Choix de la cornière :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,57 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A_v = \frac{\gamma_{M0} \times V_{sd}}{0,57 \times f_y} = \frac{1,1 \times 4,86 \times 10^3}{0,57 \times 360} = 26,05 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 26,05 \text{ mm}^2$$

On prend L100×100×8 avec A=1550 mm<sup>2</sup>

#### • Détermination des Nombres des Boulons Nécessaires :

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon ø16).

$$\text{Avec : } F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{V,sd} : \text{Effort de cisaillement de calcul par boulon ; } F_{Vsd} = \frac{f_{ub} \times A \times \alpha_v}{\gamma_{Mb}}$$

➤  $V_{sd}$  : Effort fléchissant vertical

$$n \geq \frac{\gamma_{mb} \times V_{sd}}{f_{ub} \times A \times \alpha_v} = n \geq \frac{1,25 \times 4,86}{400 \times 157 \times 0,5} = 0,19 \quad \Rightarrow n \geq 0,47$$

$n=2$  boulon

#### • Disposition des Boulons :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons H.R 10.9 de diamètre ( $\phi$  16).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

#### • Résistance des Boulons à la Traction :

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{t,rd} = \frac{400 \times 157 \times 0,9}{1,25} = 45,216 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 45,216 \text{ kN} > N_{sd} = 19,02 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification au glissement :

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{sd} < F_{s,Rd}$$

Avec:

➤  $V_{sd}$ : Effort tranchant de calcul par boulon.

➤  $F_{s,Rd}$ : La résistance de calcul au glissement

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{pCd}$$

➤  $K_s = 1$  : Coefficient de la dimension de trou de perçage.

➤  $\mu = 0,2$  : Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées).

➤  $m = 2$  : nombre de surface de frottement.

➤  $F_{pCd}$ : la précontrainte de calcul

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 400 \times 157 = 43,960 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{M2}} \times F_{p,cd} = \frac{1 \times 2 \times 0,2}{1,25} \times 43,96 = 14,07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 4,86 \text{ kN} < F_{s,rd} = 14,07 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.3.7 Assemblage pied de poteau :

- Effort sollicitant :

- $N_{sd} = 101,28 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 114,75 \text{ kN.m}$

#### VII.3.7.1 Dimensionnement de la plaque d'assise :

- Cordon de soudure :

$$\text{Semelle IPE360 : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13 = 9,1 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  On prend  $a_s = 10 \text{ mm}$

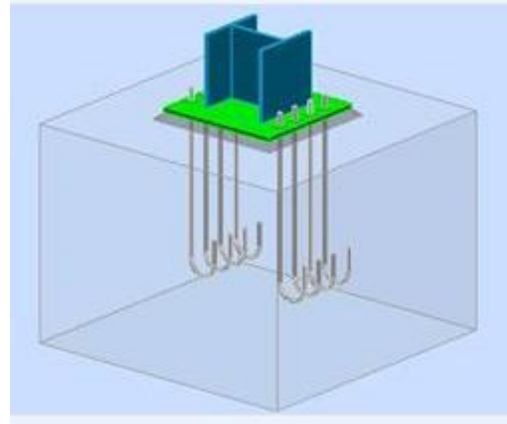


Figure VI. 6 : Assemblage pied de poteau

$$\hat{\text{Ame IPE360 : }} aa = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } aa = 6 \text{ mm}$$

- Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + (2) \Rightarrow a \geq 300 + 2 \times 10 = 328 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 400 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2) \Rightarrow b \geq 300 + 2 \times 10 = 328 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } b = 400 \text{ mm}$$

- Épaisseur de la plaque :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{101,28 \times 10^2}{400 \times 400} = 63,3 \times 10^{-3} \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 63,3 \times 10^{-3}}{24}} = 7,11 \text{ mm}$$

On opte une épaisseur  $t = 20 \text{ mm}$

#### VII.3.7.2 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{101,28}{1600} = 6,33 \times 10^{-2} \text{ daN/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me$$

Avec :

➤  $Me$  est le moment résistant élastique de la platine

$$Me = \sigma_e \cdot \frac{I}{V} \quad \text{et} \quad \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\begin{cases} \sigma_e \cdot b \cdot \frac{U^2}{2} = 6,33 \times 10^{-2} \times 40 \times \frac{8^2}{2} = 81024 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ Me = \sigma_e \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{400 \cdot 20^2}{6} = 64000 \text{ daN} \cdot \text{cm} \end{cases}$$

Condition vérifiée

### VII.3.7.3 Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d1}\right)^2} \times (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$  (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l1 = 20\varphi$
- $l2 = 2\varphi$
- $d1$ : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ( $d1 = 40 \text{ mm}$ )

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d1}\right)^2} \times (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{10128}{4} = 2532 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,17\varphi - 263,47 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 35,03 \Rightarrow \varphi \geq 24,1 \text{ mm}$$

On adapte  $\varphi = 30 \text{ mm}$

### VII.3.7.4 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq FA = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

- Avec :
- $L_1 = 20\varphi$
  - $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
  - $\varphi_s = 1$  (Rond lisse)
  - $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow FA = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71215,2 \text{ N}$$

$$\text{Donc : } \frac{N}{4} = 2532 \text{ daN} < FA = 7121,52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VII.4 Conclusion :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure.

Afin d'augmenter la résistance de la structure et assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière.

## Chapitre VIII. ETUDE DES FONDATIONS

### VIII. 1 INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91 [11].

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

#### • Charges à prendre en considération :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

$$\begin{cases} N_u = 112,45 \text{ kN} \\ N_s = 135,05 \text{ kN} \\ M_s = 119,55 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Ces valeurs sont amplifiées par 1.2 fois selon l'article C.1.2.1 du CBA93 [5], ce qui nous donne :

$$\begin{cases} N_u = 134,94 \text{ kN} \\ N_s = 162,06 \text{ kN} \\ M_s = 143,46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### VIII.2. Dimensionnement de la Semelle :

#### VIII.2. 1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \cdot \frac{a}{b} \\ B = A \cdot \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,5 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle en carré}$$

$$A^2 = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{162,06}{160}} = 1,06 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions  $(2,0 \times 2,0) m^2$

### VIII.2.2 Détermination de d et h :

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

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{2 - 0,8}{4} = 0,3 \leq d \leq 2 - 0,8$$

$$\Rightarrow 30 \text{ cm} \leq d \leq 120 \text{ cm}$$

$$d_{min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

### VIII .2. 3 Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

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

$$N_u = 134,94 \text{ kN (Calculé par ROBOT)}$$

$$A_U = \frac{134,94 \times 10^{-3} \times (2 - 0,8)}{8 \times 0,65 \times 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} \times f_{c28} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 162,06 \text{ kN (Calculé par ROBOT)}$$

$$A_s = \frac{162,06 \times 10^{-3} \times (2 - 0,8)}{8 \times 0,65 \times 201,63} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Nous avons  $A_s > A_u$  donc on prend un ferrailage de  $8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$

### VIII.2. 4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (12 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

### VIII.2. 5 Vérification du poinçonnement

$$N'u < 0,045 \times P_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N'u = N \left( 1 - \frac{(a + h)(b + h)}{s} \right) \quad \text{et } N : \text{ Effort maximal tiré à partir du fichier ROBOT.}$$

$$N'u = 134,94 \left(1 - \frac{(0,80 + 0,65)(0,8 + 0,65)}{4}\right) = 64 \text{ kN}$$

$$P_c = [(a + h) + (b + h)] \times 2 = 5,8 \text{ m}$$

$$N'u = 64 \text{ kN} < 0,045 \times 5,8 \times 0,65 \times 2 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 282,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

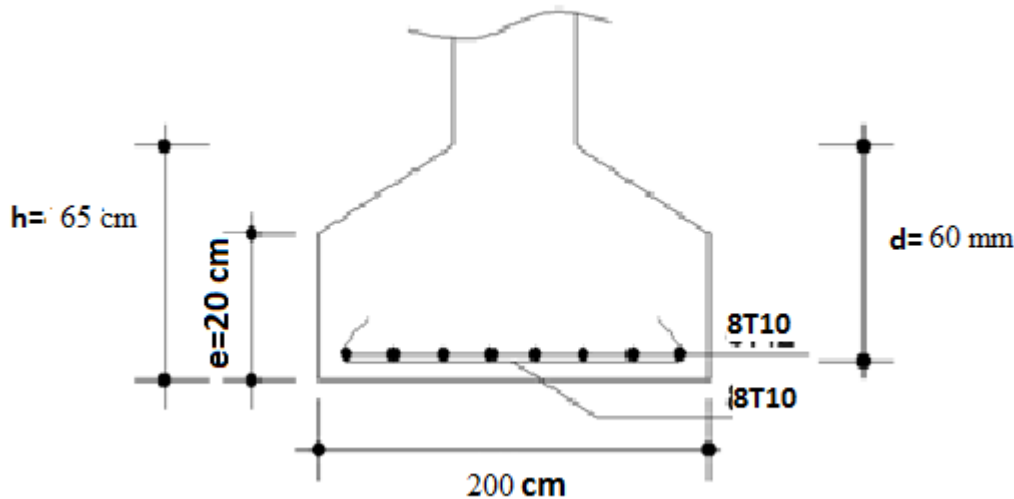


Figure VIII.1: Ferrailage des semelles isolées.

### VIII.3 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm<sup>2</sup>, pour site S3. Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm<sup>2</sup>.

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ k}$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha = 15$  selon la catégorie du site

#### VIII.3.1 Calcul du ferrailage :

- À ELU :

$$N_u = 134,94 \text{ kN} \Rightarrow F_u = \frac{134,94}{15} = 8,99 \text{ kN}$$

Avec  $\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPA}$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{8,99}{347,82} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,25 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$N_s = 162,06 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{162,06}{15} = 10,80 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \text{avec } \bar{\sigma}_{sol} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 $\phi$ )

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

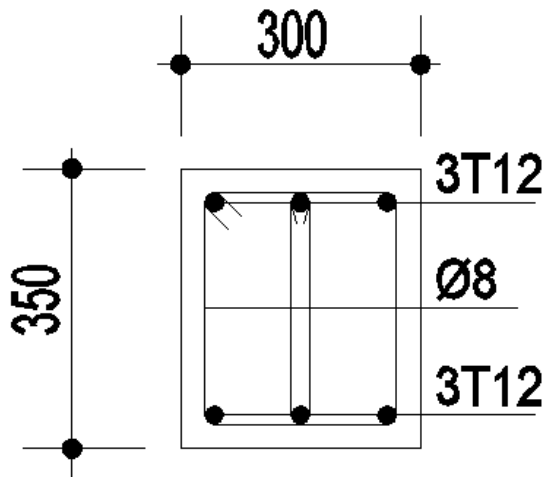


Figure VIII.2: Ferrailage des longrines

- Calcul des armatures transversales

$$\phi t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}, \phi l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \text{Min} \left( \frac{35}{35}, 12, \frac{35}{10} \right) ; \text{avec } : \phi t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi t = 10 \text{ mm}$$

- Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi t)$$

$$\Rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \text{ c}) \text{ Alors on adopte un espacement } St = 12 \text{ cm}$$



## *Conclusion*

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances théoriques acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

Ce travail nous a permis d'étudier et dimensionner un hangar métallique destiné aux stockages des produits agricoles. Nous avons défini les charges agissantes sur la structure avec lesquelles nous avons choisi des éléments porteurs, pour répondre à la destination de cet ouvrage.

Le logiciel ROBOT nous a aidé dans la modélisation de notre structure. Quant aux dessins techniques c'est le logiciel AUTOCAD qui nous a permis de les tracer.

Ce mémoire nous a offert une occasion de mettre un grand pas qui va nous intégrer dans la vie professionnelle.

Notre curiosité et nos points faible et fort dans la théorie et la pratique ont été dévoilé lors de ces différentes étapes de ce travail de fin d'études.

A la fin de ce travail, nous avons découvert que nous sommes devenu plus motivé, attentionné aux détails, confiant et plus responsables de nos choix.

## **Bibliographie :**

- [1] [https://fr.wikipedia.org/wiki/G%C3%A9ographie\\_de\\_1%27Alg%C3%A9rie](https://fr.wikipedia.org/wiki/G%C3%A9ographie_de_1%27Alg%C3%A9rie).
- [2] Etude et dimensionnement d'un hall métallique « MARIA YEZLI » ;
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en acier. «CCM97 » ;
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitations « D.T.R BC2.02 » ;
- [5] Règlement neige et vent. « RNV99 », D.T.R –B.C-2.47 MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [6] Euro code 3 « Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1 »
- [7] (<http://www.demagcranes.fr/>) fiche technique d'un pont roulant similaire.
- [8]CTICM « Recommandation pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de pont roulant »
- [9]RPA99 «version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [10] rapport géotechnique ;
- [11] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

## ANNEXES

### Annexe A Chapitre II : Etude Climatique

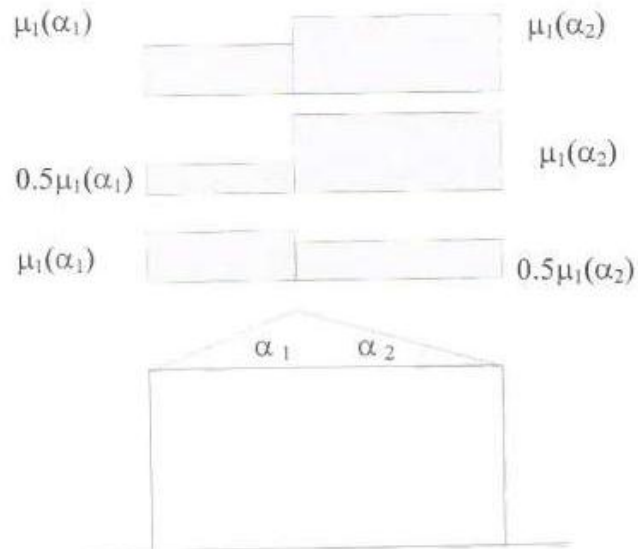


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

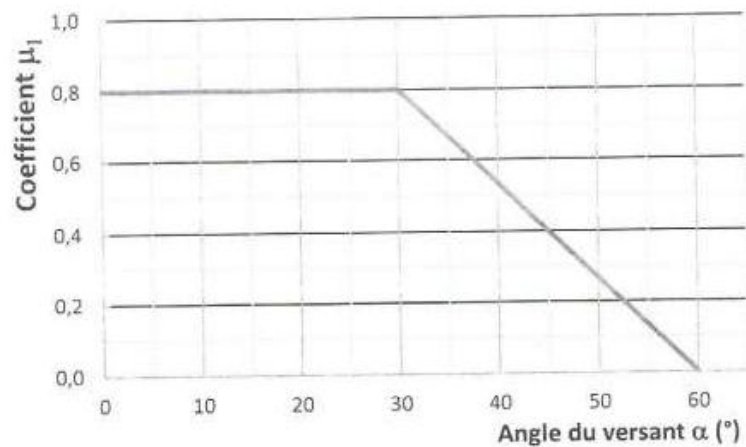


Figure 7 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

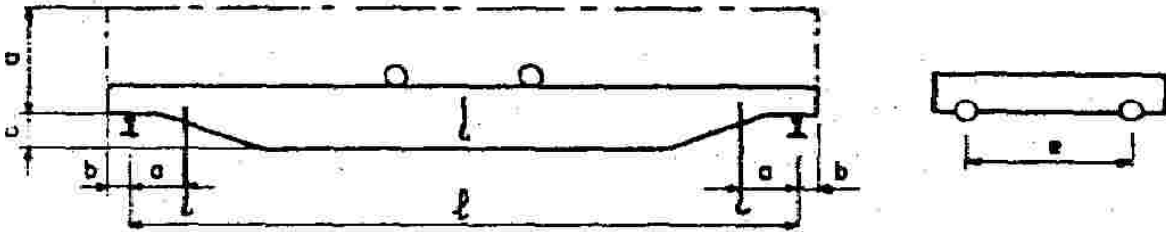
Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{\text{min}}$ (m)	$\varepsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
<b>IV</b> Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

**Annexe B**  
**Chapitre III : Etude du pont roulant**

**Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants**



**Tableau I**  
**2,21. — Dimensions**

Puis- sance N	$l$	$a$ min	$b$	$c$	$d$	$e$
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60

*Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.*

**Tableau II**  
**2,22. — Charges et vitesses**

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total (B + K)	max. R	min. R
N	l				B	K			
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
	25	—	—	70	16,5	—	20	8,2	4,3
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
	25	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
15	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
	25	—	—	70	25	—	30	15,9	6,6
	30	—	—	60	31	—	36	17,5	8,0
20	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
	25	—	—	60	29	—	35	19,7	7,8
	30	—	—	50	36	—	42	21,6	9,4
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
	25	—	—	60	35	—	43	27,0	9,5
	30	—	—	50	44	—	52	29,4	11,6
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
	25	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
	30	—	—	40	54	—	65	42,7	14,8

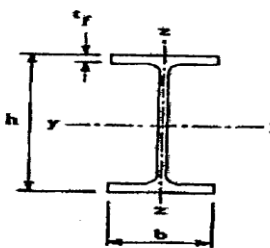
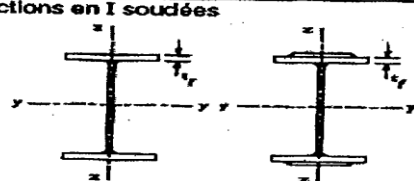



*Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.*

## Annexe C

### Chapitre V : Etude des éléments secondaires



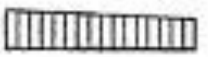
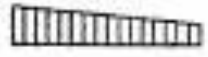
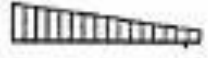
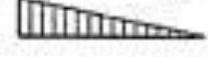

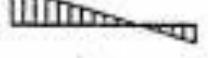
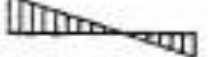

#### 5.5.1.4. Flambement par flexion

(1) la courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit être déterminée d'après le tableau 55.3.

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$ )	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$ )	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et	quel qu'il soit	b
	$b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

**Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

**Tableau B.1.1. Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de moments d'extrémités**

Changement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	 $\psi = 1.0$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = 0.7$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,098 1,565 2,203
	 $\psi = 0.5$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,092 1,556 2,271
	 $\psi = 0.3$	1,0 0,7 0,5	1,583 1,739 1,788	-	0,077 1,531 2,235
	 $\psi = 0.2$	1,0 0,7 0,5	1,679 2,092 2,150	-	0,099 1,473 2,150
	 $\psi = 0.15$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,055 1,340 1,967
	 $\psi = 0.1$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,076 1,059 1,546
	 $\psi = 0.07$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,368 0,575 0,837
	 $\psi = 0.05$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000



**Annexe D**  
**Chapitre IV : Etude sismique**

**Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.**

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau 4.7 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$**

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

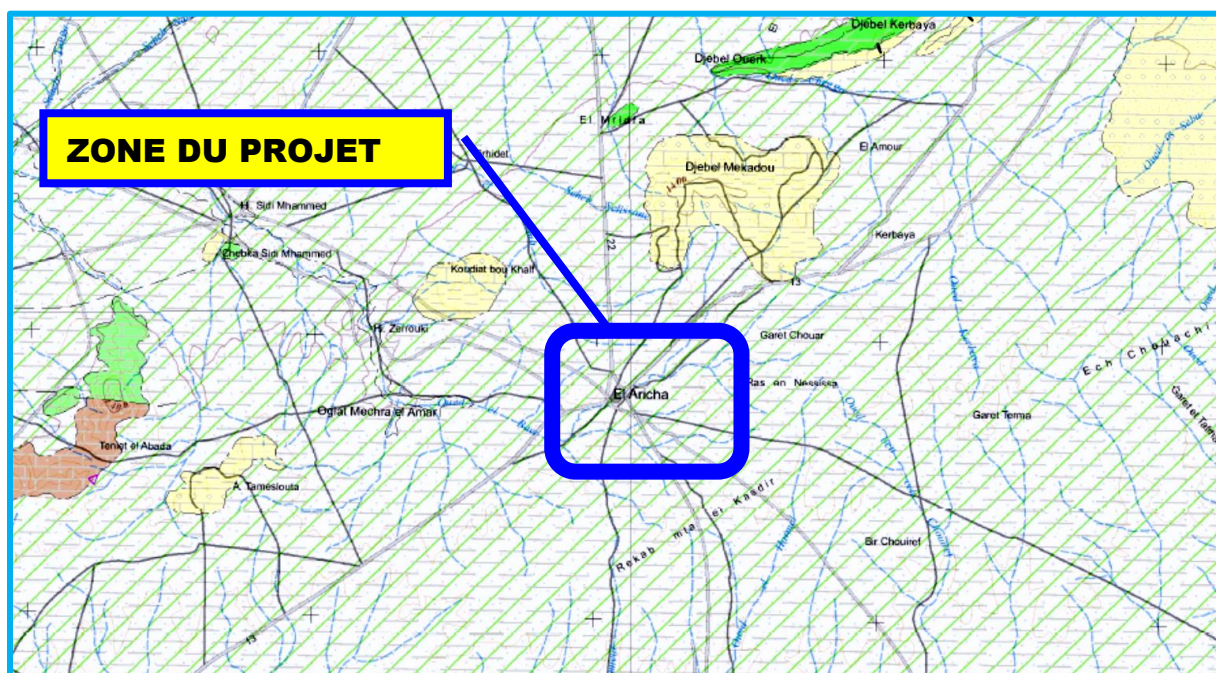
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
3	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
<b>B</b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b>C</b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

## ANNEXE E

### CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION D'ETUDE



#### Légende



Quaternaire

Croûte calcaire- dépôts quaternaires anciens avec surface encroûtée

#### résultats et interprétation

##### 1) Formation de calcaire encroûté

SONDAGE N°		1	1	2	INTERPRETATION
Profondeur (m)		2.50 – 3.00	5.00 – 5.50	2.00 – 2.50	
Granulométrie	%Argile	6	4	2	Le sol a une texture sable-graveleuse faible ment argilo-limoneuse.
	%Limon	9	6	4	
	%Sable	38	42	90	
	%gravier	48	48	4	
Limites d'atterberg					Plasticité faible à moyenne.
Ip	11	11	6		
Wl	37	33	21		

### **Formation de grès**

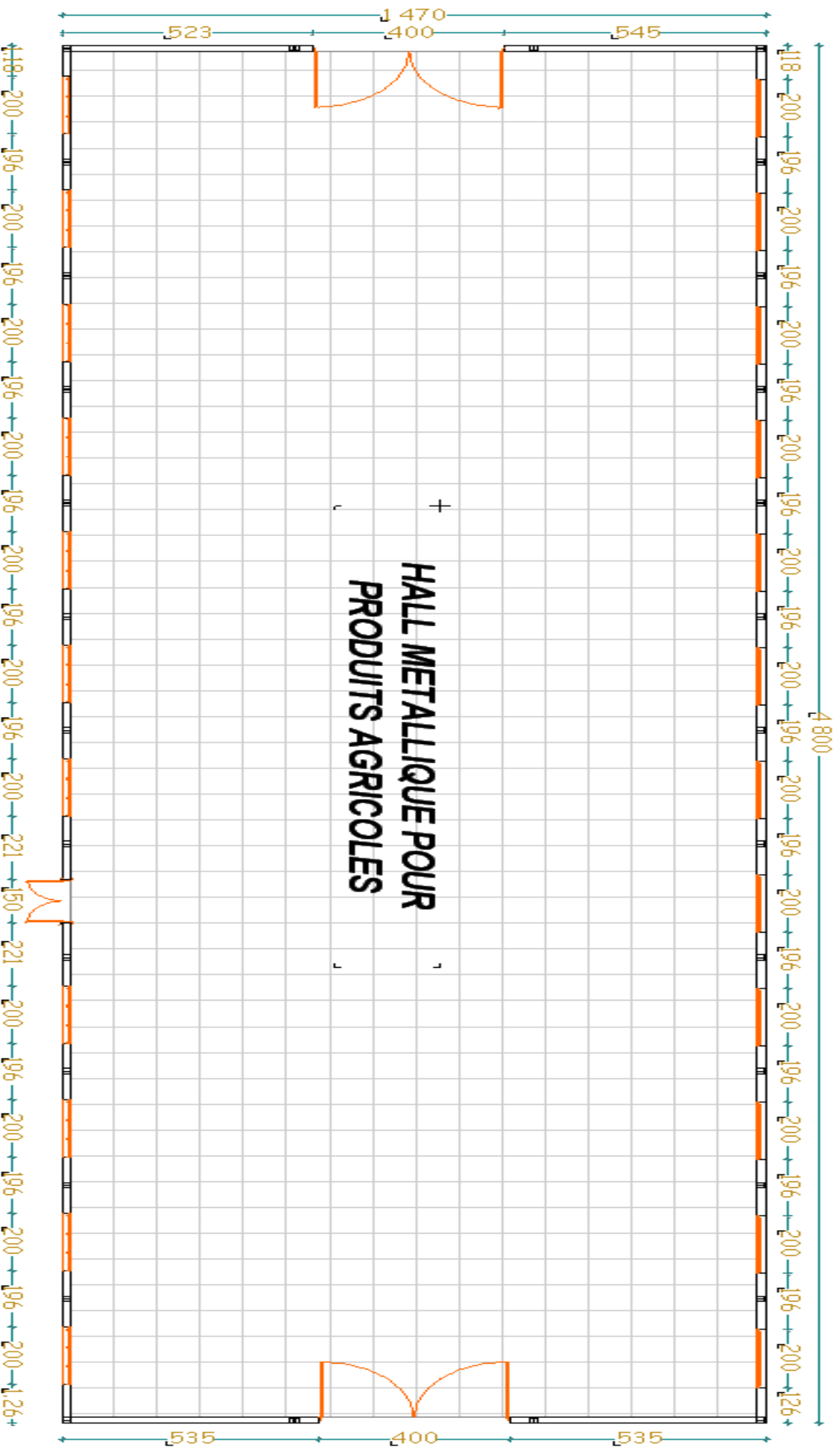
Sur un échantillon sous forme de carottes, appartenant à la formation rocheuse de grès, un essai de résistance à la compression simple a été programmé.

<b>SONDAGES</b>	<b>PROFONDEUR (m)</b>	<b>RC EN kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>02</b>	<b>6.00 – 6.25</b>	<b>1.77</b>

- $\sigma_{SOL} = 1,6$  bars
- Catégorie de terrain III
- Zone de vent II

- **Avis du LTPO**

Le L.T.P.O. n'est pas habilité par ses statuts à jouer le rôle d'un bureau d'études, c'est-à-dire à interpréter et utiliser les résultats de ses reconnaissances, pour déterminer lui-même la nature et les dimensions des ouvrages à construire.



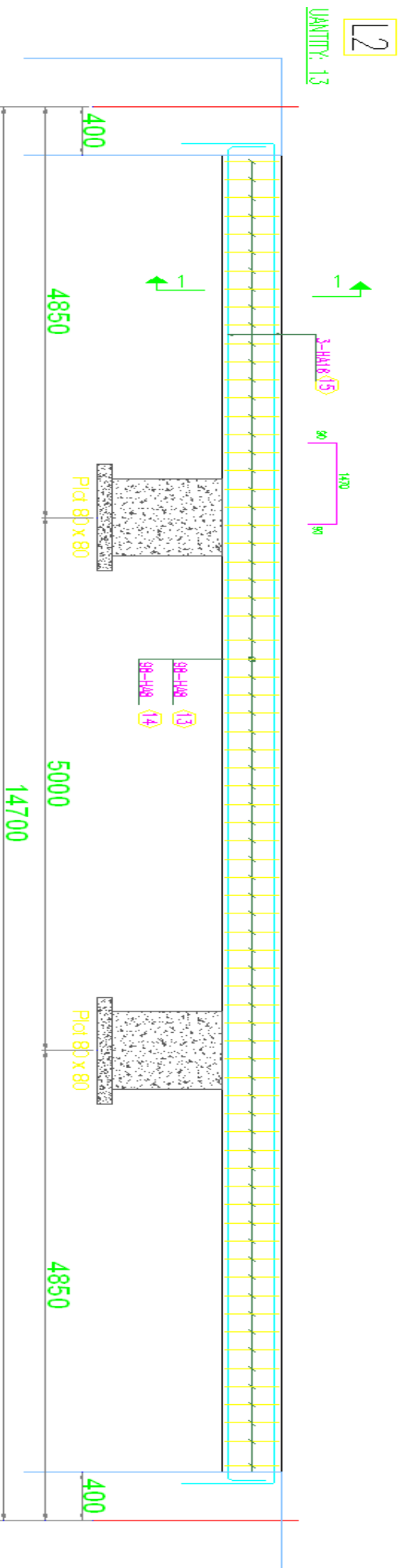
+

**PLAN ARCHITECTURAL**

+



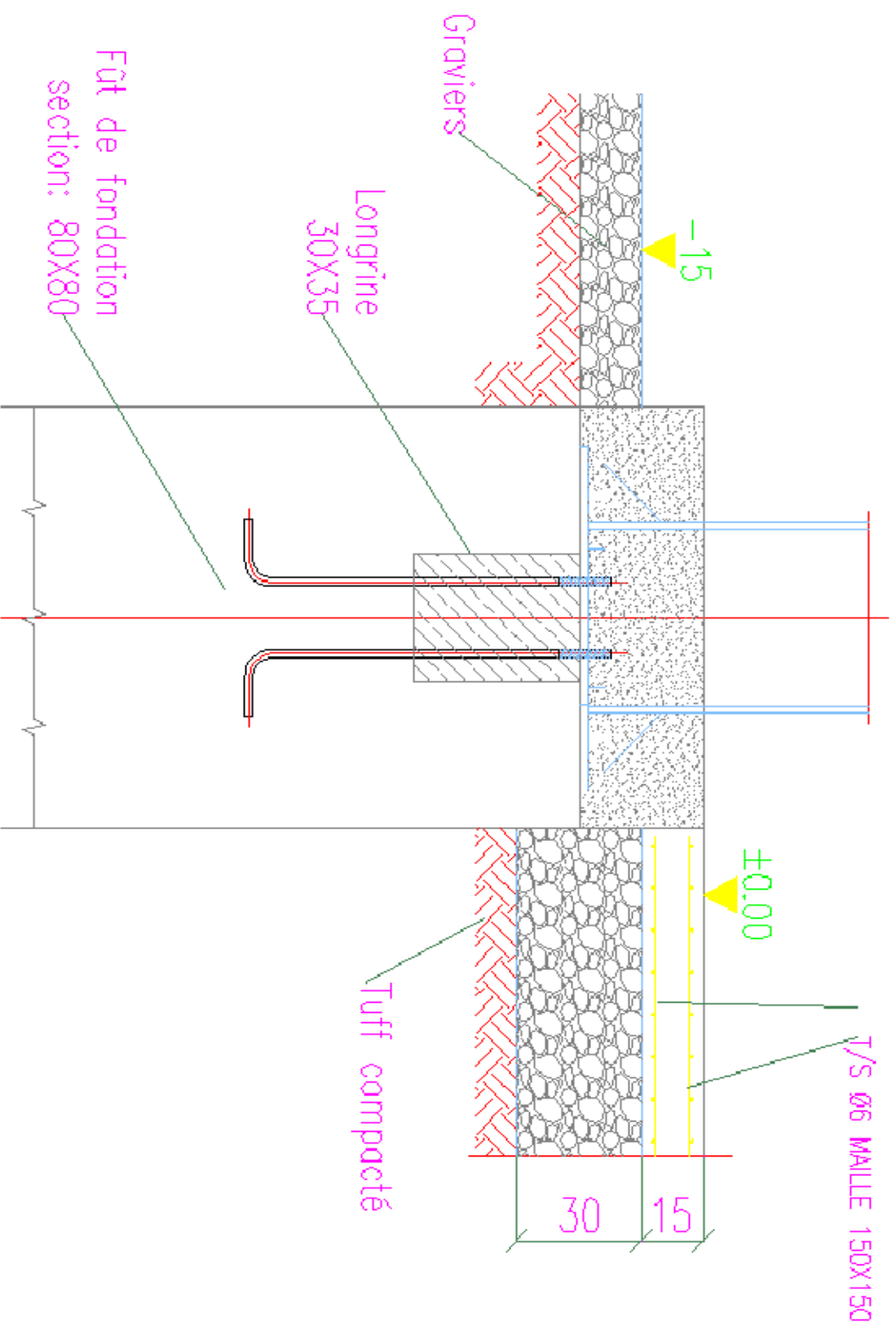
# EXECUTION LONGRINES



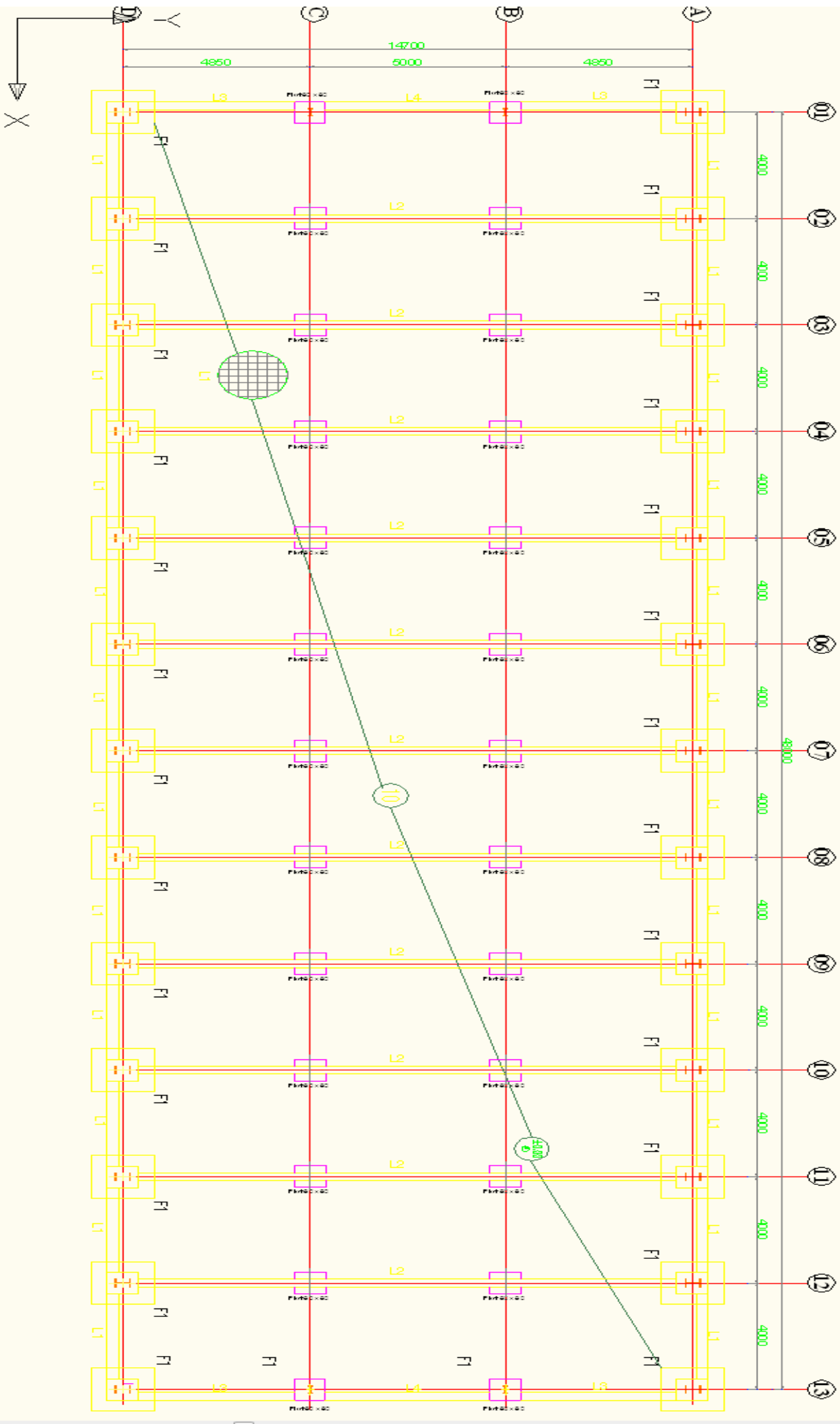


# COUPE 1-1

Ech: 1/20



# IMPLANTATION FOUNDATIONS



# IMPLANTATION ET ANCRAGES

