

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Université Abderrahmane Mira de Bejaia**

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études  
En vue de l'obtention d'un master en Génie Civil  
Option : Construction Métallique

*Thème :*

**ETUDE D'UN PIPE RACK**

*Encadré par :*

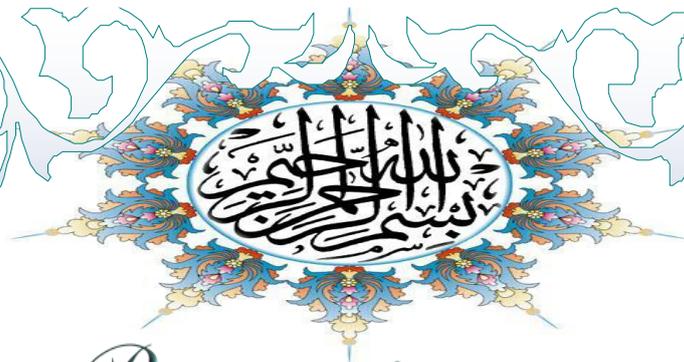
M<sup>r</sup> LABAT ZIANE.A

*Présenté par :*

M<sup>r</sup> BENMEZIANE Sofiane

M<sup>r</sup> ABERKANE Redhouane

*Promotion 2014*



## *Remerciements*

*C'est avec humilité et gratitude que nous reconnaissons ce que nous devons :*

*Nous commençons par remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bon terme ce travail.*

*Nos remerciements en particulier à Mr LARABAT ZIANE.A, notre promoteur pour sa totale disponibilité tout au long de ce projet, et qui nous a dirigé et beaucoup aidé afin de mener à bien ce travail.*

*Nos vifs remerciements sont adressés aux membres du jury, pour avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Nos sincères remerciements à Mr BENMEZIANE.M pour son aide inestimable, sa disponibilité et ses précieux conseils.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'option construction métallique sans exception et en particulier Mr SEGHIR.A.*

*Et enfin nous exprimons notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

## *Merci*

# DEDICACE

*Avant tout je remercié ALLAH le tout puissant de m' avoir donné la force et la patience pour finaliser ce modeste travail.*

*\* A mon père*

*En témoignage de ma sincère gratitude pour ses sacrifices qu' il a consentis pour moi et pour toute la famille.*

*\* A ma mère*

*Q' espère qu' elle le trouve récompensant de tous les sacrifices qu' elle a consentis pour moi.*

*\* A mes frères, sœurs*

*Leur troue toute ma profonde affectation et mes profondes considérations.*

*\* A toute ma famille*

*Zui ont toujours été présent pour moi.*

*\* A tous mes amis en particulier mon binôme Redhouane*

*En témoignage de mon amitié et mon attachement.*



*Sofiane*

# DEDICACE

*Avant tout je remercié ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience pour finaliser ce modeste travail.*

*Je dédie ce modeste travail à :*

❖ *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*

❖ *Mon frère et mes sœurs et à toute la famille.*

❖ *Mon ami et mon binôme Sofiane et toute sa famille.*

❖ *Mes amis sans exception.*

❖ *Toute la promotion 2014.*



*Redhouane*

# Sommaire

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SYSTEMES DE SUPPORTAGE.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>2</b>
<b>1.1 : Les structures portantes .....</b>	<b>2</b>
1.1.1 Les racks .....	2
<b>1.2 : Les éléments de structure isolée .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 : Les tuyauteries.....</b>	<b>5</b>
1.3.1. Etude de dimensionnements. ....	5
1.3.2. Etude des actions. ....	5
<b>1.4 : Les liaisons et attaches. ....</b>	<b>5</b>
1.4.1. Les liaisons rigides .....	6
1.4.2. Les liaisons élastiques .....	10
1.4.3. Les attache .....	11
<b>1.5 : Les compensateurs de dilatation.....</b>	<b>13</b>
1.5.1. Caractéristique des compensateurs .....	13
1.5.2. Les types de compensateurs de dilatation.....	14
<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET.</b>	
<b>2.1 : Présentation du projet .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2 : Dimensions en plan.....</b>	<b>21</b>
<b>2.3 : Nature de site d’implantation et caractéristique.....</b>	<b>23</b>
<b>2.4 : Matériaux utilisées .....</b>	<b>23</b>
<b>2.5 : Règlement utilisées .....</b>	<b>25</b>
<b>CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>26</b>
<b>3.1 : Détermination des actions permanentes .....</b>	<b>26</b>
3.1.1. Poids propre.....	26
3.1.2. Poids isolation.....	26
3.1.3. Poids fluides. ....	27
<b>3.2 : Prédimensionnement des éléments. ....</b>	<b>28</b>

## **CHAPITRE IV : ETUDE CLIMATIQUE.**

<b>Introduction</b> .....	<b>38</b>
<b>4.1 : Etude du Rack</b> .....	<b>38</b>
<b>4.2 : Détermination de l'action du vent sur la tuyauterie</b> .....	<b>38</b>
<b>4.3 : Détermination de la pression due au vent sur l'ossature globale</b> .....	<b>47</b>
<b>4.4 : Détermination des actions variables</b> .....	<b>52</b>
<b>4.5 : Etude sismique</b> .....	<b>55</b>
<b>4.6 : Combinaison d'action</b> .....	<b>58</b>

## **CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE.**

<b>Introduction</b> .....	<b>60</b>
<b>5.1 : Conception et Modélisation</b> .....	<b>60</b>
5.1.1. Conception de la ferme.....	60
5.1.2. Modélisation .....	61
5.1.3. Choix des sections .....	64
<b>5.2 : Dimensionnement</b> .....	<b>64</b>
5.2.1. Revérification des éléments de prédimensionnement .....	64
<b>5.3 : Calcul sismique</b> .....	<b>68</b>
5.3.1. Nombre de mode et participation modale.....	68
5.3.2. Vérification de l'effort à la base .....	72
<b>5.4 : Justification des joints sismique</b> .....	<b>75</b>
<b>5.5 : Vérification des déplacements</b> .....	<b>76</b>

## **CHAPITRE VI : VERIFICATION DE L'OSSATURE.**

<b>Introduction</b> .....	<b>78</b>
<b>6.1 : Vérification à l'état limite ultime (ELU)</b> .....	<b>78</b>
6.1.1. Les solives du rack .....	78
6.1.2. Les membrures des fermes .....	82
6.1.3. Les diagonales .....	88
6.1.4. Les montantes .....	89
6.1.5. Les poteaux.....	90
<b>6.2 : Vérification à l'état limite de service (ELS)</b> .....	<b>95</b>
6.2.1. Base de vérification .....	95

6.2.2. Flèche verticales des ossatures .....	95
6.2.3. Flèche horizontales des ossatures .....	97
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>98</b>
<b>7.1 : Assemblage solive-membrure.....</b>	<b>98</b>
<b>7.2 : Assemblage poteau-membrure.....</b>	<b>102</b>
<b>7.3 : Assemblage poteau-ferme.....</b>	<b>106</b>
<b>7.4 : Calcul de la platine et des encrages en pied de poteaux .....</b>	<b>108</b>
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>114</b>
<b>8.1 : Les types de fondation.....</b>	<b>114</b>
<b>8.2 : Choix de types de fondation .....</b>	<b>114</b>
<b>8.3 : Combinaison de calcul .....</b>	<b>114</b>
<b>8.4 : Dimensionnement des semelles .....</b>	<b>115</b>
8.4.1. Les sollicitations .....	115
8.4.2. Prédimensionnement .....	115
8.4.3. Les sollicitation à la base.....	117
8.4.4. Vérification des contraintes .....	118
8.4.5. Vérification de la stabilité au renversement .....	119
8.4.6. Calcul des armatures.....	120
8.4.7. Disposition constructives.....	124
<b>8.5 : Calcul des longrines .....</b>	<b>125</b>
<b>CHAPITRE IX : TEKLA STRUCTURES.</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>128</b>
<b>9.1 : Modélisation des structures métalliques par le logiciel TEKLA .....</b>	<b>130</b>
<b>9.2 : Les avantages de logiciel TEKLA Structures .....</b>	<b>132</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>133</b>
<b>ANNEXE A</b>	
<b>ANNEXE B</b>	
<b>ANNEXE C</b>	
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	

# Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : Pipe rack .....	3
<b>Figure 1.2</b> : Console avec liaison par patins .....	3
<b>Figure 1.3</b> : Console avec liaison par tirant .....	3
<b>Figure 1.4</b> : Poteaux avec liaison par tirants .....	4
<b>Figure 1.5</b> : Poteaux avec liaison par patins .....	4
<b>Figure 1.6</b> : Schéma d'une caténaire .....	4
<b>Figure 1.7</b> : Phénomène de désengagement .....	7
<b>Figure 1.8</b> : Tuyauterie avec trois patins .....	8
<b>Figure 1.9</b> : Les rouleaux .....	8
<b>Figure 1.10</b> : Butée multidirectionnelle .....	9
<b>Figure 1.11</b> : Les ancrages tubes et tôles soudées .....	9
<b>Figure 1.12</b> : Les colliers .....	10
<b>Figure 1.13</b> : Ressort nu avec coupelle .....	11
<b>Figure 1.14</b> : Boite à ressort .....	11
<b>Figure 1.15</b> : Attaches intégrales .....	12
<b>Figure 1.16</b> : Attache non intégrale .....	12
<b>Figure 1.17</b> : compensateur universel équilibré .....	15
<b>Figure 1.18</b> : compensateur à charnière .....	16
<b>Figure 1.19</b> : compensateur à cardan .....	16
<b>Figure 1.20</b> : compensateur latéral plan .....	17
<b>Figure 1.21</b> : compensateur latéral dit universel .....	17
<b>Figure 1.22</b> : compensateur latéral à 2 tirants .....	18
<b>Figure 1.23</b> : compensateur double charnière .....	18
<b>Figure 1.24</b> : compensateur double cardans .....	19
<b>Figure 2.1</b> : Présentation de notre rack .....	20
<b>Figure 2.2</b> : Schéma des deux nappes .....	21
<b>Figure 2.3</b> : Dimensions du rack .....	22
<b>Figure 2.4</b> : vue de ciel sur la région d'implantation du rack .....	22
<b>Figure 3.1</b> : représentation de la solive la plus sollicitée .....	29
<b>Figure 3.2</b> : représentation des efforts sur la solive la plus sollicitée .....	29

<b>Figure 3.3</b> : Diagrammes des efforts dus aux charges .....	29
<b>Figure 3.4</b> : représentation de la ferme.....	31
<b>Figure 3.5</b> : représentation des forces appliquées sur la ferme .....	32
<b>Figure 3.6</b> : représentation des actions sur la ferme.....	33
<b>Figure 3.7</b> : représentation de la déformation de la ferme .....	33
<b>Figure 3.8</b> : représentation des diagrammes des efforts dans la ferme .....	33
<b>Figure 4.1</b> : Pression du vent sur les tuyauteries $W_{pipe}$ .....	38
<b>Figure 4.2</b> : paramètres de définition de $\lambda_e$ .....	40
<b>Figure 4.3</b> : schéma et formule de calcul de la hauteur équivalente.....	41
<b>Figure 4.4</b> : Pression du vent sur le rack $W_{rack}$ .....	47
<b>Figure 4.5</b> : les tuyaux des vapeurs condensat .....	53
<b>Figure 4.6</b> : les réactions des tuyaux .....	54
<b>Figure 4.7</b> : les valeurs des réactions.....	54
<b>Figure 4.8</b> : spectre de réponse du RPA .....	57
<b>Figure 5.1</b> : Eléments du rack .....	60
<b>Figure 5.2</b> : ferme en N .....	61
<b>Figure 5.3</b> : Différentes vue de Rack B1 .....	62
<b>Figure 5.4</b> : Différentes vue de Rack B2.....	63
<b>Figure 5.5</b> : Différentes vue de Rack A1 et A2.....	63
<b>Figure 5.6</b> : Les Modes de Rack B2.....	69
<b>Figure 5.7</b> : Les Modes de Rack B1 .....	70
<b>Figure 5.8</b> : Les Modes de Rack A1 et A2.....	72
<b>Figure 5.9</b> : joints sismique .....	75
<b>Figure 6.1</b> : longueur de flambement de la membrure .....	85
<b>Figure 6.2</b> : longueur de flambage $l_k$ barres des poutres a treillis .....	85
<b>Figure 7.1</b> : Assemblage solive-membrure. ....	98
<b>Figure 7.2</b> : Solive sollicitant le plus l'assemblage.....	99
<b>Figure 7.3</b> : Disposition des pinces .....	99
<b>Figure 7.4</b> : Schéma d'assemblage solive-membrure .....	100
<b>Figure 7.5</b> : Les efforts sollicitant l'assemblage .....	102
<b>Figure 7.6</b> : Membrure sollicitant le plus l'assemblage .....	102
<b>Figure 7.7</b> : Assemblage poteau-membrure .....	104
<b>Figure 7.8</b> : Assemblage ferme-poteau .....	106
<b>Figure 7.9</b> : Poteau sollicitant le plus l'ancrage .....	108

<b>Figure 7.10</b> : schéma des longueurs et pinces .....	109
<b>Figure 7.11</b> : Schéma de dimensionnement de la tige d’ancrage .....	109
<b>Figure 7.12</b> : Position des sections .....	111
<b>Figure 7.13</b> : Décomposition du diagramme des moments.....	111
<b>Figure 7.14</b> : Longueur de la section 2-2 .....	112
<b>Figure 7.15</b> : Distance de bras de levier .....	113
<b>Figure 8.1</b> : Dimensions de la semelle .....	115
<b>Figure 8.2</b> : Schéma de ferrailage.....	125
<b>Figure 8.3</b> : Schéma de ferrailage des longrines .....	127
<b>Figure 9.1</b> : Présentation de la structure en 3D avec le logiciel TEKLA.....	129
<b>Figure 9.2</b> : Présentation de la structure vue x-y.....	129
<b>Figure 9.3</b> : Présentation de la structure vue en plan avec le logiciel TEKLA .....	130

## Notations

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d’exploitation

**F<sub>pipe</sub>** : Effort de frottement de la tuyauterie sur son support

**P<sub>tube</sub>** : Poids de tube

**P<sub>isolation</sub>** : Poids de l’isolation

**P<sub>fluide</sub>** : Poids de fluide

**D**: Diamètre de tube

**W<sub>pipe</sub>** : Vent sur la tuyauterie

**W<sub>rack</sub>** : Vent sur le rack

# Liste des Tableaux

<b>Tableau 2.1</b> : nappe inférieure .....	21
<b>Tableau 2.2</b> : nappe supérieure.....	21
<b>Tableau 3-1</b> : Charges sur la nappe niveau (2).....	27
<b>Tableau 3-2</b> : Charges sur la nappe de niveau (3).....	28
<b>Tableau 3.3</b> : les actions des tuyauteries sur les solives de la nappe de niveau (2) .....	28
<b>Tableau 3.4</b> : les efforts qui sollicitent les différents éléments de la ferme .....	34
<b>Tableau 3.5</b> : longueurs de flambage $l_k$ des barres de poutres a treillis .....	34
<b>Tableau 3.6</b> : les sections des différents éléments .....	37
<b>Tableau 4.1</b> : Valeurs de $C_f$ .....	40
<b>Tableau 4.2</b> : Valeurs de $\Psi_\lambda$ .....	40
<b>Tableau 4.3</b> : Valeurs des coefficients de force .....	41
<b>Tableau 4.4</b> : fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent .....	43
<b>Tableau 4.5</b> : Paramètre quasi-statique de la réponse .....	44
<b>Tableau 4.6</b> : fonction d'admittance aérodynamique calculée par travées .....	44
<b>Tableau 4.7</b> : valeur de $R_x^2$ , $g$ et $\gamma$ par travées .....	45
<b>Tableau 4.8</b> : Les valeurs du coefficient de dynamique.....	45
<b>Tableau 4.9</b> : les valeurs de $W_{(z_j)}$ et $q_j$ pour toutes les travées.....	46
<b>Tableau 4.10</b> : les efforts de frottement au niveau 2 .....	52
<b>Tableau 4.11</b> : les efforts de frottement au niveau 3 .....	53
<b>Tableau 4.12</b> : les efforts de réaction des tubes .....	54
<b>Tableau 4.13</b> : les critères de facteur de qualité de RPA .....	57
<b>Tableau 4.14</b> : combinaisons à l'ELU.....	58
<b>Tableau 4.15</b> : combinaisons à l'ELS .....	59
<b>Tableau 4.16</b> : combinaisons du RPA.....	59
<b>Tableau 5.1</b> : sections choisis.....	64
<b>Tableau 5.2</b> : Résultats du dimensionnements du Rack B2 .....	67
<b>Tableau 5.3</b> : Résultats du dimensionnements du Rack B1 .....	67
<b>Tableau 5.4</b> : Résultats du dimensionnements du Rack A1 .....	67
<b>Tableau 5.5</b> : Nombre de mode et participation modale pour le Rack B2.....	68
<b>Tableau 5.6</b> : Nombre de mode et participation modale pour le Rack B .....	69

<b>Tableau 5.7</b> : Nombre de mode et participation modale pour le Rack A2.....	71
<b>Tableau 5.8</b> : Nombre de mode et participation modale pour le Rack A1.....	71
<b>Tableau 5.9</b> : calcul du poids total de la structure « W ».....	74
<b>Tableau 5.10</b> : vérification de l'effort tranchant à la base .....	74
<b>Tableau 5.11</b> : Déplacements sismique des structures.....	76
<b>Tableau 5.12</b> : Déplacement en tête des poteaux .....	77
<b>Tableau 6.1</b> : vérification des solives du Rack B1 .....	80
<b>Tableau 6.2</b> : vérification des solives du Rack A2.....	81
<b>Tableau 6.3</b> : Vérification de la membrure de l'élément 2 .....	87
<b>Tableau 6.4</b> : Vérification de la membrure de l'élément 3 .....	88
<b>Tableau 6.5</b> : Valeurs limitées pour les flèches verticales .....	95
<b>Tableau 6.6</b> : Valeurs des flèches verticales des solives.....	96
<b>Tableau 6.7</b> : Valeurs des flèches des fermes .....	96
<b>Tableau 6.8</b> : Valeurs limites des flèches horizontales .....	97
<b>Tableau 6.9</b> : Valeur des déplacements en tête des poteaux .....	97
<b>Tableau 7.1</b> : Valeurs des efforts .....	108
<b>Tableau 8.1</b> : Sollicitation sur la semelle .....	115
<b>Tableau 8.2</b> : Sollicitations à la base de la semelle.....	118
<b>Tableau 8.3</b> : la vérification des contraintes .....	119
<b>Tableau 8.4</b> : Résumé du ferrailage .....	125

# Introduction générale

# Introduction générale

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation.

Selon la destination, la construction métallique se divise en deux grandes catégories: la charpente métallique (bâtiments, halls, ponts, tours, etc.), et la chaudronnerie (réservoirs, cuves, etc.). Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage des différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée réponde à son usage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons étudié durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures, nous avons choisi ce travail porté sur une étude détaillée d'un supportage de tuyauterie.

C'est un ouvrage utilisé pour le transport aérien des canalisations, l'étude devra solutionner le dimensionnement avec la prise en compte des conditions de service, pour éviter les déboires technique et réaliser le rack avec un coût économique.

Ce projet traitera de ce fait :

- Des effets de dilatation de tuyauterie sur son système porteur en plus des actions courantes.
- De la modélisation et du prédimensionnement du rack.

L'étude se fera suivant les étapes suivantes :

- Une première étape portera sur la présentation des systèmes supportage de tuyauterie.
- Une deuxième sur la présentation du projet.
- La troisième portera sur la détermination des actions et le prédimensionnements des éléments.
- La quatrième traitera l'étude climatique.
- La cinquième sur la modélisation et le calcul sismique.
- La sixième abordera la vérification de l'ossature.
- La septième portera sur l'étude de l'assemblage de l'ossature.
- La huitième définira l'infrastructure de l'ossature.
- La neuvième et dernière étape portera sur le logiciel Tekla Structures.

Nous terminerons le travail par une conclusion générale.

# CHAPITRE I

GENERALITES

## Introduction

Les systèmes de supportage englobent dans leurs définitions les composantes d'une structure dont le but est l'acheminement d'éléments essentielles à la bonne marche d'unité de production ou de stockage.

Ces composantes se divisent en structures portantes, tuyauterie, systèmes de câblages dispositifs d'attache, dispositifs de compensation des déformations que l'on définira dans le chapitre ici présent.

### I.1 Les structures portantes

C'est les éléments destinée à supporter le poids de la tuyauterie ainsi celui de tous les équipements qui lui sont associés telle que les organes de robinetterie, pot de décantation, filtres et appareils de mesure, les coudes en plus des éléments de liaison.

Ces supports sont aussi destinée à orienter et reporter les effets des sollicitations exercées par la tuyauterie sur l'environnement et sur elle-même : et d'une façon générale, supprimer ou limiter un à six degrés de liberté d'un point particulier de la tuyauterie. Cette deuxième condition conduit à distinguer :

- a) **le support élastique** : dont la réaction varie linéairement avec la position de la tuyauterie, et dont la réalisation la plus courante est le ressort hélicoïdal.
- b) **le support à portance constante** : dont la réaction, égale au poids de la portion de tuyauterie à supporter, ne varie pratiquement pas quelle que soit la position verticale de la tuyauterie qui est fonction de la dilatation. Le contrepoids est le type parfait de ce genre de support.

Les structures portantes ce sont généralement des structures en aciers, de conception plus ou moins compliquée. On distingue :

#### I.1.1 Les racks

Ce sont des charpentes utilisées pour supporter les nappes de tuyauterie, les racks lient entre les machines dans les complexes industrielles, ce sont une suite de portiques reliés entre eux au niveau de la partie supérieure (figure 1.1).

Les racks peuvent être à un ou deux niveaux. Cette dernière configuration conduit évidemment à plus des difficultés de montage et d'entretien est aussi plus couteuse mais offres par contre un gain important de surface au sol essentiel dans un complexe de production ou de stockage.

La hauteur sous rack doit permettre la circulation éventuelle des engins mécanisés. Une hauteur de 5 m pour les traversées de routes et de 4 m dans les autres zones est couramment admise [1].

Les racks sont souvent surdimensionnés à l'origine, afin de prendre en compte la mise en place de tuyauteries nouvelles dans le futur [1].

Leur calcul tien compte en plus des actions habituelles (climatiques, permanentes) de l'action du frottement des patins, certaines parties sont renforcées pour reprendre les charges au niveau du point de fixation entre tuyauterie et support lesquels sont plus sollicités [1].

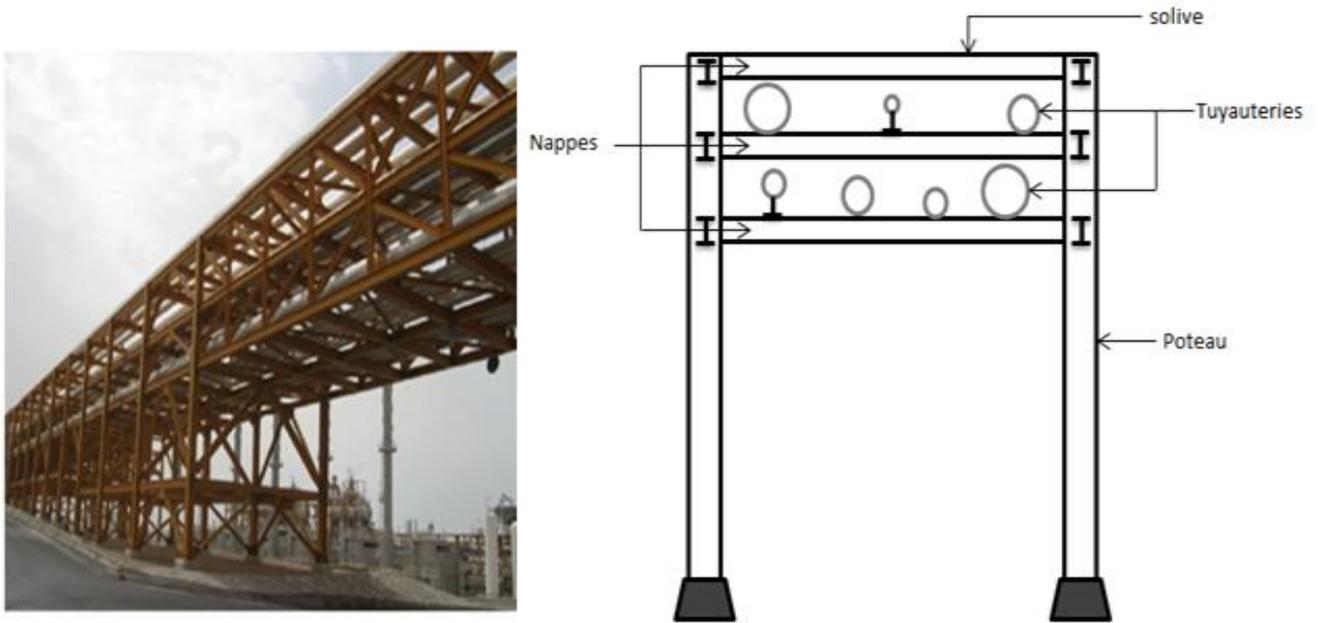


Figure 1.1 : Pipe rack

## I.2 Les éléments de structures isolées

Sont des structures portantes avec des configurations moins complexes que les racks. On distingue :

### I.2.1 Les consoles

Si la tuyauterie chemine près d'un mur ou d'une charpente verticale, la liaison sera réalisée par un fer U ou L scellé ou soudé sur la paroi verticale avec ou non un bracon, suivant l'importance du moment fléchissant au droit de l'attache (figure I.2 et I.3).

La liaison entre la tuyauterie et la console peut être réalisée par tirants ou par patins, dans ce dernier cas, on s'assurera que la console peut subir, sans déformation importante [1].

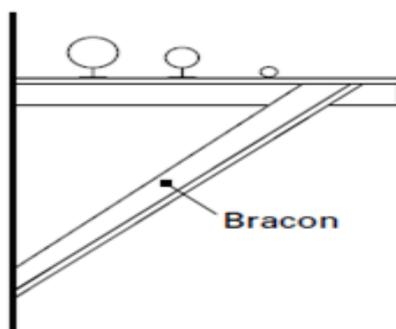


Figure I.2 : Console avec liaison par patins

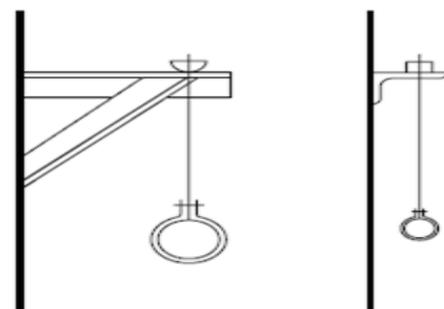


Figure I.3 : Console avec liaison par tirant

### I.2.2 Les poteaux

Pour un nombre réduit de tuyauteries aériennes légères qui cheminent à l'extérieur d'un complexe sans possibilité de fixation sur des structures voisines existantes, une solution consiste à installer des poteaux avec des solives fixées à leurs extrémités, sur lesquels les tuyauteries chemineront [1], différents profils sont utilisés (figure I.4 et I.5). Il ne faut pas oublier de tenir compte, dans le calcul des poteaux, des effets du vent.

L'inconvénient majeur est la travée entre deux poteaux, qui plus elle est réduite plus le gain d'espace est amoindri.

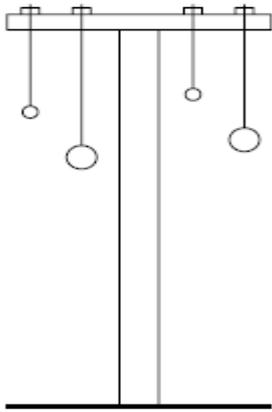


Figure I.4 : Poteaux avec liaison par tirants

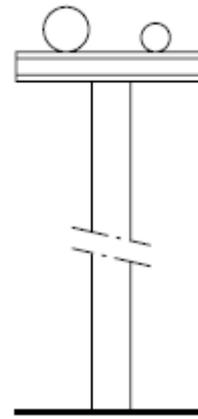


Figure I.5 : Poteaux avec liaison par patins

### I.2.3 Les caténaires

Il règle l'inconvénient des travées limitées des poteaux, car il n'est pas toujours possible ou économique d'installer des poteaux tous les 5 m ou 6 m pour supporter une ou deux tuyauterie.

Une caténaire se compose d'un câble tendue entre deux poteaux, des pendards serviront de liaison entre le câble et les canalisations [1], le problème pour ces genres d'éléments porteur est essentiellement lié au vent latéral, par sa grande sensibilité.

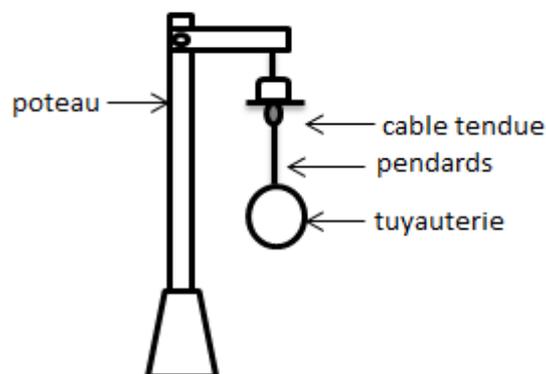


Figure I.6 : Schéma d'une caténaire

### **I.2.4 Les consoles sur équipements**

Au vu de l'impossibilité d'installer des charpentes autour de certains équipements ou machineries. Dans les unités de raffinage ou en pétrochimie par exemple, il n'est guère possible d'installer des charpentes autour de certains équipements, comme des tours de distillation ou des grosses tuyauteries, et il peut être intéressant de fixer des consoles sur ces équipements, avec l'accord de leur constructeur [1]. Il ne faut pas oublier de tenir compte à la fois des déplacements des tuyauteries mais aussi de l'équipement (vibrations, éléments mobiles) afin de déterminer le bon support.

### **I.3 Les tuyauteries**

Les tuyauteries véhiculent un fluide sous une pression et à une température données durant toute la période de fonctionnement prévue.

Dans les trois directions de l'espace la tuyauterie, durant sa vie, se trouve soumise à des actions qui engendrent des contraintes, celle-ci peuvent être introduites à l'origine, par la fabrication et le montage, ou bien plus tard pendant les essais, en fonctionnement ou à la mise à l'arrêt, il y'a deux études parallèles à réaliser sur la tuyauterie.

#### **I.3.1 Etude de dimensionnements**

C'est le calcul des épaisseurs des différents composants, ces données nous sont fournis (chapitre 2 Tableau 2.1 et 2.2), on citeras a titre exemple l'utilisation pour le dimensionnement de l'effet des pressions intérieures et extérieures dans le cadre de la résistance, l'effet de la pression critique dans le cadre des déformation (voilement du tube), l'effet du faux rond initial (pour des tubes roulés soudés de grand diamètre qui ne sont pas parfaitement circulaire) ou la pression critique sera réduite [2].

#### **I.3.2 Etude des actions**

Porte sur l'analyse des charges sur les supports et des réactions induites par ces dernières, dans cette étude deux types de cas sont rencontré on a concrètement :

- Des tuyauteries aériennes ou le montage est dit à libre dilatation permettant d'absorber le mouvement comme ceux de la dilatation et des déplacements différentiels du support sans contraintes excessives dans le système, de type de montage correspond à la plus grande majorité des conduites aériennes, il existe cependant des exceptions notamment pour les conduites de transport [2], c'est le cas dis a libre qui est traité dans notre projet de rack.
- Des tuyauteries enterrées ou en galeries avec des dilatations bridées ; elles sont bloquées dans le sol par frottement, comme pour le premier cas il existe des exceptions comme lors de l'utilisation de coussin d'expansion aux changements de direction (sorte de couverture) [2].

### **I.4 Les liaisons et attaches**

Il existe une multitude d'équipements d'attaches et de liaisons, ils jouent différent rôle dans la conservation du bon fonctionnement de l'ouvrage, on les mets en place après calculs en fonction de la réponse des tuyauteries aux sollicitations diverses (dilatation, séisme, poids... etc.), on distingue :

- La liaison rigide totale, ou partielle (unidirectionnelle ou multidirectionnelle).
- La liaison élastique.
- L'attache.

### 1.4.1 Les liaisons rigides

Ce sont les liaisons les plus courantes elles peuvent être soit totalement ou partiellement rigide, et cela dans une ou bien dans plusieurs directions, leurs utilisations sont définies comme suite :

#### a) Effet sur le poids (liaisons poids)

Elles ont un rôle de liaison avec les structures portantes, liées à la tuyauterie elles réserveront cette dernières de l'usure du au frottement notamment, les liaisons qui jouerons ce rôle devront être mises en place aux points de la tuyauterie qui ne subissent pas de déplacements verticaux [1].

#### b) Effet sur la dilatation (liaison-dilatation)

En bloquant ou libérant les mouvements de la tuyauterie dans une ou plusieurs directions, la liaison modifiera les composantes des effets exercés dans les ancrages suivant l'ordre voulue afin de soulager certaines portions très sollicitées en surchargeant des zones moins contraintes.

Il n'existe pas encore de méthode analytique permettant de définir la position des points de liaison sur la tuyauterie pour obtenir un résultat défini à l'avance, la mise en place se fera par tâtonnements jusqu'à obtenir des résultats satisfaisants.

De plus ces liaisons pourront répartir les déplacements, et le flambage des tuyauteries [1].

#### c) Effet sur le séisme (liaison-séisme)

La liaison modifie la fréquence de la tuyauterie en limitant le nombre de modes situés dans la zone de forte accélération du diagramme de réponse, les liaisons utilisées à cette effet ne sont nécessaires que lors d'in séisme, elles ne doivent pas entraver les déplacements usuelle comme la dilatation, les point qui doivent être immobilisés lors du séisme auront des dispositifs qui n'exerceront une liaison que lors d'un déplacement rapide de la tuyauterie. Ce sont les butées auto blocables (butées dynamiques) [1].

#### 1.4.1.1 Les types de liaisons rigides

##### a) Les patins

Ils sont utilisées comme supports libres ils n'empêchent ni translation ni rotation ils jouent le rôle de liaison avec la structure sous-jacente et protègent la canalisation de l'usure dus aux dilatations et déplacements [1].

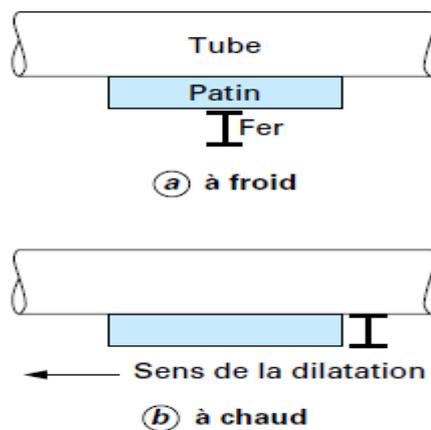
Ce type de supports très utilisé en raffinerie, pétrochimie lorsque l'on dispose d'une structure sous-jacente (charpente, racks ou sol). Ses inconvénients sont :

- le risque de désengagement.
- les frottements.

### 1. Le risque de désengagement du patin :

Il peut être dû à une longueur insuffisante du patin, mais aussi il faut s'assurer que l'effort vertical de dilatation reste inférieur au poids, car dans le cas contraire, le soulèvement du patin qui en résulterait risquerait de provoquer son désengagement latéral.

Le plus souvent le désengagement latéral du patin est le résultat d'un positionnement défectueux au montage. A chaud, la dilatation conduit à ce que le patin ne repose plus sur le fer sur lequel il devrait glisser (figure I.7), ce qui provoquera, lors du refroidissement de la tuyauterie, une détérioration de la charpente secondaire et un arrachement du patin avec éventuellement une fissuration de la paroi du tube. Pour éviter cet incident, il suffirait de positionner convenablement, lors du montage, le patin par rapport au fer sur lequel il repose. En fait, il est plus simple de prévoir des patins dont la longueur est très supérieure à la dilatation (3 fois) et de les monter centrés sur leur fer d'appui [1]



**Figure 1.7** : Phénomène de désengagement

### 2. les frottements :

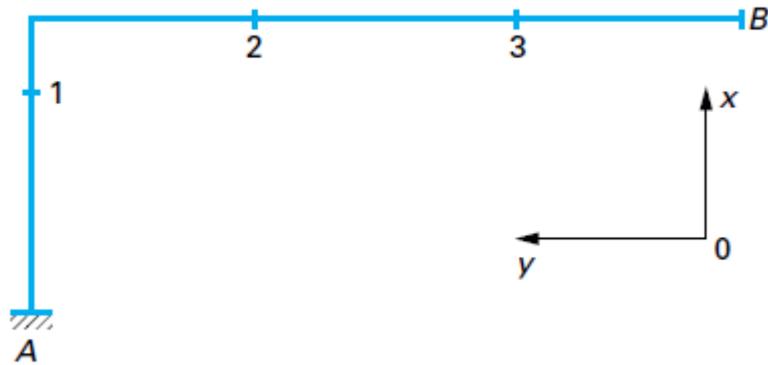
C'est l'inconvénient majeur des patins. Examinons le comportement d'une ligne AB avec 3 supports à patins (figure 1.8) et en particulier le mouvement de la tuyauterie au droit du support 1. Lors de la mise en température, la branche B se dilate, mais la tuyauterie au point 1 ne se déplacera pas dans la direction Oy si la force exercée par la tuyauterie sur le support est inférieure à la force de frottement du support sur son embase. Dès que cette limite est atteinte, le patin se déplace, débridant la tuyauterie. La réaction de celle-ci diminuant, le support peut de nouveau se bloquer et nécessiter l'effort maximal pour glisser de nouveau. En fait, à un moment donné, la force sur la tuyauterie au droit du patin sera comprise entre  $F_f$  et 0.

Rappelons que la force  $F_f$  est égale à :

$$F_f = W \cdot \mu_0$$

Avec :

- **W (daN)** : poids repris par le support,
- **$\mu_0$**  : Coefficient de frottement,
- **$F_f$  (daN)** : force horizontale à exercer pour déplacer le support.



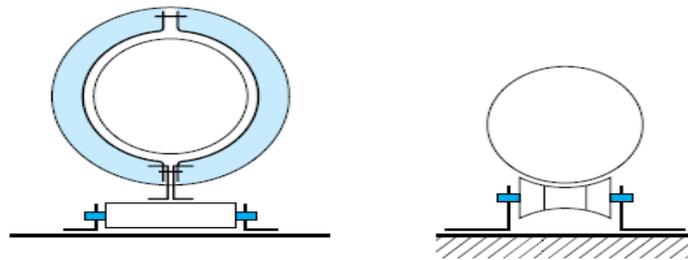
**Figure 1.8 :** Tuyauterie avec trois patins

Pendant très longtemps, la solution idéale pour combattre le frottement était d'éviter les patins et d'utiliser des pendards ; mais, dans le cas de tuyauteries extérieures, cette solution est coûteuse et seule la solution des patins est à retenir.

L'utilisation du polytétrafluoréthylène (PTFE), plus couramment appelés TÉFLON, a permis d'obtenir des supports avec des coefficients de frottement très faible, une pose aisée et un entretien nul.

### b) Les Rouleaux

C'est l'utilisation d'un cylindre de roulement à la place du patin, il a l'avantage de réduire de 20% la force de frottement par rapport au patin du fait que le frottement de roulement est inférieur au frottement de glissement [1], cependant il se caractérise par un coup de mise en œuvre élevé proportionnelle à la qualité de réalisation et d'un problème de rouille qui recouvre fréquemment les surfaces en contact.



**Figure 1.9 :** Les rouleaux

### c) Les butées multidirectionnelles

Ce type de butée, utilisé souvent pour contrôler la déformation de la tuyauterie, est une combinaison de patins qui comporte, en ce qui concerne le frottement, les mêmes inconvénients que les patins simples. En général, le déplacement axial de la tuyauterie est libre (figure 1.10). Le support de la figure (1.10 a) est à proscrire, malgré sa simplicité, pour les tuyauteries chaudes puisque la dilatation radiale de la tuyauterie est entravée. Le support de la figure (1.10 b) est à utiliser dans ce cas.

Un autre type de butée est représenté (figure 1.10 c) avec une variante (figure 1.10 d). Il s'agit de patins guides soit dans une direction, soit dans deux directions. Dans le cas de la figure (1.10 c), il faut s'assurer que l'effort vertical de dilatation reste inférieur au poids, car dans le cas contraire, le soulèvement du patin qui en résulterait risquerait de provoquer le désengagement latéral du patin. En particulier, ce phénomène risque de se produire sur un rack lors du passage à un niveau inférieur. Il est préférable dans ce cas soit de laisser la tuyauterie libre, soit de prévoir un ressort.

Les supports utilisés dans notre projet sont semblable à ceux des figures (1.10 b) et (1.10 c) qui est un guidage en tube [1] [4].

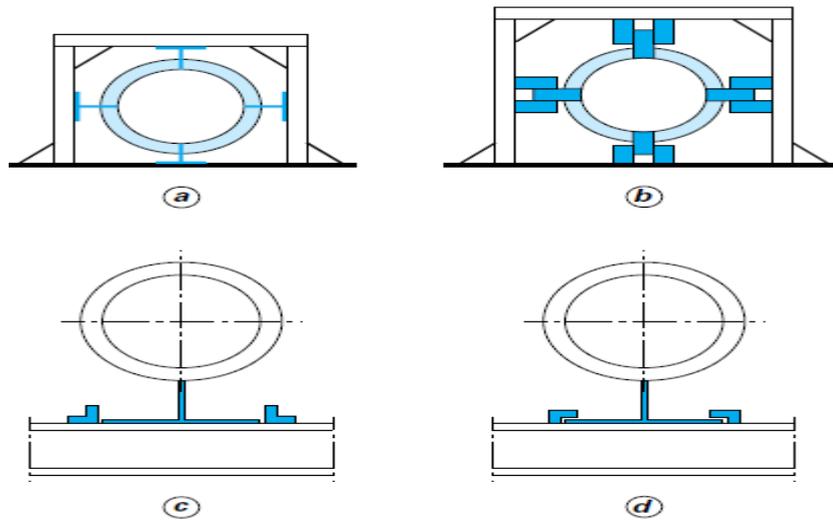


Figure 1.10 : Butée multidirectionnelle

#### d) Les ancrages (point fixes)

Les ancrages peuvent être considérés comme des butées multidirectionnelles bloquant les six degrés de liberté d'un point d'une tuyauterie : les trois déplacements et les trois rotations. Ils permettent d'isoler mécaniquement les différentes parties d'un réseau complexe et d'en effectuer les calculs séparément. La qualité primordiale d'un ancrage sera donc sa grande rigidité d'autant plus, qu'en général, il sera soumis aux efforts maximaux apparaissant dans la ligne [1].

Ils sont constitués par des tubes ou tôles soudés sur la tuyauterie et fortement ancrés aux structures voisines (figure 1.11a et b). Encore faut-il s'assurer que celles-ci sont suffisamment rigides, surtout dans le cas de charpentes métalliques.

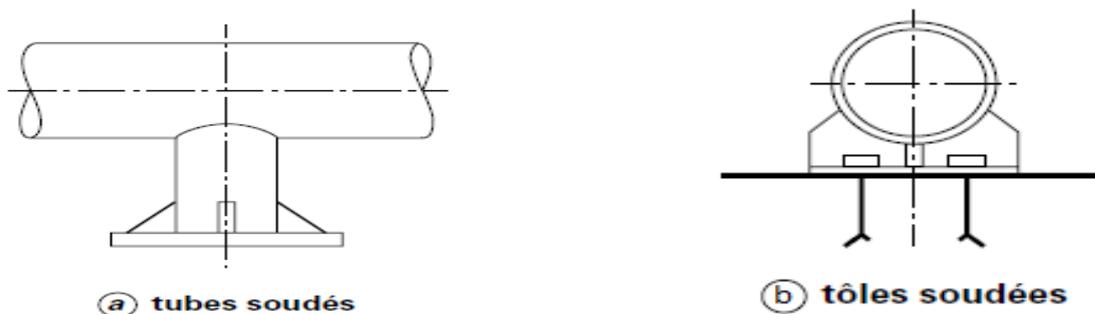
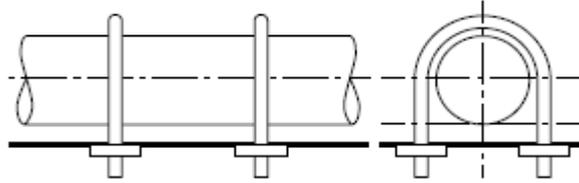


Figure 1.11 : Les ancrages tubes et tôles soudées

Dans le cas de **tuyauteries de petits diamètres**  $D < 50$  mm, l'usage de colliers serrés peut être toléré si la température de service n'est pas trop élevée (de l'ordre de  $100$  °C). Ces colliers sont d'utilisation courante pour les tuyauteries travaillant à température ambiante



**Figure 1.12** : Les colliers

Dans la plupart des cas, ces ancrages absorbent des efforts dus à la dilatation, aux séismes, aux vents, etc. Cependant, ils peuvent être soumis à des efforts dus à la pression, dans le cas de lignes comprenant des compensateurs de dilatation non équilibrés

#### e) Les liaisons rigides dynamiques

Dans les fonctions des liaisons rigides nous avons vu leurs rôles dans le cas des séismes, les liaisons rigides dynamiques ou butées dynamiques servent à cet effet, elles bloquent certains points de la tuyauterie lors du séisme, mais la laisse libre de se dilater une fois la période de séisme finie, actuellement il existe deux types de liaisons rigides dynamiques définies ci-dessous :

- Dispositifs à liquide

En temps normal on les apparente a des amortisseurs hydrauliques, le piston du dispositif se déplace en fonction du déplacement de la tuyauterie grâce à un système de transfert d'huile, lors d'un déplacement brutal de la tuyauterie des clapets bloque le transfert de l'huile et de ce fait le piston [1].

- Dispositifs mécaniques (à inertie)

Ce sont des dispositifs mécanique qui transmettent le mouvement brutal lors du séisme a une vis qui elle-même actionne un dispositif de blocage [1].

#### I.4.2 Les liaisons élastiques

Les liaisons élastique sont réalisées grâce à des ressorts hélicoïdaux, les liaisons élastiques sont utilisées comme liaison-poids dans les zones de tuyauterie qui subissent un déplacement verticale (ces zones sont déterminer après le calcul par logiciel), on distingue deux types de supports a ressorts [1] :

##### a) Le ressort nu avec coupelle

Ils sont l'avantage d'être facile à monter, peu couteux et peu encombrant, par contre, généralement leurs raideur est élevée, ils ne comportent pas d'indicateur de tarage (ce dernier détermine la capacité de charge du ressort), blocage difficile lors des épreuves hydrauliques et ne sont pas préтарé, ils sont utilisés pour de faibles déplacement  $\approx 10\text{mm}$  (figure 1.13).

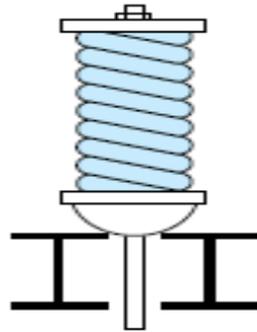


Figure 1.13 : Ressort nu avec coupelle

### b) La boîte à ressort

Ce sont des appareils plus sophistiqués, qui n'ont pas les inconvénients des supports nus et qui ont les avantages suivants :

- leur raideur est plus faible ; les catalogues des différents fabricants offrent, dans toute la gamme, deux et parfois trois séries ayant des raideurs différentes, le rapport des raideurs de deux séries étant un nombre entier (superposition de 2 ou 3 ressorts identiques) ;
- ils peuvent être prétarés et ils comportent un indicateur de tarage et, en général, un dispositif de blocage pour les éprouves hydrauliques. Ils existent en versions **pendues** ou **posées**.

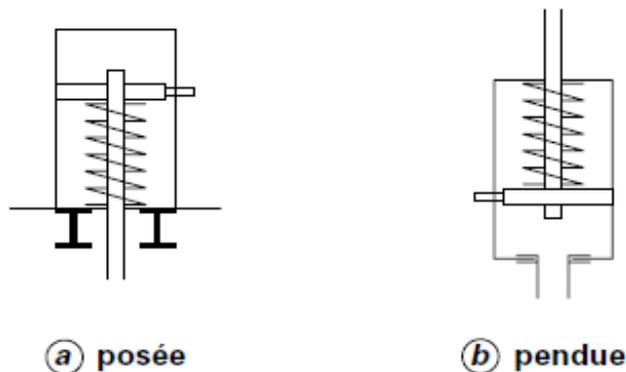


Figure 1.14 : Boite à ressort

### 1.4.3 Les attache

Un ensemble de pièces qui peuvent être standardisées et qui relient le tuyau à la charpente secondaire. On les utilisera pour les tuyauteries froides qui ne subissent pas de dilatation, on distingue 2 familles d'attaches selon leurs mode de fixation sur le tube : les attaches intégrales, soudées sur la paroi du tube et les attaches non intégrales, maintenues par contact avec ou sans serrage [1].

#### 1.4.3.1 Les attaches intégrales

a) L'oreille (figure 1.15 a) : constituée par un plat soudé elle est utilisée pour les tuyauteries horizontales et verticales [1].

b) Le trunion (figure 1.15 b et c) : constitué d'un tube soudé, c'est l'attache la plus utilisée pour les tuyauteries épaisses horizontales ou verticales [1].

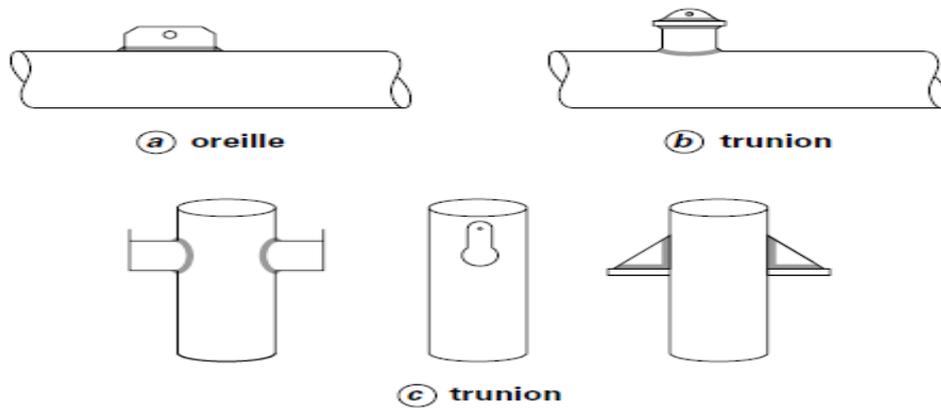


Figure 1.15 : Attachements intégrales

### 1.4.3.2 Les attaches non intégrales

Dans ce type d'attaches, la réaction entre le tube et le support proprement dit est répartie par contact. Le collier en est le type le plus répandu ainsi que l'étrier et le crochet. Ces attaches ont l'avantage de ne pas imposer une localisation précise au moment du montage et de permettre un réglage. Par contre, elles ne peuvent pas, surtout à haute température, supporter des efforts importants ayant tendance à les faire tourner ou glisser, puisque le serrage initial risque de disparaître par relaxation.

Dans le cas de tuyauterie verticale, des taquets doivent être soudés sur la tuyauterie pour éviter le glissement du support [1].

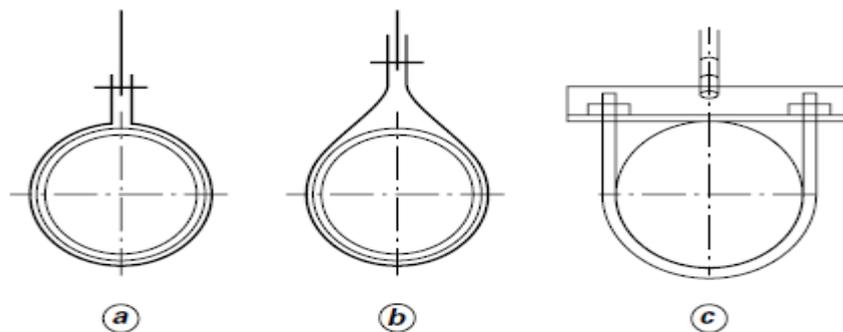


Figure 1.16 : Attache non intégrale

Différents types de colliers et d'étriers sont représentés sur la (figure 1.16). Le type de la (figure 1.16 a) est surtout utilisé pour les tuyauteries dont les conditions de service sont sévères. Le serrage, même relatif, sur la tuyauterie, interdit des déplacements qui, dans le cas de tuyauteries calorifugées, endommagent le calorifuge (figure 1.16 b). Les types d'attaches des figures (1.16 b et c) sont utilisés pour des tuyauteries basse pression.

Remarque : il existe un troisième type de liaison dite à réaction constante non définie par manque de données.

## 1.5 Les compensateurs de dilatation

Dans le cas où la flexibilité propre de la tuyauterie est insuffisante et de ce fait les réactions produites par la dilatation de la tuyauterie sont plus qu'excessives on utilisera des organes flexibles intercalés sur la tuyauterie dit compensateurs de dilatation ceci afin de reprendre les contractions ou les dilatations dues aux variations de températures.

Les compensateurs sont constitués d'un ou plusieurs soufflets comportant une ou plusieurs ondes, ils sont de différentes formes cela suivant les constructeurs et les conditions d'utilisation [3].

### 1.5.1 Caractéristiques des compensateurs

#### 1.5.1.1 L'effet de fond

C'est un phénomène d'extension qui se produit aux extrémités du compensateur au niveau des dernières ondes raccordées à la tuyauterie, en effet sur les parois des ondes, la pression vient exercer une force axiale qui est reprise, pour part, par le demi-tore en sommet d'ondulation et, pour une autre part, par le demi-tore à la base de l'ondulation, en raison de la symétrie du profil, ces forces sont équilibrées mutuellement lorsqu'il y a plusieurs ondes successives [2] [3].

En ce qui concerne les dernières ondes raccordées à la tuyauterie, elles transmettent ces forces en les cumulant aux forces axiales exercées par la pression dans le tube pour constituer l'effet de fond, ce qui a conduit à la réalisation de compensateurs sans effet de fond réalisé grâce à la mise en place de structure externe telle des tirants de part et d'autre du compensateur quand à la déformation des ondes suite à l'effet de fond les constructeurs augmentent généralement l'épaisseur de l'onde [3].

#### 1.5.1.2 Durée de vie et pression d'éclatement

Ces deux paramètres sont calculer par le fabricant le premier est le nombre maximal de cycles que peut subir un soufflet avant l'apparition d'une fissure, le fabricant détermine le nombre de cycles admissible en fonction des cycles obtenu lors des essais réalisés (Ness) ou  $Nad \cdot Ness/3$ , pour le second il est fonction des matériaux et des dimensions du compensateur [3].

#### 1.5.1.3 Les déplacements

Le compensateur absorbe les déplacements en fonction de la direction du mouvement, on distingue trois cas [2] :

a) Un déplacement axial

Le compensateur se déplace suivant son axe longitudinal, les ondes travaillent en compression ou en extension et le compensateur engendre une force de réaction axial dont la valeur est donnée le par produit de la rigidité fois le déplacement d'une onde.

b) Déplacement angulaire

Le soufflet est sollicité en flexion et comporte, comme pour un tube ordinaire, une zone tendue, et une zone comprimée de part et d'autre de l'axe longitudinal, la valeur du moment de flexion est fournie par le constructeur.

### c) Déplacement latérale

Le soufflet est soumis à deux rotations de sens opposé, on peut obtenir ce mouvement par un soufflet simple ou double.

#### 1.5.1.4 Raideurs du compensateur

La raideur est la force par unité de déplacement qu'il faut exercer dans le sens de ce déplacement pour libérer le mouvement, la raideur est exprimée en déca newtons par millimètre (daN/mm) ou en déca newtons mètres par milli radian pour des raideurs de flexion angulaire [3].

#### 1.5.2 Les types de compensateurs de dilatation

On classe les compensateurs suivant leurs capacités à reprendre l'effet de fond et de leurs degrés de liberté dans l'espace [3].

##### 1.5.2.1. Compensateur ne reprenant pas l'effet de fond

###### a) Compensateur simple axial

Il subit une translation suivant l'axe longitudinal obtenu par des points fixes et des guides placés en ligne.

###### b) Compensateur double

Il est équipé de 2 soufflets et autorise tous les mouvements sauf la torsion par rapport à l'axe longitudinal à cause de l'effet de fond, il ne peut être utilisé que pour de très faibles pressions [3].

##### 1.5.2.2. Compensateurs reprenant l'effet de fond

Ces compensateurs sont équipés de structures externes au soufflet. Elles sont raccordées aux extrémités du compensateur et dimensionnées pour supporter l'effet de fond et les efforts externes développés par la tuyauterie. Leur conception permet de satisfaire aux degrés de liberté fixés par le type de compensateur. On les choisies en fonction de déplacement et de la valeur des réactions on a :

###### a) Compensateurs équilibrés

Afin de permettre un déplacement axial, ces compensateurs sont pourvus d'un dispositif annexe équipé d'un seul soufflet coaxial appelé soufflet d'équilibrage, sur lequel se développe un effet de fond antagoniste [3].

###### 1) Compensateur axial équilibré en ligne

Ce type de compensateur nécessite au minimum 3 soufflets. Il est conçu pour fonctionner avec un seul degré de liberté qui est une translation suivant l'axe longitudinal. Le dispositif d'équilibrage, placé au centre du compensateur, utilise un soufflet dont la section effective doit être égale au double de celle de chacun des soufflets d'extrémité. Chaque soufflet subit le même déplacement axial, mais le sens du déplacement est inversé dans le soufflet d'équilibrage de sorte que le volume reste toujours constant.

## 2) Compensateur à té ou à coude équilibré

Le soufflet d'équilibrage a la même section effective que le ou les autres soufflets, mais son déplacement axial est inversé. Il est placé à l'extrémité du compensateur, ce qui nécessite un changement de direction. Le soufflet d'extrémité est relié au soufflet d'équilibrage par des tirants principaux (au minimum 2) supportant l'effet de fond. On distingue 2 types de compensateurs qui se différencient par le nombre de soufflets [3]:

- **Compensateur axial à té ou à coude équilibré** : il est conçu pour fonctionner suivant un seul degré de liberté, qui est une translation suivant l'axe longitudinal.
- **Compensateur universel à té ou à coude équilibré** : ce compensateur (figure 1.17) autorise un déplacement latéral en plus du déplacement axial. Le nombre de degrés de liberté permis est donc de 3 (3 translations suivant les axes principaux).

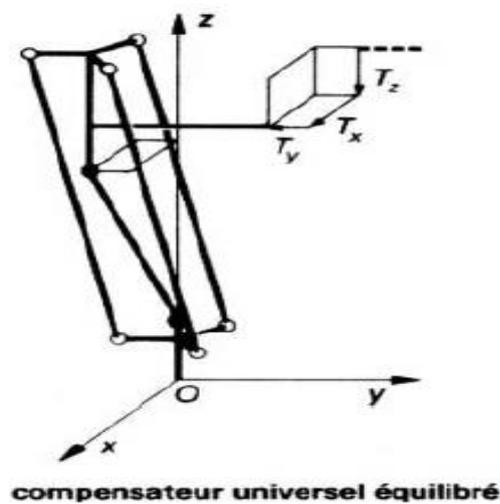


Figure 1.17 : compensateur universel équilibré

### b) Compensateurs angulaires

Ces compensateurs sont constitués d'un seul soufflet. Ils sont équipés de 2 ou 4 articulations. Deux articulations diamétralement opposées constituent une charnière dont l'axe de rotation passe par le centre du soufflet. Ce dernier ne peut travailler qu'en flexion (aucun déplacement axial n'est possible avec ce type de compensateur) [3].

#### 1) Compensateur à charnière

Équipé de 2 articulations, ce compensateur (figure 1.18) n'a qu'un degré de liberté : une rotation autour de l'axe de la charnière qui définit son seul déplacement angulaire.

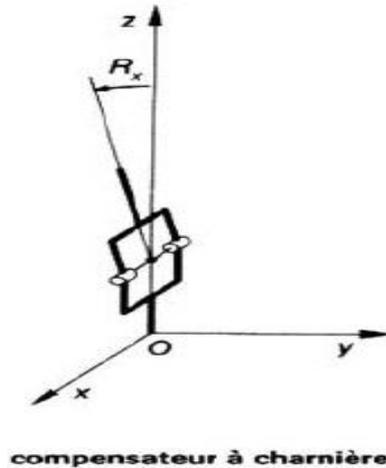


Figure 1.18 : compensateur à charnière

## 2) Compensateur à cardan

Dans ce type de compensateur (figure 1.19), chacune des charnières d'extrémité est articulée sur un anneau de cardan. Les axes de rotation de ces 2 charnières se coupent à angle droit. Le déplacement angulaire autorisé est la résultante des 2 degrés de liberté qui sont des rotations autour de ces 2 axes de charnières[3].

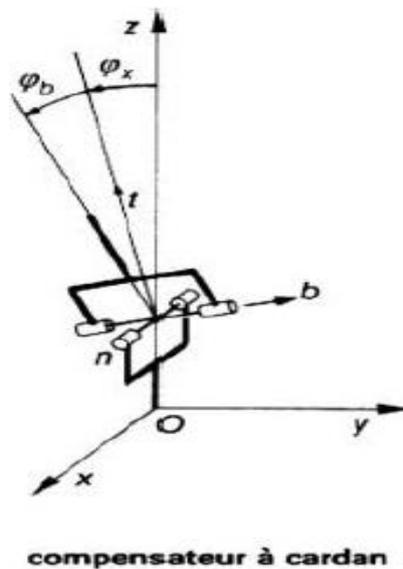


Figure 1.19 : compensateur à cardan

## c) Compensateurs latéraux

Tous ces compensateurs sont équipés de 2 soufflets séparés par une manchette intermédiaire. Les soufflets travaillent toujours en flexion dans un plan défini par le système de reprise de l'effet de fond, qui est propre à chaque type de compensateur [3].

### 1) Compensateur latéral plan

Le compensateur (figure 1.20) est équipé de 4 articulations, diamétralement opposées 2 à 2 par rapport au centre de chaque soufflet, et montées dans un plan longitudinal. Les axes d'articulation sont perpendiculaires à ce plan longitudinal, de sorte que le système peut se déformer dans ce seul plan suivant un parallélogramme. Ce compensateur possède un seul degré de liberté, qui est une translation suivant l'axe défini par 2 articulations diamétralement opposées[3].

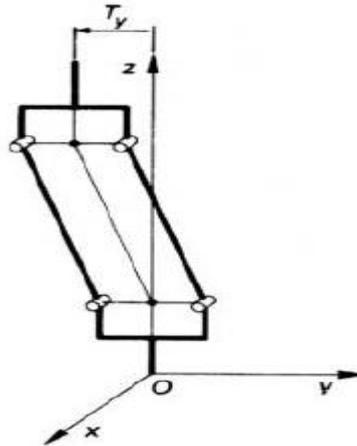


Figure 1.20 : compensateur latéral plan

### 2) Compensateur latéral dit universel

Ce compensateur (figure 1.21) est équipé généralement de 3 tirants ou plus, de sorte que les extrémités se déplacent suivant 2 plans parallèles. Le nombre de degrés de liberté est de 2 (2 translations suivant les 2 axes perpendiculaires à l'axe longitudinal) [3].

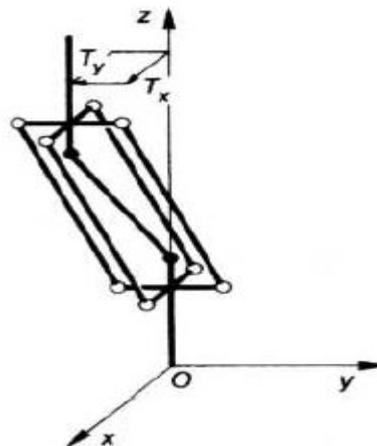


Figure 1.21 : compensateur latéral dit universel

### 3) Compensateur latéral à 2 tirants

Ce compensateur (figure 1.22) est équipé de 2 tirants rotulés à chaque extrémité. Par rapport au compensateur précédent, il autorise une rotation supplémentaire autour de l'axe réunissant les

2 rotules diamétralement opposées, qui constitue le deuxième axe (le premier étant l'axe longitudinal). Le compensateur à 3 degrés de liberté : 2 translations suivant le deuxième et le troisième axe et une rotation autour du deuxième axe[3].

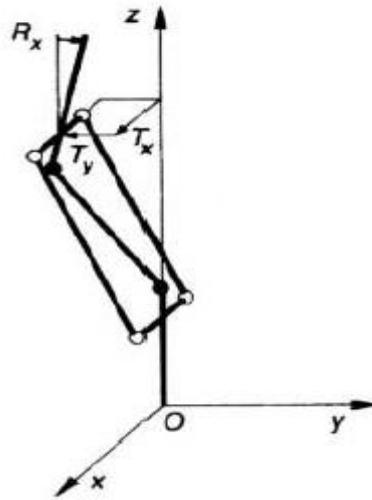


Figure 1.22 : compensateur latéral à 2 tirants

#### 4) Compensateur double charnière

Ce compensateur (figure 1.23) est équipé de 2 charnières reliées entre elles par des bretelles au niveau de la manchette intermédiaire. Les axes de ces charnières sont montés parallèlement, de sorte que le compensateur autorise un déplacement latéral ainsi qu'une rotation supplémentaire. Ces déplacements sont situés dans le plan longitudinal perpendiculaire aux axes des charnières (deuxième axe du système, l'axe longitudinal constituant le premier axe). Ce compensateur possède donc 2 degrés de liberté : 1 translation suivant le troisième axe du système orthonormé et 1 rotation autour du deuxième axe[3].

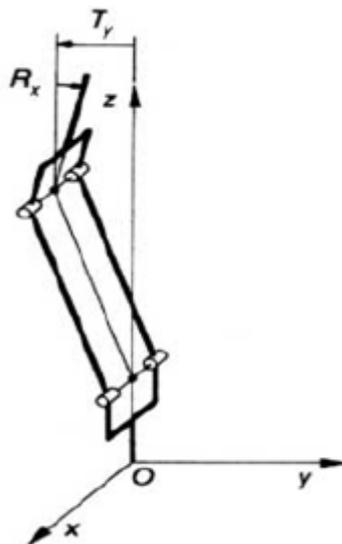


Figure 1.23 : compensateur double charnière

### 5) Compensateurs doubles cardans

Ce compensateur (figure 1.24) est équipé de 2 charnières d'extrémité montées parallèlement et articulées chacune sur un anneau de cardan. Les 2 autres charnières sont reliées entre elles au niveau de la manchette intermédiaire. Ce compensateur possède 3 degrés de liberté : 2 translations suivant les 2 axes orthogonaux des charnières externes et internes et une seule rotation autour de l'une des charnières externes de manière à conserver le parallélisme des charnières internes[3].

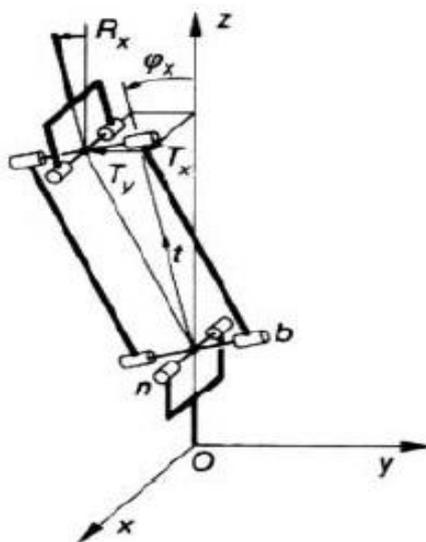


Figure 1.24 : compensateur double cardans

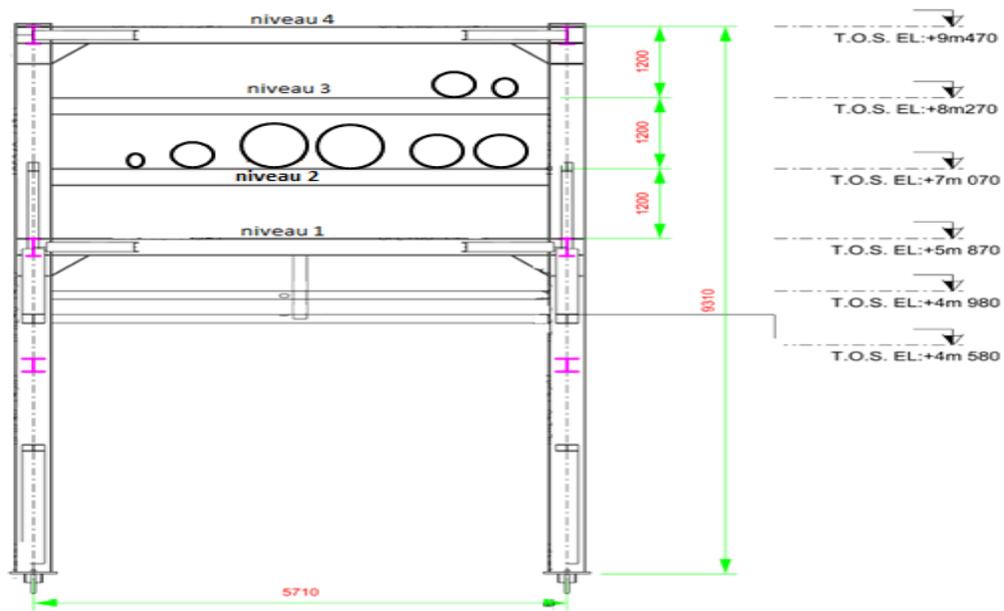
# **CHAPITRE II**

## **PRESENTATION DU PROJET**

## 2.1. Présentation du projet

Notre projet consiste à la conception et le dimensionnement d'un rack de tuyauteries, qui sera implanté au niveau de la Z.A.C de Taharacht, dans la commune d'Akbou à la wilaya de Bejaia au profit de la SARL LAITERIE SOUMMAM. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

Notre Rack est composé de quatre niveaux supportant deux nappes de tuyauterie au niveau 2 et 3 de rack, véhiculant des fluides (liquides et vapeur), le rack sera constitué de portique définissant quatre niveau dont le premier est à 5,87m du sol, le deuxième est à 7,07m, le troisième est à 8,27m et le quatrième est à 9,47m et de largeur de 5.71m (figure 2.1).



**Figure 2.1:** Présentation de notre rack

Les tuyauteries sont présente sur deux niveau seulement, le niveau supérieure (Niveau 3) supportera deux tuyauteries, et le niveau inferieure (Niveau 2) six tuyauteries, suivant le schéma de la figure 2.2, les caractéristique des nappes sont données dans les tableaux 2.1 et 2.2.

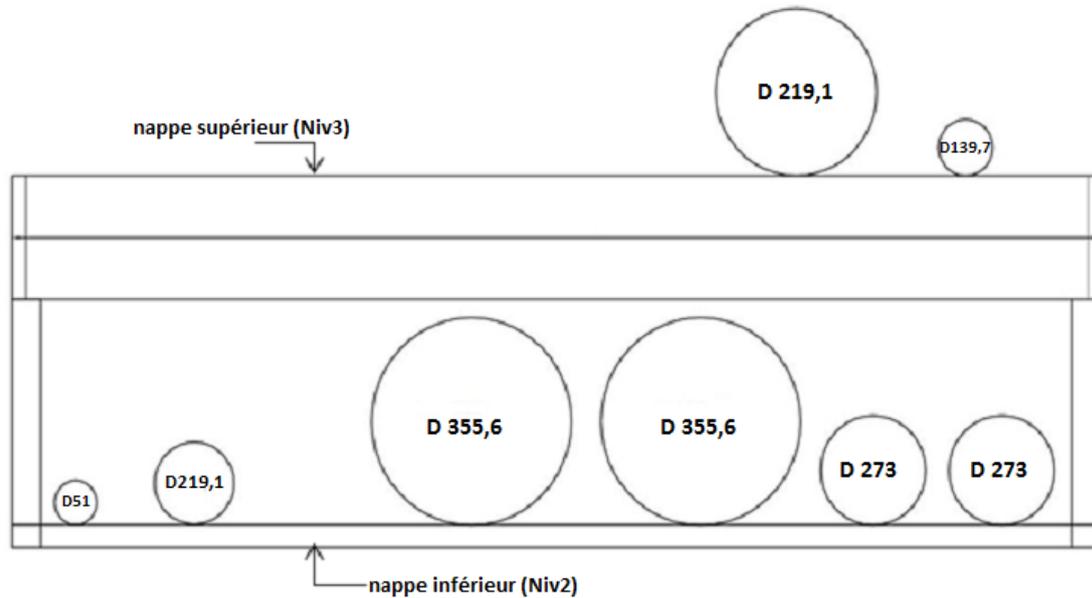


Figure 2.2: Schéma des deux nappes

Tableau 2.1 : nappe inferieure

Tube	contenu	épaisseur(m)
D 273	eau glycolée	0,0030
D 51	eau Adoucié	0,0020
D 219,1	eau de process	0,0024
D 355,6	eau Glacée	0,0029

Tableau 2.2 : nappe supérieure

Tube	contenu	épaisseur(m)
D 219,1	Vapeur condensats	0,004
D 139,7	Vapeur condensats	0,002

### Condition de service :

Les tuyauteries véhiculent des fluides, mis à part les deux tuyauteries désignées par leurs diamètres « D 219.1 » et « D 139.7 » de la nappe supérieure, ces dernières véhiculent de la vapeur condensats.

## 2.2. Dimensions en plan

Dans le plan d'implantation, le rack présente la configuration ci-dessous (figure 2.3) ainsi qu'une vue global de la zone via Google earth (figure 2.4) :

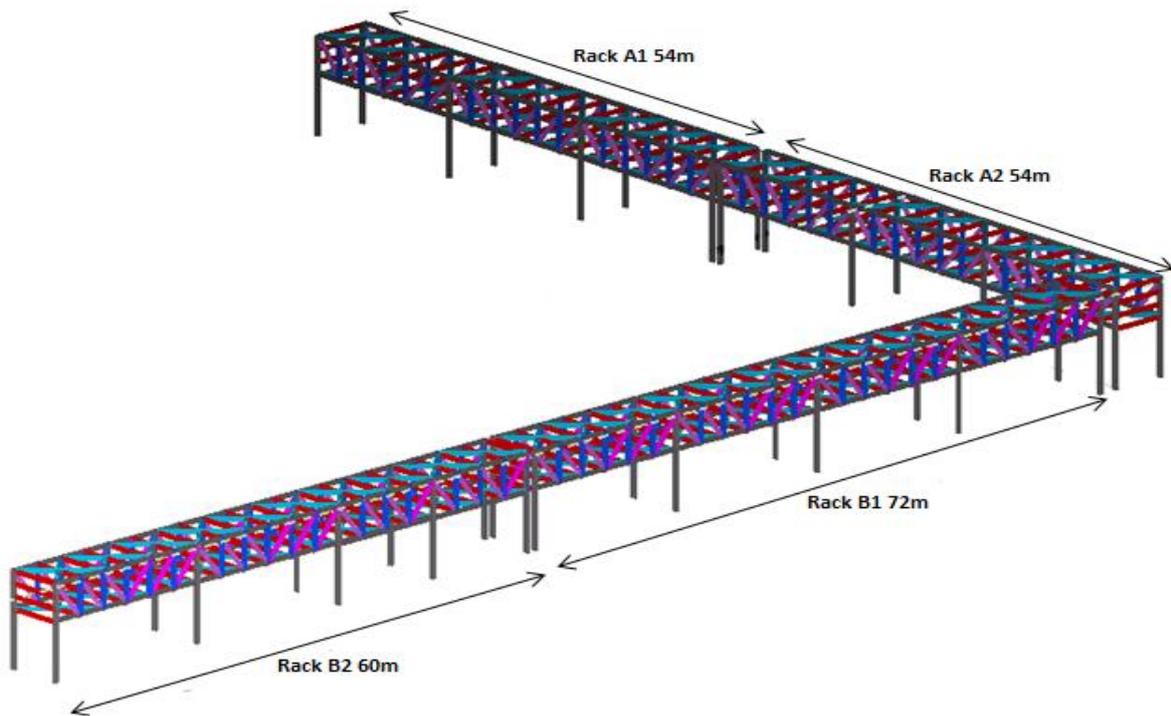


Figure 2.3 : Dimensions du rack



Figure 2.4 : vue de ciel sur la région d'implantation du rack.

### 2.3. Nature du site d'implantation de rack et ces caractéristiques

L'assiette choisie recevoir une construction à usage industriel au niveau de la Z.A.C de Taharacht, dans la commune d'Akbou au profit de la SARL LAITERIE SOUMMAM, est sur un terrain hétérogène.

Le terrain est nu, relativement plat, de constitution argileuse limoneuse très graveleuse en surface, à très graveleuse (TVO) liés par des matrices argileuses limoneuses, avec passage de blocs passage de blocs décimétriques d'origine calcaire avec des altercations de couches minces de gros sables, en profondeur.(rapport du sol)

Vis-à-vis de sa résistance en pointe, le terrain est relativement hétérogène caractérisé par des parties éparses et distinctes. En effet, des dépressions éparses existences autrefois, qui formaient de petits ruisseaux, ont été comblées par les matériaux charriés et transportés par les eaux de crues de oued Tifrit. Car, à l'origine, le terrain n'était pas plat [10].

De ce fait :

1. Entreprendre les travaux de protection (par gabionnage par exemple) de la limite Sud (rive gauche d'oued Tifrit) de l'assiette pour protéger le terrain, avant, durant et après la réalisation du projet.
2. Terrassements en grandes masses au niveau de la couche superficielle de faible à moyenne compacité, allant jusqu'à -2m au moins, de profondeur.

Une fois la plate réalisées, il est recommandé de :

3. Entreprendre scrupuleusement des travaux de compactage du fond de la fouille.
4. La contrainte admissible du sol prise en compte serait de 2.0 bars
5. Surélever le niveau 0.00 de la construction par rapport au TN pour éviter son inondation.

### 2.4. Matériaux utilisés

Les matériaux de construction choisis sont les suivants :

#### 2.4.1. Aciers de constructions pour les éléments de structure

L'acier est le matériau qui constitue les produits longs utilisés dans la réalisation du projet. Un mélange d'oxyde de fer et de coke sera fusionné engendrant de la fonte avec 3 à 4% de carbone, cette fonte subira une réduction du Carbone jusqu'à atteindre un niveau inférieure à 1%, l'acier ainsi obtenu il sera affiné (décarbure et additions chimiques) et laminé à chaud (préchauffé, Etiré, amincis en forme) on obtient ainsi ;

- Des produits longs, ce sont tous les profilés (cornières, tubes, poutres en I, H, U, T)
- Des produits plats, ou les éléments ont une largeur supérieure à l'épaisseur (plaques)

Les caractéristiques, composition chimique et conditions de livraison des nuances d'aciers de construction sont définies par trois normes européennes (NF EN 10025, NF EN 10113, Pr EN 10137) consultables sur internet.

La nuance d'acier utilisée pour la réalisation de notre ouvrage est S235 et ce pour la totalité de la structure ces caractéristique sont données par la norme NF EN 10025, elles sont notées ci-dessous :

- Résistance limite d'élasticité  $F_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinal  $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ daN/mm}^2$
- Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu) \approx 0,4 E$
- Module de cisaillement  $G = 8,1 \cdot 10^3 \text{ daN/mm}^2$
- Poids volumiques  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de poisson  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

### 2.4.2. Aciers pour la réalisation de l'assemblage

Les assemblages sont assurés par boulons et soudures selon les recommandations du RPA 99 chapitre 8.1.1 nous aurons :

- a) Pour un assemblage poteau-poutre d'un portique autostable, celui-ci doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique total de ce dernier.
- b) Dans le cas où les assemblages poteau-poutre d'un portique autostable sont boulonnés, ces assemblage doivent être conçus, calculés et réaliser comme des assemblages travaillants au cisaillement, de type résistant au glissement a l'état limites ultime sont l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- c) Les cordons de soudure des assemblages soudé des portiques autostable doivent être contrôlés par des méthodes non destructif conformes aux normes, et ce particulièrement pour les ouvrages 1A et 1B implantés en zone sismique III.

### 2.4.3. Béton :

On à utiliser un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression :  $F_{c28} = 2,5 \text{ dan/mm}^2$ .
- La résistance caractéristique à la traction :  $F_{t28} = 0,06 \cdot F_{c28} + 0,6 = 0,21 \text{ dan/mm}^2$ .
- Poids volumique :  $\rho = 2500 \text{ dan/m}^3$ .
- Module d'élasticité :  $E = 1400 \text{ dan/mm}^2$ .

### 2.4.4. Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1 de nuance FeE400 avec :

- La contrainte limite d'élasticité est  $F_e = 40 \text{ dan/mm}^2$ .
- Module d'élasticité longitudinal  $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ dan/mm}^2$ .

## 2.5. Règlement utilisés :

Les règlements techniques utilisés sont :

- D. T. R B C 2-2 \*charge permanentes et d'exploitation.
- D. T.R B C 2-4.8 \*règles parasismique algériennes version 2003.
- D. T. R C 2-4.7 \*règlement neige et vent 1999.
- EUROCODE 3 \*calcul des structures en acier.
- EUROCODE 1.2.4 \*actions sur les structures-Actions du vent.
- BAEL91 \*béton armé aux états limites.
- CODETI \*Code française de construction des tuyauteries industrielles.
- CCM97 \*Règle de conception et de calcul des structures en acier.
- RPA \*Actions sismiques
- RNVA 99. V2003 \*Action du vent sur les Racks.
- D'autre recommandation \*AISC, ASCE, IBC.

# **CHAPITRE III**

## **EVALUATION DES CHARGES**

## Introduction

Le CCM 97 définit les actions comme étant les forces et les couples appliquées à la structure (effet directe) ou les déformations imposées par les effets thermiques et les déplacements des appuis (effet indirecte) elles sont classées en trois catégories : permanentes, variables et accidentelle, nous utiliserons cette classification.

### 3.1 Détermination des actions permanentes

Elles comprennent le poids propre des éléments de construction ainsi que celui des éléments fixe. Les tuyauteries sont des équipements fixées de manière permanente à la structure, leurs poids propres et celui de son isolations ainsi que ceux des fluides qui acheminent sont considérées comme action permanente, les charges total de la tuyauterie seront donc la somme des poids propres des tubes, des isolations et des fluides.

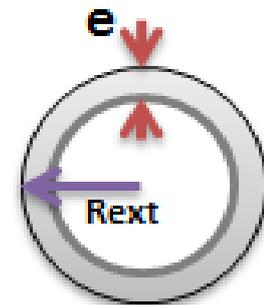
#### 3.1.1 Poids propre des tubes :

Les tuyauteries sont des équipements fixées de manière permanente à la structure, le poids d'un tube pour un mètre de longueur est calculé par la formule suivante :

$$P_{\text{tube}} = \rho * \pi * (R_{\text{ext}}^2 - (R_{\text{ext}} - e)^2) * L \quad (\text{kg/ml})$$

Avec

- **R<sub>ext</sub>**: Rayon extérieure (m).
- **L**: Longueur égale à 1 m.
- **G**: Poids propre (kg/ml).
- **ρ**: Densité du matériau.
- **e**: Epaisseur (m).



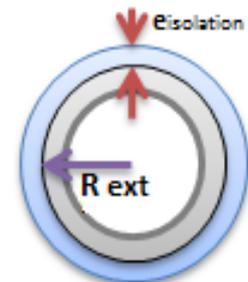
#### 3.1.2 Poids des isolations :

Les tuyauteries sont protégées par des isolations avec des diamètres différents, le poids de l'isolation pour un mètre de longueur est calculé par la formule suivante :

$$P_{\text{isolation}} = \rho_{\text{isolation}} * \pi * (R_{\text{ext}} + e_{\text{isolation}})^2 - R_{\text{ext}}^2) \quad (\text{kg/ml})$$

Avec :

- **ρ<sub>isolation</sub>**: poids propre de l'isolation qui est égale à 70kg/m<sup>3</sup>.
- **e<sub>isolation</sub>**: épaisseur de l'isolation sur le tube.



### 3.1.3 Poids des fluides

Dans le cas de la vapeur ou d'un gaz, le poids est négligeable, et il est d'usage de ne pas en tenir compte pour la détermination du supportage en service.

Dans notre étude nous avons remplacé la vapeur par un fluide de densité  $\rho=1$ , car avant la mise en service des tuyauteries, celle-ci subissent une épreuve hydraulique.

L'épreuve hydraulique : elle permet de s'assurer de la capacité de l'ouvrage a supporté les conditions d'exploitation et de sa parfaite étanchéité [5], elle se réalise par :

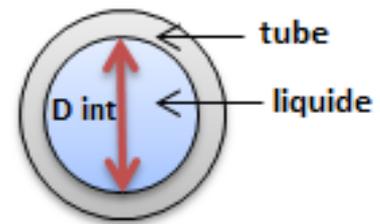
- une épreuve de résistance ou la canalisation est remplier d'eau et pressurisé à une pression supérieure à la pression maximal de service et inférieure à la pression de calcul. Pendant deux heures.
- une épreuve d'étanchéité : pour vérifier l'inexistence de fuite et l'étanchéité totale de l'ouvrage, l'épreuve dure plusieurs heures, la masse d'eau contenue doit être conservé.

Le poids du fluide pour un mètre de longueur de tuyauterie est calculé par la formule suivante :

$$P_{\text{fluide}} = \rho_{\text{fluide}} * \pi * D_{\text{int}}^2 / 4 \quad (\text{kg/ml})$$

Ou:

- $\rho_{\text{fluide}}$  : poids volumique du fluide (kg/m<sup>3</sup>)
- $D_{\text{int}}$  : diamètre intérieure (mm)
- $P_{\text{fluide}}$  : poids proper du fluid (kg/ml)



Les différents poids des tubes, fluides et les isolations pour un mètre de longueur sont donné par les tableaux 3-1 et 3-2 suivant :

**Tableau 3-1** : Charges sur la nappe niveau (2)

Nombre de tube	Tube	contenu	e(mm)	P tube (kg/ml)	P fluide (kg/ml)	e isolation (mm)	P isolation (kg/ml)
02	D273	eau Glycolée	3	19,97	55.96	100	8,20
01	D51	eau Adoucié	2	2.42	1.73	30	0,53
01	D219,1	eau de Process	2,4	12.82	36.05	30	1,64
02	D355,6	eau Glacée	2,9	25,21	96.05	100	10,01
<b>TOTAL</b>				<b>60,42</b>	<b>189.79</b>		<b>20,38</b>

**Tableau 3-2** : Charges sur la nappe de niveau (3)

Nombre de tube	Tube	contenu	e (mm)	P tube (kg/ml)	P fluide (kg/ml)	e isolation (mm)	P isolation (kg/ml)
01	D219, 1	Vapeur condensats	4	21,21	34.98	80	5,26
01	D139, 7	Vapeur condensats	2	6,78	14.46	40	1.58
<b>TOTAL</b>				<b>27,99</b>	<b>49.44</b>		<b>6,84</b>

### 3.2 Prédimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles de conception Algériennes CCM 97.

#### 3.2.1 Pré dimensionnement des solives

Le pré dimensionnement se fera pour les solives les plus chargées (le cas le plus défavorable), dans notre cas c'est les solives de la nappe de niveau 2, qui sont soumises à l'action de poids de six tubes avec leurs isolations et leurs contenus représentée sur le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.3** : les actions des tuyauteries sur les solives de la nappe de niveau (2)

Nombre de tubes	Type de tube	Contenu	$P_{\text{tube}}+P_{\text{fluide}}+P_{\text{isolation}}$ (kg/ml)	Longueur supportée (m)	La Charge q (kg)
2	D273	eau glycolée	84,13	3	252,39
1	D51	eau Adoucié	4,68	3	14,04
1	D219.1	eau de Process	50,51	3	151,53
2	D355.6	eau Glacée	131,27	3	393,81

La solive la plus sollicitée est représentée sur la figure 3.1 ainsi que les efforts qui la sollicitent sur la figure 3.2, et le diagramme des efforts dus aux charges des tuyauteries sur la nappe de niveau 2 sur la figure 3.3.

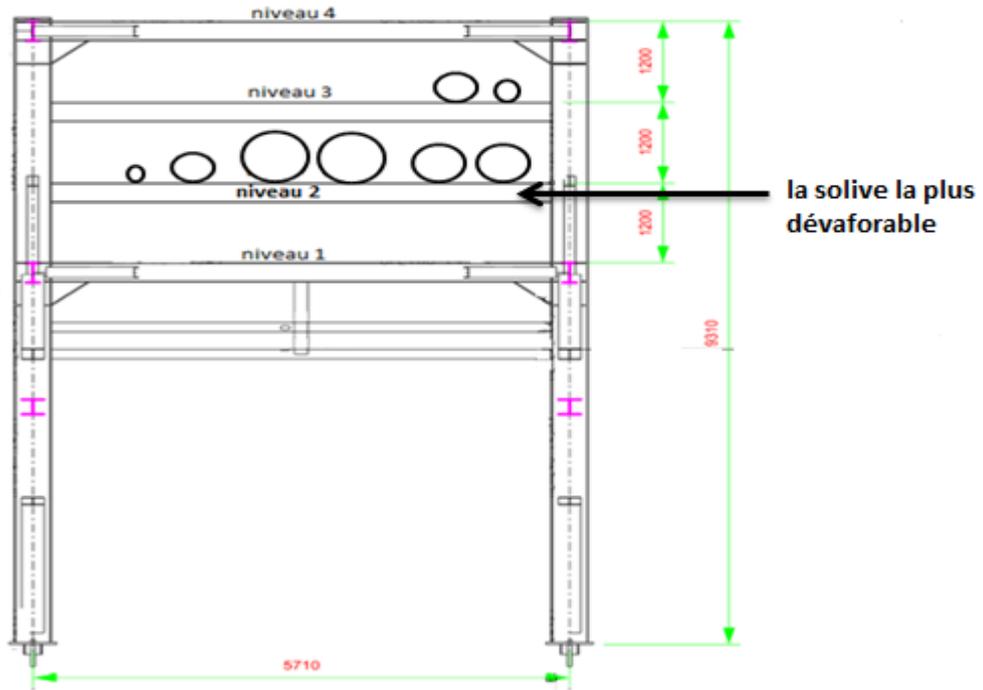


Figure 3.1 : représentation de la solive la plus sollicitée

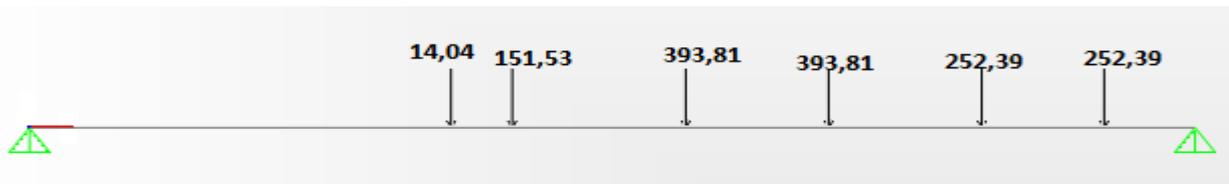


Figure 3.2 : représentation des efforts sur la solive la plus sollicitée

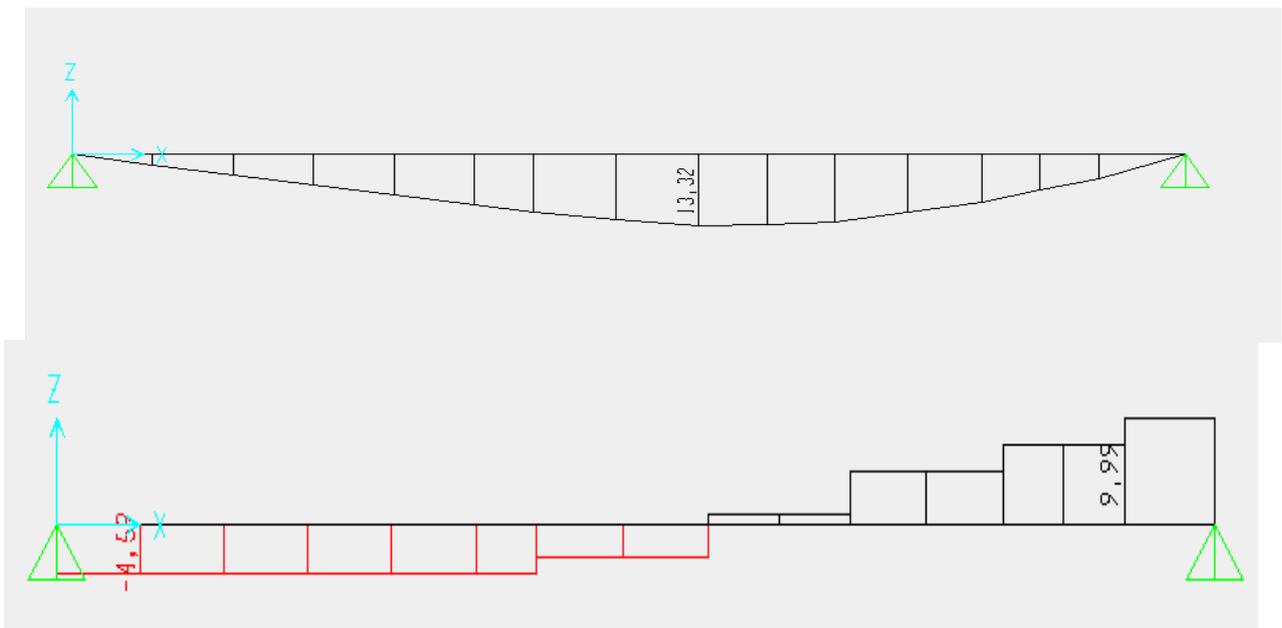


Figure 3.3 : Diagrammes des efforts dus aux charges des tuyauteries sur la nappe de niveau 2

Le moment max est :

$$M_{y \max} = 13.32 \text{ KN.m}$$

Pour une poutre simplement appuyée le moment max est a mi travée et égale à :

$$M_{y \max} = q_{\text{eq}} \cdot l^2 / 8$$

La charge répartie équivalente sera donc égale à :

$$q_{\text{eq}} = M_{y \max} \cdot 8 / l^2 \quad \text{avec } l = 5.71\text{m}$$

$$q_{\text{eq}} = 13,32 \cdot 8 / 5,71^2 = 326.83 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{eq}} = 3,26 \text{ KN/m}^2$$

L'effort tranchant max correspondant aux appuis pour une poutre charge uniformément et égale à :

$$V_{\max} = q \cdot l / 2 = 326,83 \cdot 5,71 / 2 = 933,09 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 9,33 \text{ kn}$$

L'effort tranchant du chargement réel est supérieure à l'effort tranchant du chargement uniforme équivalent, on augmente le chargement alors le chargement uniforme pour avoir le même effort tranchant et un moment plus défavorable.

$$V_{\max} = 998.85 \text{ kg}$$

$$\text{et } V_{\max} = q \cdot l / 2$$

$$q_{\text{eq}} = 2 \cdot V_{\max} / l$$

$$q_{\text{eq}} = 2 \cdot 998,85 / 5,71 = 349,85 \text{ kg}$$

$$q_{\text{eq}} = 3,5 \text{ kn/m}$$

#### a) Pré dimensionnement de la solive à l'ELS

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \leq \frac{l}{200}$$

$$\Rightarrow I \geq 200 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^3}{E}$$

Tel que :

- l : longueur de la solive l= 5,71m.
- q : charge équivalente sur la solive q= 3,5 kN/m.

$$I \geq 200 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{3,5 \cdot 5,71^3}{2,1 \cdot 10^8}$$

$$\Rightarrow I \geq 808,03 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit un IPE 180 tel que I= 1317 cm<sup>4</sup>.

b) Vérification de la résistance

Pour une flexion simple d'une poutre en IPE180, de classe 1 on va vérifier la condition suivante:

$$Msd_y \leq Mpl_y$$

Avec :  $Mpl_y = Wpl_y \cdot fy / \gamma_{M0}$      $\gamma_{M0} = 1,1$     et     $Msd_y = 13,32 \text{ KN.m}$

$$Mpl_y = 166,4 \cdot 23,5 / 1,1 \Rightarrow Mpl_y = 35,54 \text{ KN.m}$$

$$Msd_y = 13,32 \text{ kn.m} \leq Mpl_y = 35,54 \text{ kn.m}$$

Donc la condition de résistance à la flexion simple est vérifiée.

c) Vérification de la flèche

$$\text{On va vérifier : } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \leq \frac{l}{200}$$

On ajoutant le poids propre de IPE180 :  $G = 18,8 \text{ kg/ml}$

$$Ps = G + Q = 0,188 + 3,5 = 3,688 \text{ kN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,688 \cdot (5,71 \cdot 10^3)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 1317 \cdot 10^4} = 18,457 \text{ mm} \leq \frac{5710}{200} = 28,55 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### 3.2.2 Pré dimensionnement de la ferme

Le pré dimensionnement de la ferme consiste premièrement à déterminer les actions qui la sollicitent, en suite calculer les sections de ces différents éléments (membrure supérieure, membrure inférieure, les diagonales et les montantes).

#### 3.2.2.1 Détermination des actions qui s'exercent sur la ferme

Dans ce point on représentera les forces appliquées sur la ferme en suite on déterminera ces forces:

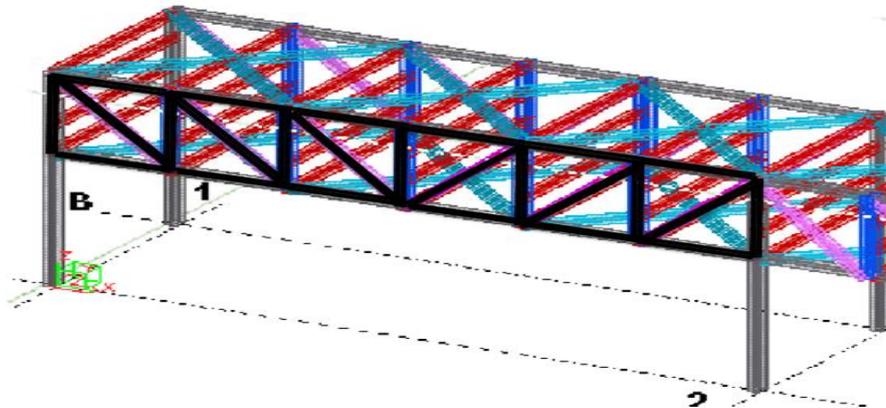


Figure 3.4: représentation de la ferme.

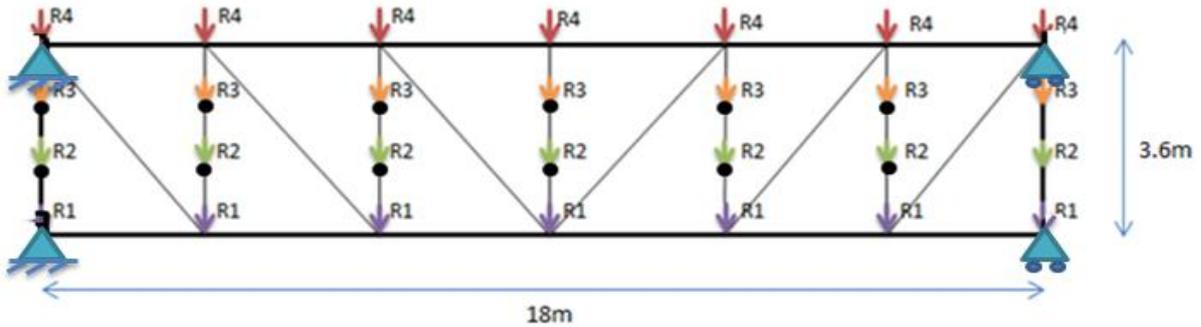
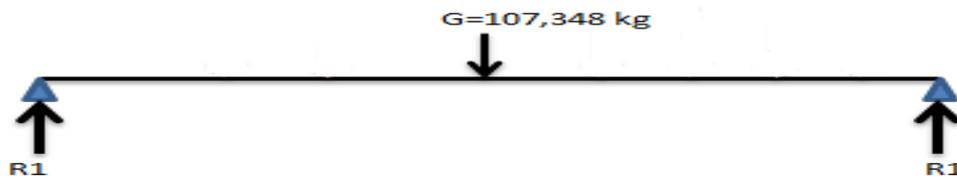


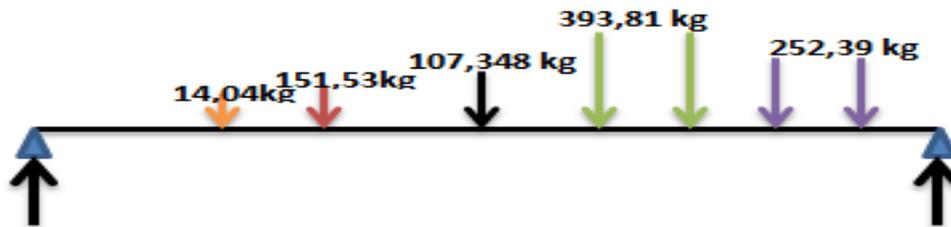
Figure 3.5 : représentation des forces appliquées sur la ferme.

- ◆ **R1=R4** : réaction des solives de la nappe niveau 1 (poids propre des solives IPE180).
- ◆ **R2** : réaction des solives de la nappe niveau 2 (poids propre des solives + 6 tuyaux).
- ◆ **R3** : réaction des solives de la nappe niveau 3 (poids propre des solives + 2 tuyaux).

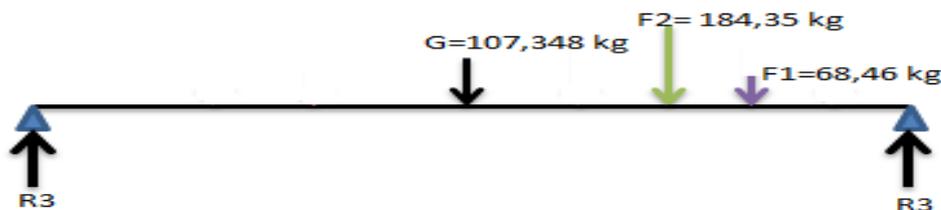
❖ Calcul des réactions (R1, R2 et R3) :



$$2R_1 = G \Rightarrow R_1 = 53,674 \text{ kg}$$



$$2R_2 = 2F_1 + 2F_2 + G + F_3 + F_4 \Rightarrow R_2 = 1565,318 / 2 = 782,659 \text{ kg}$$



$$2R_3 = F_1 + F_2 + G \Rightarrow R_3 = 162,079 \text{ kg}$$

Les actions qui exercent sur la ferme (R1 R2 R3 et R4) et après majoration (multiplication fois 1,35) on aura les actions en (kN) sur la ferme représentées sur la figure ci-dessous :

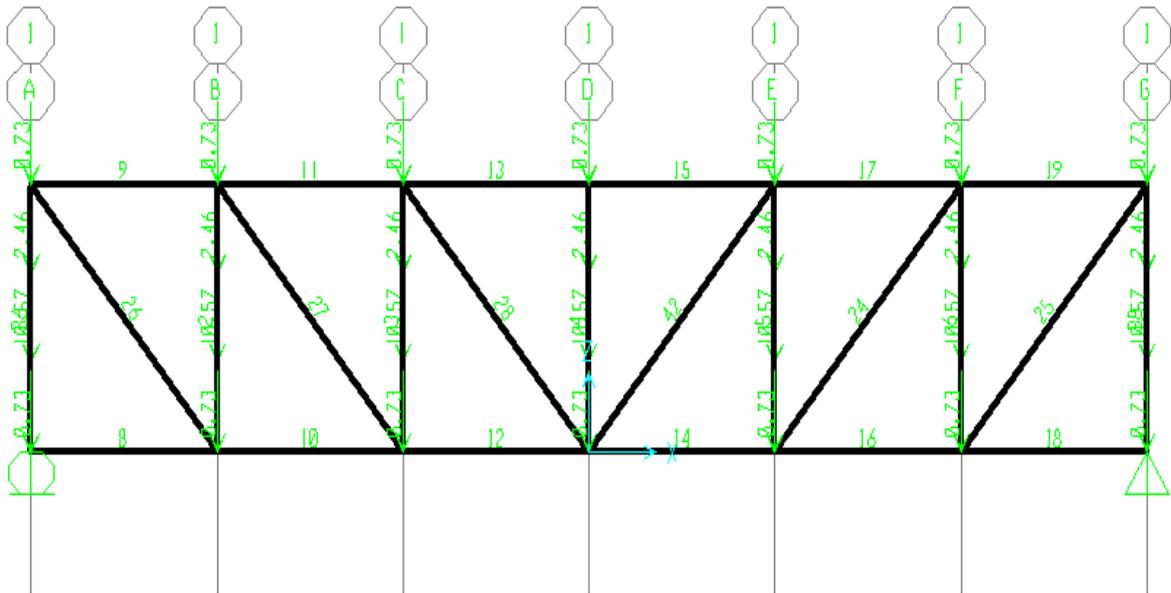


Figure 3.6 : représentation des actions sur la ferme.

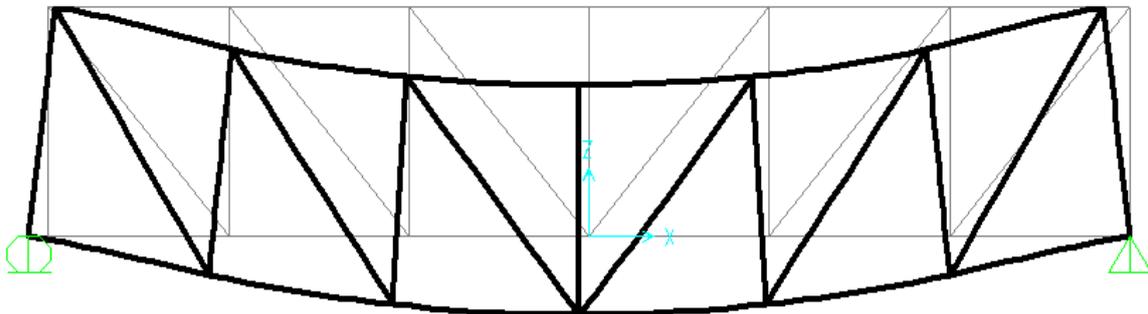


Figure 3.7 : représentation de la déformation de la ferme.

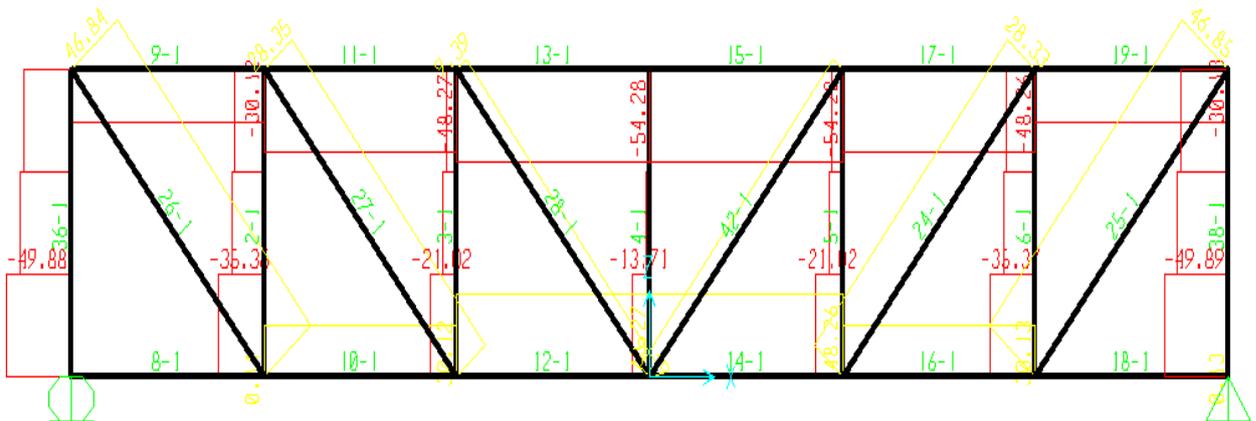


Figure 3.8 : représentation des diagrammes des efforts dans la ferme.

### 3.2.2.2 Détermination des différents éléments de la ferme

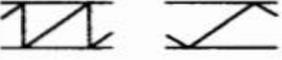
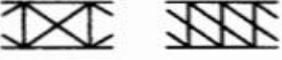
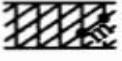
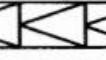
Les efforts qui sollicitent les différents éléments de la ferme sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.4 :** les efforts qui sollicitent les différents éléments de la ferme.

Numéro de l'élément	Type d'élément	Type d'effort à l'ELU (KN)	
		compression	traction
25-1	diagonale	/	63,25
1-9	montante	47,74	/
15-1	Membrure supérieure	73,28	/
14-1	Membrure inférieure	/	65,15

On va déterminer les sections des différents éléments de la ferme, et pour les longueurs de flambement on fait référence au tableau ci- dessous :

**Tableau 3.5 :** longueurs de flambage  $l_k$  des barres de poutres a treillis.

Eléments du treillis			Longueur de flambage $l_k$	
			dans le plan	hors du plan
<b>Membrures</b>			$0.9 l$	$1.0 l$
<b>Diagonales</b>	simple		$0.8 l$	$1.0 l$
	double		$0.4 l$ ①	$0.5 l$ ①
	multiple		$1.0 m$ ①	$1.5 m$ ①
	en K		$0.9 l$	$1.0 l$
<b>Montants</b>	simple		$0.8 l$	$1.0 l$
	double		$0.4 l$ ① ②	$0.5 l$ ① ②
	en K		$0.4 l$ ②	$0.5 l$ ②

① Valable à condition que les éléments soient liés les uns aux autres à mi-longueur.

② Ces valeurs doivent être doublées pour les montants d'extrémités (ils sont comprimés sur toute leur hauteur).

a) La membrure supérieure

On a l'effort de compression dans la membrure supérieure à l'ELU :  $N_c = 73,28 \text{ kN}$

On va vérifier la relation suivante :

$$N_c \leq \chi \beta_a A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\Rightarrow \text{on aura : } A \geq \frac{73,28 \cdot 1,1}{0,5 \cdot 23,5} = 6,86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un HEA100 avec :  $A = 21,2 \text{ cm}^2$

Vérification au flambement simple :

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{L_0}{i_y} = \frac{300}{4,06} = 73,89 \quad \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{L_0}{i_z} = \frac{300}{2,51} = 119,52$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,79 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 1,27$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,79 \Rightarrow \alpha = 21 \Rightarrow \chi = 0,801$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,27 \Rightarrow \alpha = 0,34 \Rightarrow \chi = 0,442$$

$$X = \min(0,801 \quad 0,442) = 0,442$$

$$N_{b,pd} = \chi \beta_A \cdot A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,442 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,1 \Rightarrow N_{b,pd} = 200,18 \text{ kN}$$

$$N_c = 73,28 \text{ kN} \leq N_{b,pd} = 200,18 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de flambement

b) La membrure inférieure

On a l'effort de traction dans la membrure inférieure à l'ELU :  $N_t = 65,15 \text{ kN}$

A partir de la relation suivante :

$$N_t \leq A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow \text{on aura : } A \geq N_t \cdot \frac{\gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq 65,15 \cdot \frac{1,1}{23,5}$$

$$A \geq 3,04 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un HEA 100  $\Rightarrow A = 21,2 \text{ cm}^2$

c) Les diagonales

On a un effort de traction à l'ELU  $N_t = 63,25 \text{ kN}$

⇒ A partir de la relation suivante :

$$N_t \leq A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

on aura  $A \geq 2,96 \text{ cm}^2$

⇒ Donc on prend un HEA 100  $\Rightarrow A = 21.2 \text{ cm}^2$

d) Les Montantes

On a un effort de compression à l'ELU  $N_c = 47,75 \text{ kN}$

A partir de la relation suivante :

$$N_c \leq \chi_{Ba} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

⇒  $A \geq \frac{47,75 \cdot 1,1}{0,5 \cdot 23,5} = 4,47 \text{ cm}^2$  donc on prend un HEA 100  $\Rightarrow A = 21.2 \text{ cm}^2$

**3.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à un effort de compression qui est égale à l'ELU  $N_c = 136,94 \text{ kn}$

A partir de la relation suivante :

$$N_c \leq \chi_{Ba} A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

⇒ On aura la section :  $A \geq \frac{136,94 \cdot 1,1}{0,5 \cdot 23,5} = 12,82 \text{ cm}^2$

Donc on prend un HEA 100  $\Rightarrow A = 21.2 \text{ cm}^2$

Vérification :

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{L_0}{i_y} = \frac{587}{4,06} = 144,58$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{L_0}{i_z} = \frac{587}{2,51} = 233,86$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 1,53$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 2,49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 1,53 \Rightarrow \alpha = 0,21 \Rightarrow \chi = 0,360 \\ \bar{\lambda}_z = 2,49 \Rightarrow \alpha = 0,34 \Rightarrow \chi = 0,141 \end{array} \right.$$

$$X = \min (0,360 \quad 0,141) = 0,141$$

$$N_{b,rd} = \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0,141 \cdot 21,2 \cdot 23,5 / 1,1 \Rightarrow N_{b,rd} = 63,86 \text{ kN}$$

$$N_c = 136,94 \text{ kN} > N_{b,rd} = 63,86 \text{ kN}$$

=> IL y a risque de flambement.

**Tableau 3.6** : les sections des différents éléments.

Numéro de l'élément	Le type d'élément	L'effort normal à l'ELU (KN)	Type de profile
13-1	Membrane Supérieure	N c = 73,28	HEA 100
12-1	Membrane inférieure	Nt = 65,15	HEA 100
25-1	Diagonale	Nt = 63,25	HEA 100
6-1	Montante	Nc = 47,75	HEA 100
1-1	Poteaux	Nc = 136,94	HEA 100

# CHAPITRE IV

ETUDE CLIMATIQUE

## Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour réaliser une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations sur notre structure, produite par la charge de la neige d'un côté, et des efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement de vent "R.N.V. 1999" nous permettra de déterminer les sollicitations du vent sur le rack ainsi que les tuyauteries.

### 4.1 Etude climatique de rack

Vu la forme géométrique de notre structure qui est spatiale en treillis la charge de la neige sera donc pas importante et pour cela elle sera donc pas prise en compte dans cette étude climatique. L'application du règlement de vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer les sollicitations du vent pour le dimensionnement de notre structure, on détermine d'abord les actions du vent sur les tuyauteries et ensuite sur la structure global (rack).

### 4.2 Détermination de l'action du vent sur les tuyauteries

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

$$q_j = C_d \times W_{z_j} \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Constructions de catégorie II selon RNVA99-chap2})$$

Ou :

-  $C_d$  est le coefficient dynamique de la construction.

-  $W$  (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression exercée sur l'élément de surface  $j$  donnée par :

$$W_{z_j} = q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_f \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{RNVA99-chap2})$$

Où :  $C_f$  est le coefficient de force de la construction pour la direction considérée.



Figure 4.1 : Pression du vent sur les tuyauteries  $W_{\text{pipe}}$

**Etape1 : Détermination de coefficient de force  $C_f$  :**

Le coefficient de force  $C_f$  pour les cylindres à base circulaire d'élanement infini est donné par la formule 4.1 chapitre 4 du RNVA99 défini ci-dessous :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \Psi_\lambda \cdot \Psi_r$$

Avec :

**1)  $C_{f,0}$  est le coefficient de force des cylindres d'élanement effectif infini :**

La valeur de  $C_{f,0}$  est donner par la figure 4.6 chapitre 4 du RNVA 99 en fonction de :

- La rugosité équivalente  $K$  donner par le tableau 4.3 chapitre 4 du RNVA 99 qui est de 0,2 pour les aciers galvanisés.
- Du nombre de Reynolds  $Re$  défini par la formule ci-dessous de l'annexe 2-RNVA99 :

$$Re = \frac{Vm(z) \cdot b}{\nu}$$

Ou :

- $b$  : le Diamètre du cylindre en mètre.
- $Z$  : la hauteur de calcule considérés égale à 8 m.
- $\nu$  : viscosité cinématique de l'aire dans la cadre du RNVA99  $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .
- $Vm$  : vitesse moyenne du vent telle que définie par la formule A2.2 de l'annexe A du RNVA 99 suivant la formule ci-dessous :

$$Vm(z) = Cr(z) \cdot Ct(z) \cdot Vref \quad [\text{m/s}]$$

- $Vref$  : la vitesse de référence du vent définie dans l'annexe1 du RNVA 99 à 25 m/s pour la zone1.
- $Ct(z)$  est le coefficient de topographie défini dans le chapitre 2 section 4.3 du RNV 99 il est égale à 1.
- $Cr(z)$  est le coefficient de rugosité défini au chapitre 2 section 4.2 du RNV 99 par la formule ci-dessous :

$$Cr(z) = K_T \cdot \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

Notre structure est dans un terrain de catégorie III du tableau 2.4 chapitre 2 du RNV 99 :

$$K_T = 0,22$$

$$Z_0 = 0,3$$

$$Z_{\min} = 8$$

$$\varepsilon = 0,37$$

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

Donc nous obtenons  $V_m(z) = 18,05 \text{ m/s}$

On aura le nombre de Reynolds et  $C_{f,0}$  des différents diamètres dans le tableau ci-dessous :

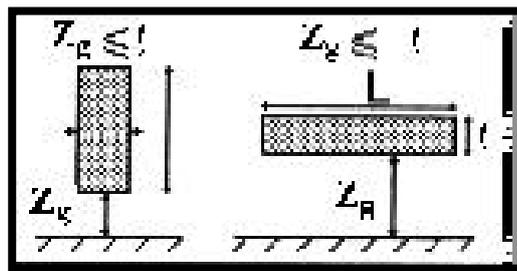
**Tableau 4.1** : Valeurs de  $C_{f,0}$

<b>b (mm)</b>	<b>555,6</b>	<b>473</b>	<b>279,1</b>	<b>219,1</b>	<b>111</b>
<b>Re (m)</b>	668572	569176,66	335850,33	263650,33	133570
<b>k/b (mm)</b>	0,000360	0,000423	0,000716	0,000913	0,001802
$C_{f,0}$	0,84	0,83	0,80	0,8	0,79

## 2) $\Psi_\lambda$ facteur d'élanement :

Il est définie par la figure 4.1 chapitre 4 du RNV A99 en fonction de l'élanement effectif  $\lambda_e$  et pour une capacité  $\Phi$  égale à 1.

Le tableau 4.1 chapitre 4 du RNV A99 définit l'élanement effectif suivant le schéma ci-dessous :



**Figure 4.2** : paramètres de définition de  $\lambda_e$

Ou  $\lambda_e$  est définie par la formule ci-dessous :

$$\lambda_e = \max [70 ; L/l]$$

On trouve  $\Psi_\lambda$  pour les différentes travées de tuyauterie et on les regroupe dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.2** : Valeurs de  $\Psi_\lambda$

<b>Travée (m)</b>	<b>72</b>	<b>60</b>	<b>54</b>	<b>54</b>
<b>b (mm) eau Glacée</b>	555,6	555,6	555,6	555,6
<b>b (mm) eau Glycolée</b>	473	473	473	473
<b><math>\lambda_e</math> eau Glacée</b>	129,59	108	97,192	97,192
<b><math>\lambda_e</math> eau Glycolée</b>	152,22	126,85	114,16	114,16
<b><math>\Psi_\lambda</math> eau Glacée</b>	0,96	0,94	0,93	0,93
<b><math>\Psi_\lambda</math> eau Glycolée</b>	0,98	0,96	0,95	0,95

### 3) $\Psi_r$ facteur de correction qui est égale à 1.

On aura donc les coefficients de force regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.3** : Valeurs des coefficients de force

Travée (m)	74	60	54	54
$C_f$ eau Glacée	0,806	0,789	0,781	0,781
$C_f$ eau Glycolée	0,813	0,797	0,788	0,788

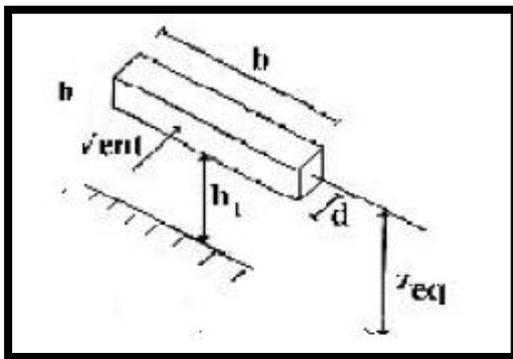
### Etape 2 : Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

D'après la formule A.4.1 de l'annexe 4 du RNVA 99 le coefficient dynamique  $C_d$  est défini comme suit :

$$C_d = \frac{[1 + 2 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q_0^2 + R_x^2}]}{[1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq})]}$$

Ou:

1)  $Z_{eq}$  est la hauteur équivalente de la construction donné par la figure A4.1 de l'annexe 4 du RNVA 99 figure ci-dessous :



Construction horizontale  
(Par exemple ponts, câbles, etc.)  
 $H \ll b$  ;  $d \ll b$  et  $b/h_1 \geq 0,5$   
 $Z_{eq} = \text{Max} [h_1 + h/2 ; Z_{min}]$

**Figure 4.3** : schéma et formule de calcul de la hauteur équivalente

Donc les conditions sont vérifiées on aura :

$$Z_{equ} = \text{Max} [7,07 + (0,5556/2) ; 8] = 8$$

2)  $I_v(Z_{equ})$  Intensité de turbulence  $I_v(z)$  pour  $Z = Z_{equ}$  :

L'intensité de turbulence  $I_v(Z_{equ})$  est définie comme suit par l'équation (A4.2) annexe 4 du RNVA 99 :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Avec

-Ct(z) : coefficient de topographie qui est égale à 1 (chapitre 2.section 4.3 de RNVA 99)

-Z<sub>0</sub> : paramètre de rugosité du terrain qui égale à 0,3.

Nous aurons donc :  $I_v(Z_{equ}) = 0,3$

3) g facteur de pointe, donné par l'équation (A4.16) annexe 4 du RNVA 99 suivante :

$$g = \sqrt{2 \cdot \ln(v \times t)} + \left( \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \times t)}} \right)$$

Ou :

t = 600s est la durée sur la quelle est établie la vitesse de référence du vent.

v : Fréquence moyenne obtenue par l'équation (B.5) annexe B de l'eurocode 1 définit comme suit :

$$v = \sqrt{\left[ (Q_0^2 \times v_0^2) + (n_{1,x}^2 + R_x^2) \right] / \left[ (Q_0^2 \times R_x^2) \right]}$$

Avec :

a) n<sub>1, x</sub> fréquences fondamentale de vibration [en Hz]

Se calcule avec la formule C25 de l'annexe C de l'eurocode 1 ci-dessous :

$$n_{1,x} = 0,492 \times \sqrt{(t^3 \times E) / (m_s \times (1 - \gamma^2) \times b^4)}$$

Ou :

- m<sub>s</sub> masse de la coque par unité de surface en [kg/m<sup>2</sup>].
- b diamètre de la coque en [m].
- E module de Young en [kn/m<sup>2</sup>].
- t épaisseur de la coque en [m].
- γ coefficient de Poisson.

Ou aura :

$$n_{1,x} = 0,492 \times \sqrt{(0,0029^3 \times 21 \cdot 10^7) / (70,89 \times (1 - 0,3^2) \times 0,3556^4)}$$

$$n_{1,x} = 1,096 \text{ Hz}$$

b) v<sub>0</sub> fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent [en Hz]

Est obtenue par la formule A4.18 annexe 4 du RNVA 99 ci-dessous :

$$v_0 = \left[ \frac{V_{m(Z_{equ})}}{L_i(Z_{equ})} \right] \times \left[ 1 / (1,11 \times S^{0,615}) \right]$$

S est formulé comme suit :

$$S = 0,46 \left[ \frac{b+h}{L_{i(Zequ)}} \right] + 10,58 \left[ \frac{\sqrt{b \times h}}{L_{i(Zequ)}} \right]$$

Ou :

b, h sont les valeurs de la largeur et la hauteur de la construction représentées par B.1 de l'annexe B de l'eurocode 1.

$V_m(Zequ)$  est la vitesse moyenne du vent  $V_m(z)$  pour  $Z = Zequ$  égale à 18.05m/s.

$L_i(Zequ)$  est l'échelle intégrale de turbulence pour  $Z = Zequ$  suivant les équations B.8 annexe B de l'eurocode 1 ci-dessous :

$$\begin{cases} 300 \times \left(\frac{Z}{300}\right)^\varepsilon & (L_{i(z)} \text{ et } Z \text{ en m}) & \text{pour } Z_{\text{MIN}} \leq Z \leq 300\text{m} \\ 300 \times (Z_{\text{min}}/300)^\varepsilon & (L_{i(z)} \text{ et } Z \text{ en m}) & \text{pour } Z \leq Z_{\text{MIN}} \\ 300 \text{ m} & & \text{pour } Z > 300 \end{cases}$$

Li est donc égale à  $L_i(z) = 300 \cdot \left(\frac{Z}{300}\right)^\varepsilon$  Car  $Z = 8$  donc  $L_i = 78,47$  m

On aura les valeurs de  $v_0$  sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.4:** fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent

	S		$v_0$	
	eau Glacée (555.6 mm)	eau Glycolée (473 mm)	eau Glacée (555.6 mm)	eau Glycolée (473 mm)
Travée 72 m	1,278	1,02143	0,19474	0,20454
Travée 60 m	0,97659	0,89900	0,21027	0,22125
Travée 54 m	0,90946	0,83583	0,21968	0,23139
Travée 54 m	0,90946	0,83583	0,21968	0,23139

c)  $Q_0$  la partie quasi-statique de la réponse

Elle est calculée par la formule A4.3 annexe 4 du RNVA 99, elle est définie comme ci-dessous :

$$Q_0^2 = 1 / \left[ 1 + 0,9 \times \left( \frac{b+h}{L_{i(zequ)}} \right)^{0,63} \right]$$

Les valeurs de  $Q_0^2$  sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.5** : Paramètre quasi-statique de la réponse

Travées (m)	72		60		54		54	
Diamètre (m)	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273
$Q_0^2$	0,698	0,539	0,567	0,583	0,583	0,583	0,583	0,583

d)  $R_x$  la partie réponse résonante de la réponse

Elle est définie suivant la formule A4.7 annexe 4 du RNVA 99 ci-dessous :

$$R_x^2 = \left(\frac{\pi^2}{2 \times \delta}\right) \times R_n \times R_h \times R_b$$

Ou

- $R_n$  fonction adimensionnelle de densité spectrale de puissance (A4.8 annexe 4 RNVA 99).

$$R_n = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + (10,2 \times N_x))^{\frac{5}{3}}} \quad \text{Pour } N_x = \frac{(n_{1,x} \times L_i(\text{Zequ}))}{V_m(\text{Zequ})}$$

On trouve :  $N_x = 7,99 \Rightarrow R_n = 0,0347$

- $R_h, R_b$  fonction d'admittance aérodynamique calculée par la formule A4.14 du RNVA 99 ci-dessous :

$$R_h \text{ ou } R_b = \left(\frac{1}{n}\right) - \left(\frac{1}{2 \times n^2}\right) \times (1 - e^{-2n})$$

$n$  est calculé par la formule A4.15 du RNVA99 ci-dessous :

$$n = \frac{4,6 \times N_x \times d}{L_i(\text{zequ})}$$

Avec  $d = h$  pour le calcul de  $R_h$  et  $d = b$  pour le calcul de  $R_b$

On regroupe les données dans le tableau 3.5 ci-dessous :

**Tableau 4.6** : fonction d'admittance aérodynamique calculée par travées

Travées (m)	72		60		54		54	
Diamètre (m)	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273
$n$ (d=h)	0,16	0,13	0,16	0,13	0,16	0,13	0,16	0,13
$n$ (d=b)	33,72		28,10		25,29		25,29	
$R_h$	0,90	0,92	0,90	0,92	0,90	0,92	0,90	0,92
$R_b$	0,029		0,035		0,039		0,039	

- $\delta$  décrement logarithmique d'amortissement des vibrations dans la direction du vent.

Il se calcul suivant la formule A4.11 annexe d'amortissement structural :

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$\delta_s$  est le décrement logarithmique d'amortissement structural :  $\delta_s = a_1 \cdot n_{1,x} + b_1 \geq \delta_{min}$ .

- $\delta_{min} = 0$
- $b_1 = 0,03$
- Avec  $a_1 = 0$

Ces valeurs sont tirées du tableau C8 annexe C de l'eurocode 1.2.4

Donc :  $\delta_s = 0,03$

$\delta_a$  D'après l'annexe 4 du RNVA 99 dans notre cas il est égale a 0 de ce fait  $\delta = \delta_s = 0,03$

- Les valeurs de  $R_x^2$ ,  $g$  et  $\gamma$  sont regroupées dans la tableau ci-dessous :

**Tableau 4.7 :** valeur de  $R_x^2$ ,  $g$  et  $\gamma$  par travées

Travées (m)	72		60		54		54	
Diamètre (m)	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273
$R_x^2$	0,148	0,152	0,179	0,183	0,200	0,204	0,200	0,204
$\nu(Hz)$	3,80	4,097	3,81	3,86	3,50	3,47	3,50	3,47
$g$	4,08	4,10	4,08	4,09	4,06	4,06	4,06	4,06

Les valeurs du coefficient de dynamique sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.8:** Les valeurs du coefficient de dynamique

Travées (m)	74		60		54		54	
Diamètres (m)	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273
Cd	0,450	0,433	0,437	0,440	0,445	0,446	0,445	0,446

### Etape 3 : Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ :

Elle est calculée pour les structures permanentes par la formule (2.12) du RNVA 99 ci-dessous :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_E(Z_j)$$

Ou :

- $q_{ref}$  ( $N/m^2$ ) Est la pression de référence pour des constructions permanentes dont la durées d'exploitation est supérieure à 5 ans, elle est égale à  $375 N/m^2$  pour la zone 1 d'après le tableau 2.3 du RNVA 99.
- $Z_j$  Est la distance du centre de la tuyauterie à la surface du sol égale à  $Z_{equ} = 8 m$

- $C_e$  Est le coefficient d'exposition au vent pour des structures peu sensibles aux excitations dynamiques sa valeur est calculée par la formule 2.13 du RNVA 99 ci-dessous :

$$C_E(Z) = C_t(z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(Z) \times C_r(Z)}\right]$$

Ou :

$C_t$  Est le coefficient de topographie égale à 1.

$C_r$  Est le coefficient de rugosité égale à 0,722.

$K_t$  Est le facteur terrain, il est égale à 0,22.

$$\Rightarrow C_e = 1,63$$

$$q_{dyn} = 1,63 \times 375 = 611,25 \text{ N/m}^2$$

#### Etape 4 : Détermination de la pression due au vent

La pression du vent  $q_j$  est calculée par la formule 2.5 du RNVA 99 ci-dessous :

$$q_j = C_d \times W_{(z_j)} \quad (\text{N/m}^2)$$

$C_d$  Est le coefficient dynamique.

$W(z_j)$  en ( $\text{N/m}^2$ ) est la pression exercée sur l'élément calculée par la formule 2.7 du RNVA 99 ci-dessous :

$$W_{(z_j)} = C_f \times q_{dyn(z_j)} \quad (\text{N/m}^2)$$

Avec :

$q_{dyn}$  Est la pression dynamique.

$C_f$  Est le coefficient de force.

On regroupe dans le tableau ci-dessous les valeurs de  $W_{(z_j)}$  et  $q_j$  pour toutes les travées :

**Tableau 4.9** : les valeurs de  $W_{(z_j)}$  et  $q_j$  pour toutes les travées

Travées (m)	72		60		54		54	
Diamètres (m)	0,3356	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273	0,3556	0,273
$W_{(z_j)}$	366,753	354,525	319,072	354,525	300,735	329,708	300,735	329,708
$q_j$	165,03	153,51	139,43	156,00	133,82	147,05	133,82	147,05

### 4.3 Détermination de la pression due au vent sur l'ossature globale (le rack):

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

$$q_j = C_d \times W_{zj} \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{Constructions de catégorie II selon RNVA99-chap2})$$

Où :

-  $C_d$  est le coefficient dynamique de la construction.

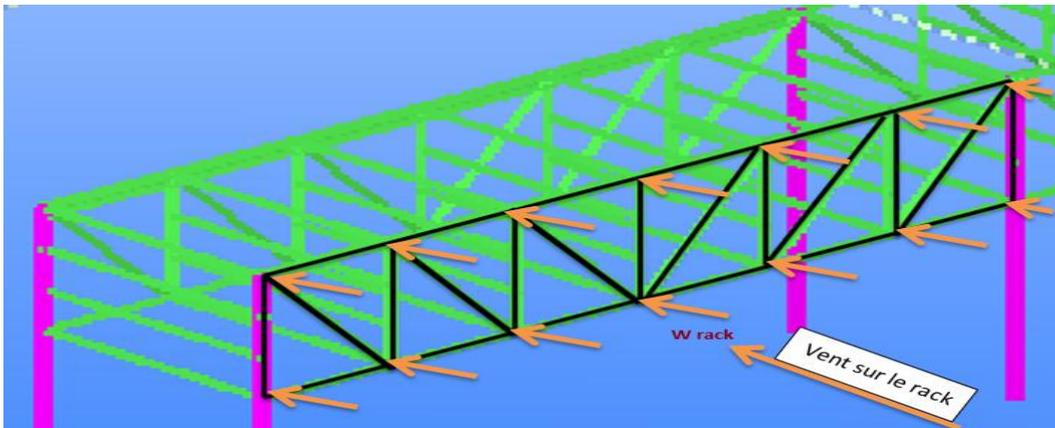
-  $W$  (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression exercée sur l'élément de surface  $j$  donnée par :

$$W_{zj} = q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_f \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{RNVA99-chap2})$$

Où :  $C_f$  est le coefficient de force de la construction pour la direction considérée.



Figure 4.4 : Pression du vent sur le rack  $W_{\text{rack}}$



#### Etape1 : Détermination de coefficient de force $C_f$ :

Le coefficient de force  $C_f$  des constructions soumises à un vent perpendiculaire à l'une de leurs faces est donné dans le chapitre 4 de RNVA99 par :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \Psi_\lambda \cdot \Psi_r$$

1) calcul de coefficient de force  $C_{f,0}$ :

Le coefficient de force  $C_{f,0}$  d'une structure spatiale en treillis, composée d'éléments à angles vifs, est donné par la figure 4.8 de RNVA99 en fonction de  $\varphi$  tel que :

$\varphi = A/A_c$  pour les constructions ajourées en treillis

Ou :

-A (en  $m^2$ ) : est la somme des aires individuelles des éléments de la structure, c'est à dire la surface totale des pleins  $A = 33,26 m^2$

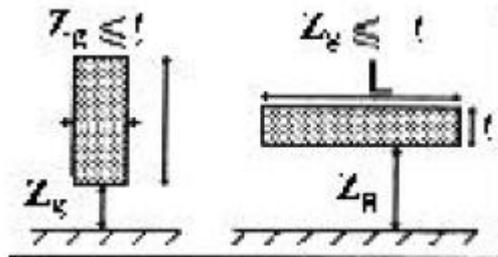
- $A_c$  ( $m^2$ ) : est l'aire de la surface circonscrite à la construction dans un plan perpendiculaire à la direction du vent  $A_c = 259,2 m^2$

$$\varphi = \frac{33,26}{259,2} = 0,128 \quad \text{Donc } C_{f,0} \text{ est égale à } 2,63.$$

2) Le facteur d'élanement  $\psi_\lambda$ :

Le facteur d'élanement  $\psi_\lambda$  est donné par la figure 4.1 de RNVA99 en fonction de l'élanement effectif  $l_e$  et pour différents coefficients d'opacité  $\varphi$ .

De tableau 4.1 de RNVA99  $\lambda_e = \max [70, L/l] = \max [70, (72/3,6)] = 70$



Donc :  $\psi_\lambda = 0,98$

3)  $\psi_r$  est un facteur de correction du coefficient de force  $\psi_r$  est égal à 1.

Le coefficient de force  $C_f$  sera donc égale à :  $C_f = 2,63 \times 0,98 \times 1 = 2,58$

4) la pression dynamique :  $q_{dyn} = q_{ref} \times C_E(Z_j)$

$$\text{Tel que } C_E(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

Ou :

$C_t$  Est le coefficient de topographie égale à 1.

$C_r$  Est le coefficient de rugosité égale à 0,722.

$K_t$  Est le facteur terrain, il est égale à 0,22.

$$\Rightarrow C_e = 1,63$$

$$q_{dyn} = 1,63 \times 375 = 611,25 \text{ N/m}^2$$

**Etape2 : détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

D'après la formule A.4.1 de l'annexe 4 du RNVA 99 le coefficient dynamique  $C_d$  est défini comme suit :

$$C_d = \frac{\left[ 1 + 2 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q_0^2 + R_x^2} \right]}{[1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq})]}$$

a) calcul de la hauteur équivalente  $Z_{eq}$

Donc les conditions sont vérifiées on aura :

$$Z_{equ} = \text{Max} [5,87 + (3,6/2) ; 8] = 8\text{m}$$

b)  $I_v(Z_{eq})$  Intensité de turbulence  $I_v(z)$  pour  $Z = Z_{eq}$  :

L'intensité de turbulence  $I_v(Z_{eq})$  est définie comme suit par l'équation (A4.2) annexe 4 du RNVA 99 :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Avec

- $C_t$  coefficient de topographie qui est égale à 1 (chapitre 2.section 4.3 de RNVA 99)

- $Z_0$  paramètre de rugosité du terrain qui égale à 0,3.

Nous aurons donc :  $I_v(Z_{eq}) = 0,3$

c)  $Q_0$  la partie quasi-statique de la réponse

Elle est calculée par la formule A4.3 annexe 4 du RNVA 99, elle est définie comme ci-dessous :

$$Q_0^2 = 1 / \left[ 1 + 0,9 \times \left( \frac{b \times h}{L_i(z_{equ})} \right)^{0,63} \right]$$

$L_i$  est donc égale à  $L_i(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{300}\right)^\varepsilon$   $Z_{eq} = 8$  donc  $L_i = 78,47$

$$\Rightarrow Q_0^2 = \frac{1}{\left[ 1 + 0,9 \times \left( \frac{72 \times 3,6}{78,47} \right)^{0,63} \right]} = 0,53$$

d)  $R_x$  : la partie réponse résonante de la réponse elle est définie suivant la formule A4.7 annexe 4 du RNVA 99 ci-dessous :

$$R_x^2 = \left( \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \right) \times R_n \times R_h \times R_b$$

- $R_n$  fonction adimensionnelle de densité spectrale de puissance (A4.8 annexe 4 RNVA 99).

$$R_n = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + (10,2 \times N_x))^{\frac{5}{3}}} \quad \text{Pour}$$

$N_x$  : La fréquence adimensionnelle est donnée par la formule :  $N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{equ})}{V_m(Z_{equ})}$

Tel que :  $n_{1,x} = \frac{\sqrt{d}}{0,10 \times h} = \frac{\sqrt{5,71}}{0,10 \times 3,6} = 6,64 \text{ Hz}$

$V(m)$  la vitesse moyenne du vent :

$$V_m(Z_{equ}) = Cr(Z) \times Ct(Z) \times V_{réf}$$

- $Cr(Z) = 0,22 \ln(8/0,3) = 0,722$
- $Ct(Z) = 1$
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$

$$\Rightarrow V_m(Z_{equ}) = 18,05 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow N_x = \frac{6,64 \times 78,47}{18,05} = 28,86$$

$\delta$ : décrétement logarithmique d'amortissement des vibrations dans la direction du vent.

Il se calcul suivant la formule A4.11 annexe d'amortissement structural :

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$\delta_s$  Est le décrétement logarithmique d'amortissement structural :  $\delta_s = a_1 \cdot n_{1,x} + b_1 \geq \delta_{min}$ .

$$\delta_{min} = 0$$

$$b_1 = 0,03$$

$$\text{Avec } a_1 = 0$$

Ces valeurs sont tirées du tableau C8 annexe C de l'eurocode 1.2.4

$$\text{Donc : } \delta_s = 0,03$$

$$\delta_a = \frac{\rho \times b \times C_f}{2 \times n_{1,x} \times m_{1,x}} \times V_m(Z_{eq}) \Rightarrow \delta_a = \frac{1,2 \times 72 \times 2,58}{2 \times 6,64 \times 43,610^2} \times 18,05 = 0,07$$

Avec :  $m_{1,x} = \frac{\int_0^h m \phi_1^2(Z).dz}{\int_0^h \phi_1^2(Z).dz} = m = 43,6$  et

$$\phi_1(Z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\varepsilon = \left(\frac{5,87}{9,47}\right)^{2,5} = 0,302$$

$$\Rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a = 0,03 + 0,07 = 0,10$$

g Facteur de pointe, donné par l'équation (A4.16) annexe 4 du RNVA 99 suivante :

$$g = \sqrt{2 \cdot \text{Ln}(v \times t)} + \left(\frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \text{Ln}(v \times t)}}\right)$$

Ou :

T = 600s est la durée sur la quelle est étalier la vitesse de référence du vent.

V : fréquence moyenne en [Hz] obtenue par l'équation (B.5) annexe B de l'eurocode 1 définit comme suit :

$$v = \sqrt{\frac{[(Q_0^2 \times v_0^2) + (n_{1,x}^2 \times R_x^2)]}{[Q_0^2 + R_x^2]}}$$

v<sub>0</sub> : Fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent [en Hz], est obtenue par la formule A4.18 annexe 4 du RNVA 99 ci-dessous :

$$v_0 = \left[\frac{V_m(Zequ)}{L_i(Zequ)}\right] \times [1/(1,11 \times S^{0,615})]$$

S est formulé comme suit :

$$S = 0,46 \left[\frac{b+h}{L_i(Zequ)}\right] + 10,58 \left[\frac{\sqrt{b \times h}}{L_i(Zequ)}\right] \Rightarrow S = 0,46 \left[\frac{72+3,6}{78,47}\right] + 10,58 \left[\frac{\sqrt{72 \times 3,6}}{78,47}\right] = 2,61$$

$$\Rightarrow v_0 = \left[\frac{18,05}{78,47}\right] \times \left[\frac{1}{1,11 \times 2,61^{0,615}}\right] = 0,114 \quad [\text{Hz}]$$

$$\begin{cases} n \text{ (pour Rh)} = 6,11 \Rightarrow Rh = 0,15 \\ n \text{ (pour Rb)} = 122,19 \Rightarrow Rb = 0,00815 \\ Rn = 0,015 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_x^2 = 0,0009 \\ v = 0,013 \quad Q_0 = 0,53 \\ g = 1,30 \end{cases}$$

$$\Rightarrow C_d = \frac{[1+2 \times I_v(Zeq) \times \sqrt{Q_0^2 + R_x^2}]}{[1+2 \times g \times I_v(Zeq)]} = 0,57$$

La pression du vent  $q_j$  est donc :

$$q_j = C_d \times W_{(z_j)} \quad (\text{N/m}^2)$$

Tel que  $W_{(z_j)} = C_f \times q_{dyn(z_j)} \quad (\text{N/m}^2)$

$$q_{dyn} = 1,63 \times 375 = 611,25 \text{ N/m}^2$$

Donc :  $q_j = C_d \times C_f \times q_{dyn(z_j)}$

$$\Rightarrow q_j = 0,57 \times 2,58 \times 611,25 = 898,90 \quad (\text{N/m}^2)$$

#### 4.4. Détermination des actions variables

Elles comprennent les actions d'exploitation et les actions climatiques.

##### 4.4.1. Action de la dilatation des tuyauteries :

###### 4.4.1.1. Introduction

Les tubes D219.1 et D139.7 véhiculent des vapeurs à températures de service au niveau (3) dans le rack, et engendrant une dilatation des tubes, la fixation des tubes dilatés crée des réactions et des contraintes sur la structure et la tuyauterie.

La température de services est  $T_{ser} = 40^\circ\text{C}$

###### 4.4.1.2. Effets du frottement

La tuyauterie est supportée par des supports glissants (patins), ces derniers donnent naissance à des forces de frottements, faisant obstacle à la dilatation augmentant le chargement sur la structure.

En prenons l'exemple (D 273) en sais qu'à chaque 3 m se trouve un patin (appuis simple).

La force de frottement est :

$$F_f = w \cdot \mu_0 \quad \text{avec le poids propre} \quad w = 0,842 \times 3 = 2,52 \text{ kg}$$

$$F_f = 2,52 \times 0,3 = 0,756 \text{ KN} \quad \mu_0 = 0,3 \text{ (contacte acier - acier)}$$

- L'effort de de frottement dans le niveau (2) dans tous les racks :

**Tableau 4.10** : les efforts de frottement au niveau 2

Nombre de tube	Tube	$F_f = w \cdot \mu_0$	$F_f(\text{KN})$
2	D 273	0,3. 2,52	0,756
1	D 51	0,3. 0,14	0,042
1	D 219,1	0,3. 1,52	0,456
2	D 355,6	0,3. 3,94	1,182

- L'effort de frottement dans le niveau (3) :

Dans tous les racks on a des appuis simples à calculer manuellement sauf pour le rack B2 où il ya des appuis double on les calculs avec Le SAP2000.

**Tableau 4.11** : les efforts de frottement au niveau 3 pour les appuis simple

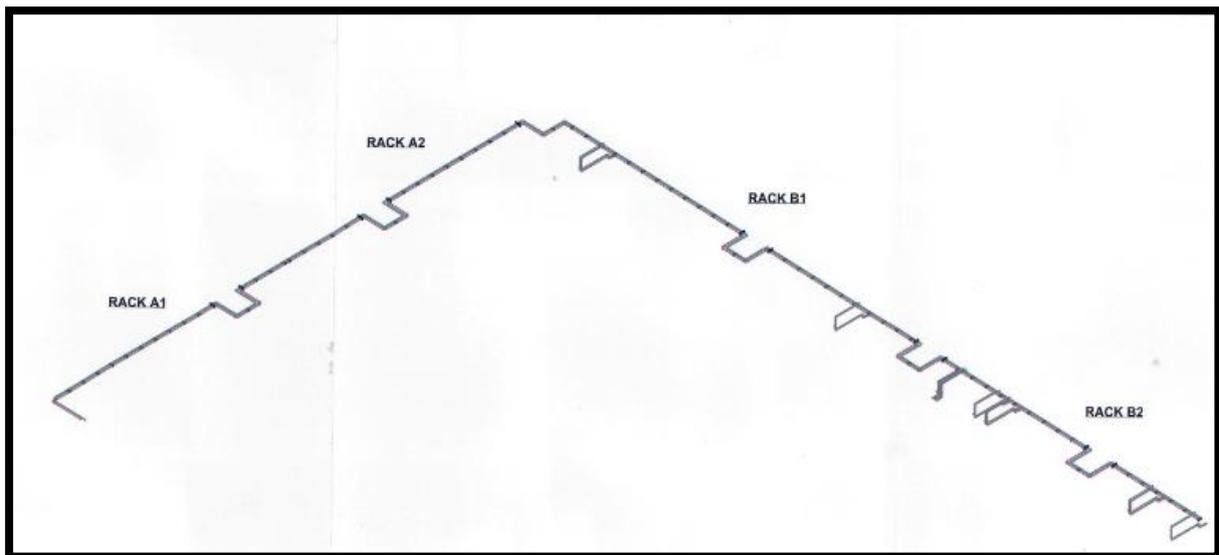
Nombre de tube	Tube	$F_f = w \cdot \mu_0$	$F_f(KN)$
1	D 219,1	0,3. 1,84	0,204
1	D 139,7	0,3. 0,68	0,552

#### 4.4.1.3. Modélisation et calcul des réactions des tuyauteries sur le rack B2 :

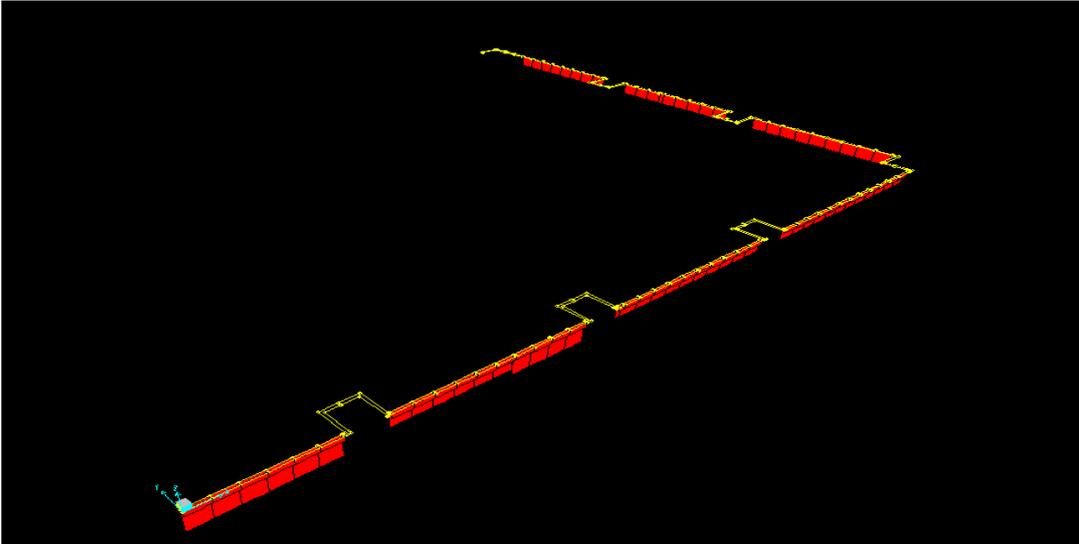
Le calcul des réactions de dilation est réalisé suivant :

Deux tuyaux sur l'ensemble supporté par le rack subissant des dilatations :

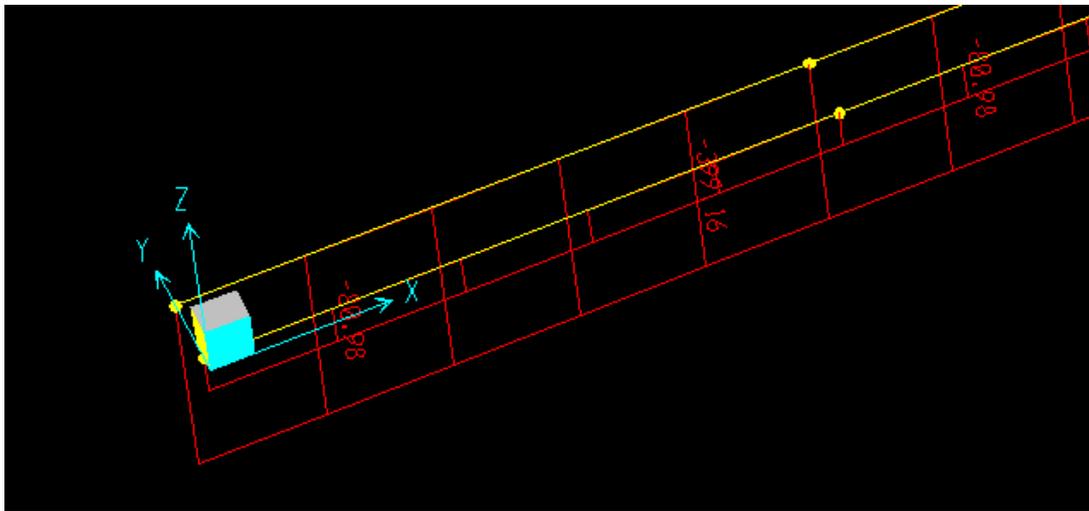
- Tuyauterie à diamètre D 355.6 mm véhiculant de vapeur condensats.
- Tuyauterie à diamètre D 139,7 mm véhiculant de vapeur condensats.



**Figure 4.5** : les tuyaux des vapeurs condensat



**Figure 4.6 :** les réactions des tuyaux



**Figure 4.7 :** les valeurs des réactions

- Les réactions de la tuyauterie D 219,1 et D 139,7 :

Au niveau des appuis doubles dans le rack B2 (72 m)

**Tableau 4.12 :** les efforts de réaction des tubes

Nombre de tube	Tube	Réaction (KN)
1	D 219,1	399,16
1	D 139,7	80,98

## 4.5. ETUDE SISMIQUE SELON RPA 99/VERSION 2003

### 4.5.1. Introduction :

Le séisme de par sa nature dévastatrice, restera un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autres phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les raz de marée etc.....C'est pour cela que l'étude au séisme pour les structures implantées dans les zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines. Le calcul d'une structure vis-à-vis du séisme a pour objet d'évaluer les charges engendrées dans le système structural.

### 4.5.2. Classification selon RPA99/VERSION 2003 :

#### 4.5.2.1. Classification des zones sismiques (modificatifs et compléments aux RPA 99)

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité.

Notre ouvrage se situe à Akbou – Bejaia, qui est classée en **zone IIa**.

#### 4.5.2.3. Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

Donc notre structure est implantée dans un site ferme (**Catégorie S2**).

### 4.5.3. Méthode statique équivalente :

#### 4.5.3.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

#### 4.5.4. La Méthode modale spectrale

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel SAP, sur un modèle pré dimensionnel de la structure encastrée à la sa base.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (poteau, poutre et barres), les éléments non structuraux (tuyauterie) sont introduire comme charges.

Le poids des tuyaux à considérer pour le calcul dynamique est donné comme suit :

$$W = G + \beta \times Q$$

G : poids propre des tubes.

Q : charge d'exploitation (poids des fluides).

$\beta$  : Coefficient de pondération avec  $\beta = 0,2$

Dans notre cas nous allons prendre :

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

##### 4.5.4.1. Spectre de réponse de calcul.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5n \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5n(1,25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient 'accélération de la zone.

n : Facteur d'amortissement critique  $\Rightarrow n = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$

R : Coefficient de comporte de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,2 (zone Iia, pour le groupe 1B) .....tableau 4.1 RPA

n = 1,16 (Facteur d'amortissement critique) .....4.3 RPA

R = 4 (Portique auto stable ordinaire) .....tableau 4.3 RPA

T1= 0,15, T2=0,40 (site S terrain meuble) .....tableau 4.7 RPA

Q : Facteur de qualité de la structure :

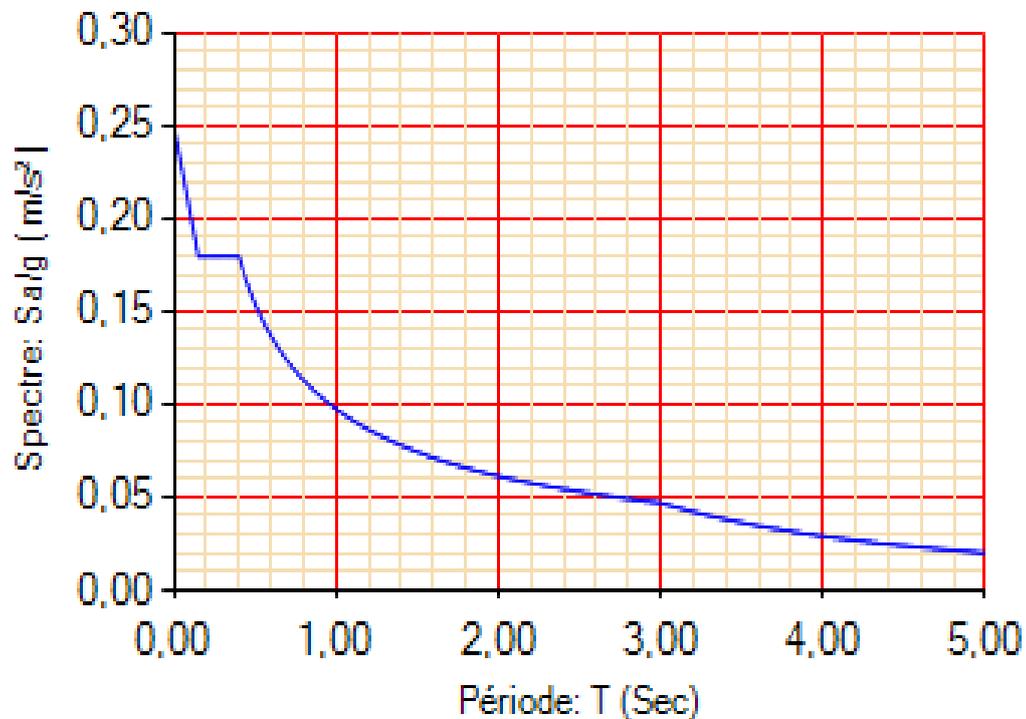
$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non .Sa valeur est donné au tableau 4.4 du RPA

**Tableau 4.13** : les critères de facteur de qualité de RPA.

Critère	Observe	Pénalité
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
2. Redondance en plan	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Somme		0,10

$$Q = 1 + 0,10 = 1,10$$



**Figure 4.8** : spectre de réponse du RPA

#### 4.6. Les combinaisons d'action :

##### 4.6.1. Type des actions

Pour le type des actions nous avons choix de prendre

- G1 : charge permanent des éléments de la structure
- G2 : charge permanent dues aux poids de la tuyauterie
- Q : charge d'exploitation due au poids des fluides véhiculés
- T1 : charge due à la variation de la température
- T2 : action des points fixes et patin (frottements) dues a la dilatations de la tuyauterie
- 

##### 4.6.2. Etat limite ultime (ELU)

D'après l'eurocode 0, les combinaisons d'actions pour l'état limite ultime, pour les situations de projet durables et transitoires, sont donne par l'équation ci-dessous :

$$\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \begin{cases} \gamma_{G,max}^{(i)} \\ \gamma_{G,min}^{(i)} \end{cases} + Q_i \cdot \gamma_{Q,max}^{(i)} + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \psi_{0,1}$$

$\gamma \cdot \psi$  : sont les coefficients partiels de sécurité, donne par l'annexe A de l'eurocode 0.

On aura au total 22 combinaisons (voire l'annexe B), nous contenterons des 3 dans le Tableau ci-dessous :

**Tableau 4.14 : combinaisons à l'ELU**

Combinaisons à L'ELU
$1,35 * G + 1,5 * Q + 0,8 * T + 0,8 * F_{pipe}$
$G * 1,35 + Q * 1,50$
$1,35 * G + 1,5 (W + W_{rack})$

##### 4.6.3. Etat limite de service (ELS) :

Pour l'état limite de service, l'euro-code 0 propose 3 types de combinaisons :

- **Combinaisons rares :**

$$\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)} + Q_i + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \psi_{0,1}$$

- **Combinaisons fréquentes :**

$$\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)} + Q_i + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \psi_{0,2}$$

- **Combinaisons quasi permanente :**

$$\sum_{i \geq 1} G_i \cdot \gamma_s^{(i)} + Q_i + \sum_{j \geq 1, i \neq j} Q_j \cdot \psi_{0,3}$$

Nous aurons 21 combinaisons (voir annexe B), nous contenterons d'utiliser les trois combinaisons dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.15 :** combinaisons à l'ELS

Combinaisons à L'ELS
$G + Q + 0,8 * T + 0,8 * F_{pipe}$
$1,00 * G + 1,00 * Q$
$1,00 * G + 1,00 * (W + Wrack)$

#### 4.6.4. Accidentel (sismique) :

Les combinaisons accidentelles à prendre en compte sont celles données dans le chapitre 5 du RPA qui sont les suivantes :

$$G + Q + 1,2 E$$

$$0,8 G + E$$

Si nous considérons un séisme dans deux directions orthogonales (x et y), nous aurons les 6 combinaisons dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4.16 :** combinaisons du RPA

Suivant : X	Suivant : Y
$G + Q + 1.2Ex$	$G + Q + 1.2Ey$
$0.8G + Ex$	$0.8G + Ey$
$0.8G - Ex$	$0.8G - Ey$

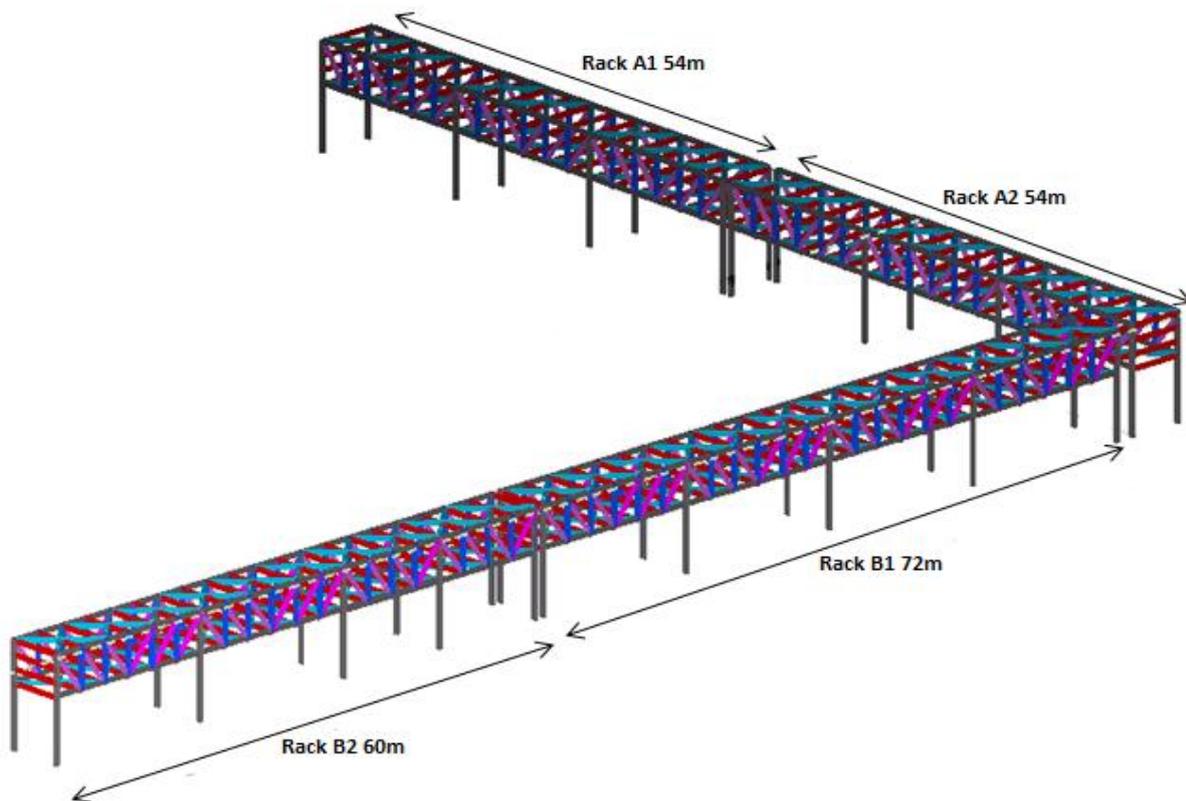
# **CHAPITRE V**

**MODELISATION ET CALCUL  
SISMIQUE**

## Introduction :

La structure étant élancée trop en plan, l'usage de joints de dilatation est indispensable, ces derniers impliquent que la structure doit être divisé en plusieurs sous structure dont l'élancement maximale entre deux portiques ne dois pas dépasser (40m) [6] [7] [8].

Pour notre cas nous avons choisis de disposer les joints de sorte que les portées ne dépassent pas 18m et subdiviser notre structure en quatre structure, illustrer dans la figure (5.1).



**Figure 5.1 :** Eléments du rack

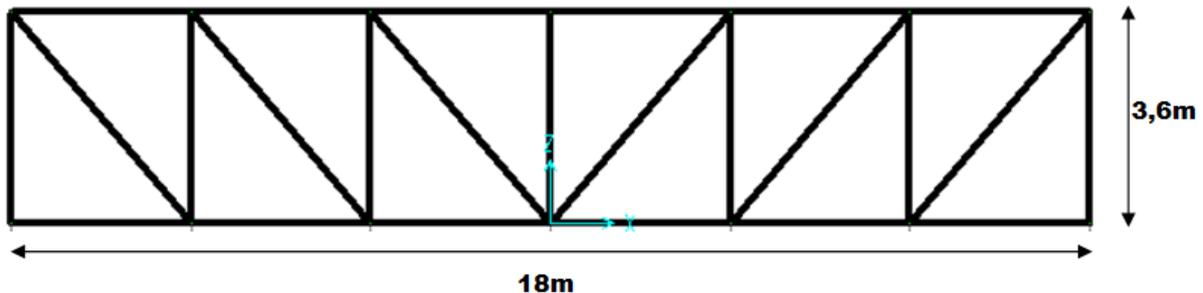
## 5.1. Conception et modélisation :

Les portiques des racks sont généralement reliés à la partie supérieure par des fermes car elles constituent la solution la plus économique pour les grandes travées (l'emprise du sol doit être libérée pour permettre le passage et la libre circulation des véhicules). Dans notre cas, des travées de fermes (poutre-treillis) allant jusqu'à 18 m de portée.

### 5.1.1. Conception de la ferme :

La conception d'une ferme consiste au choix de la forme, du type de barres la composant ainsi que leurs dispositions, le type de nœud et le moyen d'assemblage (soudures ou boulons).

Dans notre cas, on adopte la ferme a deux membrures parallèles de hauteurs  $h = 3,6$  m (la hauteur entre la membrure supérieure et la membrure inférieure), la hauteur entre les nappes  $h = 1,2$  m), quant au choix de la disposition des barres nous avons préféré une disposition en N (figure 5.2) de sorte à avoir des efforts de traction (les charges gravitaires sont prépondérante).



**Figure 5.2** : ferme en N

Le type de section choisit sont : (voir chapitre prédimensionnement)

Pour les membrures : section en HEA 140.

Pour les barres (montants et diagonales) : section en HEA 120.

Le moyen d'assemblage choisis est le boulonnage car sa mise en œuvre est plus facile et moins compliquée sur chantier le soudage sera préféré dans le cas de la préfabrication de la ferme en usine, quant aux nombre de mailles et l'espacement de ces dernière, il est définit par la distance entre les supports (patin et guides) qui est d'environ 3 m.

Prenons par exemple les deux grandes fermes parallèles des éléments du rack B2 (fig 5.1), Ces derniers ont une portée de  $L = 18$  m.

Si on divise cette distance par 3 m on trouve  $N = 18/3 = 6$  m

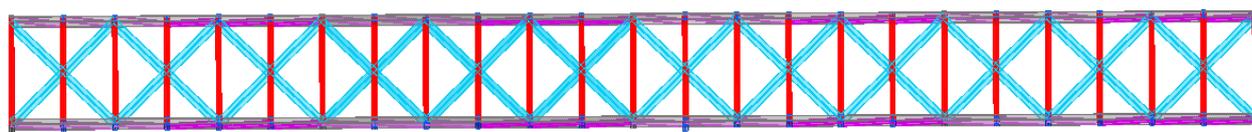
Le nombre de maille d'une ferme en N est pair et entier donc  $N = 6$  mailles

L'espacement des mailles est :  $e = 18/6 = 3$  m.

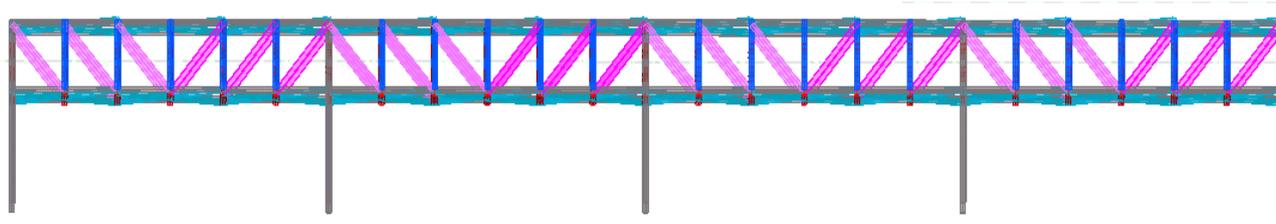
### 5.1.2. Modélisation :

Ici présent on fera la modélisation de nos 3 types de rack avec les différents angles de vue pour chaque rack :

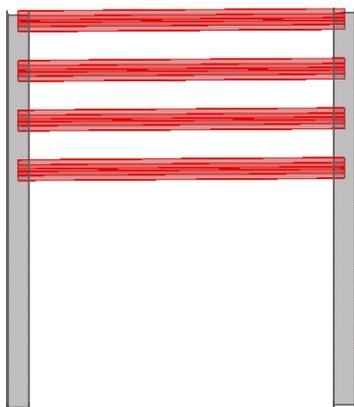
## 5.1.2.1. Rack B1



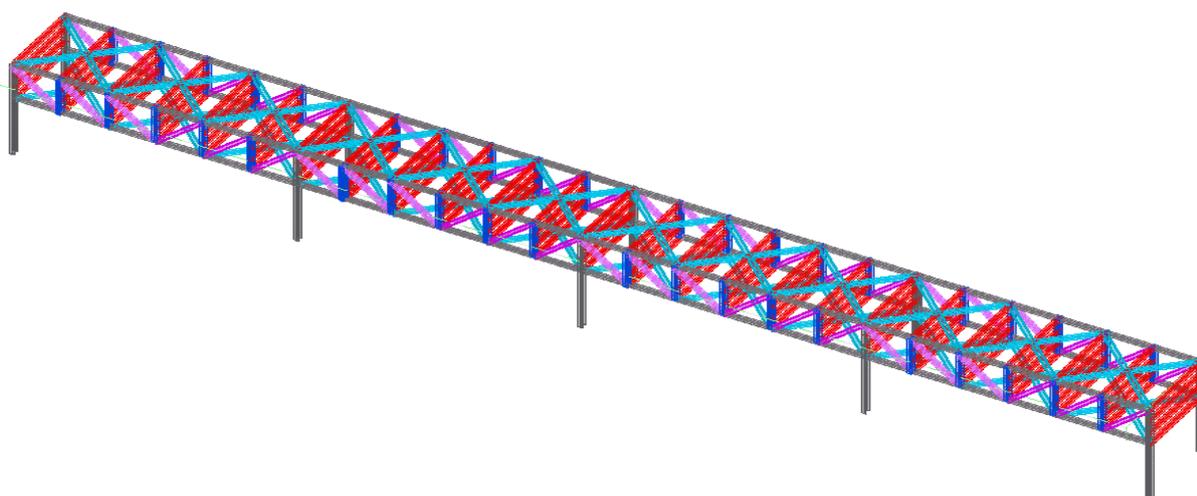
a. vue en plan



b. vue x-y



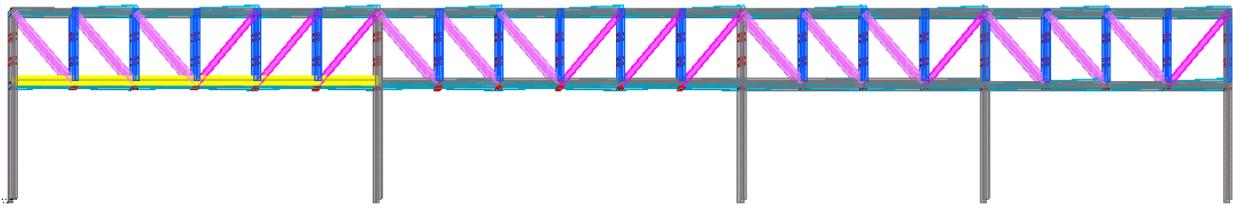
c. vue y-z



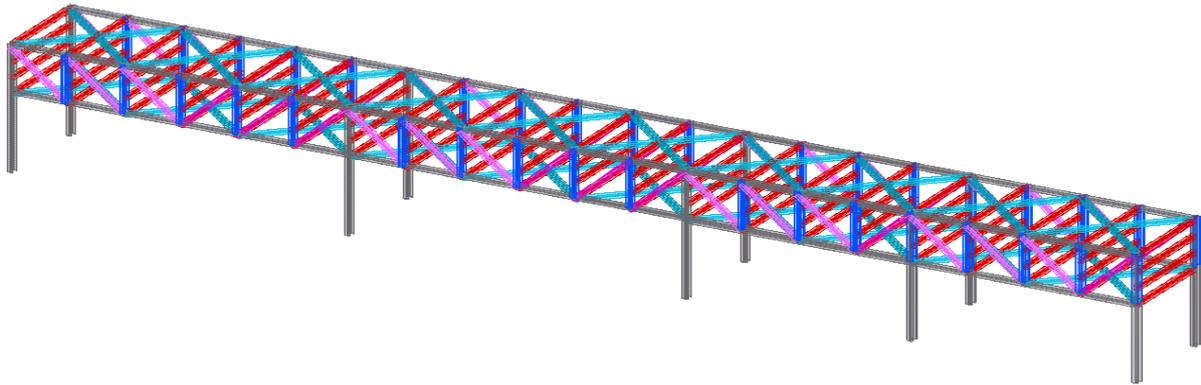
d. vue 3D

**Figure 5.3:** différentes vue de Rack B1

5.1.2.2. Rack B2:



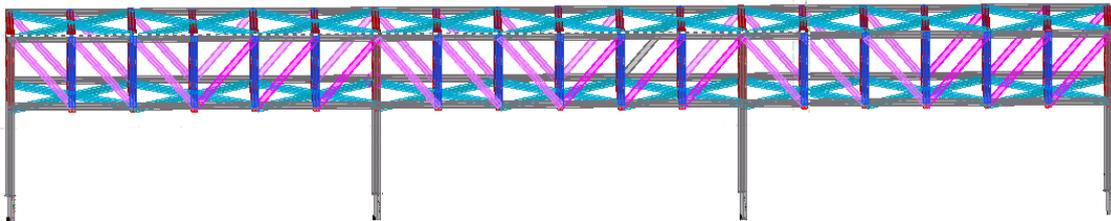
a. vue x-y



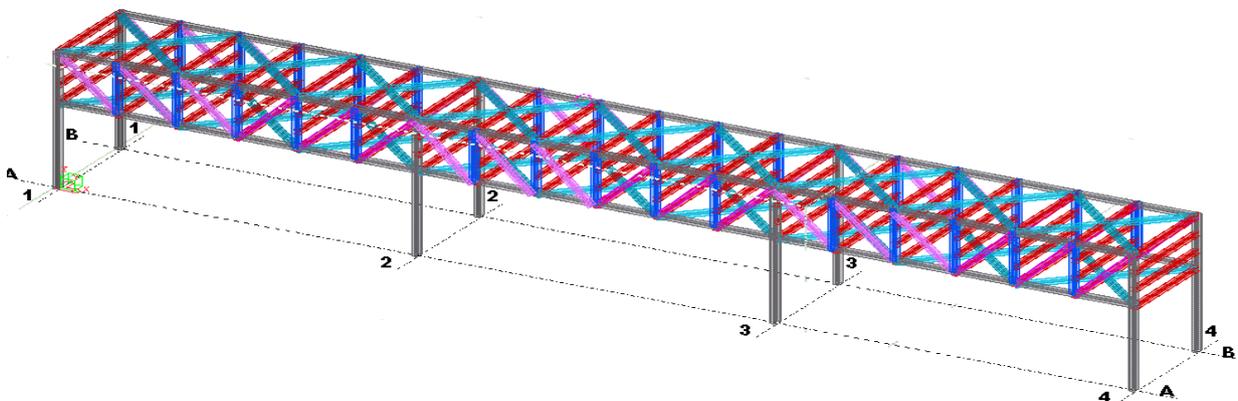
b. vue 3D

Figure 5.4: différentes vue de Rack B2

5.1.2.3. Rack A1 et A2 :



a. vue x-y



b. vue 3D

Figure 5.5 : Rack A1 vue 3D

### 5.1.3. Choix des sections

A titre de prédimensionnement (chapitre 3) pour la modélisation nous avons trouvés les sections données dans le tableau 5.1 ci-dessous :

**Tableau 5.1** : sections choisis

	Elément	Type	Section
portique	Poteau	poteau	HEA 100
	les solives	poutre	IPE 180
Ferme	membrure	poutre	HEA 100
	montant	barre	HEA 100
	diagonale	barre	HEA 100

## 5.2. Dimensionnement :

### 5.2.1. Revérification des éléments de prédimensionnement:

#### 5.2.1.1. Vérification au flambement-flexion

L'instabilité des éléments aux flambements + flexion composé doivent être vérifiée par la formule suivante (classe 1 et 2).

- **Les poteaux :**

1) On a selon la combinaison la plus défavorable (1,35.G+1,5 (W+W<sub>Rack</sub>)) :

$$N^{Max} = -220,731 \text{ KN} \quad M_y = 63,59 \text{ KN.m} \quad M_z = 0,021 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Si les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{max} > 0,2 \\ \frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} > 0,1 \end{array} \right.$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \sqrt{\beta_A} = \frac{L_0}{i_y} = \frac{587}{4,06} = 144,58 \quad \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \sqrt{\beta_A} = \frac{587}{2,51} = 233,86 \text{ tel que : } \beta_A=1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 1,53 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 2,49$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,53 \Rightarrow \alpha = 0,34 \Rightarrow x_y = 0,331$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{max} = 2,49 > 0,2$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,27 \Rightarrow \alpha = 0,49 \Rightarrow x_z = 0,124$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{220,731}{0,331 \cdot 21,1 \cdot \frac{23,5}{1,1}} = 1,47 > 0,1$$

Il y a un risque de flambement + flexion à vérifier.

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} < 1$$

Avec

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y} k_y \leq 0,1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{m,y} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \leq 0,9$$

$\beta_{m,y}$  : Facteur de moment uniforme pour le flambement + flexion compose

$$\beta_{m,y} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8 - 0,7 \cdot (-0,84) = 2,388$$

Donc :

$$\mu_y = 1,53 \cdot (2 \cdot 2,388 - 4) + \frac{83 - 72,8}{72,8} = 1,32 > 0,9 \text{ non verifier}$$

$$\text{donc } \mu_y = 0,9$$

$$k_y = 0,74 < 1,5 \text{ verifier}$$

Donc :

$$\frac{220,731}{0,331 \cdot 21,1 \cdot \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,74 \cdot 63,59 \cdot 10^2}{83 \cdot \frac{23,5}{1,1}} = 4,13 > 1 \text{ non verifier}$$

Les poteaux HEA 100 ne sont pas vérifier aux flambements + flexion composer sous la combinaison du vent latérale.

2) On a selon la combinaison la plus défavorable (1,35.G+1,5 (W + W<sub>Rack</sub>) :

$$M_y^{Max} = -63,84 \text{ KN.m} \quad N = -28,34 \text{ KN} \quad M_z = -0,026 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{28,34}{0,331 \cdot 21,1 \cdot \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,74 \cdot 63,84 \cdot 10^2}{83 \cdot \frac{23,5}{1,1}} = 2,85 > 1 \quad \text{non verifier}$$

Les poteaux HEA 100 ne sont pas vérifier aux flambements + flexion composer.

3) On a selon la combinaison la plus défavorable (G+Q+1,2Ex) :

$$M_z^{Max} = 13,80 \text{ KN.m} \quad N = -65,67 \text{ KN} \quad M_y = 0,062 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{m,z} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} < 0,9$$

$$\mu_z = 1,87 > 0,9 \quad \text{non verifier}$$

$$k_z = 0,99 < 1,5 \quad \text{verifier}$$

Avec :

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\Leftrightarrow \frac{65,67}{0,331 \cdot 21,1 \cdot \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,99 \cdot 13,80 \cdot 10^2}{41,1 \cdot \frac{23,5}{1,1}} = 2 > 1 \quad \text{non verifier}$$

Les poteaux HEA 100 ne sont pas vérifier aux flambements + flexion composer

Finalement on a réalisé tous les vérifications manuelles des éléments choisis pour la combinaison la plus défavorable.

Pour la modélisation nous avons trouvés les sections données dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.2** : Résultats du dimensionnements du Rack B2.

Famille	Section	Cas de charge la plus défavorable	Choix
<b>Poteau</b>	HEA400+ (1/2) HEA 400	$G + Q + 1,2.Ex$	HEA400+ (1/2) HEA 400
<b>Membrure</b>	HEA 140	$G*1,35+Q*1,50+T*0,80+0,8F_{pipe-Rack}$	HEA 140
<b>Montant et Diagonal</b>	HEA 120	$G + Q + 1,2.Ex$	HEA 120
<b>Les Solives</b>	IPE 330	$G*1,35+Q*1,50+T*0,80+0,8F_{pipe-Rack}$	IPE 330

**Tableau 5.3** : Résultats du dimensionnements du Rack B1.

Famille	Section	Cas de charge la plus défavorable	Choix
<b>Poteau</b>	HEA400+ (1/2) HEA 400	$G + Q + 1,2.Ex$	HEA 400 + (1/2) HEA 400
<b>Membrure</b>	HEA 140	$G*1,35+Q*1,50+T*0,80+0,8F_{pipe-Rack}$	HEA 140
<b>Montant et Diagonal</b>	HEA 120	$G + Q + 1,2.Ex$	HEA 120
<b>Les Solives</b>	IPE 330	$G*1,35+Q*1,50+T*0,80+0,8F_{pipe-Rack}$	IPE 330

**Tableau 5.4** : Résultats du dimensionnements du Rack A1.

Famille	Section	Cas de charge la plus défavorable	Choix
<b>Poteau</b>	HEA400+ (1/2) HEA 400	$0,8G+Ex$	HEA 400 + (1/2) HEA 400
<b>Membrure</b>	HEA 140	$G + Q + 1,2 .Ex$	HEA 140
<b>Montant et Diagonal</b>	HEA 120	$G + Q + 1,2 .Ex$	HEA 120
<b>Les Solives</b>	IPE 330	$G*1,35+Q*1,50+T*0,80+0,8F_{pipe-Rack}$	IPE 330

**Remarque :**

On a adopté pour les poteaux des profils (HEA 400 + ½ HEA 400), pour empêcher la torsion dans le mode 1 et mode 2.

### 5.3. Calcul sismique

#### Introduction :

L'étude sismique est une étape qu'on ne peut négliger dont le but est d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de déterminer ou de dimensionner les éléments de résistance à fin de garantir la sécurité d'assurer la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude sismique est faite par la méthode modale spectrale basée sur le spectre de réponse de du RPA (figure 4.8 chapitre 4).

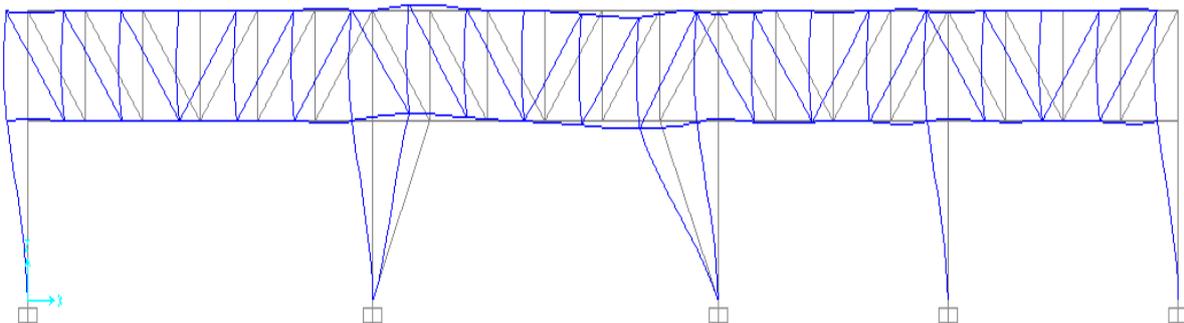
#### 5.3.1. Nombre de mode et participation modale

##### 1) Rack B2 (60m)

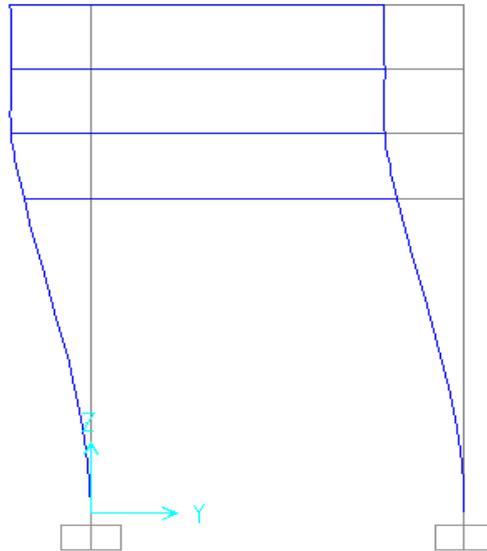
**Tableau 5.5 :** Nombre de mode et participation modale pour le Rack B2

	Période	Masse Modale	Masse Modale	Masse Modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
Modes	Sec	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
<b>1</b>	0.27975	0.99268	1.325E-10	0.0000013	0.99268	1.325E-10	0.0000013
<b>2</b>	0.25880	1.882E-10	0.99596	1.105E-07	0.99268	0.99596	0.00000149
<b>3</b>	0.08054	0.0000315	0.0000010	0.16522	0.99271	0.99596	0.16523
<b>4</b>	0.06962	2.664E-07	1.749E-07	0.12663	0.99271	0.99596	0.29186
<b>5</b>	0.06679	1.633E-09	2.449E-11	0.01848	0.99271	0.99596	0.31034
<b>6</b>	0.06599	4.757E-09	7.718E-13	0.0000061	0.99271	0.99596	0.31034

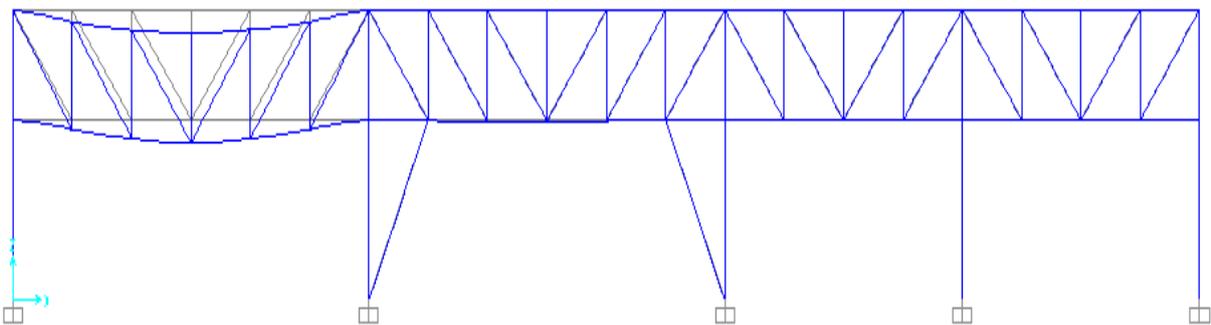
#### ➤ Les modes du Rack B2 :



**a.** Mode (1) du rack



b. Mode (2) du rack



c. Mode (3) du rack

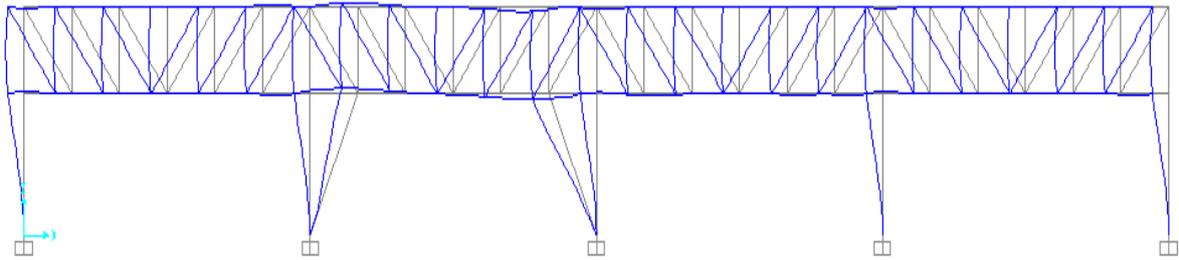
Figure 5.6 : Les modes de rack B2

## 2) Rack B1 (72m)

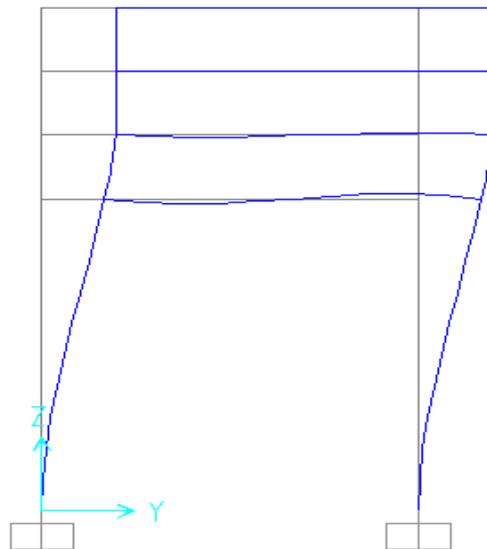
Tableau 5.6 : Nombre de mode et participation modale pour le Rack B1

Modes	Période Sec	Masse Modale	Masse Modale	Masse Modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.316415	0.99355	4.665E-11	1.14E-08	0.99355	4.665E-11	1.14E-08
2	0.286582	4.977E-11	0.99597	3.561E-07	0.99355	0.99597	3.675E-07
3	0.087271	0.00001491	0.000001497	0.30002	0.99356	0.99597	0.30002
4	0.085985	0.00003043	6.729E-07	0.14492	0.99359	0.99598	0.44494
5	0.084444	0.00002109	8.866E-11	0.00019	0.99361	0.99598	0.44513
6	0.074804	1.431E-09	8.426E-08	0.09639	0.99361	0.99598	0.54152

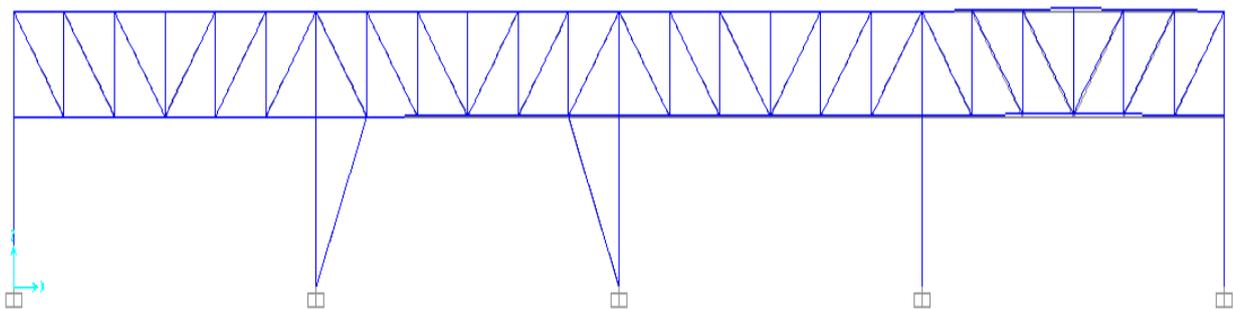
➤ **Les modes du Rack B1 :**



**a. Mode (1) du rack**



**b. Mode (2) du rack**



**c. Mode (3) du rack**

**Figure 5.7 : Les modes de rack B1**

## 3) Rack A2 (54m) :

Tableau 5.7 : Nombre de mode et participation modale pour le Rack A2

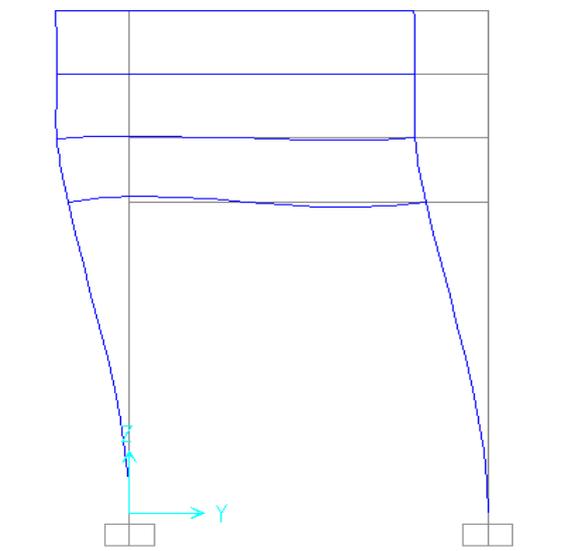
	Période	Masse Modale	Masse Modale	Masse Modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
Modes	Sec	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.25143	2.294E-10	0.99637	3.021E-07	2.294E-10	0.99637	3.021E-07
2	0.245953	0.99066	2.338E-10	9.936E-10	0.99066	0.99637	3.031E-07
3	0.076424	0.00002532	0.000001056	0.22929	0.99068	0.99637	0.22929
4	0.076312	0.00005602	4.813E-07	0.1054	0.99074	0.99637	0.33469
5	0.069136	2.143E-11	1.912E-08	0.06039	0.99074	0.99637	0.39509
6	0.066197	0.000009455	5.808E-12	2.917E-08	0.99075	0.99637	0.39509

## 4) Rack A1 (54m) :

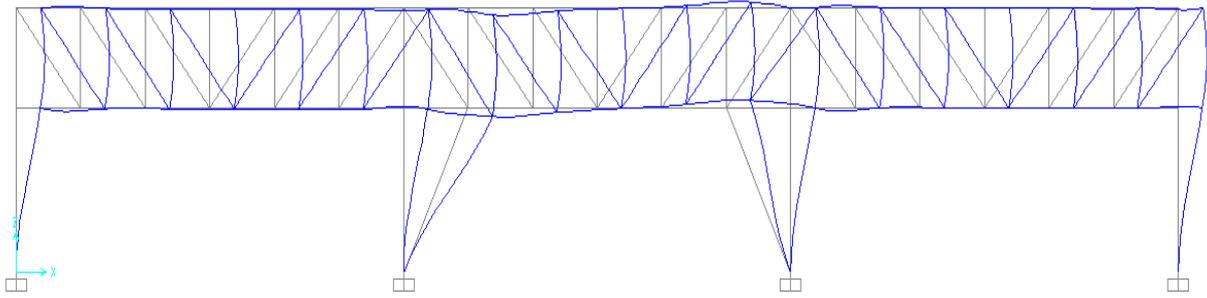
Tableau 5.8: Nombre de mode et participation modale pour le Rack A1

	Période	Masse Modale	Masse Modale	Masse Modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
Modes	Sec	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.25143	2.294E-10	0.99637	3.021E-07	2.294E-10	0.99637	3.021E-07
2	0.245953	0.99066	2.338E-10	9.936E-10	0.99066	0.99637	3.031E-07
3	0.076424	0.00002532	0.000001056	0.22929	0.99068	0.99637	0.22929
4	0.076312	0.00005602	4.813E-07	0.1054	0.99074	0.99637	0.33469
5	0.069136	2.143E-11	1.912E-08	0.06039	0.99074	0.99637	0.39509
6	0.066197	0.000009455	5.808E-12	2.917E-08	0.99075	0.99637	0.39509

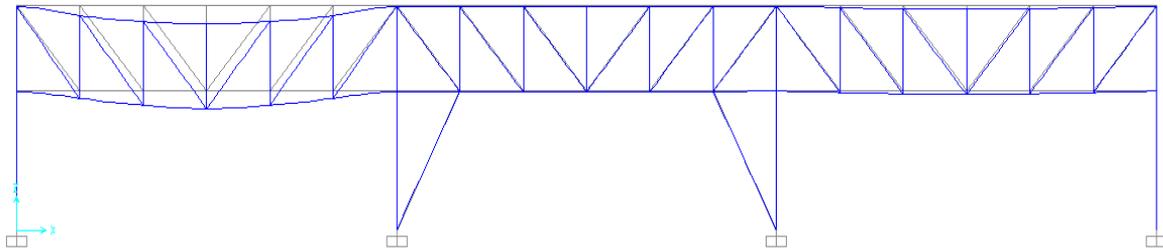
## ➤ Les modes du Rack A1 et A2 :



a. Mode (1) du rack



b. Mode (2) du rack



c. Mode (3) du rack

**Figure 5.8** : Les modes de rack A1 et A2**Remarque**

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 95 % suivant les deux directions, donc les 6 modes de vibrations (pour les Rack A1 et A2), et 6 modes (pour les rack B1 et B2) sont suffisants, pour mieux représenter le comportement des structures.

**5.3.2. Vérification de l'effort à la base**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 90 % du résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalent  $V$ .

$$V_t > V \cdot 0,8$$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le support :

$$0,8 \cdot \frac{V}{V_t}$$

$V_t$ : Effort tranchant à la base déterminé par la méthode spectrale à l'aide de SAP200.

$V$  : Effort tranchant a la base de la structure déterminé par la méthode statique équivalent calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :  $A = 0,2$      $R = 4$      $Q = 1,10$

• **Calcul de « D »**

D'après le RPA 99 ART 4.2.3. « D » se calcul par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ s} \\ 2,5 \cdot \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- T : période fondamentale de la structure.
- $T_2$  : période associée à la catégorie du site.
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donne par la formule 4.5

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

- $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau 4.2 du RPA 99 dans notre cas on prend  $\xi = 4$ . (structure en acier)

Ce qui donne :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1,08$$

Dans notre cas :

	<b>Rack B2 (60m)</b>	<b>Rack B1 (72m)</b>	<b>Rack A2 (54m)</b>	<b>Rack A1 (54m)</b>
<b>T</b>	0.28	0.32	0.23	0.23
<b>T<sub>2</sub></b>	0,40	0,40	0,40	0,40

Donc

$$D = 2,5 \cdot \eta$$

Nous aurons les valeurs suivantes pour les quatre racks :

	Rack B2	Rack B1	Rack A1
D	2,7	2,7	2,7

- calcul de « W » :

$$W = \sum_i W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{G1} + \beta W_Q$$

$$\text{Et } W_{Gi} = W_{G1} + W_{G2}$$

- W : poids total de la structure.
- $W_{G1}$  : poids de la structure.
- $W_{G2}$  : poids des tubes.
- $W_Q$  : poids des fluides.

Ces derniers, tirés directement du logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.9** : calcul du poids total de la structure « W »

	Rack B2 (60 m)	Rack B1 (72 m)	Rack A2 (54 m)	Rack A1 (54 m)
W(KN)	785.169	889.352	681.149	681.149

La vérification de l'effort tranchant à la base est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 5.10** : vérification de l'effort tranchant à la base.

	$V_t$ (KN)		V (KN)	Condition du RPA vérifiée	
	X	Y		X	Y
Rack B2 (60m)	724,82	727,04	116,59	Oui	Oui
Rack B1 (72m)	828,29	831,01	132,07	Oui	Oui
Rack A2 (54m)	629,84	633,36	83,6	Oui	Oui
Rack A1 (54m)	629,84	633,36	83,6	Oui	Oui

#### 5.4. Justification des joints sismique

D'après le RPA V2003.ART 5.2 :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la longueur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 mm$$

- $\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements des deux blocs. Calculés au niveau du sommé le moins élevé par la formule suivant :

$$\delta_i = R \cdot \delta_{ek}$$

- $\delta_{ek}$  : déplacement relatif entre les niveaux.

Dans notre cas, nous avons quatre structures, séparées par trois joints sismiques (figure 5.9)

- Un joints entre les racks 1 et 2 (joints sismique 1)
- Un joints entre les racks 2 et 3 (joints sismique 2)
- Un joints entre les racks 3 et 4 (joints sismique 3)

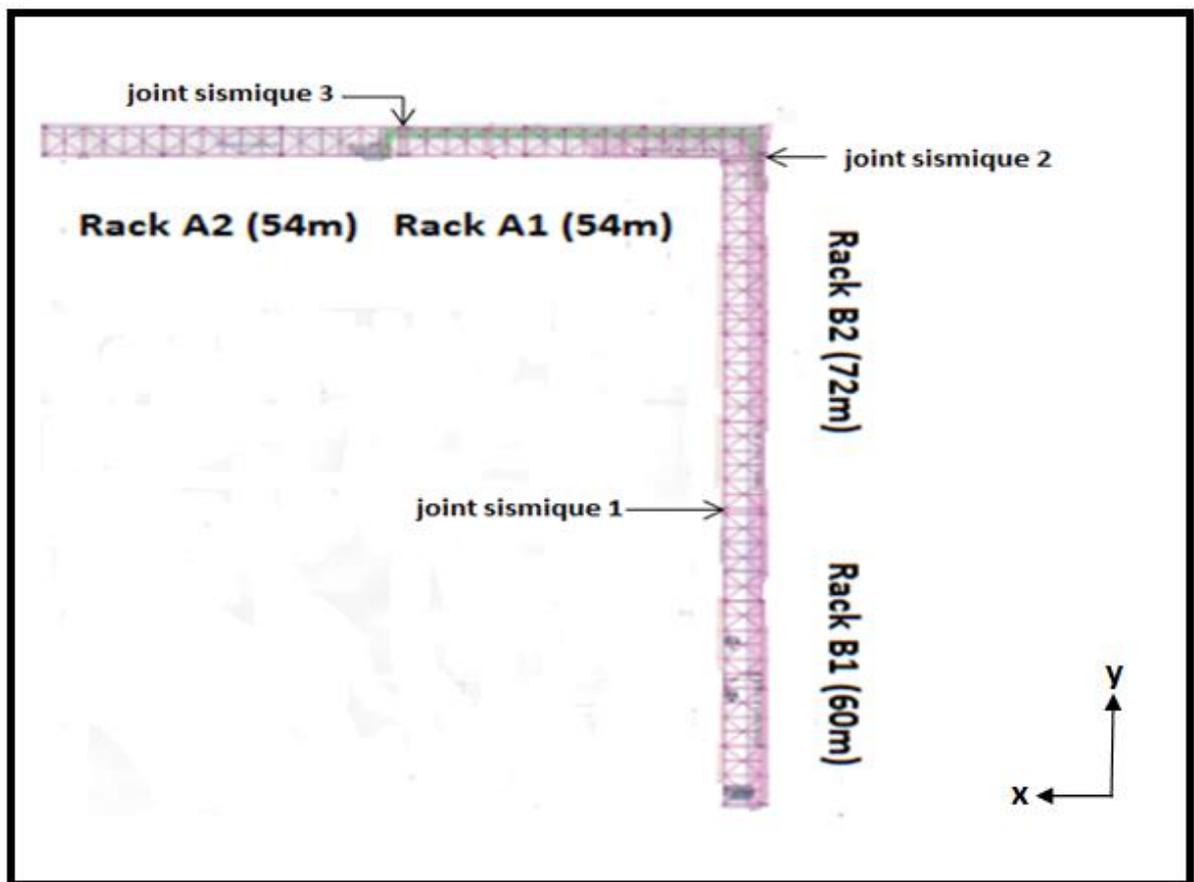


Figure 5.9: joints sismique.

Les déplacements maximaux des quatre structures, tirées directement par logiciel SAP2000, selon les deux directions (X et Y) sont dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.11** : Déplacements sismique des structures

Déplacements	$\delta_{ek}$		$\delta$	
	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$
<b>Rack B2 (60m)</b>	3,06	6,74	12,24	26,96
<b>Rack B1 (72m)</b>	3,16	4,99	12,64	19,96
<b>Rack A2 (54m)</b>	1,83	2,04	7,32	8,16
<b>Rack A1 (54m)</b>	1,83	2,04	7,32	8,16

➤ **Joint sismique 1 :**

Le joint sismique doit satisfaire les deux conditions suivantes

$$d_{min} = 15mm + (269,9 + 199,6) \geq 40 mm$$

$$d_{min} = 484,5 \geq 40 mm \quad \text{vérifiée}$$

Donc pour le joint sismique 1, on prend une distance minimale selon la direction X de 50 cm

➤ **Joint sismique 2 :**

Le joint sismique doit satisfaire les deux conditions suivantes

$$d_{min} = 15mm + (199,6 + 73,2) \geq 40 mm$$

$$d_{min} = 272,8 \geq 40 mm \quad \text{vérifiée}$$

Donc, pour le joint sismique 2, on prend aussi une distance de 50 cm selon la direction Y.

➤ **Joint sismique 3 :**

Le joint sismique doit satisfaire les deux conditions suivantes

$$d_{min} = 15mm + (73,2 + 73,2) \geq 40 mm$$

$$d_{min} = 146,4 \geq 40 mm \quad \text{vérifiée}$$

Donc, pour le joint sismique 2, on prend aussi une distance de 50 cm selon la direction X.

### 5.5. Vérification des déplacements

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacent 1 % de la hauteur d'étage (art 5.10).

Les déplacements max données directement par logiciel SAP2000 sont :

**Tableau 5.12 :** Déplacement en tête des poteaux

Déplacements	$\delta_{ek}$		$\delta$	
	Déplacements max $U_x(cm)$	Déplacements max $U_y(cm)$	$U_x(cm)$	$U_y(cm)$
<b>Rack B2</b>	1,55	1,66	6,2	6,64
<b>Rack B1</b>	1,89	1,68	7,56	6,72
<b>Rack A1</b>	1,37	1,7	5,48	6,8
<b>Rack A2</b>	1,37	1,7	5,48	6,8

Le déplacement relatif maximal est :

$$\Delta_{max} = 1\% h \text{ avec } h = 9,47 m$$

$$\Delta_{max} = \frac{947}{100} = 9,47 m$$

On voit bien que toutes les valeurs du tableau 5.12 sont inférieures à 9,47 m. donc les déplacements sont vérifiés.

# **CHAPITRE VI**

**VERIFICATION DE L'OSSATURE**

## Introduction

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre précédent et la modélisation de la structure, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

## 6.1. Vérification a l'état limite ultime (ELU)

### 6.1.1. Les solives du Rack :

#### 6.1.1.1. Rack B2 (IPE 330)

Les efforts pour la combinaison la plus défavorable sont :

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN. m)	$M_z$ (KN. m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
-178,734	-64,69	0.00	-0,196	30,645

La section est sollicité principalement à la flexion simple (autour de l'axe y) car les efforts  $M_z$  et  $V_y$  sont faible.

#### 1) Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classe de la semelle est :

la classe de lame est :

$$\frac{b}{2.t_f} \leq \begin{cases} 10. \varepsilon & : \text{classe 1} \\ 11. \varepsilon & : \text{classe 2} \\ 15. \varepsilon & : \text{classe 3} \end{cases} \quad \frac{b}{2.t_f} \leq \begin{cases} 72. \varepsilon & : \text{classe 1} \\ 83. \varepsilon & : \text{classe 1} \\ 124. \varepsilon & : \text{classe 1} \end{cases}$$

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

Pour un IPE 200

$$\frac{b}{2.t_f} = \frac{10}{2 \cdot 0,85} = 5,88 \leq 10. \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{17,78}{0,59} = 30,14 \leq 72. \varepsilon$$

Donc la section est de classe 1

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz} = 14 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3}} = 189,95 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 30,645 \text{ KN} < V_{plz} = 189,95 \text{ KN} \text{ Pas de réduction de moment résistant.}$$

- **Vérification de moment résistant :**

$$M_{rdy} = M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{plz} = 366,6 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{23,5}{1} = 86,151 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 64,69 \text{ KN.m} < M_{rdz} = 86,151 \text{ KN.m} \quad \text{vérifié}$$

## 2) Vérification de la stabilité au déversement

- **Calcul de moment critique**

$$M_{cr} = \frac{c_1 \cdot \pi^2 \cdot EI_z}{(K \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec  $L=5,71 \text{ m}$      $C1= 1,13$      $C2= 0,46$      $C3= 0,53$     (annexe F eurocode3)

$$k = k_w = 0,5 \quad Z_j = 0$$

$$Z_g = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \left( \frac{H-t_f}{2} \right)^2 = \left( \frac{20-0,85}{2} \right)^2 = 91,68 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1,13 \cdot \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 142,31}{(0,5 \cdot 5,71)^2} \cdot \left\{ \left[ 91,68 + \frac{(0,5 \cdot 5,71)^2 \cdot 0,4 \cdot 5,38}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 142,31} + (0,46 \cdot 10)^2 \right]^{1/2} - (0,46 \cdot 10) \right\}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 24,60 \text{ kN.m}$$

- **Calcul du coefficient de déversement**

La section est de classe 1 donc

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,54$$

Vérifié  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \Rightarrow$  il y a risque de déversement

$$X_{LT} = 0,9121 \text{ (Profilé laminé : courbe a)}$$

- **Vérification**

$$M_{sdy} \leq X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{sdy} = 64,69 \text{ KN.m} \leq 0,9121 \cdot 366,6 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} = 78,578 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

**6.1.1.2 Rack B1 (IPE 330)**

Les efforts sont :

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
184,91	74,24	0,00065	0,19	38,015

Les efforts  $M_z, V_y$  sont faibles, donc on calcul la section en flexion composé.

**Tableau 6-1 : vérification des solives du Rack B1**

Verification à la résistance	Class de la section	H	B	$T_f$	$T_w$	Classes
		20	10	0,85	0,56	1
	Effort tranchant	$V_{sdz}$	$A_{vz}$	$V_{pl}$	$0,5V_{pl}$	Reduction
		38,015	14	189,95	94,97	non
Verification de moment	$M_{sdy}$	$W_{ply}$	$f_y$	$M_{rdy}$	Observation	
	72,24	220,6	23,5	51,84	Vérifiée	

Vérification au risque de déversement	Class de la section	C 1	C 2	$Z_g$	K	$M_{cr}$
		1,13	0,46	10	0,5	24,60
	Effort tranchant	$W_{ply}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$M_{cr}$	$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$	$X_{LT}$
		220,6	0,54	24,60	oui	0,912
Vérification de déversement	$M_{sdy}$	$X_{LT}$	$f_y$	$M_{brd}$	Observation	
	72,64	0,912	23,5	78,578	Vérifiée	

- **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{csd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y} + K_y \cdot \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$0,86 \leq 1,1 \quad \text{vérifié}$$

**6.1.1.3. Rack A2 et A1 (IPE 330)**

Les efforts sont :

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
-163,71	-54,47	0.00	-0,186	37,67

Les efforts  $M_z, V_y$  sont faible, donc on calcul la section en flexion composée autour de l'axe fort.

**Tableau 6-2 :** vérification des solives du Rack A2

Vérification	Effort normal	$N_{csd}$	$N_{pl}$	$0,25 \cdot N_{pl}$	$A_w \cdot f_y/2$	Reduction
		a la résistance		163,71	669,75	167,437
Effort tranchant	$V_{sdz}$		$A_{vz}$	$V_{pl}$	$0,5 \cdot V_{pl}$	Reduction
	37,67		14	189,95	94,975	non
Vérification de moment	$M_{sdy}$		$W_{ply}$	$f_y$	$M_{rdy}$	Observation
	54,47	220,6	23,5	64,80	Vérifié	
Vérification au risque de déversement	Class de la section	C 1	C 2	$Z_g$	k	$M_{cr}$
		1,13	0,46	10	0,5	24,60
	Effort tranchant	$W_{ply}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$M_{cr}$	$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$	$X_{LT}$
		220,6	0,54	24,60	oui	0,921
	Vérification de déversement	$M_{sdy}$	$X_{LT}$	$f_y$	$M_{bdy}$	Observation
		54,47	0,912	23,5	78,578	Pas de risqué

**1) Vérification à la stabilité au flambement :**

• **Longueur de flambement**

Dans nos calculs on considère que les montants et les solives constituent des appuis d'où :

$$l_y = l_z = l_0 = 5,71 \text{ m}$$

$$l_{ky} = 0,9 \cdot l_0 = 5,139 \text{ m} \quad l_{kz} = l_0 = 5,71 \text{ m}$$

• **Coefficients de flambement**

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1910}{28,5}} = 8,18 \text{ cm} \quad \text{et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{148}{28,5}} = 2 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z}$$

$$\lambda_y = 66,67 \quad \text{et} \quad \lambda_z = 266,82$$

$$\lambda_K = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,71 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = 2,84$$

$(\bar{\lambda}_y \text{ et } \bar{\lambda}_z) > 0,2$  il ya risque de flambement

$$X_y = 0,784 \quad (\text{courbe b})$$

$$X_z = 0,131 \quad (\text{courbe c})$$

- **Coefficients réducteurs**

$$\psi = -0,08$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7(-0,16) = 1,856$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,71 \cdot (2 \cdot 1,856 - 4) + \left( \frac{220,6 - 194,3}{194,3} \right)$$

$$\mu_y = 0,06$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_Y \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0,06 \cdot 163,71}{0,784 \cdot 28,5 \cdot 23,5} \quad K_y = 0,9$$

- **Vérification**

$$\frac{N_{csd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y} + K_y \cdot \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$\frac{163,7110^{-2}}{0,131 \cdot 28,5 \cdot 23,5} + 0,9 \cdot \frac{54,47}{220,6 \cdot 10^2 \cdot 23,5} \leq 1,1$$

$$0,018 + 0,94 = 0,96 \leq 1,1 \quad \text{vérifié}$$

### 6.1.2 Les membrures des fermes

La ferme est considérée comme un système de stabilité dans le sens longitudinale.

#### 6.1.2.1 Rack A1 (HEA 140)

Les efforts sur les poteaux sous la combinaison : G+Q+1,2EX sont les suivant :

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN . m)	$M_z$ (KN . m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
-196,31	-53,59	-1.08	-0,185	37,62

Les efforts  $M_z$  et  $V_y$  sont faibles, ils seront négligés dans les calculs, donc la section la plus sollicitée sera calculée à la flexion composée autour de l'axe fort.

#### 1) Vérification à la résistance

- **Classe de la section** pour un HEA140

{La classe a la flexion  $\leq$  La classe a la flexion composée  $\leq$  La classe a la compression}

D'après le tableau 6.1 des Access steel la section est de classe 1 à la flexion et en compression et elle est aussi de classe 1 à la flexion composé quel que soit l'effort de compression.

Donc la section est de classe 1.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz} = 10,1 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3}} = 137,03 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 37,62 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{plz} = 68,52 \text{ KN}$$

Pas de réduction du moment résistant

- **Vérification de l'effort normal**

$$N_{csd} \leq N_{crd} = N_{PL} \quad \text{section classe 1}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl} = \frac{31,4 \cdot 23,5}{1} = 737,9 \text{ KN}$$

$$N_{csd} = 196,31 \text{ KN} \leq N_{crd} = 737,9 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'interaction N-M :**

$$N_{csd} < \text{Min} (0,25 \cdot N_{pl}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f$$

$$A_w = 31,4 - 2 \cdot 14 \cdot 0,85 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{csd} < \text{Min} (0,25 \cdot 737,9 ; 0,5 \cdot 7,6 \cdot 23,5)$$

$$N_{csd} = 196,31 \text{ KN} < \text{Min} (184,475 ; 89,3) = 89,3 \text{ KN}$$

Non vérifié, donc le moment résistant doit être réduit.

- **Vérification du moment résistant**

$$M_{rdy} = M_{n,rdy} = M_{ply} \cdot \left[ \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right]$$

$$n = \frac{N_{csd}}{N_{pl}} \quad \text{et} \quad a = \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{196,31}{737,9} = 0,266 \quad \text{et} \quad a = \min \left( \frac{7,6}{31,4} = 0,24 ; 0,5 \right) = 0,24$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y$$

$$M_{ply} = 76,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{n,rdy} = 76,35 \cdot \left[ \frac{1 - 0,226}{1 - 0,5 \cdot 0,24} \right] = 67,15 \text{ KN.m}$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} = 53,59 \text{ KN.m} < M_{n,rdy} = 67,15 \text{ KN.m}$$

## 2) Vérification de la stabilité au déversement :

Calcul du moment critique

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_Z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec

$$L = 3 M \quad Z_g = z_j = 0 \quad K = K_W = 1$$

$$\psi = \frac{8,54}{-53,39} = -0,16$$

D'après le tableau 1.1 de l'annexe F eurocode 3

$$\psi = 0 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 1,879 \quad C_2 = 0$$

$$\psi = -0,25 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 2,281 \quad C_2 = 0$$

On interpolant entre les deux valeurs on obtient

$$\psi = -0,16 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 2,281$$

$$\frac{I_W}{I_Z} = \left( \frac{H - t_f}{2} \right)^2 = \left( \frac{13,3 - 0,85}{2} \right)^2 = 38,75 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{2,28 \cdot \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 3,52}{300^2} \cdot \left\{ \left[ 38,75 + \frac{300^2 \cdot 0,4 \cdot 6,13 \cdot 1}{\pi^2 \cdot 3,52} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$M_{cr} = 1347 \text{ KN.m}$$

Calcul du coefficient de déversement

La section est de classe 1 donc :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{173,5.23,5}{1347.100}} = 0,17 \quad \lambda_{LT} < 0,4 \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

**3) Vérification a la stabilité au flambement :**

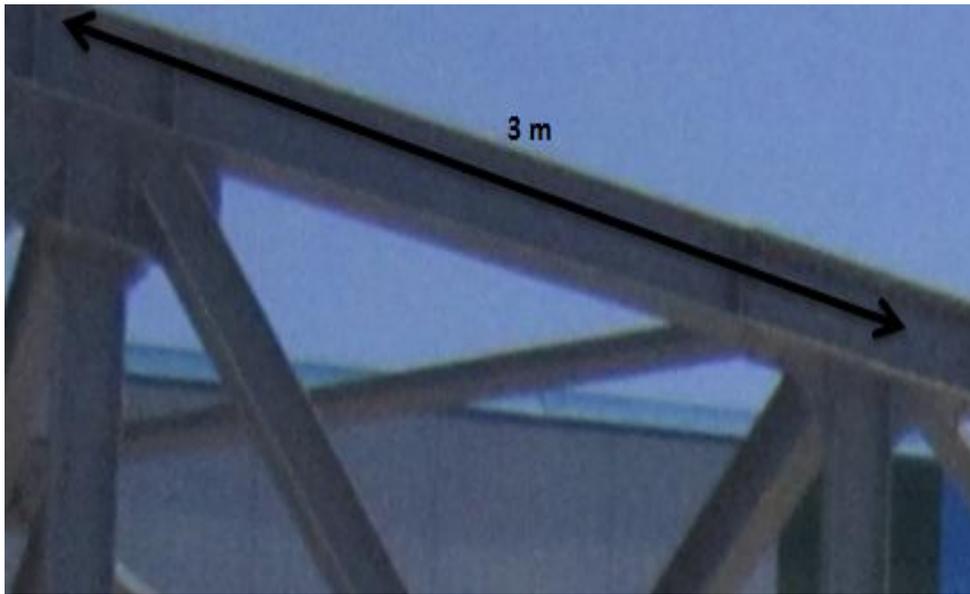
- **Longueur de flambement**

Dans nos calculs on considère que les montants et les solives constitue un appui d'où :

$$l_y = l_z = l_0 = 3 \text{ m}$$

$$l_{ky} = 0.9l_0 = 2,7 \text{ m}$$

$$l_{kz} = l_0 = 3 \text{ m}$$



**Figure 6.1 :** longueur de flambement de la membrure.

Eléments du treillis		Longueur de flambage $l_K$	
		dans le plan	hors du plan
<b>Membrures</b>		$0.9 l$	$1.0 l$
<b>Diagonales</b>	simple	$0.8 l$	$1.0 l$
	double	$0.4 l$ ①	$0.5 l$ ①
	multiple	$1.0 m$ ①	$1.5 m$ ①
	en K	$0.9 l$	$1.0 l$
<b>Montants</b>	simple	$0.8 l$	$1.0 l$
	double	$0.4 l$ ① ②	$0.5 l$ ① ②
	en K	$0.4 l$ ②	$0.5 l$ ②

① Valable à condition que les éléments soient liés les uns aux autres à mi-longueur  
 ② Ces valeurs doivent être doublées pour les montants d'extrémités (ils sont comprimés sur toute leur hauteur).

**Figure 6.2:** longueur de flambage  $l_k$  barres des poutres a treillis.

- **Coefficients de flambement**

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1033,1}{31,4}} = 5,71 \text{ cm} \quad \text{et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{389,3}{31,4}} = 3,52 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{K_{kz}}{i_z}$$

$$\lambda_y = 47,28 \quad \text{et} \quad \lambda_z = 85,22$$

$$\lambda_K = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,5 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = 0,9$$

$(\bar{\lambda}_y \text{ et } \bar{\lambda}_z) > 0,2$  il ya risque de flambement

$$X_y = 0,884 \quad (\text{courbe } b)$$

$$X_z = 0,600 \quad (\text{courbe } c)$$

- **Coefficients réducteurs**

$$\psi = -0,16$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7(-0,16) = 1,912$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,5 \cdot (2 \cdot 1,912 - 4) + \left( \frac{173,5 - 155,4}{155,4} \right)$$

$$\mu_y = 0,028$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0,028 \cdot 196,31}{0,884 \cdot 31,4 \cdot 23,5}$$

$$K_y = 0,99$$

- **Vérification**

$$\frac{N_{csd}}{x_{min} \cdot A \cdot f_y} + K_y \cdot \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$\frac{196,31}{0,6 \cdot 173,5 \cdot 23,5} + 0,99 \cdot \frac{53,39}{173,5 \cdot 23,5} \leq 1,1$$

$$0,09 \leq 1,1 \quad \text{vérifiée}$$

6.1.2.2 Rack B2 60m (HEA 140)

Les efforts pour la combinaison la plus défavorable sont

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN. m)	$M_z$ (KN . m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
207,861	63,84	0,00	-0,193	225,874

Tableau 6-3 : Vérification de la membrure de l'élément 2

Vérification A la Résistance	Effort normal	$N_{csd}$	$N_{pl}$	$0,25 N_{pl}$	$0,5 A_w . f_y$	Réduction
		207,861	737,9	184,475	89,3	oui
	Effort tranchant	$V_{sdz}$	$A_{vz}$	$V_{pl}$	$0,5 . V_{pl}$	Réduction
		225,874	10,1	137,03	68,52	non
Effort de moment	$M_{sdy}$	$W_{ply}$	$f_y$	$M_{n,rdy}$	Réduction	
	63,84	173,5	23,5	67,15	vérifiée	

Vérification au risque du déversement	Moment critique	C1	C2	K	$M_{cr}$
		2,287	0	1	1347
	Coefficient de déversement	$F_y$	$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	Risque
		23,5	1347	0,17	Non

Vérification Au flambement	Longueurs de flambement	$I_{y0}$	$L_{0z}$	$L_{ky}$	$I_{kz}$	Risque
		3	3	2,7	3	
	Effort tranchant	$\lambda_y / \lambda_k$	$\lambda_z / \lambda_k$	$X_y$	$X_z$	Risque
		0,5	0,9	0,884	0,600	oui
Vérification de moment	$\psi$	$\beta_{My}$	$\mu_y$	$k_y$	Résistance	
	-0,136	1,89	0,096	0,96	Vérifiée	

• Vérification

$$\frac{N_{csd}}{X_{min} . A . f_y} + K_y . \frac{M_{sdy}}{W_{ply} . f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$\frac{207,861}{0,6 . 31,4 . 23,5} + 0,96 . \frac{63,84}{173,5 . 23,5} \leq 1,1$$

$$0,46 + 0,015 = 0,47 \leq 1,1 \text{ vérifié}$$

### 6.1.2. 3 Rack B1 72m (HEA 140)

Les efforts pour la combinaison la plus défavorable sont

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
235,276	-73,54	0.00	-0,114	15,251

**Tableau 6.4 :** Vérification de la membrure de l'élément 3

Vérification A la résistance	Effort normal	$N_{csd}$	$N_{pl}$	$0,25 N_{pl}$	$0,5 A_w \cdot f_y$	Réduction
		235,276	737,9	184,475	89,3	oui
	Effort tranchant	$V_{sdz}$	$A_{vz}$	$V_{pl}$	$0,5 \cdot V_{pl}$	Réduction
		15,225	10,1	137,03	68,52	non
Effort de moment	$M_{sdy}$	$W_{ply}$	$F_y$	$M_{n,rdy}$	Réduction	
	73,54	173,5	23,5	89,09	vérifiée	

Vérification au Risque de flambement	Longueurs de flambement	$l_{oy}$	$l_{oz}$	$l_{ky}$	$l_{kz}$	
		3	3	2,7	3	
	Coefficient de flambement	$\lambda_y/\lambda_k$	$\lambda_z/\lambda_k$	$X_y$	$X_z$	Risque
		0,5	0,9	0,884	0,600	oui
Facteur correcteur	$\psi$	$\beta_{My}$	$\mu_y$	$k_y$	Résistance	
	-0,12	1,884	0,004	0,99	Vérifiée	

Les efforts sur le rack B1 sont supérieurs aux efforts sur le rack B2, la section étant la même (HEB 240) donc il y a pas de risque de déversement.

- **Vérification**

$$\frac{N_{csd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y} + K_y \cdot \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$\frac{235,276}{0,6 \cdot 31,4 \cdot 23,5} + 0,99 \cdot \frac{73,54}{173,5 \cdot 23,5} \leq 1,1$$

$$0,53 + 0,017 = 0,547 \leq 1,1 \text{ vérifié}$$

### 6.1.3. Les diagonales (HEA 120)

Les diagonales seront vérifiées en traction, le seul effort interne apparent est l'effort normal étant donné que les barres des fermes (diagonales et montant) sont considérées articulées.

On prend l'effort de traction le plus grand et on vérifie étant donné que les sections sont les mêmes pour les quatre racks (HEA 120)

Les efforts de traction dans les diagonales les plus sollicitées de chaque rack sont :

Rack	Rack B2	Rack B1	Rack A1 et A2
$N_{tsd}(\text{KN})$	-278,557	-323,226	-264,274

- **Classe de la section**

Pour un HEA 120

$$h = 11,4 \text{ cm} \quad b = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0,8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{12}{2 \cdot 0,8} = 7,5 \leq 10 \cdot \varepsilon \quad \frac{d}{tw} = \frac{7,4}{0,5} = 14,8 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Donc la section est de classe 1

- **Vérification**

$$N_{tsd} < N_{trd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{tsd} = 323,226 \text{ KN} < N_{trd} = 25,3 \cdot \frac{23,5}{1} = 594,55 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

### 6.1.4. Les montants (HEA 120)

Les montants sont sollicités en compression, Les effort sont égales a

	Rack1	Rack2	Rack3
$N_{tsd}(\text{KN})$	-164,492	177,923	157,26

#### 1) Vérification a la résistance

- **Classe de la section**

Pour un HEA 120

$$h = 11,4 \text{ cm} \quad b = 12 \text{ cm} \quad t_f = 0,8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{12}{2 \cdot 0,8} = 7,5 \leq 10 \cdot \varepsilon \quad \frac{d}{tw} = \frac{7,4}{0,5} = 14,8 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Donc la section est de classe 1

- **Vérification**

$$N_{csd} < N_{crd}$$

$$N_{crd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{Section de classe 1}$$

$$N_{csd} = 177,923 \text{ KN} < N_{crd} = 25,3 \cdot \frac{23,5}{1} = 594,55 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

#### 1) Vérification la stabilité au flambement

- **Longueur de flambement**

$$L_y = l_z = 3,6 \text{ m}$$

$$l_{ky} = 0,8 \cdot l_y = 2,88 \text{ m}$$

$$l_{kz} = l_z = 3,6 \text{ m}$$

- **Coefficient de flambement**

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{606,2}{25,3}} = 4,89 \text{ cm} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{230,9}{25,3}} = 3,02 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_z}$$

$$\lambda_y = \frac{288}{4,89} = 58,89 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{360}{3,02} = 119,20$$

$$\lambda_k = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{58,89}{93,9} = 0,62 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{119,20}{93,9} = 1,26$$

$(\bar{\lambda}_y \text{ et } \bar{\lambda}_z) > 0,2$  il y a risque de flambement

$$X_y = 0,827 \quad (\text{courbe } b)$$

$$X_z = 0,406 \quad (\text{courbe } c)$$

- **Vérification**

$$N_{csd} < X_{min} \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{csd} = 177,923 \text{ KN} < N_{crd} = 0,406 \cdot 25,3 \cdot \frac{23,5}{1} = 241,387 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

### 6.1.5. Les poteaux

Les efforts sur les poteaux sont les suivant :

$N_x$ (KN)	$M_y$ (KN . m)	$M_z$ (KN . m)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)
392,89	-49,73	-0.20	0,16	-12,53

Les efforts  $M_z$  et  $V_y$  sont faibles, ils seront négligés dans les calculs, donc la section la plus sollicitée sera calculée à la flexion composée autour de l'axe fort.

#### 1) Vérification a la résistance

- **Classe de la section**

Pour un HEA 400+1/2 HEA 400

(La classe a la flexion  $\leq$  La classe a la flexion composée  $\leq$  La classe a la compression)

D'après le tableau 5.1 des Access stèle la section est de classe 1 à la flexion et en compression et elle est aussi de classe 1 à la flexion composé quel que soit l'effort de compression.

Donc la section est de classe 1

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plz} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz} = 57,3 \cdot \frac{23,5}{\sqrt{3}} = 777,43 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 12,53 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{plz} = 388,715 \text{ KN}$$

Pas de réduction du moment résistant

- **Vérification de l'effort normal**

$$N_{csd} \leq N_{crd} = N_{PL} \quad \text{section classe 1}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl} = \frac{159 \cdot 23,5}{1} = 3736,5 \text{ KN}$$

$$N_{csd} = 392,89 \text{ KN} \leq N_{crd} = 3736,5 \text{ KN} \quad \text{Vérifié}$$

- **Vérification de l'interaction N-M :**

$$N_{csd} < \text{Min} (0,25 \cdot N_{pl}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f$$

$$A_w = 159 - 2 \cdot 30 \cdot 1,9 = 45 \text{ cm}^2$$

$$N_{csd} < \text{Min} (934,125 ; 528,75)$$

$$N_{csd} = 392,89 \text{ KN} < 528,75 \text{ KN}$$

Non vérifié, donc le moment résistant doit être réduit

- **Vérification du moment**

$$M_{rdy} = M_{n,rdy} = M_{ply} \cdot \left[ \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a} \right]$$

$$n = \frac{N_{csd}}{N_{pl}} \quad \text{et} \quad a = \min \left( \frac{A_w}{A} ; 0,5 \right)$$

$$n = \frac{392,89}{528,75} = 0,743 \quad \text{et} \quad a = \min \left( \frac{45}{159} = 0,283 ; 0,5 \right) = 0,283$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y$$

$$M_{ply} = 2561,8 \cdot 10^{-2} \cdot 23,5 = 602,023 \text{ KN.m}$$

$$M_{n,rdy} = 602,023 \cdot \left[ \frac{1 - 0,743}{1 - 0,5 \cdot 0,283} \right] = 180,22 \text{ KN.m}$$

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} = 49,73 \text{ KN.m} < M_{n,rdy} = ? \text{ KN.m}$$

## 2) Vérification de la stabilité au déversement :

Calcul du moment critique

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec

$$L = 5.875 \text{ m} \quad Z_g = z_j = 0 \quad K = 0,7 \quad K_w = 0,7$$

$$\psi = \frac{34,31}{-49,73} = -0,69$$

D'après le tableau 1.1 de l'annexe F eurocode 3

$$\psi = -0,5 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 3,009 \quad C_2 = 0$$

$$\psi = -0,75 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 3,258 \quad C_2 = 0$$

On interpolant entre les deux valeurs on obtient

$$\psi = -0,69 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 3,258$$

$$\frac{I_w}{I_z} = \left( \frac{H - t_f}{2} \right)^2 = \left( \frac{39 - 1,9}{2} \right)^2 = 18,55 \text{ cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{3,258 \cdot \pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 8563,1}{(0,7 \cdot 587)^2} \cdot \left\{ \left[ 18,55 + \frac{(0,7 \cdot 587)^2 \cdot 0,4 \cdot 189,04}{\pi^2 \cdot 8563,1} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$M_{cr} = 445772 \text{ KN.m}$$

Calcul du coefficient de déversement

La section est de classe 1 donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2561,8 \cdot 23,5}{445772}} = 0,036 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} < 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{pas de risque de déversement}$$

## 3) vérification la stabilité au flambement

### ▪ Longueur de flambement

**Suivant y-y :** La structure est à nœud déplaçable, pour calculer la longueur de flambement par rapport à l'axe y-y on calcul d'abord l'inertie équivalente  $I_f$  de la ferme qui est l'inertie des membrures supérieures en négligeant les inerties apportées par les montants et diagonales.

$$I_f = (A_s \cdot Y_s^2 + A_i \cdot Y_i^2) + I_s + I_z$$

$A_s = A_i$  : section des membrures

$I_s = I_z$  : Moment d'inertie /z des membrures.

$$I_s = I_z = 389,3 \text{ cm}^4$$

$$y_s = y_s = 360 - 2.13,3 = 333,4 \text{ cm}$$

$$I_f = 2. (31,4.333,4 + 389,3) = 10858,06 \text{ cm}^4$$

$$K_{11} = \frac{I_f}{L} = \frac{10858,06}{300} = 36,193$$

$$K_c = \frac{I_y}{L} = \frac{1033,1}{587} = 1,759$$

$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11}} = 0,046$$

$$n_2 = 0 \quad (\text{encastrement})$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = \left[ \frac{1 - 0,2(n_1 + n_2) - 0,12 \cdot n_1 \cdot n_2}{1 - 0,8(n_1 + n_2) + 0,6 \cdot n_1 \cdot n_2} \right]^{0,5}$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = \left[ \frac{1 - 0,2 \cdot 0,046}{1 - 0,8 \cdot 0,046} \right] = 1,028$$

$$L_{cr.y} = 5,87 \cdot 1,028 = 6,037 \text{ m}$$

## 2. Suivant z – z :

Pour les poutres abrutissantes, on ne considère que la solive de la nappe supérieure

$$K_{11} = \frac{10468,76}{360} = 29,03$$

$$K_c = \frac{389,3}{587} = 0,66$$

$$n_1 = 0,022$$

$$n_2 = 0$$

$$\frac{L_{cr}}{L} = 1,013 \quad L_{cr.z} = 5,948 \text{ m}$$

### ▪ Coefficients de flambement

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1033,1}{31,4}} = 5,73 \text{ cm} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{389,3}{31,4}} = 12,39 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z}$$

$$\lambda_y = \frac{603,7}{16,84} = 35,85 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{594,8}{7,34} = 81,03$$

$$\lambda_k = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,38 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = 0,86$$

$$(\bar{\lambda}_y \text{ et } \bar{\lambda}_z) > 0,2 \quad \text{Il y a risque de flambement}$$

$$X_y = 0,958 \quad (\text{courbe a})$$

$$X_z = 0,687 \quad (\text{courbe b})$$

#### ▪ Coefficients réducteurs

On adopte comme hypothèse que le moment d'extrémité est le moment au niveau de la membrure inférieure.

$$\Psi = -0,263$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot (-0,263) = 1,984$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left( \frac{M_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0,38 \cdot (2 \cdot 1,984 - 4) + \left( \frac{2561,8 - 2311,3}{2311,3} \right)$$

$$\mu_y = 1,616$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{1,616 \cdot 392,89}{0,958 \cdot 159,23,5}$$

$$K_y = 0,823$$

#### • Vérification

$$\frac{N_{csd}}{X_{min} \cdot A \cdot f_y} + K_y \cdot \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \cdot f_y} \leq \gamma_{m1}$$

$$\frac{392,89}{0,689 \cdot 159,23,5} + 0,823 \cdot \frac{49,73}{2561,8,23,5} \leq 1,1$$

$$0,753 \leq 1,1 \quad \text{Vérifiée}$$

On choisit alors pour tous les poteaux un HEA 400+1/2 HEA 400

## 6.2. Vérification a l'état limite de service (ELS)

### 6.2.1. Base de vérification

Les Vérification d'états limites de service consistent à s'assurer que l'état de la structure, lorsqu'elle est soumise à certaines combinaisons d'action, respecte les limites imposées par les critères d'exploitation. Ces critères peuvent viser soit des déformations ou des flèches soit des vibrations. Dans le premier cas, sont affectés l'aspect de la construction, le fonctionnement des installations et la tenue d'éléments non structuraux. Dans le second cas, on vise les risques d'endommagement de la structure et l'inconfort des occupants.

Les valeurs numériques des limites de déformation, de flèches et de vibration sont fournies par l'Euro code, 3 sont des recommandations, réputées assurer dans les cas courants, le comportement satisfaisant recherché pour l'ouvrage. Le maître d'ouvrage, le concepteur et l'autorité compétente peuvent toujours adopter des valeurs différentes, en principe plus sévères, qui s'avèreraient mieux adapter aux spécifications des différents cas rencontrés

### 6.2.2. Flèches verticales des ossatures

D'une manière générale, une distinction est faite entre différentes composantes de la déformation.

Les limites prescrites concernent d'une part  $\delta_{max}$  somme algébrique des 3 composantes qui viennent d'être identifiées, et qui constitue la déformation visible de l'élément par rapport à la ligne de ses appuis et d'autre part  $\delta_2$  qui constitue la composante de la déformation nuisible pour les éléments d'œuvre. Ces limites, suivant l'usage courant, sont exprimées en fraction de la portée de l'élément concerné.

Le tableau 6.5 résume les valeurs fixées par les règles pour les flèches verticales de planche.

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

$\delta_0$  : est la contre flèche donnée à l'élément lors de la fabrication.

$\delta_1$  : est la flèche enregistré sous les charges permanentes.

$\delta_2$  : Est la flèche provoqué par les actions variables.

**Tableau 6.5 : Valeurs limitées pour les flèches verticales**

Element de l'ouvrage	$\delta_{max}$	$\delta_2$
<b>Toiture en général (accessibles uniquement pour entretien)</b>	L/200	L/250
<b>Toiture normalement accessible</b>	L/250	L/300
<b>Planchers en général</b>	L/250	L/300
<b>Planchers supportant des poteaux</b>	L/400	L/500
<b>Critère d'aspect du bâtiment</b>	L/250	.....

Dans notre cas. Nous allons adopter les valeurs maximales suivantes :

$$\delta_{max} = L/250 \qquad \delta_2 = L/300$$

### 6.2.2 .1. Vérification des solives

Les valeurs des flèches maximales, pour les différentes combinaisons de service, sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 6.6** : Valeurs des flèches verticales des solives

	combinaisons	Déplacement des extrémités (cm)	Déplacemet au centre (cm)	Flèche (cm)
Rack A2	$(G_1+Q_1) + T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	0,23	1,24	1,01
	$(G_1+Q)+( W+W_{Rack})$	0,17	1,12	0,95
Rack B1	$(G_1+Q_1)+ T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	0,18	1,24	1,06
	$(G_1+Q)+ (W+W_{Rack})$	0,34	1,28	0,94
Rack B2	$(G_1+Q_1)+ T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	0,17	1,2	1,03
	$(G_1+Q)+(W+W_{Rack})$	0,29	1,27	0,98

$$f = 1,06 \text{ cm} < \delta_2 = \frac{L}{300} = \frac{571}{300} = 1,90 \qquad \text{Vérifiée}$$

### 6.2.2.2.Vérification des fermes

Les valeurs des flèches maximales, pour les différentes combinaisons de service, sont résumées dans le tableau 6.7.

**Tableau 6.7** : Valeurs des flèches des fermes

	Combinations	Fleche (cm)	Longueurs des fermes (m)
Rack A2	$(G_1+Q_1)+ T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	1,01	18
	$(G_1+Q)+ (W+W_{Rack})$	0,95	
Rack B1	$(G_1+Q_1)+ T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	1,06	18
	$(G_1+Q)+ (W+W_{Rack})$	0,94	
Rack B2	$(G_1+Q_1)+ T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	1,03	18
	$(G_1+Q)+ (W+W_{Rack})$	0,98	

La valeur maximale des flèches des fermes est de 6,3cm, d'où la vérification :

$$f = 1,06 \text{ cm} < \delta_2 = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L = 18 \text{ m portée minimale}$$

$$f = 1,06 \text{ cm} < \delta_2 = \frac{1800}{300} = 6 \text{ cm} \qquad \text{Vérifiée}$$

### 6.2.3. Flèches horizontales des ossatures

Le contrôle de la flexibilité des ossatures au titre des états de limites de services est par une limitation des Flèches horizontales en tête des poteaux, sous les combinaisons d'actions.

Les exigences sont modulées en fonction de trois catégories de structures.

**Tableau 6.8 :** Valeurs limites des flèches horizontales

Type de structure	Fleche dues au vent	Autres combinaisons
Structure simple à un seul niveau	$h/125$	$h/150$
Autre structure à un seul niveau	$h/250$	$h/300$
Structure des bâtiments à étages : Fleche différentielle entre étage Fleche pour l'ensemble de la structure	$h/250$ $h/420$	$h/300$ $h/500$

Dans notre cas. Nous allons adopter les valeurs maximales suivantes :  $\Delta_{max}=h/150$

Les valeurs des flèches maximales, données directement par le logiciel Sap2000, pour les différentes combinaisons de service.

**Tableau 6.9 :** Valeur des déplacements en tête des poteaux

	Combinaisons	Déplacement (cm)
Rack A2	$(G_1+Q_1) + T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	3,2
	$(G_1+Q_1) + (W+W_{Rack})$	1,7
Rack B1	$(G_1+Q_1) + T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	3,6
	$(G_1+Q_1) + (W+W_{Rack})$	2,5
Rack B2	$(G_1+Q_1) + T*0,80+0,8F_{pipe\_Rack}$	3,4
	$(G_1+Q_1) + (W+W_{Rack})$	1,8

Le déplacement maximale en tête des poteaux est de 3,6 cm, d'où la vérification suivante

$$\Delta_{pot} < \Delta_{max} = h/150 \text{ avec } h = 9,47 \text{ m (hauteurs des poteaux)}$$

$$\Delta_{pot} = 4,4 \text{ cm} < \Delta_{max} = \frac{947}{150} = 6,313 \text{ cm} .$$

# **CHAPITRE VII**

**ETUDE DES ASSEMBLAGES**

## Introduction

L'assemblage réunit plusieurs pièces entre elles, et assure la transmission des sollicitations entre ces mêmes pièces.

Dans ce chapitre deux types d'assemblages sont utilisés :

-Assemblage articulé : il ne transmet en principe qu'un effort tranchant (Assemblage solive-poutre).

-Assemblage rigide : en plus de l'effort tranchant, il faut s'assurer de la transmission des moments de flexion.

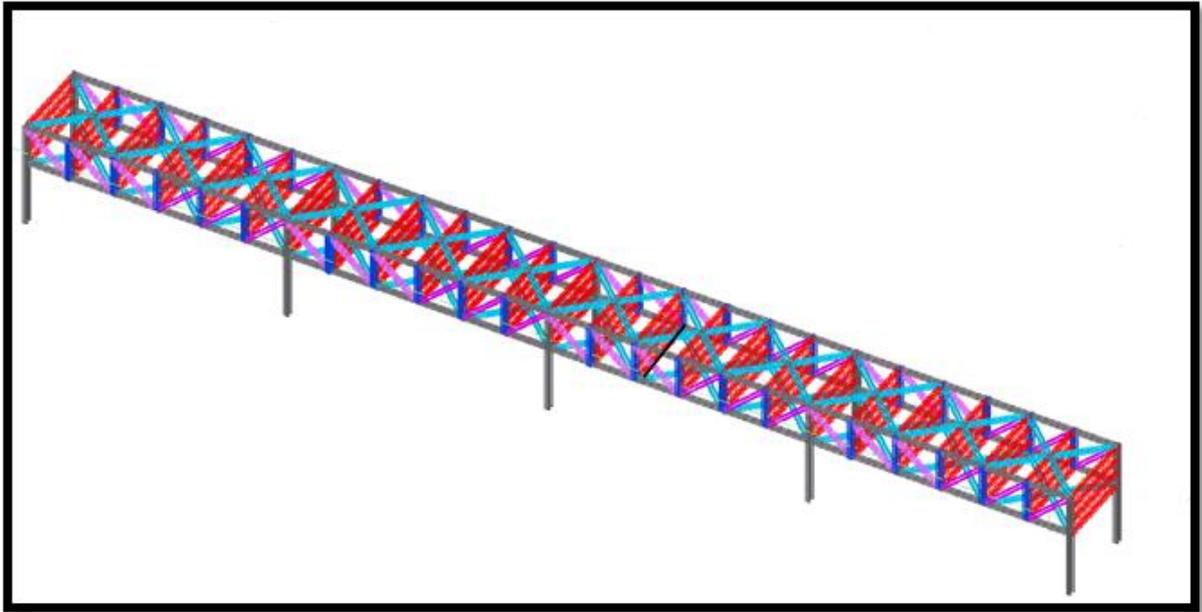
Les modes d'assemblages utilisés dans ce chapitre sont le boulonnage et la soudure.

### 7.1. Assemblage solive-membrure

L'assemblage « solive-membrure » est identique pour les quatre éléments, c'est un assemblage articulé, les solives sont assemblés à la membrure par des cornières d'attache. Le calcul est réalisé en appliquant les efforts max des 4 éléments qui sont localisés dans le rack B1 figure (7-2) et ont pour valeurs :  $V = 48,015 \text{ KN}$   $N = 1,84 \text{ KN}$ . Sous la combinaison  $1,35G+1,5(W_{\text{rack}}+W_{\text{pipe}})$ .



**Figure 7.1** : assemblage solive-membrure



**Figure 7.2 :** Solive sollicitant le plus l'assemblage

1) Type de boulons

Les boulons sont de classe « 8,8 »,  $\varnothing = 16 \text{ mm}$  (M 16),  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ ,  $A_v = 2,01 \text{ cm}^2$

2) Détermination du nombre de boulons nécessaires

Résistance du boulon au cisaillement

$$F_{v,rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot \frac{1}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 800 \times 201 \times \frac{1}{1,25}$$

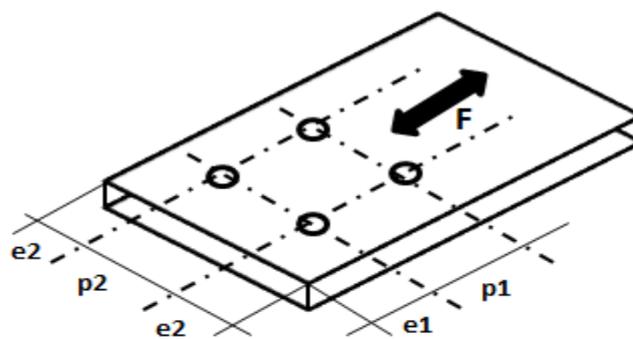
$$F_{v,rd} = 77,18 \text{ KN}$$

Le nombre de plans de cisaillement « m » est égale à 1.

Le nombre de boulons nécessaire « n » sera donc égale à :  $n = \frac{v}{m \cdot F_{v,rd}} = \frac{48,015}{77,18} = 0,62$

On prendra n égale à 2.

3) Détermination de la disposition des boulons



**Figure 7.3 :** Disposition des pinces

Réalisé selon les consignes de l'eurocode3 (§ 6.5.1)

$$e_1 = \begin{cases} e_{1min} = 1,2 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2mm \text{ (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{1min} = 21,6 mm \\ e_{1max} = 12 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{1max} = 67,2 mm \end{cases}$$

$$e_2 = \begin{cases} e_{2min} = 1,5 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2mm \text{ (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{2min} = 27mm \\ e_{2max} = 12 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{2max} = 67,2 mm \end{cases}$$

$$p_1 = \begin{cases} p_{1min} = 2,2 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2mm \text{ (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{1min} = 40mm \\ p_{1max} = 14 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{1max} = 78,4 mm \end{cases}$$

$$p_2 = \begin{cases} p_{2min} = 3,00 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2mm \text{ (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{2min} = 00 mm \\ p_{2max} = 14 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{2max} = 00 mm \end{cases}$$

En plus des contraintes réglementaire quant à la disposition des boulons on prend en compte les contraintes pratiques essentiellement le fait de disposer d'un dégagement suffisant pour le serrage des boulons à partir d'une clé pneumatique on retiendra donc les valeurs suivantes :  $\{ e_1 = 35mm \quad e_2 = 45mm \quad p_1 = 60mm \}$

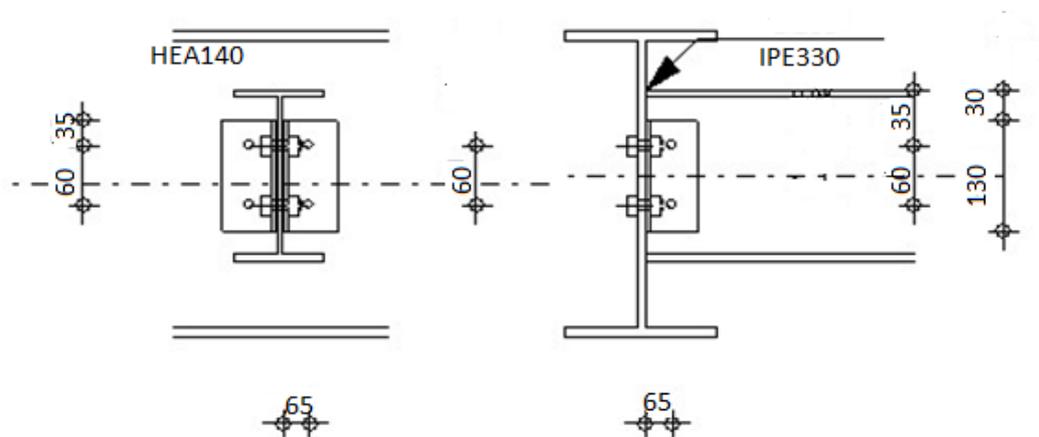
#### 4) Cornière

Suivant les recommandations du traité de génie civil [7]:

- Pour des boulons de diamètre  $\leq 16$  t (épaisseur)  $< 10$  mm on prendra  $t = 8$  mm.
- La hauteur de la cornière est égale à  $(2 \times e_1) + p_1$  elle sera donc égale à 130 mm.
- Pour les ailes on les prendra égales et des dimensions  $h = (2 \times e_2) + t$  on prendra  $h = 100$ mm.

Pour l'encoche de la solive elle est égale à 30 mm (sachant que  $t_f = 8,5$  mm) sa longueur est égale à 110 mm.

On obtient le schéma d'assemblage (figure 7.4)



**Figure 7.4** : Schéma d'assemblage solive-membrure

## 5) Vérification de la résistance des éléments

- Résistance à la pression diamétrale

Nous aurons 3 pressions diamétrales sur les 2 poutres et sur la cornière

La vérification se fait suivant la formule ci-dessous :

$$F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t \cdot \frac{1}{\gamma_{mb}} \quad \text{Ou } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

On aura pour la poutre secondaire et la cornière  $\alpha = 0,65$   $\left( \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \times 18} \right)$

Pour la poutre principale on a  $\alpha = 0,86 = \left( \frac{e_1}{3d_0} = \frac{48}{3 \times 18} \right)$

Avec  $e_1 = (e_{1\text{cornière}} + e_{\text{encoche}}) - t_f$

Nous avons l'effort tranchant dans chaque boulons est égale à  $V_1 = \frac{v}{4} = \frac{38,015}{4} = 9,50 \text{ KN}$

Nous aurons donc :

$$\begin{cases} \text{pour la solive : } F_{b,rd} = 24,22 \text{ kn} > 9,50 \text{ KN} \\ \text{pour la poutre : } F_{b,rd} = 54,85 \text{ kn} > 9,50 \text{ KN} \\ \text{pour la cornière : } F_{b,rd} = 33,05 \text{ kn} > 9,50 \text{ KN} \end{cases}$$

Les trois pièces vérifient la résistance à la pression diamétrale.

- Résistance à la traction

Seuls les boulons de l'assemblage poutre principale cornière subissent la traction.

$$F_{t,rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot \frac{1}{\gamma_{mb}} \quad \text{Avec } \gamma_{mb} = 1,5$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \cdot 800 \cdot 201 \cdot \frac{1}{1,5} \Rightarrow F_{t,rd} = 96,5 \text{ kn}$$

L'effort sollicitant les boulons en traction  $F_{t,sd}$  est calculé ci-dessous :

$$F_{t,sd} = \left( M \frac{Z_{max}}{\sum Z^2} \right) + \frac{N}{m \times n}$$

$$M = \frac{F_{v,sd}}{m} \times e$$

$e = 65 \text{ mm}$  est la distance entre les boulons de la poutre secondaire et le centre de l'âme de la poutre principale

On aura :

$$F_{t,sd} = \left( 2,2 \times \frac{0,095}{\sum (0,095^2 + 0,035^2)} \right) + \frac{0,42}{0,25}$$

$$F_{t,sd} = 22 \text{ KN} < 96,5 \quad \text{vérifié}$$

## 1) Vérification à l'action simultanée de la traction et de cisaillement

$$\frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,rd}} + \frac{F_{v,rd}}{F_{t,sd}} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{22}{1,4 \times 96,5} + \frac{38,015}{77,18} = 0,492 \leq 1$$

Nous aurons  $0,492 \leq 1$  vérifiée

## 7.2. Assemblage poteau, membrure

L'assemblage « poteaux-membrure » est identique pour les quatre éléments, c'est un assemblage rigide par plainte, il est calculé à partir des efforts max d'assemblage dans les 4 racks qui sont localisés dans rack B1 figure (7-5) et ont pour valeurs :

$$V = 15,25 \text{ KN} \quad N = 235,276 \text{ KN} \quad M = 73,54 \text{ KN.m}$$

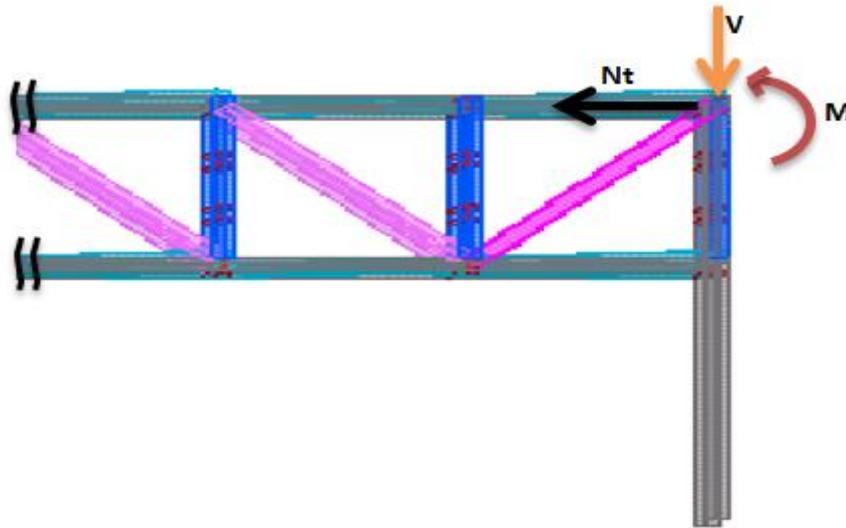


Figure 7.5 : les efforts sollicitant l'assemblage

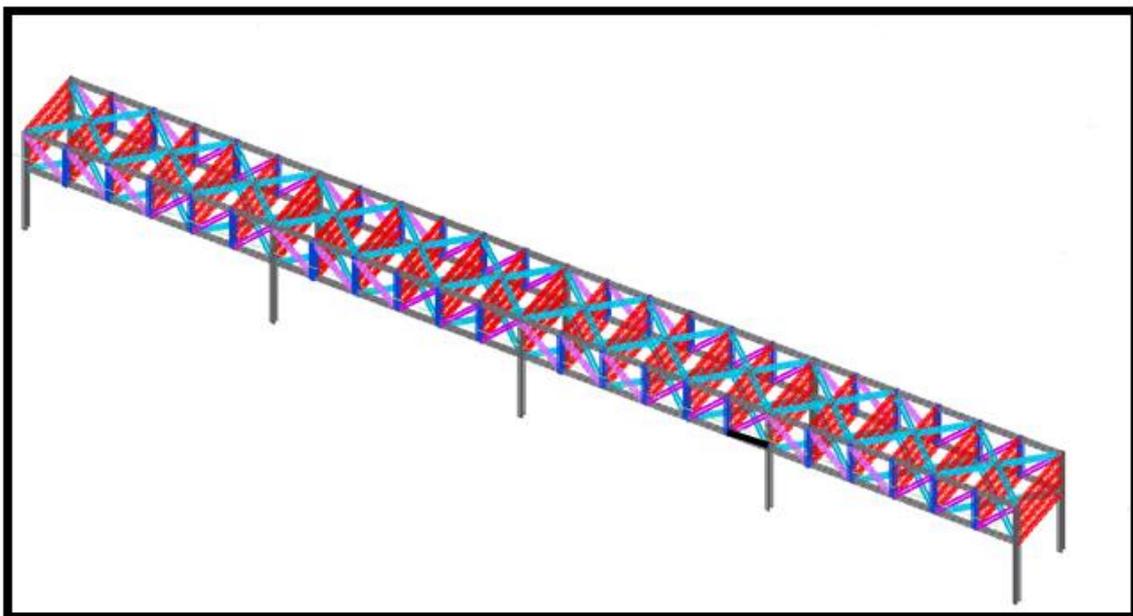


Figure 7.6 : membrure sollicitant le plus l'assemblage

## 1) Type de boulons

Les boulons sont de classe « 10,9 »,  $\varnothing = 16\text{mm}$  (M16),  $A_s = 1,57\text{cm}^2$ ,  $A_v = 2,01\text{cm}^2$

## 2) Dispositions constructives

- Entraxe horizontale

Suivant la recommandation de la norme NF P 22-460 (art 9.2.1.1) nous avons :

$$e \leq 1,5 \min (t_f \text{ poutre}, t_w \text{ poutre}) \Rightarrow e \leq 1,5 \times 10$$

$$e \leq 150 \text{ mm on prendra } e \leq 110 \text{ mm}$$

- Pièces longitudinales et transversales

Suivant les recommandations du l'eurocode 3 nous aurons :

$$e_1 = \begin{cases} e_{1min} = 1,2 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2\text{mm (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{1min} = 21,6\text{mm} \\ e_{1max} = 12 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ poutre (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{1max} = 132 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_2 = \begin{cases} e_{2min} = 1,5 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2\text{mm (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{2min} = 27 \text{ mm} \\ e_{2max} = 12 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow e_{2max} = 132 \text{ mm} \end{cases}$$

$$p_1 = \begin{cases} p_{1min} = 2,2 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2\text{mm (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{1min} = 51,86 \text{ mm} \\ p_{1max} = 14 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{1max} = 254 \text{ mm} \end{cases}$$

$$p_2 = \begin{cases} p_{2min} = 3,00 d_0 \text{ avec } d_0 = d + 2\text{mm (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{2min} \text{ est inexistant} \\ p_{2max} = 14 t_{min} \text{ avec } t_{min} = t_w \text{ solive (eurocode 3 § 7.5.2)} \Rightarrow p_{2max} \text{ est inexistant} \end{cases}$$

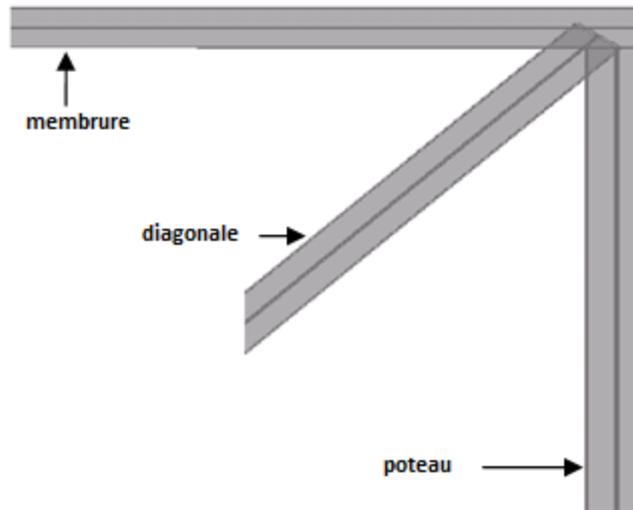
- On choisie  $e_1 = p_1 = 50 \text{ mm}$  pour les boulons de la poutre.
- $e_1$  est calculé à partir du haut de la platine cette dernière est débordante de 12 mm plus  $t_f$  de 15 mm de ce fait la pince entre le premier boulon et l'aile supérieure de la poutre est de

$$50 - (12 + 15) = 23 \text{ cm}$$

- $e_2$  est vérifié sachant qu'elle sera égale à  $\frac{(b_f - e)}{2} = (240 - 120)/2 = 60 \text{ mm}$
- Des raidisseurs horizontaux d'épaisseur 17 mm sont disposés en continuité de la semelle supérieure de la poutre.

Les dimensions et les caractéristiques de la platine et des raidisseurs sont données dans l'annexe 2 avec les caractéristiques de la poutre et du poteau.

On obtient le schéma d'assemblage figure « 7.7 ».



**Figure 7.7** : assemblage poteau-membrure

3) Vérification de la résistance des éléments

- Détermination du moment extérieur

$$M_e = m + \left[ N \times h' \times \frac{b \times t_f}{A} \right] \quad \text{ou } h' = h - t_f$$

$$M_e = 73,59 + [235,276 \times 0,08]$$

$$M_e = 92,42 \text{ kN.m}$$

Les trois rangées de boulons sont tendus nous aurons :  $N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$

$$\text{Nous avons } \begin{cases} d_1 = 324 \text{ mm} \\ d_2 = 265 \text{ mm} \\ d_3 = 206 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 0,23 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{92,42 \times 0,324}{0,23} = 130,19 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{92,42 \times 0,265}{0,23} = 106,48 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{92,42 \times 0,206}{0,23} = 82,77 \text{ KN}$$

On vérifie que  $N_1 < n F_p$  avec  $F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$

$$F_p = 0,7 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} \cdot 157 = 109,9 \text{ KN}$$

On trouve :

$n \times F_p = 2 \times 109,9 = 219,8 \text{ KN}$  nous aurons donc  $N_1 = 130 \text{ KN} < 219,8 \text{ KN}$  vérifié

- Vérification au moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{2 F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = \frac{2 \times 109,9 \times 0,23}{0,130} = 388,88 \text{ KN.m} > 174,73 \text{ KN.m} \quad \text{vérifié}$$

- Vérification au cisaillement dans chaque boulons égale à :

$$\frac{V}{8} = \frac{70,1}{8} = 8,76 \text{ KN}$$

On vérifie que avec  $F_{vsd} < F_{vrd}$  avec  $F_{vrd} = K_s \times m \times \mu \times \left[ \frac{F_p - 0,8 F_t}{\gamma_{ms}} \right]$

$$\text{Nous aurons donc } F_{vrd} = 1 \times 1 \times 0,4 \times \left[ \frac{109,9 - 0,8 \times 130,19/2}{1,25} \right]$$

On aura finalement  $F_{vsd} = 8,76 \text{ KN} < F_{vrd} = 18,24 \text{ KN}$  vérifié

- Calcule et vérifications des soudures poutre platine
  - ✓ Nous aurons les efforts :  $V = 15,25 \text{ KN}$   $N = 235,276 \text{ KN}$   $M = 73,54 \text{ KN.m}$
  - ✓ La platine a une épaisseur de 20 mm
  - ✓ La gorge de l'âme est définie par :  
( $3 \text{ mm} \leq 0,5t_w \Leftrightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm}$ )  $\Rightarrow a = 5 \text{ mm}$
  - ✓ La gorge de l'aile est définie par :  
( $3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5t_w \Leftrightarrow 3 \text{ mm} \leq a \leq 5 \text{ mm}$ )  $\Rightarrow a = 8,5 \text{ mm}$

La vérification à la résistance a été vérifié par logiciel Sap2000. Les résultats sont définis ci-dessous :

$A_w = 148,23 \text{ cm}^2$  est l'aire de toutes les soudures

$A_{wy} = 42,87 \text{ cm}^2$  est l'aire des soudures verticales

$A_{wz} = 105,36 \text{ cm}^2$  est l'aire des soudures horizontales

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -145 \text{ Mpa}$$

Sont respectivement la contrainte normale et verticale dans la soudure

$$\tau_{\parallel} = -14,43 \text{ Mpa} \text{ est la contrainte tangentielle}$$

Le coefficient de corrélation  $\beta_w$  est égale à 0,8,  $\gamma_{Mw} = 1,25$

La formule fondamentale donne :

$$\sqrt{\tau_{\parallel}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u/1$$

On trouve  $291 \text{ Mpa} < 360 \text{ Mpa}$  vérifié

**7.3. Assemblage poteau – ferme : (HEA400-2L (80×8×8)) :**

**7.3.1. Disposition des boulons :**

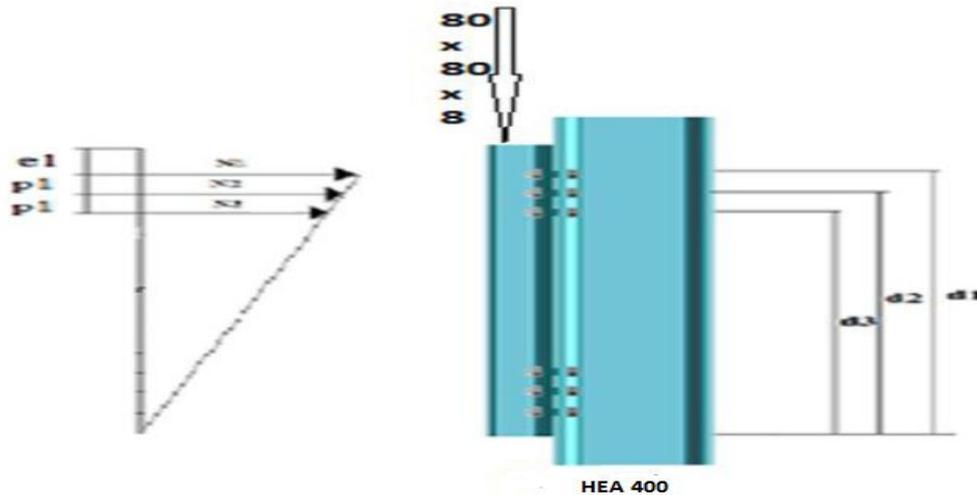
Pour des raisons constructives, on change les montants qui sont assemblés aux poteaux par 2L (80×8×8). On considérera forfaitairement 6 rangés de boulons M16 de classe 8.8 (Boulons HR).

D'où :  $d_0 = 18\text{mm}$ , 2L (80x8)  $t=8\text{mm}$ , de longueur = 50cm.

Soit :

$$\begin{cases} 12d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \\ e_2 > 27\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} e_1 = 40\text{mm} \\ p_1 = 50\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \end{cases}$$



**Figure 7.8 :** Assemblage ferme – poteau

◆ **L'ELU : Cas G +1,5(W+W<sub>rack</sub>)**

$$\begin{cases} M_u = 124,35 \text{ KN.m} \\ V_u = 75,02 \text{ KN} \end{cases}$$

Les 3 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$d_i$ : La distance des boulons tendus au centre de gravité de la membrure inférieure.

$$\text{Nous avons } \begin{cases} d_1 = 324 \text{ mm} \\ d_2 = 265 \text{ mm} \\ d_3 = 206 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \sum d_i^2 = 0,23 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{124,35 \times 0,0324}{0,23^2} = 79,92 \text{ KN}$$

$N_1 = 79,92 \text{ KN}$  Effort de traction sur le boulon le plus sollicité

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

$n$  : Nombre de boulons

$p$  : Nombre de plans de cisaillement

$$V_{sd} = \frac{75,02}{12 \times 1} = 6,25 \text{ KN}$$

### 7.3.2. Vérifications :

#### 7.3.2.1. Vérification des boulons soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$F_{s,rd} = K_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,cd} - 0,8F_{t,sd}) / \gamma_{ms} \quad \text{L'article 6.5.8.4EC3}$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

$F_{p,cd}$ : Effort de précontrainte

$f_{ub}$ : Résistance ultime du boulon de classe 8.8 (haute résistance) :  $f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$

$A_s$ : Section résistante de la partie filetée

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$\gamma_{ms}$ : Coefficient de sécurité,  $\gamma_{ms} = 1,25$

$K_s$  : Facteur de forme ; trous nominaux  $K_s = 1$

$n$ : Nombre de plan de contact

$\mu$ : Coefficient de frottement surface brossée  $\mu = 0,3$

On a :

$$F_{t,sd} = \frac{79,92}{2} = 39,96 \text{ KN} \quad (\text{Pour un seul boulon})$$

$$F_{v,sd} = 6,25 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = 13,42 \text{ KN} > F_{v,sd} = 6,25 \text{ KN}$$

#### 7.3.2.2. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{mb}$$

$d_m$ : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

M16  $\Rightarrow d_m = 24,58 \text{ mm}$

$t$  : L'épaisseur de la cornière,  $t = 8,5 \text{ mm}$

$f_u$  : La limite de rupture,  $f_u = 360 \text{ Mpa}$

$$F_{t,sd} = 39,96 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 24,58 \times 8,5 \times \frac{360}{1,25} = 113,36 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 39,96 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 113,36 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

### 7.3.2.3. Vérification à La pression diamétrale :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t \cdot \frac{1}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = 97,92 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 39,96 \text{ KN} < F_{b,rd} = 97,92 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

## 7.4. Calcule de la platine et des ancrages en pied de poteaux (HEA 400 + 1/2 HEA400)

Le pied de poteau est encasturé. Les sollicitations les plus défavorables sont localisés poteaux figure 7.9 ci-dessous, leurs valeurs sont regroupées tableaux 7-1.

**Tableau 7.1** : Valeurs des efforts

$N_x(\text{KN})$	$M_y(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_z(\text{KN} \cdot \text{m})$	$V_y(\text{KN})$	$V_z(\text{KN})$
<b>392,89</b>	-49,73	-0.20	0,16	-12,53

## 1) disposition constructive

➤ Dimension de la plaque et des pinces :

- $a = 630 \text{ mm}$
- $b = 480 \text{ mm}$
- $h = 535 \text{ mm}$
- $e_1 = 55 \text{ mm}$
- $e_2 = 72 \text{ mm}$
- $p_1 = 485 \text{ mm}$
- $p_2 = 125 \text{ mm}$
- Dimension de la tige d'ancrage.
- $\varnothing_{\text{goujons}} = 30 \text{ mm}$  (acier S. 235)
- Classe 5.6
- $f_y = 300 M_{pa}$

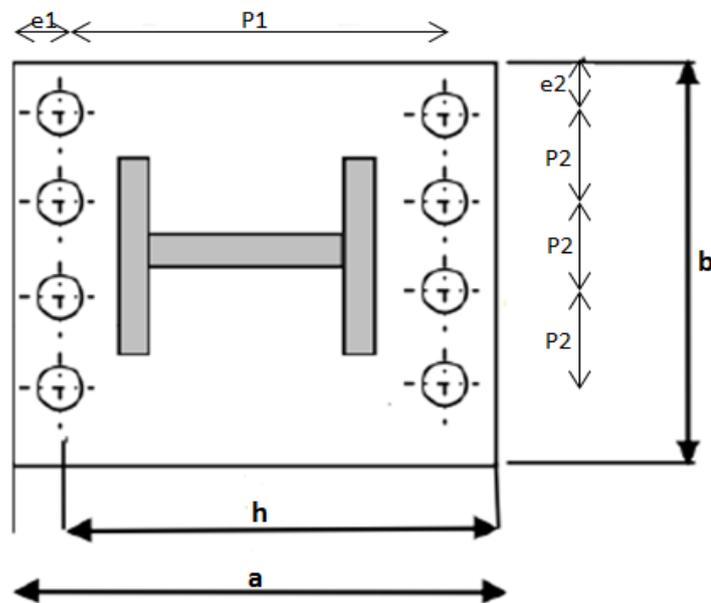


Figure 7.10 : schéma des longueurs et pinces

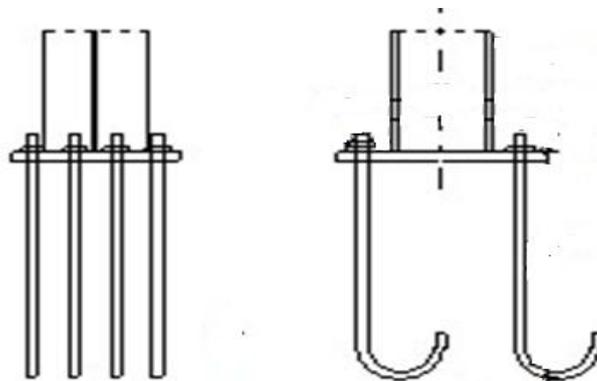


Figure 7.11 : schéma de dimensionnement de la tige d'ancrage

- L1 = 30 mm
- L2 = 650 mm
- L3 = 180 mm
- L4 = 150 mm

## 2) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Nous avons l'excentricité du moment  $M_Y$  est égale à :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{49,73}{392,89} = 12,65 \text{ cm} \qquad \frac{D}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

Pour le calcul de la contrainte dans le béton et dans l'acier on calcule  $h'$  en résolvant l'équation ci-contre :  $h^3 + [3 \times (l - h) \times h^2] + \left[90 \times A \times \frac{1}{b} h'\right] - \left[90 \times A \times \frac{1}{b} \times h\right] = 0$

Ou :  $A = 5,6 \times 4 = 22,44 \text{ cm}^2$ ,  $l = 85 \text{ cm}$ ,  $h = 53,5 \text{ cm}$ ,  $b = 48 \text{ cm}$

On aura l'équation suivante :  $h^3 + [94,5 \times h^2] + [3786,75 \times h'] - [2251,01] = 0$

On trouve :  $h' = 11,18 \text{ cm}$

La contrainte de compression dans le béton sera

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh\left(h - \left(\frac{h}{3}\right)\right)} = \frac{2 \times 392890 \times 0,85}{0,48 \times 0,53 \times 0,178}$$

$\sigma_b = 11,77 M_{pa} > f_{ub} = 14 M_{pa}$  vérifié

Les contraintes de traction dans les goujons seront

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} = \frac{392890}{2244} \times \frac{850 - 535 + \frac{11,8}{3}}{535 - \frac{11,8}{3}}$$

$\sigma_a = 254 M_{pa} < f_y = 300 M_{pa}$  vérifié

## 3) Calcul de l'épaisseur de la platine

On vérifie pour les 3 sections 1-1, 2-2 et 3-3 définie par le schéma ci-dessous

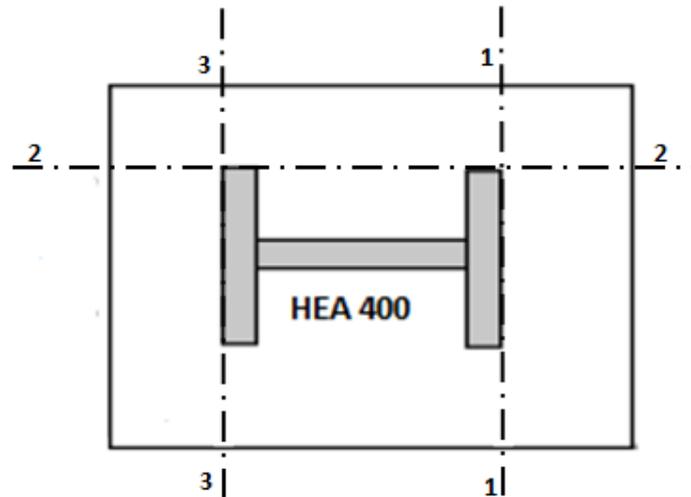


Figure 7.12 : Position des sections

- Vérification pour la section 1-1

Le diagramme des moments trapézoïdale à droite de la section est décomposé en 2 diagrammes l'un rectangulaire (1), l'autre triangulaire (2) définie (figure 7.12).

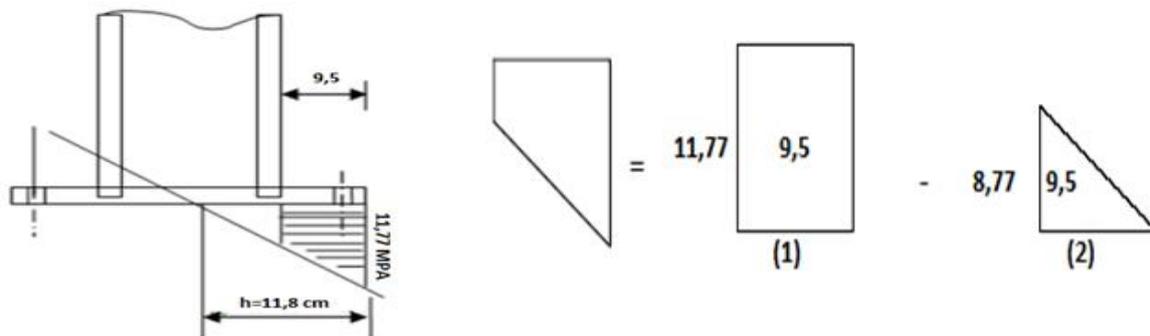


Figure 7.13 : Décomposition du diagramme des moments

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité  $b = 1$  cm et d'épaisseur  $t$ , sont

$$M_1 = 11,77 \times 10 \times 9,5 \times \frac{0,095}{2} = 53,11 \text{ daN. M}$$

$$M_2 = 8,77 \times 10 \times \frac{0,095}{3} \times \frac{9,5}{2} = 13,19 \text{ daN. M}$$

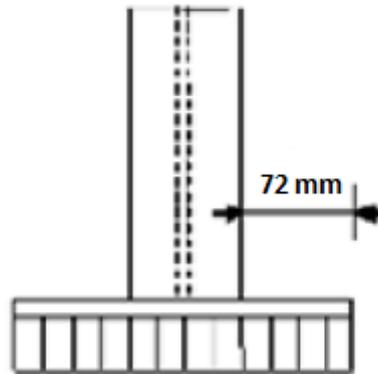
$$M = M_1 - M_2 = 39,92 \text{ daN. M}$$

$$\text{Nous avons } \left( \frac{M}{W_{et}} = \frac{M \times V}{1} \right) \leq f_y \Leftrightarrow \left( \frac{M}{W_{et}} = \frac{M \times \left( \frac{1}{2} \right)}{\frac{t^3 \times B}{12}} \right) \leq f_y$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}} \Leftrightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times 39,92}{235 \times 10^5}}$$

Nous aurons :  $t \geq 0,00319 \text{ m} = 3,2 \text{ mm}$

- Vérification pour la section 2-2



**Figure 7.14** : Longueur de la section 2-2

Du même raisonnement nous aurons :

$$M = 11,77 \times 10 \times 9,5 \times \frac{0,095}{2} = 53,11 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M}{f_y}} \Leftrightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \times 53,11}{235 \times 10^5}}$$

On aura  $t \geq 0,0044 \text{ m} = 4,4 \text{ mm}$

- Vérification pour la section 3-3

La platine est soumise à un moment  $M = 0,05 T$  ou  $T = A \times \sigma_a = 2244 \times 25,4$

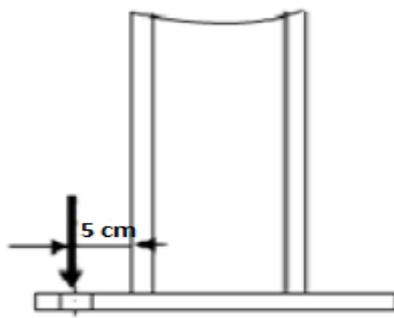
$$T = 56997,6 \text{ daN}$$

On aura  $M = 2849,88 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$$\text{De ce fait } W_{et} = \frac{45t}{6}$$

On vérifie donc que :  $(2849,88 \times 6) / (45t^2) \leq f_y$

On retrouve  $t > 0,042 \text{ m}$



**Figure 7.15 :** Distance de bras de levier

De ce fait la vérification la plus défavorable est celle de la section 3-3 on choisira une épaisseur de la platine de 4,5 cm.

### Remarque

Il est possible de diminuer la section de la platine, ou le diamètre des gougeons on utilise un béton à Résistance à la compression plus élevé.

# **CHAPITRE VIII**

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## Introduction

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol de la charge ramenée par la superstructure. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisés. Les sols de site sont d'une agressivité modérée.

### 8.1. Les types des fondations :

- **Fondation superficielle:**
  - Semelle isolée sous Poteau.
  - Semelle filante continue sous mur.
  - Semelle filante sous plusieurs poteaux.
  - Radier général ou nervuré.
- **Fondation profonde :** (semelle sur pieux ou radier sur pieux).

### 8.2. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de la réalisation.

Dans notre cas, le type de fondations choisit est une semelle isolée sous poteau.

- Les caractéristiques du sol (concernant le projet, la contrainte admissible du sol site  $S_2$  est  $\sigma_{sol} = 2$  bars).

### 8.3. Combinaison de calcul

Pour le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations citées, on prend les sollicitations les plus défavorables des combinaisons pour les deux situations suivantes :

- Accidentelle :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8.G \pm E \end{cases}$  RPA V2003 - Art 10.1.4.1
- Durable :  $\begin{cases} \text{Etat limite ultime (ELU)} \\ \text{Etat limite de service (ELS)} \end{cases}$

## 8.4. Dimensionnement des semelles

### 8.4.1. Les sollicitations :

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau 8.1** : Sollicitation sur la semelle

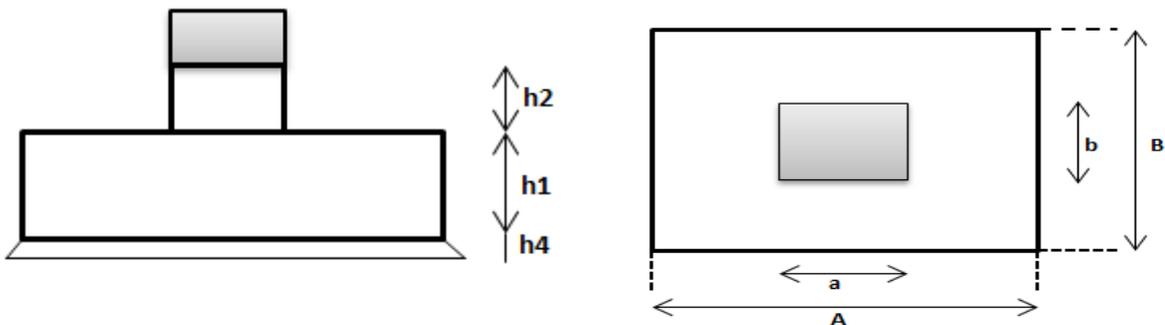
	Situation durable		Situation accidentelle
	<i>ELU1</i>	<i>ELS<sub>3</sub></i>	<i>RPAX1</i>
$N (KN)$	412,6	392,8	410,05
$V_y (KN)$	26,34	21,9	24,13
$V_z (KN)$	118,41	74,93	110,44
$M_y (KN.m)$	275,12	130,18	203,65
$M_z (KN.m)$	32,5	79,17	55,84

### 8.4.2. Prédimensionnement

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de

Manière quelle soient homothétique avec celle du pied de poteau c'est-à-dire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$



**Figure 8.1** : Dimensions de la semelle

- $a$  et  $b$  : dimension du poteau considéré.
- $A$  et  $B$  : dimension de la semelle.
- $H1$  : hauteur totale  $ht = d + h4$  avec  $h4=5\text{cm}$ .
- $d$  : hauteur utile de la semelle donnée par :

$$d = \text{Max} \left( \begin{array}{c} \frac{B - b}{4} \\ \frac{A - a}{4} \end{array} \right) \quad \text{BAEL91-CH ART1.2}$$

✚ Critère de non poinçonnement :

$$\sigma_M < \begin{cases} 2.\sigma_{sol} & \text{en situation accidentelle} \\ 1,33.\sigma_{sol} & \text{en situation durable} \end{cases}$$

$\sigma_M$  : La contrainte maximale dans la semelle donnée pour les deux sens longitudinale et transversale par la formule suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 + \frac{6.e_0}{A} \right) \text{ Sens } A \text{ avec } e_0 = \frac{M_z}{N}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right) \text{ Sens } B \text{ avec } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

✚ Dimensionnement :

1. En situation accidentelle :  $\sigma_M < 2.\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right) < 2.\sigma_{sol}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{0,73}{0,58} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 1,25$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{203,65}{410,05} = 0,496 \text{ m}$$

$$\frac{410,05}{1,3.B^2} \cdot \left( 1 + \frac{6.0,496}{B} \right) < 400$$

$$-B^3 + B + 0,46 \leq 0$$

$$B \geq 1,31$$

On prend  $B=1,5$  et  $A=1,25.B = 1,88$

2. En situation durable :  $\sigma_M < 1,33.\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right) < 1,33\sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{275,12}{412,6} = 0,666 \text{ m}$$

$$\frac{412,6}{1,3.B^2} \cdot \left(1 + \frac{6.0,666}{B}\right) < 266$$

$$-B^3 + 1,43B + 0,46 \leq 0$$

$$B \geq 1,61$$

On prend  $B = 2m$  et  $A = 1,3B = 2,6m$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux  $A = 2,6m$   $B = 2m$

$$d = \text{Max} \left( \frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4} \right) \Rightarrow d = \frac{260 - 48}{4} = 53 \text{ cm}$$

$$d = 53 \text{ cm}$$

$$h = d + h_4 = 53 + 5 = 58 \text{ cm}$$

$l_1$  : Hauteur de l'amorce de poteau.

$$h_2 = 150 - 58 = 92 \text{ cm}$$

#### 8.4.3. Les sollicité à la base :

Le poids de la semelle est :

$$P = (A.B.h + a.b.l_1) \cdot \gamma_b \text{ Avec } \gamma_b = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$P = (2.2,6.0,58 + 0,63.0,48.0,92) \cdot 25 = 82,35 \text{ KN}$$

$$P = 82,35 \text{ KN}$$

Les moments à la base sont :

$$M_{by} = M_y + V_z \cdot (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + V_y \cdot (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 8.2 :** Sollicitations à la base de la semelle

	Situation durable		Situation accidentelle
	ELU1	ELS <sub>3</sub>	RPAX1
$N (KN)$	738,02	511,556	369,5
$V_y (KN)$	26,34	21,9	24,13
$V_z (KN)$	118,41	74,93	110,44
$M_y (KN.m)$	106,98	63,54	88,312
$M_z (KN.m)$	102,25	82,966	62,485

#### 8.4.4. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans la semelle sont données par les expressions suivantes :

$$\text{Sens } A \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 + \frac{6.e_0}{A} \right) \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 - \frac{6.e_0}{A} \right) \end{array} \right. \text{ avec } e_0 = \frac{M_z}{N}$$

$$\text{Sens } B \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 + \frac{6.e_0}{B} \right) \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A.B} \cdot \left( 1 - \frac{6.e_0}{B} \right) \end{array} \right. \text{ avec } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

La contrainte moyenne est :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3.\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

Les vérifications à faire sont :

$$\sigma_{max} \leq \begin{cases} 2.\sigma_{sol} & \text{en situation accidentelle} \\ 1,33.\sigma_{sol} & \text{en situation durable} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$$

La vérification des contraintes sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 8.3** : la vérification des contraintes

Cas de charge		sens	$e_0 (m)$	$\sigma_{max} (KN/m^2)$	$\sigma_{min} (KN/m^2)$	RPA
Situation Accidentelle		Sens A	0,310	132	74,12	165,02 < 200
		Sens B	0,292	192	67,082	123,45 < 200
Situation durable	ELU	Sens A	0,72	156,45	53,265	145,25 < 200
		Sens B	0,16	189,25	59,960	133,83 < 200
	ELS	Sens A	0,165	163,25	48,312	129,45 < 200
		Sens B	0,192	162,44	47,921	143,13 < 200

Donc toutes les contraintes sont vérifiées.

#### 8.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99 2003 (ART.10.1.5), dans le cas accidentelle, il faut vérifier que :

$$e_0 = \begin{cases} \frac{M_y}{N} \leq \frac{B}{4} & \text{sens B} \\ \frac{M_z}{N} \leq \frac{A}{4} & \text{sens A} \end{cases}$$

$$e_0 = \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0,5m & \text{sens B} \\ \frac{A}{4} = \frac{2,6}{4} = 0,64 & \text{sens A} \end{cases}$$

$$\text{sens A} : e_0 = 0,135m$$

$$\text{sens B} : e_0 = 0,129m$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

**8.4.6. Calcul des armatures :**

On a deux conditions à vérifier

$$1 \left\{ \begin{array}{l} e_0 < \frac{a}{6} \quad \text{sens } A \\ e_0 < \frac{b}{6} \quad \text{sens } B \end{array} \right.$$

$$2 \left\{ \begin{array}{l} e_0 < \frac{A}{6} \quad \text{sens } A \\ e_0 < \frac{B}{6} \quad \text{sens } B \end{array} \right.$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \cdot e_0}{A} \right) \text{ Sens } A$$

$$N' = N \left( 1 + \frac{3 \cdot e_0}{B} \right) \text{ Sens } B$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment  $M_1$  :

$$M_1 = (4 \cdot A + 0,3 \cdot a - 9e_0) \cdot \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \cdot \frac{N}{27} \text{ Sens } A$$

$$M_1 = (4 \cdot B + 0,3 \cdot b - 9e_0) \cdot \left( \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \cdot \frac{N}{27} \text{ Sens } B$$

**A) Situation accidentelle :**

- Armature parallèle a « B »

$$e_0 = 0,129m > \frac{b}{6} = \frac{0,63}{6} = 0,105m$$

$$e_0 = 0,129m > \frac{B}{24} = \frac{2}{24} = 0,08m$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2 + 0,3.0,48 - 9.0,129) \cdot \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35.0,48}{\frac{2}{2} - 0,129} \right)^2 \cdot \frac{369,5}{27}$$

$$M_1 = 45,22 \text{ KN.M}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,9.d$$

$$A_s = \frac{45,22}{0,477.400.10^{-1}} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,37 \text{ cm}^2$$

- Armature parallèle a « A »

$$e_0 = 0,135 \text{ m} > \frac{a}{6} = \frac{0,63}{6} = 0,105 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,135 \text{ m} > \frac{A}{24} = \frac{2,6}{24} = 0,108 \text{ m}$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2,6 + 0,3.0,105 - 9.0,135) \cdot \left( \frac{\frac{2,6}{2} - 0,35.0,63}{\frac{2,6}{2} - 0,135} \right)^2 \cdot \frac{369,5}{27}$$

$$M_1 = 60,99 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,477$$

$$A_s = \frac{60,99}{0,477.400.10^{-1}} = 3,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,19 \text{ cm}^2$$

**B) Situation durable :****B.1. ELU**

- Armature parallèle a « B »

$$e_0 = 0,176m > \frac{b}{6} = 0,105m$$

$$e_0 = 0,176m > \frac{B}{24} = 0,08m$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2 + 0,3.0,63 - 9.0,176) \cdot \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35.0,63}{\frac{2}{2} - 0,176} \right)^2 \cdot \frac{738,02}{27}$$

$$M_1 = 65,755KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,9.d$$

$$A_s = \frac{65,755}{0,477.400.10^{-1}} = 3,34cm^2$$

$$A_s = 3,34cm^2$$

- Armature parallèle a « A »

$$e_0 = 0,272m > \frac{a}{6} = 0,08m$$

$$e_0 = 0,272m > \frac{A}{24} = 0,108m$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2 + 0,3.0,48 - 9.0,176) \cdot \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35.0,48}{\frac{2}{2} - 0,176} \right)^2 \cdot \frac{738,02}{27}$$

$$M_1 = 177,16KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,9.d$$

$$A_s = \frac{177,16}{0,477.400.10^{-1}} = 9,285 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,285 \text{ cm}^2$$

## B.2. ELS

- Armature parallèle a « B »

$$e_0 = 0,181 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0,105 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,181 \text{ m} > \frac{B}{24} = 0,08 \text{ m}$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2 + 0,3.0,63 - 9.0,181) \cdot \left( \frac{\frac{2}{2} - 0,35.0,63}{\frac{2}{2} - 0,181} \right)^2 \cdot \frac{511,556}{27}$$

$$M_1 = 126,64 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,9.d$$

$$A_s = \frac{126,64}{0,477.400.10^{-1}} = 6,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,63 \text{ cm}^2$$

- Armature parallèle a « A »

$$e_0 = 0,197 \text{ m} > \frac{a}{6} = 0,08 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,197 \text{ m} > \frac{A}{6} = 0,108 \text{ m}$$

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = (4.2,6 + 0,3.0,48 - 9.0,197) \cdot \left( \frac{\frac{2,6}{2} - 0,35.0,48}{\frac{2,6}{2} - 0,197} \right)^2 \cdot \frac{511,556}{27}$$

$$M_1 = 175,439 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = 0,9.d$$

$$A_s = \frac{175,439}{0,477.400.10^{-1}} = 9,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,19 \text{ cm}^2$$

**C) Condition de non fragilité :**

$$\text{Min } A_s = \begin{cases} 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot A.h \text{ sens } A \\ 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot B.h \text{ sens } B \end{cases}$$

$$\text{Min } A_s = \begin{cases} 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 260.58 = 18,21 \text{ cm}^2 \text{ sens } A \\ 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 200.58 = 13,007 \text{ cm}^2 \text{ sens } B \end{cases}$$

$$\text{On ferraille avec } A_{\min} \text{ on prend } \begin{cases} 12\text{HA}14 \Rightarrow A_s = 18,47 \text{ cm}^2 & \text{sens } A \\ 12\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 13,57 \text{ cm}^2 & \text{sens } B \end{cases}$$

#### 8.4.7. Disposition constructives

Les armatures seront munies des crochets si ( $l_s > B/4$ )

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4.0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{tj}}$$

Avec Min  $l_s$  : longueur scellement et  $\Psi_s = 1,5$  (aciers HA)

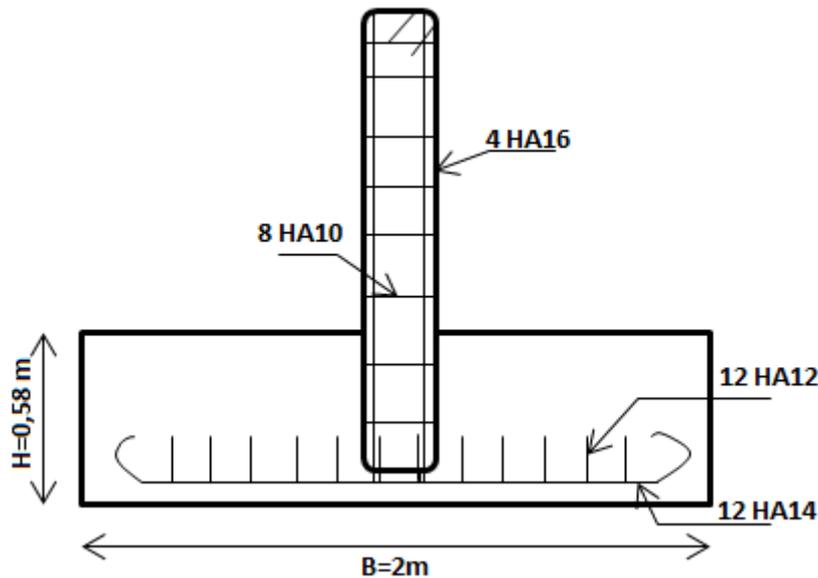
$$l_s = \begin{cases} \frac{1,2.400}{2,4.1,5^2.2,1} = 42,328 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 65 \text{ cm suivant } A \\ \frac{1,2.400}{2,4.1,5^2.2,1} = 42,33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 50 \text{ cm suivant } B \end{cases}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas porter des croches

Tous les résultats sont regroupés dans les **tableaux 8.4** suivants :

**Tableau 8.4** : Résumé de ferrailage

Armature	Situation durable Elu	Els	Situation accidentelle	$A_{\min}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	Barres	$l_s$ ( $cm$ )	$S_t$ ( $cm$ )
$A_s (A)$	9,285	6,63	3,19	18,47	18,47	12HA14	42,328	25
$A_s (B)$	3,34	9,19	2,37	13,57	13,57	12HA12	42,33	20



**Figure 8.2** : Schéma de ferrailage

## 8.5. Calcul des longrines :

### 8.5.1. Définition :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

### 8.5.2. Redimensionnement :

D'après le règlement (*RPA99 V2003.Art.10.1.1.b*), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :  $25\text{cm} \times 30\text{cm}$  : sites de catégorie  $S_2$  pour notre cas on optera pour les longrines de section :  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$ .

### 8.5.3. Ferrailage

D'après le RPA99 V 2003 (art.10.1.1.b), les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction est égale à :

$$N_t = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$N$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

Dans notre cas,  $\alpha = 15$  (zone II<sub>a</sub>, site S<sub>2</sub>)

D'où

$$\begin{cases} \frac{1916,906}{15} = 127,79 \text{ KN a l'ELU} \\ \frac{1065,45}{15} = 71,03 \text{ KN a l'ELS} \end{cases}$$

La section d'acier est :

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_s = \begin{cases} \frac{127,79}{348 \cdot 10^{-1}} = 3,67 \text{ cm}^2 \text{ a l'ELU} \\ \frac{71,03}{201 \cdot 10^{-1}} = 2,04 \text{ cm}^2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

La section d'acier minimale est :

$$A_{min} = \frac{6}{100} \cdot B$$

$$A_{min} = \frac{6}{100} \cdot 35^2 = 7,35 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :  $A_{min} = 7,35 \text{ cm}^2$

Soit 4HA16

- **Vérification de la section de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \cdot 35 \cdot 2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$$

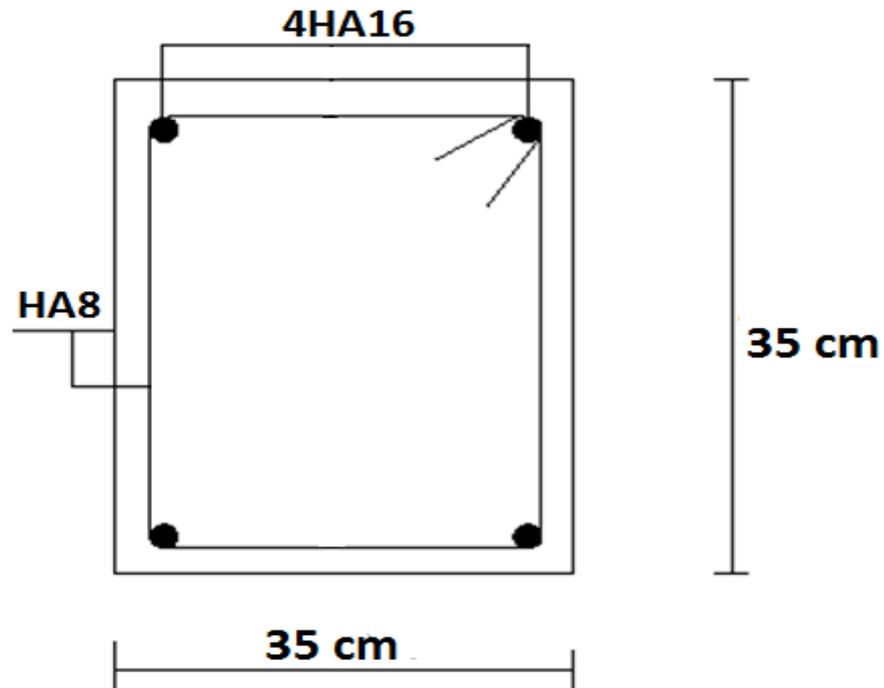
$5,51 \text{ cm}^2 < 7,35 \text{ cm}^2$  est vérifié

- **Armature transversale**

Soit des cadres de diamètre  $\varnothing 8$  dont l'espacement maximal est imposé par le RPA

$$S_t < \min(25\text{cm} ; 20\varnothing_l)$$

$$S_t = 16\text{ cm} \Rightarrow \text{Les cadres sont espacés de 16 cm}$$



**Figure 8.3 :** Schéma de ferrailage des longrines.

# CHAPITRE IX

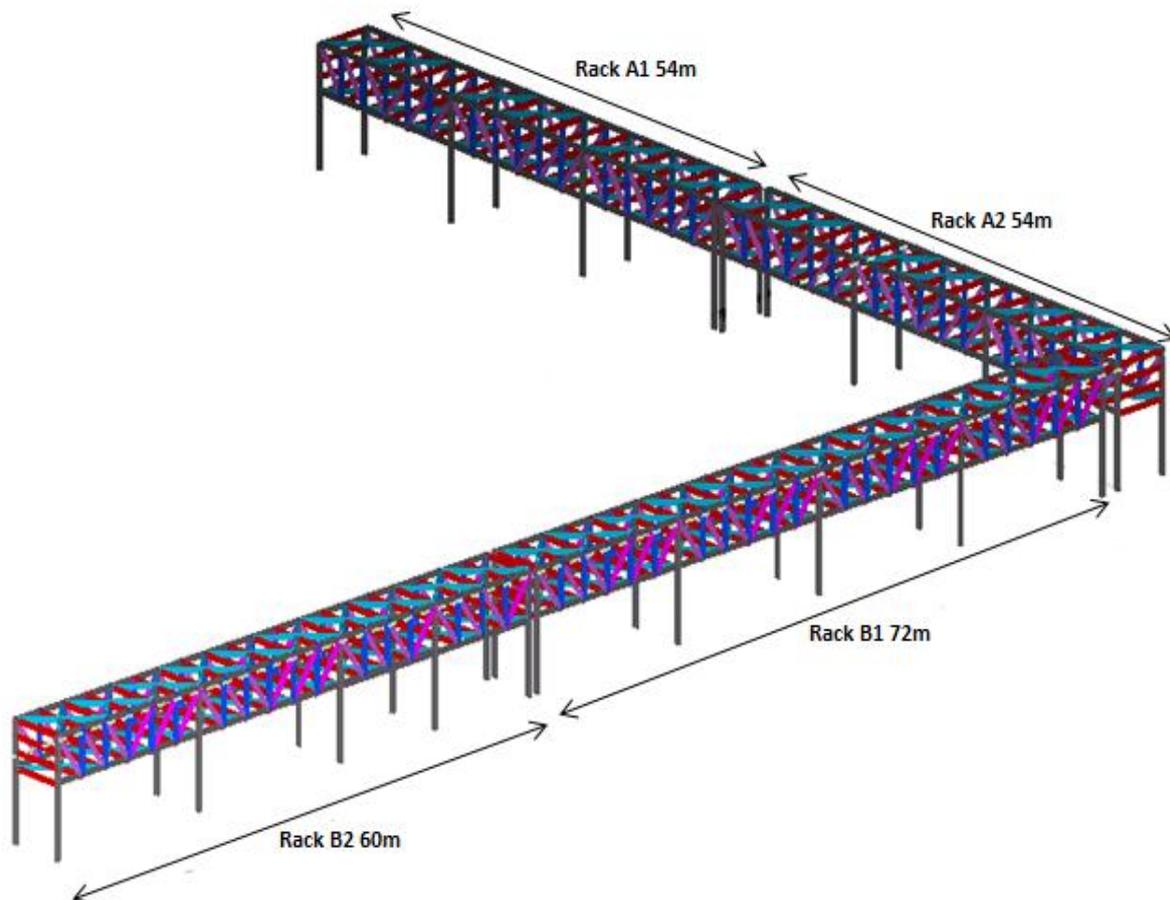
## TEKLA STRUCTURES

**Introduction :**

Tekla Structures est un logiciel de modélisation de l'information du bâtiment (BIM) building information modeling permettant de créer et de gérer des modèles structurels en 3D hautement détaillés et modulables, quels que soient les matériaux et la complexité de la structure. Les modèles Tekla peuvent être utilisés pour couvrir l'intégralité du processus de construction, de la conception à la gestion du bâtiment, en passant par la fabrication et le montage.

Le logiciel Tekla Structures est disponible dans différentes configurations et différents environnements qui offrent conjointement des fonctionnalités spécifiquement adaptées aux besoins des divers segments de l'industrie de la construction.

Le secteur de la construction métallique se trouve confronté à de nouveaux défis résultant de la réduction des délais, du manque d'informations, des problèmes de gestion des révisions et d'un besoin accru d'une collaboration avec les autres disciplines. La modélisation avec le logiciel (BIM) building information modeling TEKLA structures permet de prendre en charge l'exécution et la fabrication de tous types de structures, comme les bâtiments commerciaux et industriels, les stades, les plates-formes et jacket offshore ainsi que la métallerie et la serrurerie.



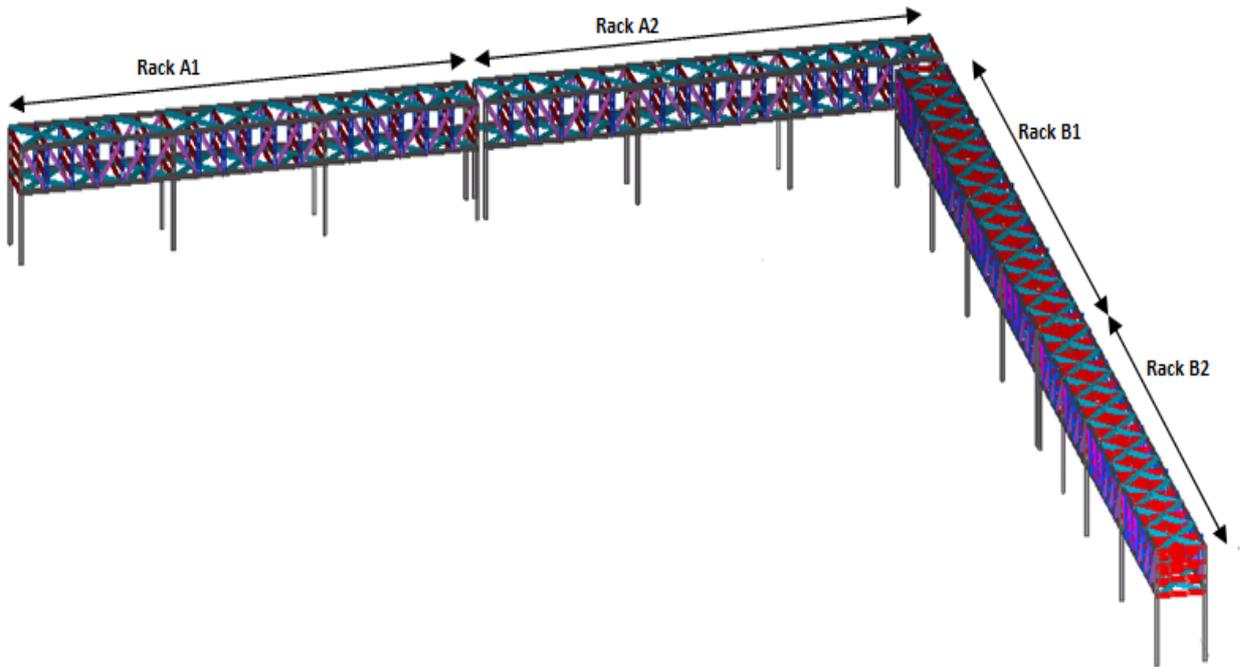


Figure 9.1 : présentation de la structure en 3D avec le logiciel TEKLA.

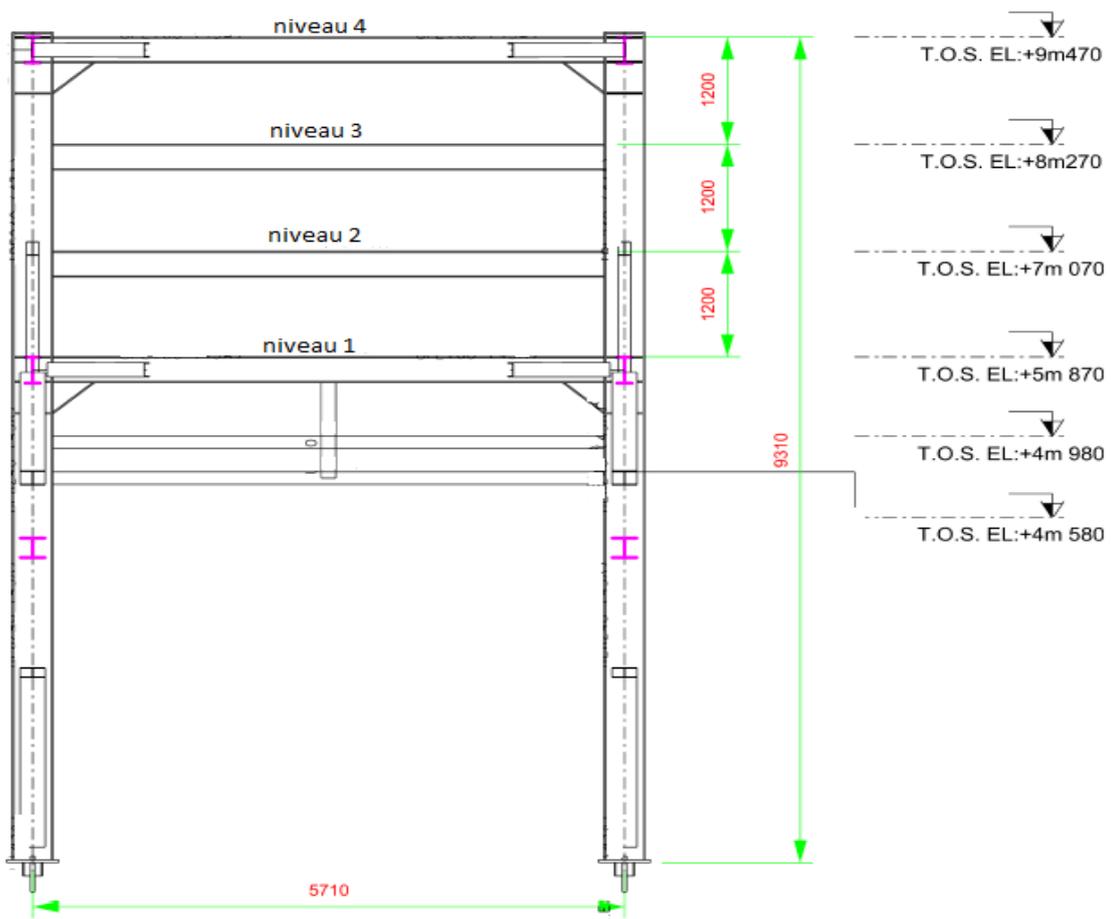
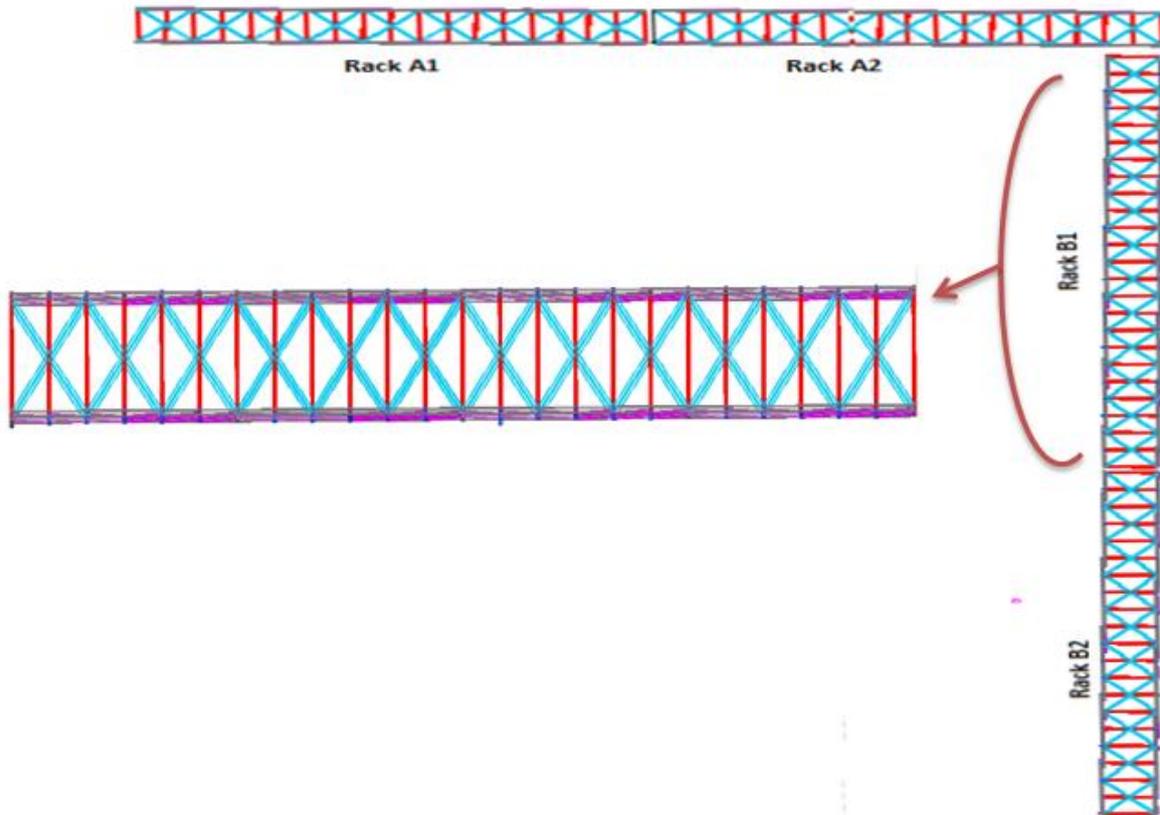


Figure 9.2 : présentation de la structure vue x-y.



**Figure 9.3 :** présentation de la structure vue en plan avec TEKLA.

## 9.1 Modélisation des structures métalliques par le logiciel TEKLA STRUCTURES :

### 9.1.1 Estimation :

TEKLA Structures permet une estimation précise des quantités et réduit considérablement les risques lorsque vous répondez à des appels d'offres.

Avec TEKLA Structures, il est facile de créer modèles de présentation dynamiques qui vous aideront à remporter les appels d'offres. Des fonctionnalités de visualisation puissantes permettent de voir plus facilement les détails de l'ensemble du bâtiment en temps réel, plutôt que d'examiner des centaines de dessins les uns après les autres.

La modélisation rapide et intelligente permet aux utilisateurs de créer plusieurs offres alternatives avec des nomenclatures précises et des solutions structurelles optimisées en fonction de la capacité de fabrication et des normes de l'entreprise.

### 9.1.2 Exécution :

TEKLA Structures, Exécution acier est une configuration standard bénéficiant de fonctionnalités d'exécution acier adaptées. Les utilisateurs peuvent créer des modèles 3D détaillés de n'importe quel élément en acier puis générer les informations de fabrication et de montage correspondantes, qui seront partagées par tous les acteurs du projet.

Grace à la fonction de modélisation, les utilisateurs peuvent :

- Visualiser les modèles TEKLA STRUCTURES (tous matériaux et profils)
- Créer et modifier des maillages
- Modéliser des pièces et des boulons (quel que soit le matériau de construction)
- Créer des soudures
- Ajouter des charges à un modèle
- Créer des assemblages de pièces en acier
- Créer des assemblages imbriqués
- Créer des attaches en acier détaillés
- Créer des attaches prédéfinies automatiques pour plusieurs pièces
- Créer des séquences de montage
- Visualiser les informations des modèles en 4D (programme simulé)
- Repérer et numéroter les pièces automatiquement

Grace à la fonction outils pour le procès, les utilisateurs peuvent

- Gérer les informations relatives à chaque composant du modèle
- Définissez les charges de travail restantes plus facilement et plus rapidement
- Gérer mieux et plus rapidement le contrôle des collisions

Grace à la fonction de sortie, les utilisateurs peuvent

- Personnaliser les cartouches et les listes
- Créer des plans d'ensemble (plan, section, montage)
- Créer des croquis de débit et d'assemblage
- Imprimer des dessins et des listes
- Créer des listes (listes d'assemblage, listes de pièces)

### 9.1.3 Fabrication :

TEKLA Structures permet de s'assurer que tous les gestionnaires du projet, les superviseurs de la production et les services des achats reçoivent des informations fiables pendant le processus de fabrication.

Les informations nécessaires à la production peuvent être générées automatiquement à partir du modèle TEKLA. Elles peuvent ensuite être transférées vers des systèmes de planification et d'automatisation de la production, réduisant ainsi la qualité d'opérations manuelles, de ressaisie des données ainsi que le risque d'erreur.

TEKLA Structures permet une intégration avec tous les principaux systèmes de gestion de l'information et systèmes ERP (Entreprise Resource Planning) utilisés dans le secteur de la fabrication acier. Son interface ouverte garantit un transfert efficace des données via des listes ou des formats standard. Certains systèmes permettent de réexporter des informations vers le modèle 3D, maintenant ainsi le projet à jour.

### 9.1.4 Montage :

L'utilisation de Tekla Structures garantit la livraison et le montage dans les délais des éléments en acier appropriés. Les informations et les contraintes spécifiques créées pendant les phases d'exécution et de fabrication optimisent le processus de construction.

Tekla Structures intègre des outils capables d'identifier d'éventuelles incohérences dans la conception avant les phases de fabrication et de montage. Les utilisateurs peuvent ajouter des commentaires directement dans le modèle 3D pour mettre en évidence les points problématiques.

Le modèle Tekla peut être utilisé pour éviter des retards de montage coûteux. La planification et la coordination avancées garantissent la livraison en temps voulu de l'équipement et des éléments fabriqués.

L'utilisation du modèle Tekla à la place de dessins annotés rend la communication plus rapide et plus précise. Les informations peuvent être présentées sous forme graphique pour une meilleure compréhension de l'état d'avancement général.

Tekla Structures permet aux utilisateurs de :

- Générer des listes de boulonnage
- Compléter les rapports avec des informations sur l'état du projet
- Gérer le positionnement du centre de gravité des assemblages
- Créer des rapports relatifs au nombre d'assemblages par séquence
- Planifier des livraisons par transport routier

### 9.2 Les avantages de logiciel TEKLA STRUCTURES :

- L'augmentation du nombre d'appels d'offres remportés grâce à des estimations précises
- Une exécution efficace et de haute qualité
- L'intégration en amont et en aval
- Un suivi facile du projet

TEKLA Structures est une solution basée sur le modèle unique qui augmente la productivité grâce à l'automatisation de la fabrication et à la gestion de projet et grâce aussi à l'interfaçage avec les machines à commandes numériques et avec les systèmes MIS. TEKLA Structures permet la création de modèles d'information du bâtiment en 3D et 4D extrêmement riches en informations et modulables, et contraste nettement avec les plates-formes documentaires actuelles, dans lesquelles les dessins et les listes sont distribués et modifiés par différents intervenants.

# Conclusion générale

# Conclusion générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur, Et aussi maîtriser à un niveau acceptable l'outil informatique, notamment le calcul des structures avec le logiciel SAP2000 «Structural Analysis Programme», et le logiciel Tekla Structures.

Une connaissance approfondie dans le domaine de la construction métallique, une maîtrise améliorée des outils numériques et la possibilité d'interpréter leurs résultats notamment les normes sont parmi les satisfactions retirées de la réalisation de notre étude.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- Lors de l'étude de la tuyauterie on a constaté que la dilatation notamment des grands diamètres engendre une déformation importante de sa ligne, qui lorsqu'elle est empêchée, elle engendre des réactions très importantes sur les supports, donc le problème revenait à trouver un compromis entre déformation et réactions de la tuyauterie. La solution adoptée fut de prendre des points fixes et de supposer des jeux dans les appuis, et aussi utilisation des points de fixation libre (patins), de ce fait nous sommes parvenues à réduire les actions engendrées tel que les moments avec un déplacement restant dans les normes adéquates.
- L'utilisation des portiques et la géométrie de la structure, ainsi que l'obligation de laisser le passage libre sous les racks permettent la non mise en place de contreventement au niveau des poteaux tout en respectant les recommandations du RPA, pour cela on a renforcé les poteaux.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

# Bibliographie

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **Jean SCHIMA**, « Supportage », Techniques de l'ingénieur, traité de Génie civil.
- [2] : **Bernard PITROU**, « Tuyauteries : Résistance des éléments », Techniques de l'ingénieur.
- [3] : **Marcel AUBRY**, « Compensateurs de dilatation », Techniques de l'ingénieur.
- [4] : Documents technique ERIX compensateur.
- [5] : **Jean SCHIMA**, « Réglementation française des tuyauteries », Techniques de l'ingénieur.
- [6] : **A. HIRT et M. CRISINEL**, « Traité de Génie Civil volume 11 : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments », Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [7] : **A. HIRT et R. BEZ**, « Traité de Génie Civil volume 10 : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement », Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [8] : **Jean MOREL**, « Calcul des structures métallique selon EC03 », Ayrolle.
- [9] : **C. Hazard, F. Lelong et B. Quinzain**, « Mémotéch : Structures Métalliques », Casteilla.
- [10] : Rapport du sol (ANNEXE B).

### Règlements :

- D. T. R B C 2-2** ..... Charge permanentes et d'exploitation.
- D. T. R B C 2-4.8** ..... Règles parasismique algériennes version 2003.
- D. T. R C 2-4.7** ..... Règlement neige et vent 1999.
- EUROCODE 3** ..... Calcul des structures en acier.
- EUROCODE 1.2.4** ..... Actions sur les structures-Actions du vent.
- BAEL91** ..... Béton armé aux états limites.
- CODETI** ..... Réglementation française de construction des tuyauteries industrielles.
- CCM97** ..... Règle de conception et de calcul des structures en acier.
- RPA99 V2003** ..... Actions sismiques.
- RNVA 99. V2003** ..... Action du vent.
- D'autre recommandation ..... **AISC, ASCE, IBC**.

### Logiciels :

- AutoCAD 2009.
- SAP 2000.
- Tekla Structures.

### Autre documents consultés :

- Mémoires de fin d'étude.
- Cahiers de cours du cursus.

# Annexes

## Annexe C

### Section réelles d'armatures Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\phi$ en mm

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## **Résumé**

Le projet consiste en l'étude d'une structure métallique nommée pipe-rack, ou plus simplement rack. C'est un pont, qui se présente comme une suite de portiques, reliés entre eux par la partie supérieure.

Les racks sont utilisés pour supporter les nappes de tuyauteries des fluides dont les conditions de pression et de température sont sévères.

Les tuyauteries véhiculant des fluides à température élevée se dilatent et engendrent des réactions sur les points fixes de la tuyauterie et des forces de frottement, qui lorsque elles sont mal étudiées, peuvent entraîner un état de contraintes dangereux pour la tuyauterie et le rack.

En premier lieu, une étude particulière sur la tuyauterie doit être effectuée, en prêtant attention aux positions des points fixes, à la dilatation et l'action de vent sur le pipe, afin d'évaluer les actions que doit transmettre la tuyauterie au rack, puis ce dernier sera conçu et dimensionné afin de résister à ces actions.