

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA**



**UNS**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DEL SANTA

---

Proyección estructural del pipe rack para suelo con desnivel para empresa pesquera  
en el Callao

---

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO  
MECÁNICO**

**Autor:**

Bach. Sánchez Espinoza, Saúl Wilfredo

**Asesor:**

Ing. MSc. Risco Ojeda, Rusber Alberto

DNI N° 32903454

Código ORCID: 0000-0003-0194-169X

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ

2024

**HOJA DE CONFORMIDAD DEL ASESOR**

El presente informe de tesis titulado:

**“PROYECCION ESTRUCTURAL DEL PIPE RACK PARA SUELO CON DESNIVEL  
PARA EMPRESA PESQUERA EN EL CALLAO”**, elaborado por el bachiller.

**SÁNCHEZ ESPINOZA SAÚL WILFREDO**

Para optar el título de ingeniero mecánico, ha conestado el asesoramiento de quien  
deja constancia de su aprobación. Por tal motivo, firmo el presente trabajo en  
calidad de asesor.



---

Msc. Risco Ojeda, Rusber Alberto  
COD. ORCID. 0000-0003-0194-169X  
DNI: 32903454  
**ASESOR**

**HOJA DE CONFORMIDAD DEL JURADO EVALUADOR**

El presente informe de tesis titulado:

**“PROYECCION ESTRUCTURAL DEL PIPE RACK PARA SUELO CON DESNIVEL  
PARA EMPRESA PESQUERA EN EL CALLAO”**, elaborado por el bachiller.

**SÁNCHEZ ESPINOZA SAÚL WILFREDO**

Para optar el título de ingeniero mecánico, fue revisado y aprobado por el siguiente jurado evaluador.



Msc. Escalante Espinoza, Nelver Javier  
COD. ORCID. 000-0001-8586-3021  
DNI: 32763819  
PRESIDENTE



Msc. Calderón Rodríguez, Luis Carlos  
COD. ORCID. 0000-0002-9447-2257  
DNI: 32977058  
SECRETARIO



Msc. Hrisco Ojeda, Rusber Alberto  
COD. ORCID. 0000-0003-0194-169X  
DNI: 32903454  
INTEGRANTE

## ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

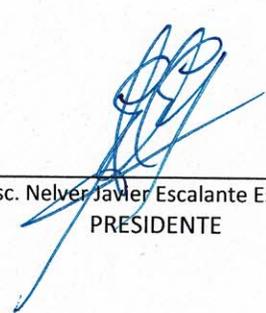
A los treinta días del mes de diciembre del año dos mil veinticuatro, siendo las 11:00 a.m., En el Laboratorio de Uso Múltiple de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica-FI-UNS, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N° 390-2024-UNS- CFI, y de expedito según Resolución Decanal N° 880-2024-UNS-FI integrado por los docentes: **Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza (presidente)**, **Msc. Luis Carlos Calderón Rodríguez (secretario)** y el **Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda (Integrante)**, para dar inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **“PROYECCION ESTRUCTURAL DEL PIPE BACK PARA SUELO CON DESNIVEL PARA EMPRESA PESQUERA EN EL CALLAO”**, perteneciente al bachiller: **SANCHEZ ESPINOZA SAUL WILFREDO con código de matrícula N° 0201416029**, quien fue asesorado por el Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda, según Resolución Decanal N.º 591-2022-UNS-FI.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General de Grados y Títulos, vigente, declaran aprobar:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
SANCHEZ ESPINOZA SAUL WILFREDO	17	BUENO

Siendo las 11:30 a m del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, diciembre 30 de 2024



Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza  
PRESIDENTE



Msc. Luis Carlos Calderón Rodríguez  
SECRETARIO



Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda  
INTEGRANTE



## Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Saul Wilfredo SANCHEZ ESPINOZA  
Título del ejercicio: TESIS FINAL  
Título de la entrega: PROYECCIÓN ESTRUCTURAL DEL PIPE RACK PARA SUELO CO...  
Nombre del archivo: IFT.\_S\_nchez\_Espinoza\_Sa\_l.\_Ok.pdf  
Tamaño del archivo: 1.36M  
Total páginas: 112  
Total de palabras: 18,141  
Total de caracteres: 102,598  
Fecha de entrega: 08-ene.-2024 08:28a. m. (UTC-0500)  
Identificador de la entre... 2267892443

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA  
MECÁNICA



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO MECÁNICO

“PROYECCIÓN ESTRUCTURAL DEL PIPE RACK PARA  
SUELO CON DESNIVEL PARA EMPRESA PESQUERA EN EL  
CALLAO”

AUTOR: Bach. SAÚL WILFREDO SÁNCHEZ ESPINOZA  
ASESOR: MSc. RUSBER ALBERTO RISCO OJEDA

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ  
2023

# PROYECCIÓN ESTRUCTURAL DEL PIPE RACK PARA SUELO CON DESNIVEL

## INFORME DE ORIGINALIDAD

15%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

10%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="http://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	3%
2	<a href="http://qdoc.tips">qdoc.tips</a> Fuente de Internet	2%
3	<a href="http://es.scribd.com">es.scribd.com</a> Fuente de Internet	1%
4	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	1%
5	<a href="http://repositorio.unsa.edu.pe">repositorio.unsa.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
6	<a href="http://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
7	<a href="http://repositorio.upt.edu.pe">repositorio.upt.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
8	<a href="http://edoc.pub">edoc.pub</a> Fuente de Internet	<1%

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de investigación está dedicado a mis padres, quienes incondicionalmente me apoyaron con sus consejos y económicamente. Quienes fueron la columna principal para sostenerme en mi vida académica.

A mis 4 hermanos, quienes me daban su soporte y aconsejaron para este propósito. Por siempre estar al pendiente y por brindarme su apoyo para lograr mis objetivos académicos.

También este trabajo va dedicado a mis dos hijas y a la madre de ellas, quienes fueron y siguen siendo uno de los motivos para superar mi nivel académico, por estar constantemente brindándome el apoyo total.

## **AGRADECIMIENTO**

Estoy muy agradecido con Dios, por permitirme llegar hasta esta instancia, muy agradecido con mis padres y mis hermanos por todo el soporte incondicional que tuvieron conmigo.

Un agradecimiento especial a mis hijas y a la madre de ellas, por motivarme y a siempre superarme en la vida y académicamente.

Agradezco a mi asesor y a mis amigos que directa e indirectamente me apoyaron, fueron parte de mi etapa académica y en este trabajo de tesis.

## ÍNDICE

<b><i>I. INTRODUCCIÓN</i></b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. Descripción del problema</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2. Formulación del problema</b> .....	<b>1</b>
<b>1.3. Objetivos</b> .....	<b>2</b>
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivos específicos .....	2
<b>1.4. Formulación de la hipótesis</b> .....	<b>2</b>
<b>1.5. Variables de estudio</b> .....	<b>3</b>
1.5.1. Identificación de variables .....	3
1.5.2. Operacionalización de variables .....	3
<b>1.6. Justificación</b> .....	<b>4</b>
1.6.1. Justificación desde el punto de vista social.....	4
1.6.2. Justificación desde el punto de vista económico .....	4
1.6.3. Justificación desde el punto de vista ambiental .....	4
<b>1.7. Importancia</b> .....	<b>4</b>
1.7.1. Importancia desde el punto de vista estructural .....	4
1.7.2. Importancia desde el punto de vista económico .....	5
1.7.3. Importancia desde el punto de vista académico.....	5
<b><i>II. MARCO TEÓRICO</i></b> .....	<b>6</b>
<b>2.1. Antecedentes</b> .....	<b>6</b>
<b>2.2. Limitación de la investigación</b> .....	<b>8</b>
<b>2.3. Marco conceptual</b> .....	<b>9</b>
2.3.1. Normas y especificaciones en el diseño estructural.....	9
2.3.2. Código.....	9
2.3.3. Pipe rack.....	10
2.3.3.1. Campo de aplicación .....	11

2.3.3.2.	Tipos de pipe rack .....	11
2.3.3.3.	Requerimientos de operación .....	12
2.3.3.4.	Configuración estructural .....	13
2.3.4.	Tipos de acero para estructuras .....	15
2.3.4.1.	Materiales recomendados para los pipes rack .....	16
2.3.5.	Pórticos no arriostrados.....	17
2.3.5.1.	Sistema SMF (Pórticos no arriostrados especiales).....	18
2.3.5.2.	Sistema IMF (Pórticos no arriostrados intermedios).....	19
2.3.5.3.	Sistema OMF (Pórticos no arriostrados ordinarios) .....	19
2.3.6.	Pórticos arriostrados.....	20
2.3.6.1.	Concéntricos .....	21
2.3.6.2.	Excéntricos .....	21
2.3.7.	Conexiones viga – columna .....	22
2.3.7.1.	Conexiones en el sistema SMF.....	23
2.3.7.2.	Conexiones en el sistema IMF.....	23
2.3.7.3.	Conexiones en el sistema OMF .....	23
2.3.8.	Métodos de diseño .....	25
2.3.8.1.	Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).....	25
2.3.8.2.	Diseño por esfuerzos admisibles (ASD).....	26
2.3.9.	Tipos de carga .....	27
2.3.9.1.	Carga muerta (Peso propio).....	27
2.3.9.2.	Carga viva.....	27
2.3.9.3.	Carga de viento .....	28
2.3.9.4.	Carga de sismo.....	32
2.3.9.5.	Fuerza cortante en la base.....	32
2.3.10.	Combinaciones de carga .....	40
2.3.10.1.	Combinaciones de carga para LRFD.....	40
2.3.10.2.	Combinaciones de carga para ASD .....	41
2.3.11.	Tipos de carga en el pipe rack.....	42
2.3.11.1.	Combinaciones de cargas para el pipe rack.....	44
2.3.12.	Desplazamientos laterales relativos .....	45

2.3.13. Diseño de elementos estructurales a tensión.....	46
2.3.14. Diseño de elementos estructurales a compresión.....	48
2.3.14.1. Columnas cortas .....	48
2.3.14.2. Columnas intermedias .....	48
2.3.14.3. Columnas largas .....	49
2.3.14.4. Expresiones para columnas según el AISC .....	49
2.3.15. Diseño de elementos estructurales a flexión.....	51
<b>III. MÉTODOS Y MATERIALES.....</b>	<b>56</b>
<b>3.1. Lugar de estudio .....</b>	<b>56</b>
<b>3.2. Método LRFD.....</b>	<b>58</b>
<b>3.3. Procedimiento de cálculo .....</b>	<b>59</b>
<b>3.4. Materiales.....</b>	<b>63</b>
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES.....</b>	<b>65</b>
<b>4.1. Pre-dimensionamiento del Pipe Rack.....</b>	<b>65</b>
4.1.1. Pre-dimensionamiento de vigas transversales .....	66
4.1.2. Pre-dimensionamiento de elementos de la armadura.....	67
4.1.3. Pre-dimensionamiento de la columna .....	69
<b>4.2. Análisis y diseño estructural.....</b>	<b>70</b>
<b>4.3. Discusiones .....</b>	<b>97</b>
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>99</b>
<b>5.1. Conclusiones .....</b>	<b>99</b>
<b>5.2. Recomendaciones .....</b>	<b>100</b>
<b>VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES.....</b>	<b>101</b>
<b>VII. ANEXOS.....</b>	<b>103</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Identificación de variables .....	3
Tabla 2: Dimensiones e indicadores de las variables.....	3
Tabla 3: Especificaciones de la ASTM para los perfiles de acero .....	15
Tabla 4: Factores R para pórticos.....	19
Tabla 5: Factores de forma según la superficie de incidencia.....	31
Tabla 6: Factores de aceleración Z.....	33
Tabla 7: Categoría de las edificaciones y factor U .....	35
Tabla 8: Coeficientes para el periodo fundamental.....	37
Tabla 9: Factor de suelo S .....	37
Tabla 10: Periodo $T_P$ y $T_L$ .....	38
Tabla 11: Coeficientes básicos de reducción $R_0$ .....	39
Tabla 12: Límites para distorsión de entrepisos.....	45
Tabla 13: Resistencia a la fluencia y última de aceros típicos .....	48
Tabla 14: Deformación obtenida.....	74
Tabla 15: Deformación obtenida de la Re estructuración y límites de deformación .....	76
Tabla 16: Deflexión obtenida de la Re estructuración y límite de deflexión .....	77
Tabla 17: Resultados por elemento estructural .....	77
Tabla 18: Demanda capacidad del perfil L2x2x1/4 .....	90
Tabla 19: Reacciones en la base del Pipe Rack .....	93
Tabla 20: Reacciones máximas globales.....	95

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Estructura de acero Pipe Rack.....	10
Figura 2: Tipos de pipe rack para tuberías .....	11
Figura 3: Requerimientos de pipe rack .....	12
Figura 4: Sección transversal del pipe rack .....	13
Figura 5: Separación entre pórticos del pipe rack.....	14
Figura 6: Pórtico no arriostrado .....	17
Figura 7: Relación ancho espesor de perfiles .....	18
Figura 8: Pórtico con arriostre concéntrico.....	20
Figura 9: Pórticos arriostrados excéntricamente.....	22
Figura 10: Conexión viga – columna.....	24
Figura 11: Mapa eólico del Perú .....	29
Figura 12: Mapa de zonificación basada en la observación espacial de sismicidad.....	34
Figura 13: Momento nominal en función de la longitud .....	52
Figura 14: Factor de modificación .....	55
Figura 15: Ubicación de zona a instalar el Pipe Rack .....	56
Figura 17: Manual del AISC .....	63
Figura 18: Vistas de arquitectura del Pipe Rack .....	65
Figura 19: Viga simplemente apoyada.....	66
Figura 20: Armadura empotrada en los extremos .....	67
Figura 21: Fuerzas axiales en los elementos de la armadura .....	68
Figura 22: Modelado para el análisis .....	70
Figura 23: Asignación de las cargas de operación por niveles .....	71
Figura 24: Datos para el análisis sísmico.....	71
Figura 25: <i>Espectro de pseudo aceleraciones</i> .....	72
Figura 26: Deformaciones por sismo .....	73
Figura 27: Torsión del Pipe Rack.....	73
Figura 28: Reestructuración del Pipe Rack.....	74
Figura 29: Deformación del Pipe Rack reestructurado.....	75

Figura 30: Deformación del Pipe Rack reestructurado.....	75
Figura 31: Deflexión central.....	76
Figura 32: Demanda capacidad del perfil L2x2x3/16.....	88
Figura 33: Demanda capacidad del perfil L2x2x3/16.....	89
Figura 34: Demanda capacidad del perfil rectangular 3x2x1/8.....	91
Figura 35: Demanda capacidad del perfil W 8x18 lb/ft.....	92
Figura 36: Nudos de las reacciones.....	96

## SÍMBOLOS

Cb: Factor de modificación.....	53
Cw: Constante de alabeo.....	54
Fcr: Esfuerzo crítico.....	53
Fy: Esfuerzo a la fluencia.....	53
h0: Distancia entre centroides de las alas.....	54
Iy: Inercia en el eje y.....	54
Lb: Longitud no soportada de viga.....	53
Lp: Longitud teórica.....	53
Lr: Longitud teórica.....	53
MA: Valor absoluto del momento en el primer cuarto de Lb.....	55
MB: Valor absoluto del momento a la mitad de Lb.....	55
Mmax: Valor absoluto del máximo momento en Lb.....	55
Mn: Momento nominal.....	53
Mnn: Resistencia de diseño por momento.....	53
Mp: Momento plástico.....	53
rts: Radio de giro efectivo.....	54
ry: Radio de giro.....	54
Sx: Módulo elástico.....	53
$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión.....	53
$\phi_c$ : Factor de resistencia a compresión.....	50
$\phi_t$ : Factor de resistencia.....	47
A: Factor de forma adimensional.....	30
$A_e$ : Área efectiva de la sección transversal.....	47
$A_F$ : Fuerza de guía y anclaje de tubería.....	44
$A_g$ : Área completa de la sección transversal.....	46, 49, 50
C = Factor de forma adimensional.....	30
C: Factor de amplificación sísmica.....	33
$C_T$ : Coeficiente de estimación del periodo fundamental de una edificación.....	36

D: Carga muerta .....	41
D <sub>0</sub> : Carga muerta de funcionamiento .....	44
D <sub>mi</sub> : Carga muerta vacía.....	44
D <sub>S</sub> : Carga muerta del pipe rack.....	44
D <sub>T</sub> : Carga muerta de prueba.....	44
E: Carga de sismo .....	41
E: Módulo de elasticidad.....	54
E: Modulo de elasticidad del acero.....	50
F <sub>cr</sub> : Esfuerzo critico de pandeo. ....	49, 50
F <sub>CV</sub> : Fuerza cortante en la base .....	32
F <sub>e</sub> : Esfuerzo elástico de pandeo .....	50
F <sub>F</sub> : Fuerza de fricción en tubería.....	44
F <sub>u</sub> : Esfuerzo último del acero.....	47, 48
F <sub>y</sub> : Esfuerzo a la fluencia del acero.....	46
H: Altura sobre el terreno en metros. ....	30
h <sub>n</sub> : Altura total de la edificación en (m).....	36
I <sub>a</sub> : Factor de irregularidad en altura .....	38
I <sub>p</sub> : Factor de irregularidad en planta.....	38
J: Constante de torsión .....	54
KL: Longitud efectiva del elemento. ....	50
L: Carga viva.....	41
L: Carga viva por plataformas del pipe rack.....	45
L <sub>r</sub> : Carga viva de techo .....	41
m <sub>i0</sub> : Carga sísmica operativa del pipe rack.....	45
m <sub>imi</sub> : Carga sísmica vacía del pipe rack .....	45
P: Masa sísmica de la estructura .....	33
P <sub>c</sub> : Resistencia de diseño a compresión. ....	50
P <sub>h</sub> = Presión o succión del viento a una altura h en kg/m <sup>2</sup> .....	30
P <sub>n</sub> : Resistencia nominal a compresión. ....	49
R: Carga de lluvia .....	41
R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas .....	33, 38

r: Radio de giro. ....	50
$R_0$ : Coeficiente básico de reducción .....	38
$R_a$ : Mayor fuerza aplicada al elemento .....	26
$R_{LL}$ : Carga de lluvia .....	42
$R_n$ : Resistencia nominal del elemento.....	26
$R_u$ : Fuerza amplificada del elemento .....	26
S: Carga de nieve .....	41
S: Factor de suelo.....	33
T: Fuerza térmica en los elementos estructurales del pipe rack.....	45
T: Periodo fundamental de vibración.....	36
$T_L$ : Periodo que define el inicio del factor C con desplazamiento constante .....	36
$T_n$ : Resistencia nominal a la tensión. ....	46, 47
$T_P$ : Periodo que define la plataforma del factor C .....	36
$T_T$ : Fuerza térmica en los elementos estructurales del pipe rack .....	45
$T_u$ : Resistencia de diseño a la tensión. ....	47, 50
U: Factor de uso .....	32
V: Fuerza cortante en la base .....	32
V: Velocidad de diseño hasta 10 metros de altura en km/h.....	30
$V_d$ : Velocidad de diseño hasta 10 metros de altura en km/h. ....	30
$V_h$ : Velocidad de diseño en la altura h en km/h. ....	30
W: Carga de viento.....	41, 45
Z: Factor de zona .....	32
Z: Módulo plástico .....	53
$\Omega$ : Factor de seguridad.....	26
$\phi$ : Factor de reducción.....	26

## RESUMEN

En el trabajo de investigación “**Proyección estructural del Pipe Rack para suelo con desnivel para empresa pesquera en el callao**” se presentó la configuración estructural y se usó el método LRFD para el diseño de los elementos estructurales del Pipe Rack de 10m de altura, 14m de luz, 1m de sección y desnivel en columnas de 1.5m para tuberías de fluidos de procesos, agua de contra incendios y bandejas porta cables. Se reunió los procedimientos y recomendaciones nacionales e internacionales para diseño del Pipe Rack y se encontraron desplazamientos laterales de 48mm y 54mm en las direcciones X y Y respectivamente, así como también se encontró una deflexión de 9mm. Se diseñó los elementos estructurales como bridas, montantes y diagonales, vigas, arriostres y columnas con perfiles ángulo 2”x2”x3/16, tubo rectangular 2”x3”x1/8, ángulo 2”x2”x1/4 y perfil W8x18 lb/ft respectivamente. Se pudo concluir que el desnivel de las columnas determinó la proyección estructural del Pipe Rack y este trabajo de investigación ha quedado como material de consulta para el diseño de estructuras Pipe Rack para condiciones estructurales similares.

**Palabras claves:** Proyección estructural, Pipe Rack para suelo con desnivel, Configuración estructural del Pipe Rack.

## ABSTRACT

In the research work "**Structural projection of the Pipe Rack for ground with unevenness for fishing company in Callao**" the structural configuration was shown and the LRFD method was used for the design of the structural elements of the Pipe Rack of 10m high, 14m span, 1m section and unevenness in columns of 1.5m for process fluid pipes, fire extinguishers and cable trays. National and international procedures and recommendations for the design of the Pipe Rack were gathered and lateral displacements of 48mm and 54mm were found in the X and Y directions respectively, as well as a deflection of 9mm. Structural elements such as flanges, mullions and diagonals, beams, braces and columns were designed with angle profiles 2"x2"x3/16, rectangular tube 2"x3"x1/8, angle 2"x2"x1/4 and profile W8x18 lb/ft respectively. It was concluded that the unevenness of the columns determined the structural projection of the Pipe Rack and this research work has remained as reference material for the design of Pipe Rack structures for similar structural conditions.

**Key words:** Structural projection, Pipe Rack for uneven floor, Structural configuration of the Pipe Rack.

## I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Descripción del problema

Las estructuras de acero del tipo pipe rack, han demostrado su importancia y eficiencia a lo largo de los últimos años como soporte principal de tuberías para diferentes tipos de fluidos, facilitando los procesos productivos de las grandes industrias y empresas que actualmente operan en territorio peruano como lo son las empresas del rubro pesquero.

Los pipes racks son estructuras especiales de modo que los códigos y normas internacionales y locales se limitan a publicar los procedimientos y consideraciones para su diseño y la información que se posee es muy limitada y genérica.

Sin embargo, en las instalaciones de una empresa pesquera en el Callao se busca proyectar un pipe rack de 10m de altura y 14m de luz libre para un suelo con desnivel topográfico de 1.5m capaz de soportar las cargas producidas por las tuberías para agua de procesos, tuberías para agua de contraincendios y bandejas porta cables.

La normativa peruana resulta limitada en sugerencias o métodos para este tipo de estructuras y configuración con desnivel.

### 1.2. Formulación del problema

¿De qué manera el desnivel topográfico determina la proyección estructural del pipe rack para la empresa pesquera en el callao?

### **1.3. Objetivos**

#### ***1.3.1. Objetivo general***

Proyectar y estructurar el pipe rack para suelo con desnivel para empresa pesquera en el callao.

#### ***1.3.2. Objetivos específicos***

**A.** Determinar la magnitud y dirección de las cargas de diseño del pipe rack para la empresa pesquera.

**B.** Calcular y predimensionar los diferentes elementos estructurales del pipe rack para la empresa pesquera.

**C.** Analizar el sistema estructural del pipe rack para la empresa pesquera usando el software Robot Structural 2023.

**D.** Modelar y generar los planos de partes, conjunto y ensamble del pipe rack para la empresa pesquera.

### **1.4. Formulación de la hipótesis**

Para el desnivel del suelo de la empresa pesquera en el callao, la proyección estructural del pipe rack se puede realizar usando el método LRFD, reglamento nacional e internacional y el software Robot Structural.

## 1.5. Variables de estudio

### 1.5.1. Identificación de variables

**Tabla 1**

*Identificación de variables*

VARIABLES	DEFINICIÓN OPERACIONAL
<b>Variable 1 (Independiente)</b> <b>Suelo con desnivel</b>	El suelo con desnivel dentro de las instalaciones de la empresa pesquera es un factor que determina la proyección e instalación del Pipe Rack, el cual será medido.
<b>Variable 2 (Dependiente)</b> <b>Proyección estructural</b>	La proyección estructural es el estudio y análisis realizado por el autor para la empresa pesquera, considerando las características de la zona de instalación y solicitaciones para el Pipe Rack.

*Nota.* Identificación de las variables de estudio. Fuente (Propio).

### 1.5.2. Operacionalización de variables

**Tabla 2**

*Dimensiones e indicadores de las variables*

VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADOR
<b>Variable dependiente</b> <b>Proyección estructural</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Método de diseño.</li> <li>Reglamento nacional de edificaciones</li> </ul>	I <sub>1</sub> = Método LRFD. I <sub>2</sub> = NTP E-020 (cargas). I <sub>3</sub> = NTP E-030 (Procedimiento de diseño sismorresistente). I <sub>4</sub> = NTP E-090 (estructuras metálicas).
<b>Variable independiente</b> <b>Suelo con desnivel</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Variación de altura.</li> </ul>	I <sub>1</sub> ' = Pendiente del terreno. I <sub>2</sub> ' = Medición del desnivel.

*Nota.* Operacionalización de las variables de estudio. Fuente (Propio).

## **1.6. Justificación**

### ***1.6.1. Justificación desde el punto de vista social***

La presente proyección beneficiará a toda empresa que quiere implementar soportes del tipo pipe rack para tuberías para agua de procesos y de contra incendio, del mismo modo beneficia a la empresa pesquera ubicada en el callao por ser quienes harán uso de dicha estructura para la mejora de sus procesos de producción de harina de pescado.

### ***1.6.2. Justificación desde el punto de vista económico***

La presente proyección constituye una rentabilidad económica para la empresa pesquera en el callao. La estructura pipe rack además de sostener tuberías, el nivel más alto se aprovechará para el tendido de bandejas de cables eléctricos, convirtiéndose en una estructura multipropósitos.

### ***1.6.3. Justificación desde el punto de vista ambiental***

La presente proyección no deteriora los recursos de la naturaleza, si no busca un pipe rack estructuralmente seguro para conducir las tuberías con aguas de proceso y evitar fallas de bombeo o derrame debido a su manipulación.

## **1.7. Importancia**

### ***1.7.1. Importancia desde el punto de vista estructural***

Se proyectará un pipe rack de 10 metros de altura y con una luz libre de 14 metros mediante perfiles ligeros, la estructuración de los elementos estructurales será de tal modo que la mayoría de los elementos de la armadura soporten fuerzas a tensión.

### ***1.7.2. Importancia desde el punto de vista económico***

Los perfiles ligeros abaratan costos de fabricación transporte y montaje, beneficiando directamente a la empresa pesquera en el callao a través de un bajo presupuesto para su realización y optimizando recursos económicos para la mejora continua de su industria alimentaria con sedes en importantes sectores del estado peruano.

### ***1.7.3. Importancia desde el punto de vista académico***

Este proyecto servirá como material de consulta para la realización de otras estructuras con condiciones similares y como base para la implementación del mismo sistema en diferentes empresas e industrias cuya operación se encuentra en zonas con desnivel topográfico.

## II. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

Drake y Walter (2010) en su revista de ingeniería “DESIGN OF STRUCTURAL STEEL PIPE RACKS” Comparó las estructuras de acero tipo pipe rack con los edificios de acero ya que tienen similitudes geométricas, nos muestra las consideraciones de diseño, las cargas ponderantes y esenciales para el diseño de una estructura pipe rack como: carga muerta (incluye el peso de la estructura, cargas adheridas a ello permanentemente, el peso de las tuberías en vacío, el peso de tuberías en funcionamiento, bandejas eléctricas, etc.), carga viva (son cargas vivas mínimas aplicadas sobre la estructura y este caso está en función al reglamento de cada país), carga térmica (en zonas donde la variación de temperatura es considerable), carga de sismo y carga de viento. Recomendaron los tipos de conexiones, así como un análisis de espectro de respuesta modal y análisis dinámico ya que permite revisar los múltiples modos de vibración. Los autores concluyeron afirmando que los códigos actuales y las normas internacionales no son claros de cómo se debe aplicar a una estructura pipe rack, porque la mayoría está escrita para edificios y se necesita guías adicionales y actualizadas para aplicarlo de forma coherente en las industrias.

Madhuri y Hamane (2017) en la revista internacional de ingeniería avanzada “STABILITY ANALYSIS OF PIPE RACK IN PETROCHEMICAL FACILITIES” Muestran los métodos y procedimientos para el diseño de las estructuras pipe rack, así como las consideraciones y cargas aplicadas al diseño y las combinaciones de las cargas que producen la mayor criticidad. Recomiendan los límites de deformaciones o desplazamientos laterales de la estructura, estos valores varían de un proyectista a otro o de un ingeniero a otro ingeniero, pero lo que siempre se debe de garantizar es la estabilidad de la estructura y la estabilidad de cualquier estructura es un enfoque que toda norma lo sugiere. Finalmente, los autores concluyen recomendando el método

del análisis directo para garantizar la estabilidad de la estructura pipe rack ya que los resultados por los efectos (P- $\Delta$ ) son exactos, el método del análisis directo es sencillo de realizarlo y se puede utilizarlo para el diseño de cualquier tipo de estructuras con marcos arriostrados a momento.

Janak y Ishtiyaque, (2016) en la revista internacional de investigación en ingeniería y tecnología “OPTIMIZED DESIGN Y ANÁLISIS OF STEEL PIPE RACKS FOR OIL Y GAS INDUSTRIES AS PER INTERNATIONAL CODES Y STANDARDS” muestran el diseño de un pipe rack de 9m de altura, 113.8m de largo y 2m de sección transversal dividido en 4 tramos con arriostramiento en los marcos transversales para minimizar los desplazamientos laterales y siendo capaces de resistir grandes momentos. Las cargas dominantes en este diseño fueron: carga muerta (peso propio), peso de tuberías en vacío, peso de tuberías en operación, carga viva, carga de sismo y carga de viento. Los autores enfatizan que la estructura pipe rack se usa en complejos de refinería, complejos petroquímicos y de procesos y cualquier daño a esta estructura puede ser muy peligroso. Concluyendo que el Pipe Rack analizado muestra una deflexión máxima de 13mm y un desplazamiento lateral de 27mm.

Saikia y Pathak (2014) En el paper “SEISMIC RESPONSE OF STEEL BRACED PIPE RACKS AND TECHNOLOGICAL PLATFORMS IN OIL REFINERIES” Realizaron diferentes análisis comparativos entre distintos tipos de arriostres como: en X, V invertida, K, D excéntrica y combinaciones de arriostres en Y y en V invertida. Puntualizaron que los pipe racks son mayormente estructuras de acero y son las arterias principales para cualquier proceso en plantas industriales donde requieren una atención especial en zonas de alta sismicidad y que los arriostres en los pórticos resistentes a momentos son comunes en los pipes racks ya que minimizan los desplazamientos laterales producidos por los sismos. Los autores concluyeron que los efectos P- $\Delta$  son los problemas asociados a este tipo de estructura cuando se producen temblores o grandes

terremotos generándose un desafío para el ingeniero ya que tiene que seleccionar los perfiles de refuerzo y ubicarlos en puntos estratégicos de la estructura para disminuir estos desplazamientos. Los arriostres más comunes son en X, V y K.

Bendapudi, E y E (2010) en su artículo “STRUCTURAL DESIGN OF STEEL PIPE SUPPORT STRUCTURES” Enfatiza que las estructuras de acero del tipo pipe rack deben ser diseñadas para resistir todos los peligros naturales y de gravedad como cargas sísmicas y cargas de viento, fuerzas internas producidas por la expansión térmica; donde la carga dominante es la carga de gravedad. Las cargas en los anclajes de la estructura deben ser resistido por arriostres y el diseño de la estructura debe basarse en el procedimiento de la “fuerza lateral equivalente”. Los códigos internacionales permiten un procedimiento de análisis modal y las orientaciones que brindan los códigos respecto a lo anterior son mínimos, ya que los racks de tuberías no se consideran como edificios y por lo tanto deberíamos tratarlo como “otra estructura”. Los autores concluyen que las fallas estructurales que se dan en un Pipe Pack no son documentadas ni difundidas, porque este tipo de estructuras varían según las necesidades, propósitos y estándares de la asociación o empresa que lo requiere. Fallas en este tipo de sistema puede perjudicar el proceso de producción, la seguridad y salud del personal de planta. Por lo tanto, el diseño, detalle y la estabilidad son los parámetros que gobiernan en el diseño de esta estructura.

## **2.2. Limitación de la investigación**

- La presente investigación se delimitará a la zona de calderas de una empresa pesquera en el callao, se estudiará el desnivel topográfico y las implicancias que tiene en la proyección estructural del pipe rack.
- Información reservada para estructuras industriales con desnivel en la base.

## **2.3. Marco conceptual**

### ***2.3.1. Normas y especificaciones en el diseño estructural***

Las normas son un conjunto de especificaciones y procedimientos establecidos por entidades públicas o privadas cuya finalidad es lograr uniformidad, alta calidad, resistencia y eficiencia en materiales, piezas y estructuras. Las especificaciones son el conjunto de reglas establecidas para conseguir una estructura segura y estable en el tiempo.

### ***2.3.2. Código***

Es el conjunto de especificaciones para realizar el análisis, diseño y fabricación de equipos o estructuras cuyo objetivo es buscar y lograr la seguridad, eficiencia y alta calidad. A continuación, se detalla algunas normas y códigos para el uso en estructuras de acero.

AISI (American Iron and Steel Institute)

AISC (American Institute of Steel Construction)

ASTM (American Society of Testing and Materials)

ISO (International Standards Organization)

ANSI (American National Standards Institute)

AWS (American Welding Society)

RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú)

### 2.3.3. *Pipe rack*

Los pipes racks son estructuras especiales de uno o más niveles y de distintas configuraciones que se emplean en facilidades industriales, soportan líneas de tuberías que transportan diferentes fluidos y gases, así como cables y bandejas. Los pipes racks pueden acondicionarse con escaleras, pasarelas, plataformas de mantenimiento y soportes de equipos mecánicos. El uso de estas estructuras es esencial para una mejora y eficiente proceso productivo.

El pipe rack puede llegar a extenderse a lo largo de toda la planta industrial y adaptarse a los espacios libres del terreno, así como a los espacios libres aéreos dando continuidad y soporte a las tuberías.

#### **Figura 1**

*Estructura de acero Pipe Rack*



*Nota.* Pipe Rack de tres niveles con pórticos longitudinales arriostrados y escaleras marinas.

Fuente: (www.indiamart.com)

### 2.3.3.1. Campo de aplicación

Las estructuras pipe rack son ampliamente solicitados en plantas petroleras, en plantas químicas y de procesos en todo el mundo. Su aplicación facilita el soporte de tuberías que distribuyen y transportan los fluidos de trabajo a diferentes áreas dentro o fuera de planta para su proceso. Este tipo de estructura generalmente de acero es ampliamente usado en el sector pesquero de nuestra región, en las plantas de harina de pescado se usa el pipe rack para soportar las líneas de tuberías de conducción de vapor de calderas hacia los equipos secadores, evaporadores, cocinas y prensas, tuberías de agua de suministro y condensado, tuberías de agua para incendios y para el tendido de los cables eléctricos y las bandejas porta cables.

### 2.3.3.2. Tipos de pipe rack

Los pipes rack pueden ser conformadas o fabricadas de concreto o de acero. Siendo los pipes rack de acero los más utilizados en los procesos industriales por su facilidad de fabricar.

#### Figura 2:

*Tipos de pipe rack para tuberías*



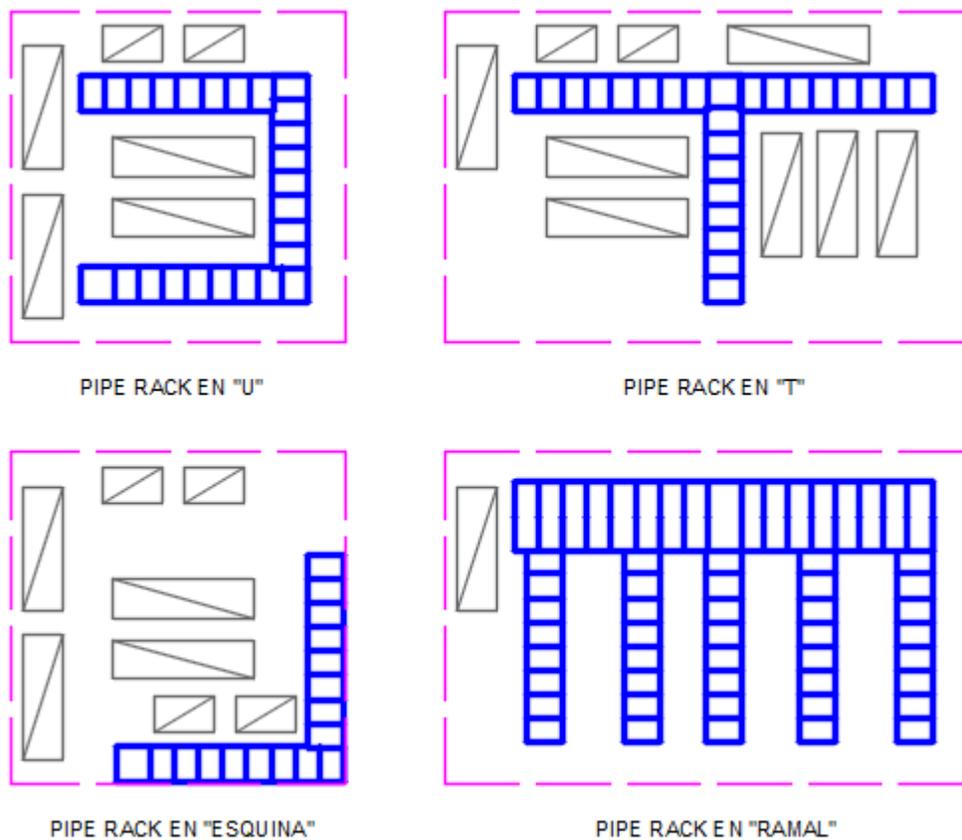
*Nota:* Pipe rack de varios niveles fabricados en concreto y acero. Fuente (www.famsteel.com.br)

### 2.3.3.3.Requerimientos de operación

El requerimiento operacional del pipe rack está en función de las disponibilidades de planta, ya que los arreglos longitudinales del pipe rack varían en cuanto a los accesos y áreas a comunicar o por disposición del tendido de tuberías, estos adoptan formas distintas como en forma de T, en forma de U o en una esquina desde la vista de planta. Sin embargo, el ingeniero instrumentista ideará el mejor arreglo con relación a las necesidades y disponibilidades de planta.

**Figura 3**

*Requerimiento de pipe rack*



*Nota:* Distintos requerimientos de pipe rack desde la vista de planta. Fuente (Propio)

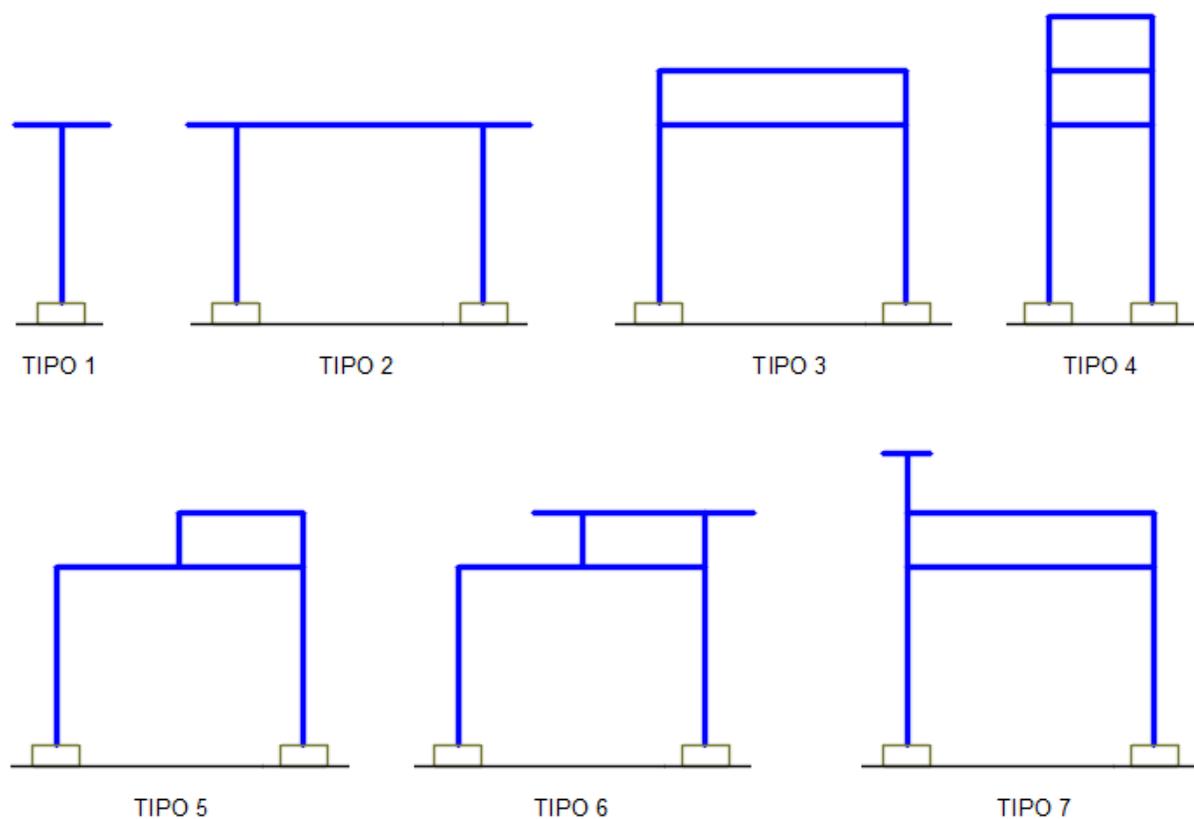
### 2.3.3.4. Configuración estructural

La configuración depende del requerimiento del proceso productivo de planta, las alturas mínimas a considerar en el primer nivel del pipe rack está en función del tránsito por debajo de ello, la altura recomendada del primer nivel del pipe rack cuando solo hay tránsito de operarios o de vehículos son 3.5m y 4.5m respectivamente.

Por lo general los pipe rack tienen dos tipos de componentes, un pórtico arriostrado que contiene columnas y vigas longitudinales y otro pórtico no arriostrado que contiene columnas y vigas transversales; así como sus pedestales y fundaciones.

**Figura 4**

*Sección transversal del pipe rack*

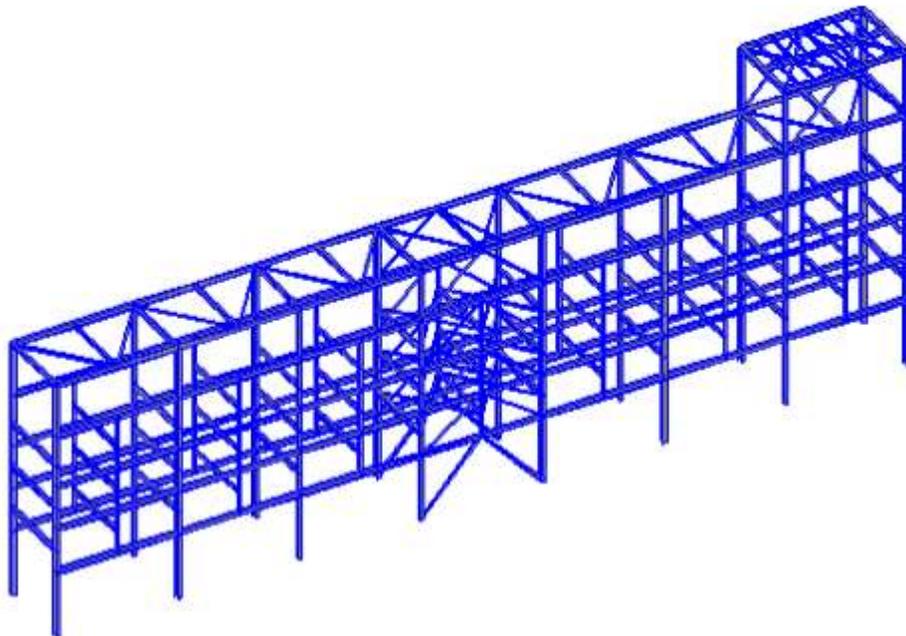


*Nota:* Distintas secciones transversales para el pipe rack. Fuente (Propio)

El arreglo longitudinal del pipe rack es el conjunto de pórticos transversales, la separación entre pórticos está en función a los espacios disponibles de planta, una recomendación para la separación entre pórticos sería mínimo de 6m ya que los perfiles estructurales tienen esa medida mínima estándar.

### **Figura 5**

*Separación entre pórticos del pipe rack*



*Nota:* Vista isométrica de la separación entre pórticos de un pipe rack. Fuente (Madhuri y Hamane)

### 2.3.4. Tipos de acero para estructuras

**Tabla 3**

*Especificaciones de la ASTM para los perfiles de acero*

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia Fy (klb/in <sup>2</sup> )	Esfuerzo de tensión Fu (klb/in <sup>2</sup> )	Serie de perfiles aplicables										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo	
											Rect.	Redo.		
Al carbono	A36	36	58-80	■	■	■	■	■	■	■				
	A53 Gr. B	35	60										■	
	A500	Gr.B	42	58								■	■	
			46	58								■	■	
		Gr.C	46	62								■	■	
	A501	Gr.A	36	58								■	■	
		Gr.B	50	70								■	■	
	A529	Gr.50	50	65-100	■	■	■	■	■	■	■			
		Gr.55	55	70-100	■	■	■	■	■	■	■			
	Baja aleación alta resistencia	A572	Gr.42	42	60	■	■	■	■	■	■			
Gr.50			50	65	■	■	■	■	■	■				
Gr.55			55	55	■	■	■	■	■	■				
A618		Gr.60	60	60	■	■	■	■	■	■	■			
		Gr.65	65	65	■	■	■	■	■	■	■			
		Gr.I & Gr.II	50	70								■	■	
A913	Gr.III	50	50								■	■		
	50	50	60	■	■	■	■	■	■	■				
	60	60	75	■	■	■	■	■	■	■				
	65	65	80	■	■	■	■	■	■	■				
Baja aleación, alta resistencia, resistente a la corrosión	A992	70	70	90	■	■	■	■	■	■				
		50	65	65	■	■	■	■	■	■				
	A242	42	63	63	■	■	■	■	■	■				
		46	67	67	■	■	■	■	■	■				
		50	70	70	■	■	■	■	■	■				
	A588	50	70	70	■	■	■	■	■	■				
	A847	50	70	70							■	■		

*Nota:* Los colores negros, plomo y blanco representan las especificaciones para cada material.

Fuente (Manual del AISC, 2017)

Antiguamente el acero estructural más usado fue el A36 que ofrece una resistencia o esfuerzo a la fluencia  $F_y=36\text{Klb/pulg}^2$ . En los últimos años este tipo de acero ha mejorado sus capacidades, denominándolos aceros de alta resistencia como lo es el A992 con  $F_y=50\text{Klb/pulg}^2$  o también llamados aceros de Gr 50. De los distintos perfiles estructurales que existen no todos tienen la composición del acero de Gr 50, generalmente solo los perfiles W o sus similares son laminados en caliente con esta nueva composición y grado de alta resistencia.

#### **2.3.4.1. Materiales recomendados para los pipes rack**

Por lo general los pórticos del pipe rack son perfiles W y se recomiendan los siguientes materiales según el perfil estructural y los elementos de conexión:

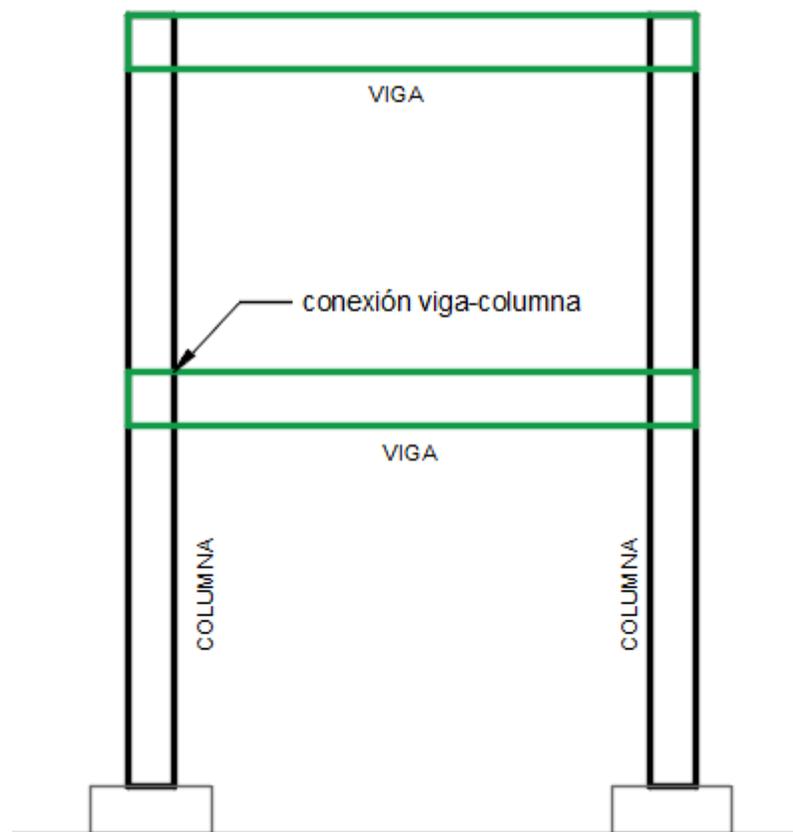
- Para los perfiles W, I: Tipo ASTM A992 Gr.50
- Para los perfiles angulares, canales y planchas: ASTM A36
- Pernos para las conexiones: Tipo ASTM A325
- Soldadura para las conexiones: Verificar según la AWS D1.1

### 2.3.5. Pórticos no arriostrados

Los pórticos no arriostrados pueden mostrar respuestas dúctiles y estables, sin embargo, son un tipo de estructuras relativamente flexibles y se limita en la distorsión que puede a ver entre los pisos. Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 definieron tres tipos de pórticos no arriostrados lo cual contienen diferentes grados de ductilidad.

#### Figura 6

*Pórtico no arriostrado*



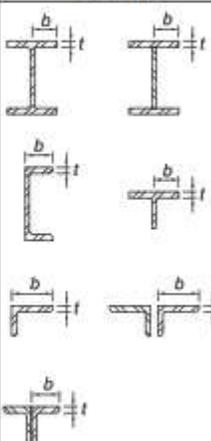
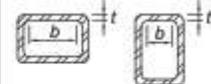
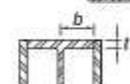
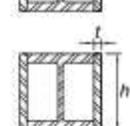
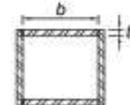
*Nota:* Pórtico no arriostrado resistente a momento. Fuente (Propio)

### 2.3.5.1. Sistema SMF (Pórticos no arriostrados especiales)

Los pórticos no arriostrados especiales a momentos son más efectivos disipando las energías. Se espera que las deformaciones se produzcan debido a los momentos en las vigas.

**Figura 7**

*Relación ancho espesor de perfiles*

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Uns stiffened Elements  Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	$b/t$	not applicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
Stiffened Elements  Walls of rectangular HSS used as diagonal braces  Flanges of boxed I-shaped sections  Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces  Flanges of built-up box shapes used as link beams	$b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$b/t$			
	$h/t$			
	$b/t$			

*Nota:* Relación ancho - espesor para distintos tipos de perfiles. Fuente (ANSI/AISC 341-16)

En este sistema no es permitido el pandeo local, por ello se evalúa las relaciones ancho espesor bajo los parámetros de la figura 7 o la tabla D1.1 de la ANSI/AISC 341-16.

### 2.3.5.2.Sistema IMF (Pórticos no arriostrados intermedios)

Los pórticos no arriostrados intermedios presentan una capacidad moderada para la disipación de energía a partir de las deformaciones de rotulas plásticas y se diseñan con un factor de modificación menor que los pórticos especiales a momento. En el diseño, las secciones deben cumplir con las relaciones ancho - espesor de la figura 7.

### 2.3.5.3.Sistema OMF (Pórticos no arriostrados ordinarios)

Los pórticos no arriostrados ordinarios a momentos no requieren de una validación experimental, por lo que su diseño se realiza con métodos ingenieriles aceptados y que sean capaces de resistir los máximos momentos y máximas fuerzas de corte que se producirán en la conexión. Pueden tener cualquier capacidad de deformación y cualquier relacion ancho – espesor, permitiendo obtener una estructura más liviana a comparación de los dos sistemas anteriores que serían más pesados. Por lo general en Perú es aceptado diseñar bajo el sistema OMF ya que resulta más económico.

**Tabla 4**

*Factores R para pórticos*

REQUERIMIENTO	SMF	IMF	OMF
Factor R – ASCE 7-10	8	4.5	3.5
Factor R – E-030-2016	8	7	6
Factor R – E-030-2018	8	5	4
Distorsión de pisos	0.04	0.02	-
Zonas protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga	-
Verificación del panel Nodal	Si	No	No
Relación ancho - espesor	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	-

*Nota:* Comparación del factor R de reducción sísmica para pórticos. Fuente (Jean Pampa. V)

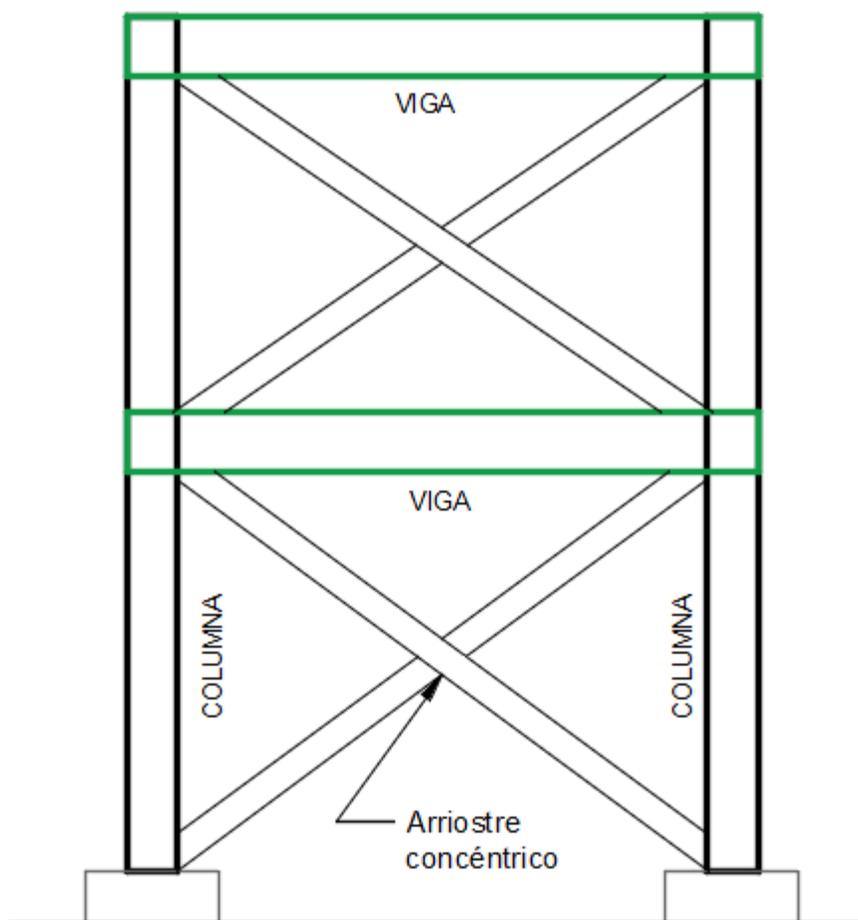
### 2.3.6. Pórticos arriostrados

Los pórticos arriostrados representan un sentido inverso a los no arriostrados debido a que como son reforzados su rigidez lateral aumenta, pero su respuesta a movimientos sísmicos puede verse afectado por que las riostras experimentarían un pandeo debido a las fuerzas de compresión.

Algunas características principales de los pórticos arriostrados es el control de las derivas, aumento de la rigidez elástica y las fuerzas producidas por vientos y sismos son axiales.

#### Figura 8

*Pórtico con arriostre concéntrico*



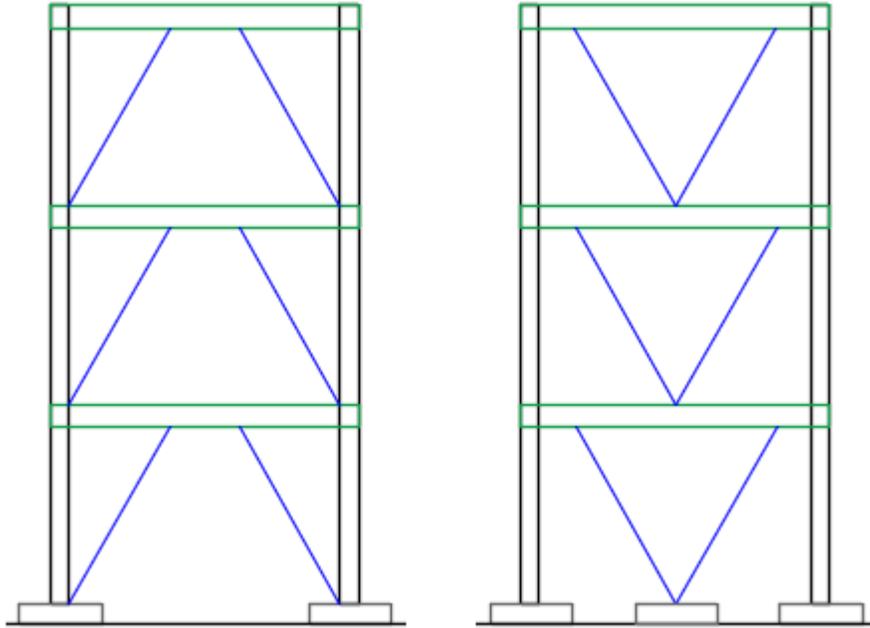
*Nota:* Pórtico de dos niveles arriostrado concéntricamente. Fuente (Propio)

### **2.3.6.1. Concéntricos**

Los pórticos arriostrados concéntricamente generalmente toman formas en X, V y diagonales, cumplen diferentes condiciones especiales. Los elementos de arriostres y los estructurales van conectados de nodo a nodo. Los arriostres en V tienen el objetivo de evitar daños en la zona central de la viga donde se colocará los arriostres, mientras que las diagonales son requeridas para aumentar la rigidez frente a cargas de viento y de sismos. La presencia de estos arriostres hacen que se forme una estructura reticulada con triángulos, lo que hace que sea más resistente. Los criterios para adoptar para arriostrar una estructura tienen que ver con las consideraciones estructurales, funcionales, requerimientos y no por menos; la estética también es importante.

### **2.3.6.2. Excéntricos**

Los pórticos arriostrados excéntricamente se idearon para contrarrestar las desventajas que tienen los pórticos no arriostrados y los arriostrados concéntricamente. El objetivo es colocar las riostras deliberadamente para generar momentos y fuerzas de corte disipando la energía de forma estable sin condicionar los demás elementos estructurales. Las estructuras arriostradas excéntricamente representan una solución muy buena para un diseño sismorresistente por su buena rigidez lateral y buena disipación de energía. Hoy en día se usa este sistema hasta para reacondicionar estructuras existentes.

**Figura 9***Pórticos arriostrados excéntricamente*

*Nota:* Pórticos arriostrados excéntricamente con enlaces en el centro y extremos de viga. Fuente (Propio)

### 2.3.7. Conexiones viga – columna

Las conexiones de los pórticos influyen significativamente en la resistencia y comportamiento estructural de la misma, estas conexiones se dividen en tres:

- Conexión totalmente restringida.
- Conexión parcialmente restringida.
- Conexión articulada.

### **2.3.7.1. Conexiones en el sistema SMF**

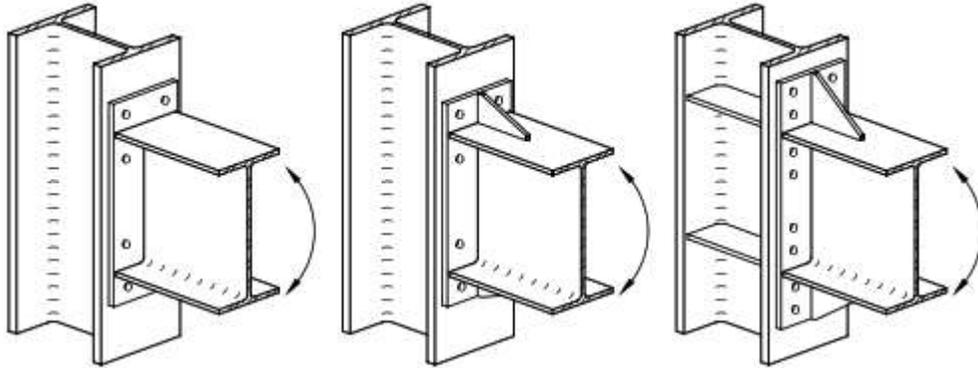
La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes, considerando que la rotación de piso es 0.01 radianes. La capacidad de la conexión a la flexión medida a la cara de la columna debe ser mayor al 80% del momento de plastificación de la viga conectada y en cuanto a la soldadura, los cordones que conectan las alas y el alma de la viga tienen que ser a penetración completa.

### **2.3.7.2. Conexiones en el sistema IMF**

Las conexiones viga – columna en el sistema de pórticos intermedios no arriostrados deben ser capaces de soportar las rotaciones plásticas a un nivel de distorsión de piso total de 0.02 radianes, la capacidad de la conexión a flexión medido a la cara de la columna debe ser mínimo el 80% del momento plástico de la viga conectada para una distorsión de piso igual a 0.02 radianes y debido a los efectos del sismo, la conexión también debe de ofrecer una resistencia al corte.

### **2.3.7.3. Conexiones en el sistema OMF**

Las conexiones viga - columna en el sistema de pórticos ordinarios a momento, deben de realizarse a base de soldadura y con pernos de alta resistencia. Las conexiones en este sistema pueden ser total o parcialmente restringidas. Estas conexiones deben ser diseñadas para resistir los máximos momentos y esfuerzos de corte que llegaran a la conexión.

**Figura 10***Conexión viga – columna*

*Nota:* Conexión viga – columna a través de pernos sin y con ala de columna reforzada. Fuente (AISC 15th)

Las conexiones emperradas, al igual que las conexiones soldadas, son ampliamente usadas en la industria; ya que permite montar los elementos de forma rápida y segura, así como también su desmontaje en un futuro debido a modificaciones estructurales o cambios de posición de la estructura en planta.

Las conexiones emperradas tienen que cumplir ciertos parámetros de pre-ajuste y torqueado, estos últimos están en función del diámetro y material del perno. No es recomendable usar pernos de grado en estructuras o cualquier otra nave industrial, ya que estas son para maquinarias.

### **2.3.8. Métodos de diseño**

En el territorio peruano existe un reglamento nacional de edificaciones (RNE) elaborado por un comité técnico de normalización cuyo objetivo es normar los criterios y requisitos mínimos para el diseño de edificaciones. Este reglamento es de cumplimiento obligatorio por todas las entidades públicas, naturales y jurídicas que proyecten o ejecuten edificaciones en el territorio peruano. (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2021)

El AISC especifica 2 métodos para diseño de miembros de acero estructural y sus conexiones (LRFD y ASD). El método LRFD “Load and Resistance Factor Design” se diferencia del otro método ASD “Allowable Strength Design” por el método que emplea para el cálculo de las cargas o fuerzas de diseño de los miembros estructurales, por el uso de factores de resistencia y los factores de seguridad.

#### **2.3.8.1. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)**

El método LRFD se basa en la probabilidad de ocurrencia de las cargas establecidas, en donde las cargas son mayoradas por factores. Estos factores toman valores según el tipo de carga y según su probabilidad de actuación y predicción de la magnitud de dicha carga sobre la estructura.

Los factores de amplificación de las cargas muertas son mucho más menores que los factores de amplificación de las cargas vivas, esto es debido a que los proyectistas pueden calcular con mucha más facilidad y exactitud el peso propio de la estructura que las aplicaciones de cargas vivas. (McCormac y Csernak, 2012)

Las cargas o fuerzas consideradas en el diseño son amplificadas y la mayor que resulta son las consideradas para el cálculo de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en los elementos estructurales. Estos valores obtenidos no deben ser mayores que la resistencia nominal del elemento estructural asociado con un factor de reducción.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1)$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción

$R_n$ : Resistencia nominal del elemento

$R_u$ : Fuerza amplificada del elemento

### **2.3.8.2. Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)**

En el método ASD, no se multiplica por factores de carga, al contrario, la resistencia nominal se divide por unos factores de seguridad establecidos en las estructuras. Por lo tanto, se deduce que la máxima fuerza aplicada al elemento estructural debe ser menor que la resistencia nominal dividida por un factor de seguridad.

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a \quad (2)$$

Donde:

$R_n$ : Resistencia nominal del elemento

$\Omega$ : Factor de seguridad

$R_a$ : Mayor fuerza aplicada al elemento

### **2.3.9. Tipos de carga**

Los tipos de carga en una estructura, tiene que ver con los distintos requerimientos y usos de tal estructura y depende del lugar de aplicación dentro del territorio peruano para sus consideraciones. A continuación, se detalla las cargas comúnmente presentes en las estructuras.

#### **2.3.9.1.Carga muerta (Peso propio)**

Las cargas muertas son de magnitud constante y permanecen fijas, esto representa el peso total de todos los elementos estructurales como columnas, vigas, viguetas, arriostres, armaduras, planchas de refuerzo, cobertura, lámparas, ductos de ventilación, etc. El peso de todo lo antes mencionado es fácil de calcular ya que los parámetros de su peso lo encontramos en las fichas técnicas de los fabricantes y generalmente están expresados en kilogramos por metro lineal (kg/m) o kilogramos por unidad de área (kg/m<sup>2</sup>).

#### **2.3.9.2.Carga viva**

Las cargas vivas se producen por el uso y mantenimiento de la estructura, estas cargas vivas son variables y varían de posición o punto de aplicación en la estructura.

La norma peruana E. 020 nos detalla las siguientes magnitudes de carga viva mínima para techos para distintas estructuras y geometrías.

- a) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal (100kgf/m<sup>2</sup>).
- b) Para techos con inclinación mayor de 3° con respecto a la horizontal (100kgf/m<sup>2</sup>) reducida en (5 kgf/m<sup>2</sup>) por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo (59 kgf/m<sup>2</sup>).
- c) Para techos curvos, (50 kgf/m<sup>2</sup>).

- d) Para techos de coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc. Cualquiera sea su pendiente ( $30 \text{ kgf/m}^2$ ), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, en todo caso se aplicará lo indicado en el artículo 11 de la norma peruana E. 020.
- e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 1 de la E.020.
- f) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de ( $100 \text{ kgf/m}^2$ ). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva de diseño será de ( $400 \text{ kgf/m}^2$ ). El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada. Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.
- g) Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

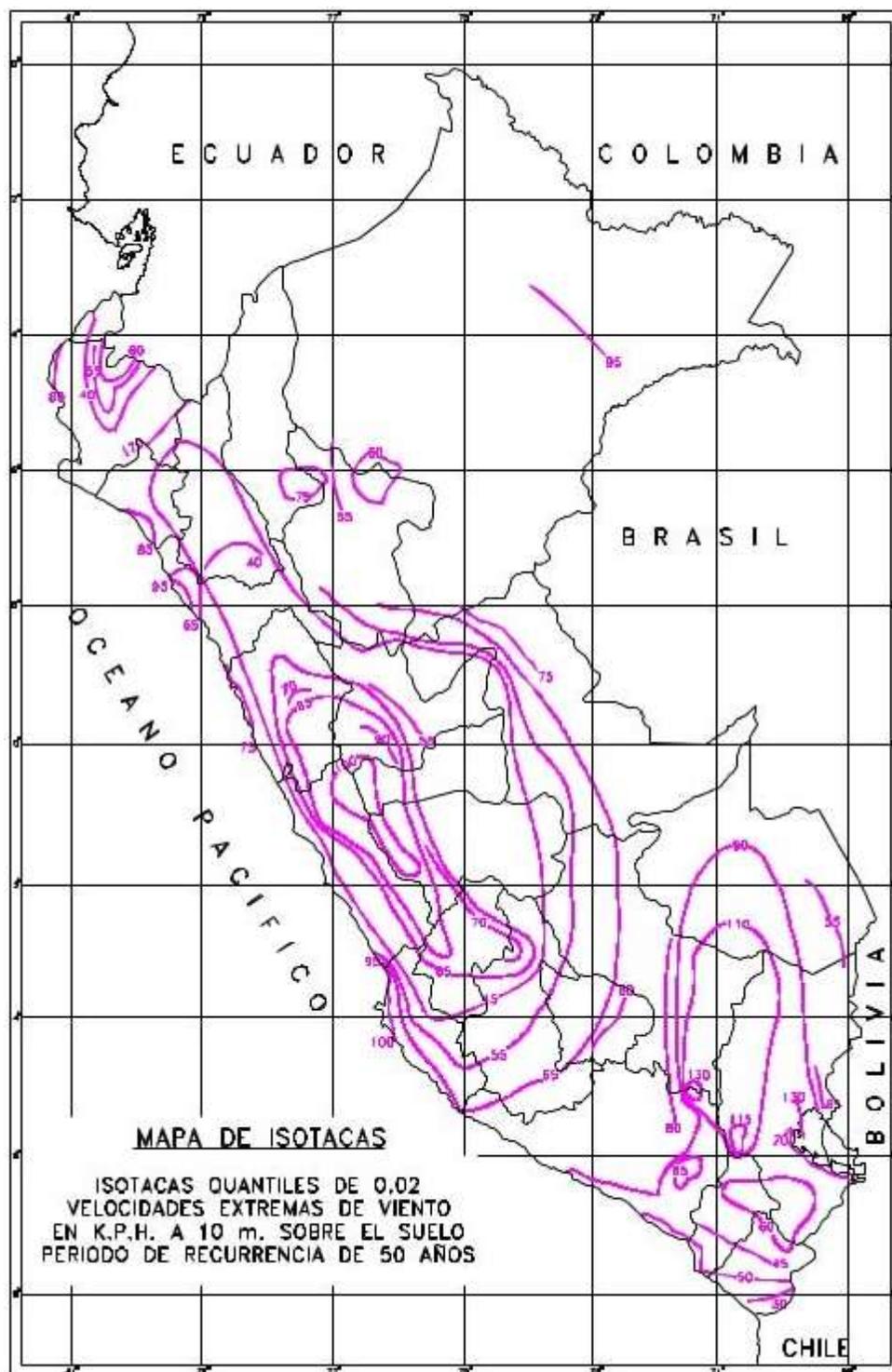
### **2.3.9.3.Carga de viento**

La carga de viento es una carga causada por el medio ambiente. El viento genera fuerzas de presión y succión que aplican a toda la estructura abarcando el techo y las paredes laterales en ambas direcciones.

Según la norma E.020, la velocidad de diseño del viento hasta una altura de 10m será mínimo de  $75 \text{ km/h}$ .

Figura 11

Mapa eólico del Perú



Nota: Velocidades de viento para diferentes zonas del Perú. Fuente (NTP E. 020)

Esta velocidad de diseño varía según la altura de la estructura y según la ubicación dentro del territorio peruano, ya que cada zona cuenta con una velocidad del viento.

Superada esta altura, la velocidad de diseño se tiene que corregir mediante los parámetros establecidos en la misma haciendo uso de la siguiente ecuación.

La velocidad de diseño por viento:

$$V_h = V_d(H/10)^{0.22} \quad (3)$$

Donde:

$V_h$ : Velocidad de diseño en la altura h en km/h.

$V_d$ : Velocidad de diseño hasta 10 metros de altura en km/h.

H: Altura sobre el terreno en metros.

La carga producida por el viento ya sea de presión o succión se supondrá estática y perpendicular a la superficie de incidencia y está dado por la siguiente expresión.

$$P_h = 0.005AV_h^2 \quad (4)$$

Donde:

$P_h$ : Presión o succión del viento a una altura h en kg/m<sup>2</sup>.

A: Factor de forma adimensional.

$V_h$ : Velocidad de diseño en la altura h en km/h.

**Tabla 5***Factores de forma según la superficie de incidencia*

<b>CONSTRUCCIÓN</b>	<b>BARLOVENTO</b>	<b>SOTAVENTO</b>
Superficies verticales de edificios.	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos de una dimensión corta en el sentido del viento.	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular.	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°.	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos.	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°.	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento.	-0.7	-0.7
<b>*El signo negativo presión y el positivo succión.</b>		

*Nota.* Valores adimensionales para los factores de forma. Fuente (NTP E. 020)

#### 2.3.9.4.Carga de sismo

Es una carga producida por un efecto natural sobre la tierra, es precisamente que una falla producida por un sismo da considerables pérdidas humanas, así como miles o millones de soles en propiedades. Un sismo produce la aceleración de la superficie del terreno, esta aceleración se descompone en aceleraciones verticales y horizontales y las dos influyen sobre la estructura, sin embargo, las aceleraciones verticales producidas por el sismo son despreciables, ya que sus efectos son bastante mínimos comparados con las aceleraciones horizontales que producen y acarrear fallas catastróficas.

#### 2.3.9.5.Fuerza cortante en la base

La siguiente relación empírica muestra los parámetros que reemplazan a la gravedad y multiplicada por la masa sísmica (masa de la estructura + un porcentaje de la carga viva), se obtiene la fuerza de corte en el base producido por el sismo.

Para la estimación del peso sísmico, se realiza sumando la carga permanente y el peso total de la estructura (carga muerta) y un porcentaje de la carga viva, este porcentaje de carga viva considerado para el peso sísmico varía según la categoría de la estructura.

$$F_{CV} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (5)$$

Donde:

$F_{CV}$ : Fuerza cortante en la base

Z: Factor de zona

U: Factor de uso

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

P: Masa sísmica de la estructura

El territorio peruano cuenta con un mapa dividido en 4 zonas de sismicidad, la zonificación se basa en la distribución espacial de sismicidad observada y las características generales de movimientos sísmicos. Cada zona tiene un factor  $Z$ , este factor  $Z$  se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y se interpreta como la aceleración máxima horizontal del suelo con una baja probabilidad de ser excedida en los próximos 50 años (NTP E-030, 2020).

### **Tabla 6**

*Factores de aceleración  $Z$*

ZONA	FACTOR $Z$
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

*Nota.* Factor  $Z$  de aceleración máxima horizontal del suelo por zona. Fuente (NTP E. 030)

**Figura 12**

*Mapa de zonificación basada en la observación espacial de sismicidad*



*Nota.* Zonas de aceleración máxima horizontal del suelo según la observación de sismicidad.

Fuente (NTP E.030)

El factor de amplificación sísmica  $U$  clasifica el tipo de instalación o estructura a implementar según su importancia. Para la elección del tipo de edificación, hay que considerar cual es el fin o propósito de la edificación, si es para uso público o industrial y los peligros que representa ante una supuesta falla, así como también si queremos que siga en pie después de un evento sísmico y pueda servir como refugio de los damnificados.

**Tabla 7***Categoría de las edificaciones y factor U*

<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR U</b>
	A <sub>1</sub> : establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el ministerio de salud.	Ver nota 1
<b>A</b> <b>Edificaciones esenciales</b>	<p>A<sub>2</sub>: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que pueden servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A<sub>1</sub>.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policías.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamientos de agua.</li> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables y tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenan archivos e información esencial del estado.</li> </ul>	1.5
<b>B</b> <b>Edificaciones importantes</b>	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios o que guarden patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considera depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
<b>C</b> <b>Edificaciones comunes</b>	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarrea peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
<b>D</b> <b>Edificaciones temporales</b>	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

*Nota 1:* Las edificaciones de categoría A<sub>1</sub> tienen aislamiento sísmico en la base y se encuentran en las zonas 4 y 3, para las demás zonas se puede usar un factor U mínimo de 1.5. Fuente (NTP E.030)

*Nota 2:* En estas edificaciones, se provee rigidez lateral según el proyectista. Fuente (NTP E.030)

El factor de amplificación sísmica  $C$  está en función del periodo fundamental de vibración de la estructura y se tiene 3 casos:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (6)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad (7)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (8)$$

Donde:

$T$ : Periodo fundamental de vibración

$T_p$ : Periodo que define la plataforma del factor  $C$

$T_L$ : Periodo que define el inicio del factor  $C$  con desplazamiento constante

El periodo  $T$  esta dado por la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (9)$$

Donde:

$T$ : Periodo fundamental de vibración

$h_n$ : Altura total de la edificación en (m)

$C_T$ : Coeficiente de estimación del periodo fundamental de una edificación

**Tabla 8***Coefficientes para el periodo fundamental*

$C_T = 35$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a. Pórticos de concreto armado sin muros de corte b. Pórticos dúctiles de aceros con uniones resistentes a momentos, sin arriostramientos.
$C_T = 45$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a. Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b. Pórticos de acero arriostrados.
$C_T = 60$	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

*Nota:* Coeficientes para el periodo fundamental según configuración del edificio. Fuente (NTP E.030)

Los parámetros de sitio ( $S$ ,  $T_P$  y  $T_L$ ) se eligen de acuerdo al perfil que mejor describa el sitio a implementar la estructura usando los valores correspondientes del factor de amplificación del suelo  $S$  y los periodos  $T_P$  y  $T_L$  de acuerdo a las siguientes tablas.

**Tabla 9***Factor de suelo S*

Suelo	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
Zona				
$Z_4$	0.80	1.00	1.05	1.10
$Z_3$	0.80	1.00	1.15	1.20
$Z_2$	0.80	1.00	1.20	1.40
$Z_1$	0.80	1.00	1.60	2.00

*Nota:* Factores de suelo en función del tipo de zona. Fuente (NTP E.030)

**Tabla 10***Periodo  $T_P$  y  $T_L$* 

	PERFIL DE SUELO			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_P$ (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L$ (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

*Nota:* Periodos para inicio y plataforma del factor C. Fuente (NTP E.030)

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R se consigue como el producto del coeficiente  $R_0$  y los factores  $I_a$  e  $I_p$  (para estructuras regulares  $I_a = 1$  y  $I_p = 1$ )

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (10)$$

Donde:

R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

$R_0$ : Coeficiente básico de reducción

$I_a$ : Factor de irregularidad en altura

$I_p$ : Factor de irregularidad en planta

**Tabla 11***Coefficientes básicos de reducción  $R_0$* 

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN <math>R_0</math> (*)</b>
<b>ACERO</b>	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>ALBAÑILERÍA ARMADA O CONFINADA</b>	3
<b>MADERA</b>	7 (**)

*Nota 1:* (\*) estos coeficientes se aplican solamente a estructuras cuyos elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican estructuras tipo péndulo invertido. Fuente (NTP E.030)

*Nota 2:* (\*\*) para diseño por esfuerzos admisibles. Fuente (NTP E.030)

Como el pipe Rack está conformado por un sistema de tijerales, la rigidez del tijeral es muy baja horizontalmente y las columnas se comportan como un volado denominando a esta estructura, como una estructura no sísmica y tomando un  $R = 3$ .

### 2.3.10. Combinaciones de carga

Los factores de carga a utilizar son para incrementar la magnitud de las cargas de servicio para usar con el método LRFD. Por lo tanto, la resistencia de un elemento se determina a partir de las combinaciones de cargas dados en los reglamentos de cada territorio.

La norma técnica peruana E.020 nos brinda los parámetros para calcular las cargas mínimas nominales para el diseño de estructuras, lo cual estas deben ser mayoradas.

La resistencia de una estructura debe estar determinada para una combinación crítica de cargas factorizadas. Una situación crítica ocurre cuando dos o más cargas están actuando simultáneamente (NTP E-090, 2020).

Las combinaciones de carga se centran en sumar distintas cargas ya amplificadas con los factores cuya probabilidad es que ocurran simultáneamente para determinar la mayor carga producida por los distintos eventos sobre la estructura y en base a esto dimensionar los elementos estructurales.

#### 2.3.10.1. Combinaciones de carga para LRFD

Las combinaciones de cargas para el método LRFD en base a la NTP E 090 son:

$$\text{Comb 1: } 1.4D \quad (11)$$

$$\text{Comb 2: } 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) \quad (12)$$

$$\text{Comb 3: } 1.2D + 1.6L(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) + (L_r \text{ ó } 0.8W) \quad (13)$$

$$\text{Comb 4: } 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) \quad (14)$$

$$\text{Comb 5: } 1.2D \mp 1E + 0.5L + 0.2S \quad (15)$$

$$\text{Comb 6: } 0.9D \mp (1.3W \text{ ó } 1E) \quad (16)$$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva de techo

W: Carga de viento

S: Carga de nieve

R<sub>LL</sub>: Carga de lluvia

E: Carga de sismo

### **2.3.10.2. Combinaciones de carga para ASD**

Las combinaciones de cargas para el método ASD según el AISC son:

$$\text{Comb 1: } D \quad (17)$$

$$\text{Comb 2: } D + L \quad (18)$$

$$\text{Comb 3: } D + (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) \quad (19)$$

$$\text{Comb 4: } D + 0.75L + 0.75(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) \quad (20)$$

$$\text{Comb 5: } D + (0.6W \text{ ó } 0.7E) \quad (11)$$

$$\text{Comb 6(a): } D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R_{LL}) \quad (22)$$

$$\text{Comb 6(b): } D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S \quad (23)$$

$$\text{Comb 7: } 0.6D + 0.6W \quad (24)$$

$$\text{Comb 8: } 0.6D + 0.7E \quad (25)$$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva de techo

W: Carga de viento

S: Carga de nieve

R<sub>LL</sub>: Carga de lluvia

E: Carga de sismo

### ***2.3.11. Tipos de carga en el pipe rack***

Las cargas que se producen en el pipe rack y típicamente aplicables son:

- **Carga muerta** (Peso propio de la estructura más el peso de equipos adheridos permanentemente a ello)
- **Carga muerta de funcionamiento** (Esta carga viene a ser el peso propio de las tuberías, de las bandejas porta cables, aislantes de tuberías y el contenido de las tuberías). Sin embargo, la carga muerta recomendada para el diseño de pipe rack tiene una magnitud de 200 kgf/m<sup>2</sup> o 40 psf. Esta carga es equivalente a tuberías de 8" SCH 40 completamente llenas de agua separados por una distancia de 15" y para el nivel que recibirá a las bandejas porta cables se recomienda una carga de 100kgf/m<sup>2</sup> o 20 psf.

- **Carga muerta vacía** (es el peso de la tubería vacía, su aislamiento, bandeja de cables y equipos de procesos), para cargas uniformes aproximadas normalmente se usa el 60% de la carga muerta operativa por cada nivel del pipe rack.
- **Carga muerta de prueba** (es el peso de los tubos más el peso de los medios de prueba)
- **Carga viva** (las cargas vivas están en función del requerimiento, por lo general está a criterio del proyectista y puede aumentar para soportar grandes cargas adicionales en el mantenimiento) las escaleras y plataformas adicionales al pipe rack se diseñarán con una carga uniforme de 60 psf.
- **Carga térmica** (estas cargas térmicas pueden ser causados por el medio que rodea el pipe rack o por el cambio de temperaturas de operación en las tuberías) las cargas térmicas ocasionan fuerzas en las guías de las tuberías, así como fuerzas de fricción debido al deslizamiento ocasionado por la expansión térmica.
- **Carga de viento** (son las cargas producidas sobre el pipe rack en las dos direcciones) esta carga puede evaluarse en base a la normativa del territorio donde se aplica.
- **Carga de sismo** (Se considera el peso de tuberías en vacío y operativas) la carga sísmica operativa se desarrolla con base en la carga muerta operativa como parte del peso sísmico efectivo. La carga sísmica en vacío se desarrolla con base en la carga muerta en vacío como parte del peso sísmico efectivo

### 2.3.11.1. Combinaciones de cargas para el pipe rack

En los pipes rack generalmente no se aplican la carga viva de techo, carga de hielo, carga de nieve, carga de lluvia y las presiones del suelo, pero en el caso que el pipe rack tenga plataformas; las combinaciones de carga quedarían de la siguiente manera:

$$\text{Comb 1: } 1.4(D_S + D_0 + F_F + T_T + A_F) \quad (26)$$

$$\text{Comb 2: } 1.4(D_S + D_T) \quad (27)$$

$$\text{Comb 3: } 1.2(D_S + D_0 + F_F + T_T + A_F) + 1.6L \quad (28)$$

$$\text{Comb 4: } 1.2(D_S + D_0 + A_F) + (1.6W \text{ o } 1mi_0) + 0.5L \quad (29)$$

$$\text{Comb 5: } 1.2(D_S + D_T) + 1.6W \quad (30)$$

$$\text{Comb 6: } 0.9(D_S + D_{mi}) + 1.6W \quad (31)$$

$$\text{Comb 7: } 0.9(D_S + D_0) + 1.2A_F + 1mi_0 \quad (32)$$

$$\text{Comb 8: } 0.9(D_S + D_{mi}) + 1mi_{mi} \quad (33)$$

Donde:

$A_F$ : Fuerza de guía y anclaje de tubería

$D_S$ : Carga muerta del pipe rack

$D_0$ : Carga muerta de funcionamiento

$D_T$ : Carga muerta de prueba

$D_{mi}$ : Carga muerta vacía

$F_F$ : Fuerza de fricción en tubería

L: Carga viva por plataformas del pipe rack

$m_{mi}$ : Carga sísmica vacía del pipe rack

$m_{i0}$ : Carga sísmica operativa del pipe rack

$T_T$ : Fuerza térmica en los elementos estructurales del pipe rack

W: Carga de viento

### 2.3.12. Desplazamientos laterales relativos

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales relativos según la E-030 se calculan multiplicando  $0.75R$  a los resultados de deformación obtenida. Lo considerado para los Pipe Rack la máxima deflexión y deriva son (Longitud / 240) y (Altura / 150) respectivamente.

**Tabla 12**

*Límites para distorsión de entrepisos*

MATERIAL PREDOMINANTE	( $\Delta_i/h_i$ )
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

*Nota:* Las derivas asumidas no deben ser el doble de las indicadas, pero para estructuras de uso industrial la deriva puede ser establecida por el proyectista. Fuente (NTP E.030)

### 2.3.13. Diseño de elementos estructurales a tensión

Un elemento estructural de acero dúctil con una sección transversal completa sin agujeros sometida a una fuerza de tensión es capaz de desarrollar una resistencia nominal a esa tensión lo equivalente al producto de su sección transversal y su esfuerzo de fluencia. El valor de la sección transversal del perfil se puede calcular midiendo el perfil estructural o haciendo uso de los catálogos o fichas técnicas del perfil donde también está incluido las propiedades físicas y mecánicas como el límite de fluencia y resistencia última del material del perfil.

La resistencia nominal a la tensión queda expresada por:

$$T_n = A_g \cdot F_y \quad (34)$$

Donde:

$T_n$ : Resistencia nominal a la tensión.

$A_g$ : Área completa de la sección transversal.

$F_y$ : Esfuerzo a la fluencia del acero.

Sim embargo, para llegar a los límites de la resistencia nominal a la tensión, el elemento estructural se elongará y experimentará una resistencia por endurecimiento y será capaz de resistir una carga mayor a la nominal. Para evitar estas deformaciones que pueden ser excesivas, se modifica la resistencia nominal a tensión multiplicándolo por un factor de resistencia.

Los estados límites de un elemento a tensión se dan de dos formas: Fluencia en la sección completa o sección bruta del perfil y por fractura. La fractura ocurre cuando se considera una sección neta efectiva (el elemento estructural tiene agujeros para conexión por pernos estructurales) y por bloque cortante.

La resistencia de diseño a tensión por el método LRFD queda de la siguiente manera:

$$T_u = \phi_t \cdot T_n \quad (35)$$

Donde:

$T_u$ : Resistencia de diseño a la tensión.

$\phi_t$ : Factor de resistencia a tensión.

$T_n$ : Resistencia nominal a la tensión.

Expresando la resistencia de diseño a tensión de un elemento estructural por el estado límite de fluencia en una sola ecuación, queda de la siguiente manera:

$$T_u = \phi_t \cdot A_g \cdot F_y \quad (36)$$

El factor de resistencia  $\phi_t = 0.9$

La resistencia de diseño a tensión de un elemento estructural por el estado límite de fractura esta expresado de la siguiente manera: (El factor de resistencia  $\phi_t = 0.75$ )

$$T_u = \phi_t \cdot A_e \cdot F_u \quad (37)$$

Donde:

$T_u$ : Resistencia nominal a la tensión.

$\phi_t$ : Factor de resistencia.

$A_e$ : Área efectiva de la sección transversal.

$F_u$ : Esfuerzo último del acero.

La relacion de esbeltez máxima recomendada para elementos a tensión es 300.

**Tabla 13***Resistencia a la fluencia y última de aceros típicos*

TIPO DE ACERO	F <sub>y</sub>		F <sub>u</sub>	
	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>	MPa	Kg/cm <sup>2</sup>
A36	250	2530	400	4080
A992, Gr 50	345	3515	483	4920

*Nota:* Grados y resistencias de los aceros en expresiones rápidas para el pipe rack. Fuente (Propio)

### **2.3.14. Diseño de elementos estructurales a compresión**

Generalmente el elemento estructural sometido a fuerzas de compresión es la columna, por la aplicación de esta fuerza de compresión experimentará un pandeo y tenderá a doblarse, esta resistencia al pandeo está en función de la longitud del elemento y se clasifica de la siguiente manera.

#### **2.3.14.1. Columnas cortas**

Este tipo de columnas deben ser muy cortas para que el esfuerzo de falla y el esfuerzo de fluencia queden igualados. Sin embargo en la práctica no es posible una aplicación directa de tal columna.

#### **2.3.14.2. Columnas intermedias**

Este tipo de columnas si tienen aplicaciones reales y la mayoría de las columnas se encuentran en esta clasificación desarrollando un comportamiento inelástico.

### 2.3.14.3. Columnas largas

Para esta clasificación de columnas se suele aplicar el método de Euler ya que se obtiene resultados razonables. El esfuerzo axial de pandeo que se produce en este tipo de columnas está por debajo del límite proporcional.

### 2.3.14.4. Expresiones para columnas según el AISC

El manual del AISC nos proporciona la ecuación de EULER para columnas largas, así como también relaciones matemáticas empíricas para aplicarlas en columnas según su clasificación. Con las ecuaciones empíricas se logra calcular el esfuerzo crítico de pandeo y la resistencia nominal a compresión del elemento estructural o columna esta dado por el producto del esfuerzo crítico y el área de la sección transversal del elemento.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (38)$$

Donde:

$P_n$ : Resistencia nominal a compresión.

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

$A_g$ : Área completa de la sección transversal.

Para determinar el esfuerzo crítico el AISC nos muestra dos expresiones:

Si se cumple que:  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (39)$$

Si se cumple que:  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (40)$$

El esfuerzo elástico se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (41)$$

Donde:

$F_e$ : Esfuerzo elástico de pandeo.

$F_y$ : Esfuerzo a la fluencia del acero.

$E$ : Modulo de elasticidad del acero.

$KL$ : Longitud efectiva del elemento.

$r$ : Radio de giro.

Por lo tanto, la resistencia de diseño a la compresión esta dado por la siguiente expresión:

$$P_c = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (42)$$

Donde:

$P_c$ : Resistencia de diseño a compresión.

$\phi_c$ : Factor de resistencia a compresión.

$F_{cr}$ : Esfuerzo critico de pandeo.

$A_g$ : Área completa de la sección transversal.

Nota:  
Se recomienda  
 $\frac{KL}{r} \leq 200$

### ***2.3.15. Diseño de elementos estructurales a flexión***

Los elementos estructurales que soportan cargas de flexión son todos aquellos donde la aplicación de las fuerzas se da con dirección perpendicular o transversal al eje longitudinal del elemento. Estos elementos se llaman vigas, viguetas, etc. Bajo estas cargas que producen flexión, el elemento estructural experimenta esfuerzos de tensión y de compresión en los puntos más alejados de su sección disminuyendo estos esfuerzos cuando llega al eje neutro del elemento.

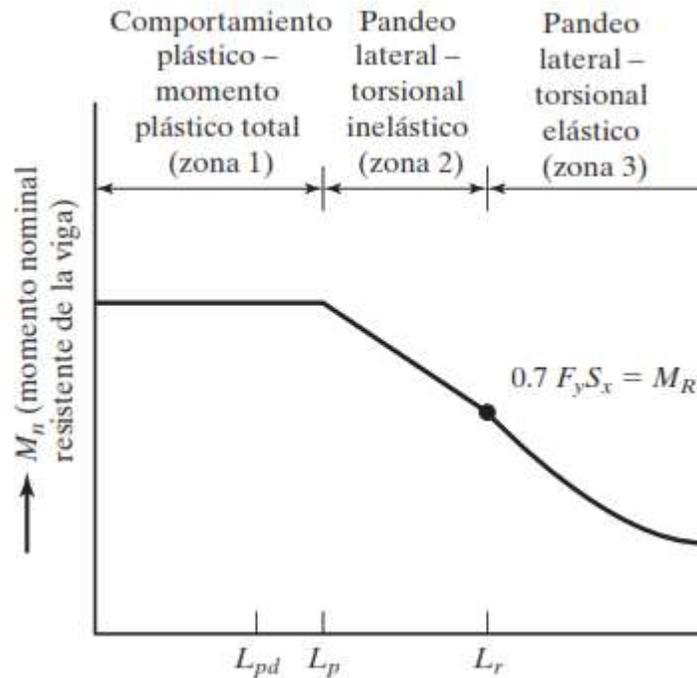
Los elementos estructurales que en la práctica trabajan de viga es el perfil W debido que ofrece una gran inercia en su eje más fuerte, este tipo de perfil W también tiene aplicaciones como columna ya que soporta con mayor eficiencia las cargas laterales y sísmicas. Las armaduras planas como los tijerales son conjuntos de elementos estructurales que en conjunto soportan grandes cargas a flexión, esto es debido a su configuración, cada elemento del tijeral experimenta esfuerzos de tensión y compresión.

Para el diseño de vigas por momento se considera 3 zonas especiales. Conforma la separación entre los extremos de los soportes de la viga aumenta, menor es la resistencia de la viga. Por lo tanto, a longitudes mayores de separación, menor será la carga que soporten.

Estas zonas aplican para dos longitudes teóricas de viga  $L_p$  y  $L_r$  que están en función de sus propiedades geométricas y una tercera longitud real de la viga y de acuerdo con las comparaciones de estas longitudes encontraremos si la viga desarrollará momento plástico, pandeo inelástico y pandeo elástico. Cuando la longitud no soportada de la viga supera la longitud teórica  $L_r$ , el momento de pandeo resistente de la viga disminuye hasta desarrollar un momento crítico conforme aumenta el momento requerido o las cargas aplicadas.

**Figura 13**

*Momento nominal en función de la longitud*



*Nota:* Comportamiento del momento nominal de una viga por zonas. Fuente (McCormac)

Denominando la longitud no soportada de la viga como  $L_b$  y estableciendo relaciones de las longitudes por zonas.

Para la zona 1 (zona plástica):  $L_b \leq L_p$

El momento nominal  $M_n$  es igual al momento plástico  $M_p$  desarrollado.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (43)$$

Para la zona 2 (zona inelástica):  $L_p < L_b \leq L_r$

El momento nominal  $M_n$  está dado por la siguiente expresión.

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (44)$$

Para la zona 3 (zona elástica):  $L_r \leq L_b$

El momento nominal  $M_n$  esta dado por la siguiente expresión.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (45)$$

La resistencia de diseño por momento según el AISC está dada por la siguiente manera:

$$M_{nn} = \phi_b M_n \quad \text{donde} \quad \phi_b = 0.9 \quad (46)$$

Donde:

$M_n$ : Momento nominal

$M_{nn}$ : Resistencia de diseño por momento

$M_p$ : Momento plástico

$F_y$ : Esfuerzo a la fluencia

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico

$S_x$ : Módulo elástico

$Z$ : Módulo plástico

$C_b$ : Factor de modificación

$L_p$ : Longitud teórica

$L_b$ : Longitud no soportada de viga

$L_r$ : Longitud teórica

$\phi_b$ : Factor de resistencia a flexión

Las longitudes teóricas  $L_p$  ,  $L_r$  y el esfuerzo crítico  $F_{cr}$  están expresadas de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (47)$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (48)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (49)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} \quad (50)$$

Para secciones doblemente simétricas ( $c = 1$ )

Donde:

$E$ : Módulo de elasticidad

$J$ : Constante de torsión

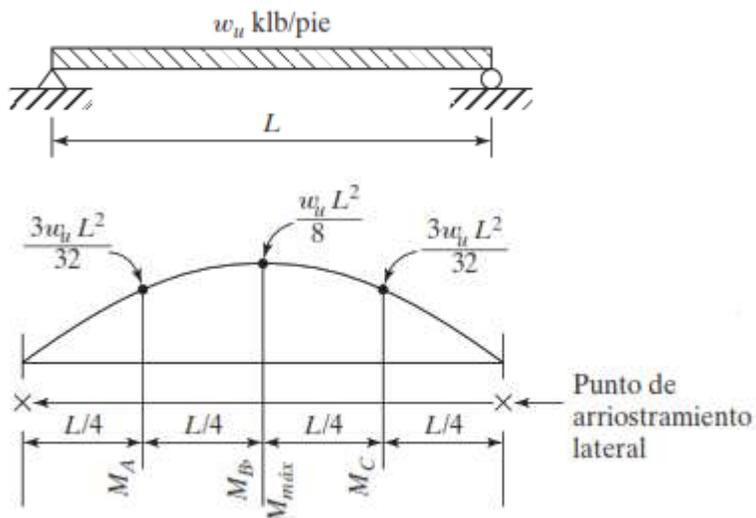
$C_w$ : Constante de alabeo

$I_y$ : Inercia en el eje  $y$

$h_0$ : Distancia entre centroides de las alas

$r_{ts}$ : Radio de giro efectivo

$r_y$ : Radio de giro

**Figura 14***Factor de modificación*

*Nota:* Momentos para una viga simplemente apoyada a  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  y a  $\frac{3}{4}$  de su longitud. Fuente (McCormac)

El factor de modificación  $C_b$  esta expresado de la siguiente forma:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (51)$$

Donde:

$M_{max}$ : Valor absoluto del máximo momento en  $L_b$

$M_A$ : Valor absoluto del momento en el primer cuarto de  $L_b$

$M_B$ : Valor absoluto del momento a la mitad de  $L_b$

$M_C$ : Valor absoluto del momento en el tercer cuarto de  $L_b$

### III. MÉTODOS Y MATERIALES

#### 3.1. Lugar de estudio

##### Figura 15

*Ubicación de zona donde se instaló el Pipe Rack*

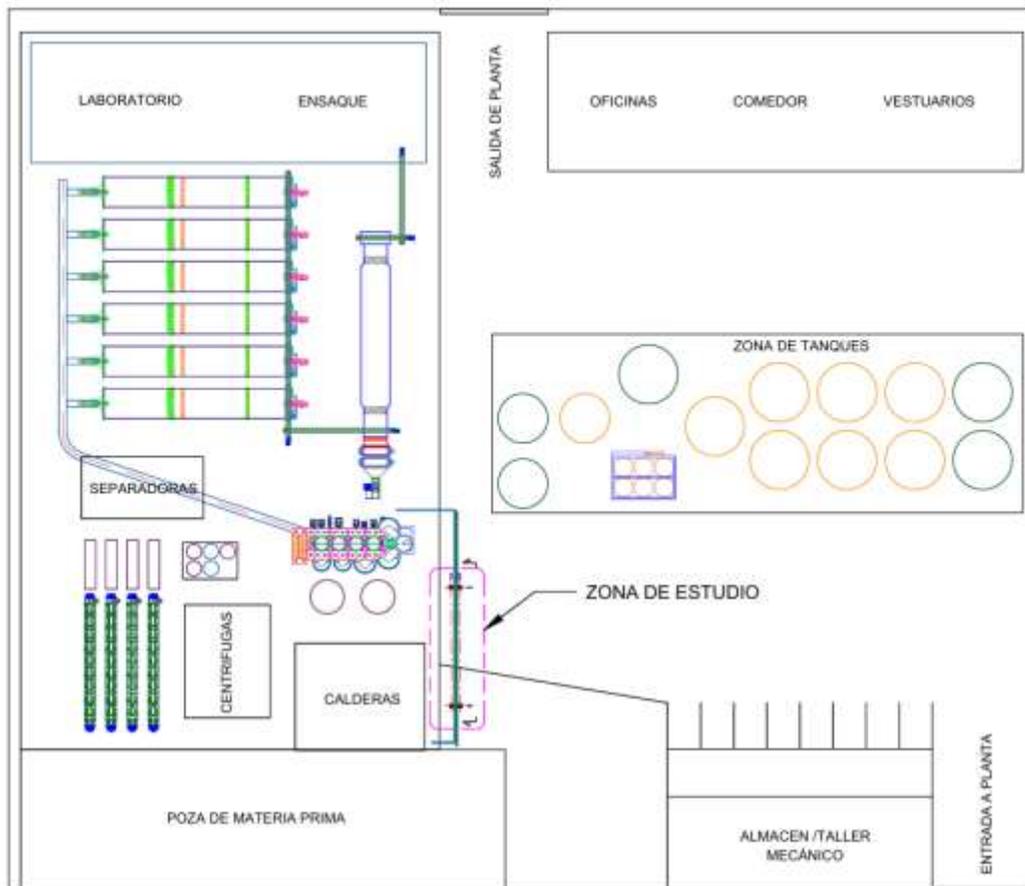


*Nota:* Región de ubicación del Pipe Rack. Fuente (Google Map)

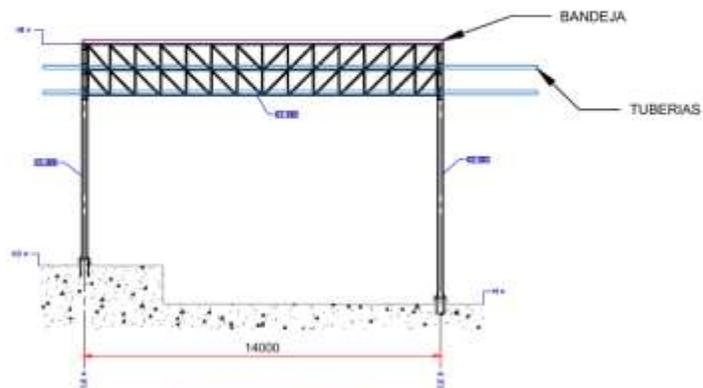
La estructura Pipe Rack se instaló en una empresa pesquera ubicada en el Callao, la planta está a metros de la orilla del mar y forma parte de la zona de mayor movimiento y transporte comercial de la capital.

**Figura 16**

*Layout de planta pesquera en el Callao*



VISTA DE PLANTA  
ESC 1:600



VISTA DE ELEVACIÓN  
ESC 1:200

*Nota:* Delimitación de la zona de estudio en la empresa pesquera. Fuente (Propio)

### **3.2. Método LRFD**

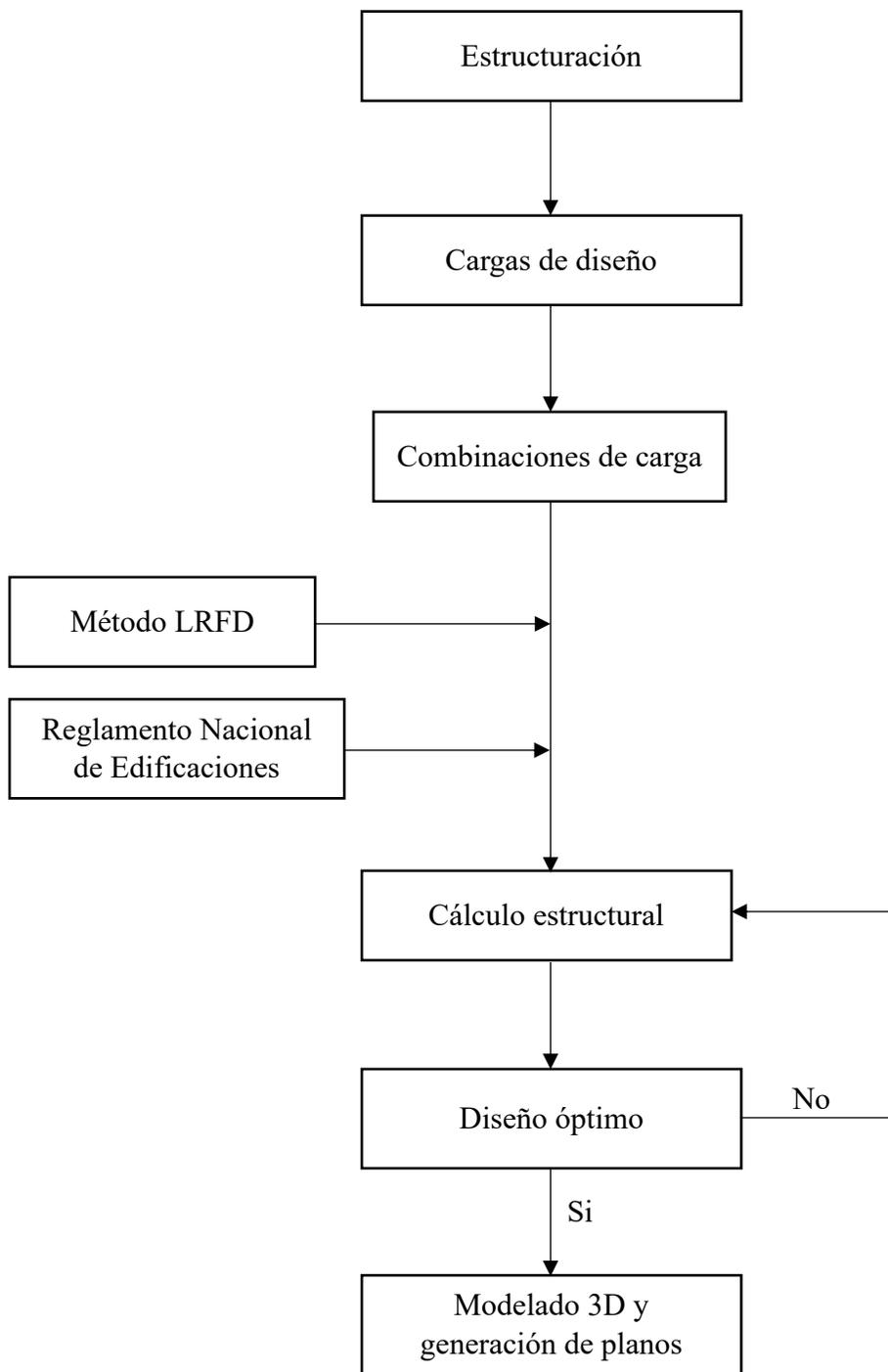
Para determinar los elementos estructurales del pipe rack para la empresa pesquera en el Callao, fueron usados el método LRFD y los lineamientos de la normativa peruana. El cual pasamos a explicar a continuación.

El dimensionamiento y estructuración de un sistema estructural como el pipe rack varía según su uso y solicitaciones. En las recomendaciones y directrices desarrolladas por el AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero) presenta el método LRFD para el diseño de estructuras de acero, haciendo énfasis en las cargas y las combinaciones de estas, así como expresiones matemáticas para el diseño de los elementos estructurales.

Las normativas E-020, E-030, E-090 dan las directrices para estimaciones de valores de cargas sobre estructuras y edificaciones, diseño sismorresistente de estructuras y criterios para diseño de estructuras metálicas respectivamente.

### 3.3. Procedimiento de cálculo

El siguiente flujograma muestra el proceso inicial hasta la concepción del Pipe Rack para la empresa pesquera en el Callao.



➤ **Posicionamiento físico del Pipe Rack**

Se inicia el procedimiento designando la zona de uso del pipe rack dentro de las instalaciones de la empresa pesquera, así como también el área total para el posicionamiento de este. En esta área asignada se llevará a cabo la proyección estructural.

➤ **Estructuración del Pipe Rack**

Se iniciará con la estructuración del pipe rack según las necesidades de la empresa pesquera realizándose bosquejos y posteriormente plasmando planos de arquitectura. El pipe rack se proyectará con una luz libre de 14m y 10m de altura y contará con tres niveles de uso, el primer y segundo nivel del pipe rack será destinado para el paso de tuberías y el tercer nivel será destinado para ubicación de bandejas porta cables.

➤ **Cargas de diseño del Pipe Rack**

En esta etapa se define y se realiza el metrado de cargas que inciden sobre el pipe rack, las cargas consideradas las más ponderantes que predominan el diseño son: el peso propio de la estructura, carga viva considerada, carga de operación del pipe rack, cargas de viento, cargas por sismo y cargas por temperatura.

➤ **Combinaciones de carga para el Pipe Rack**

De todas las cargas definidas para el Pipe Rack, se combina según los criterios recomendados para este tipo de estructura, obteniendo diferentes valores útiles para el cálculo estructural. Los máximos valores que resultan de las combinaciones de

cargas son los que causaran la criticidad de los elementos estructurales, por ende, la estructura debe resistir ese posible escenario.

➤ **Pre-dimensionamiento del Pipe Rack**

En esta etapa se hace una preselección de los perfiles estructurales que cumplirían con las solicitaciones del pipe rack, mediante este proceso se estimará el peso estructural y nos dará una percepción del calibre de los perfiles estructurales. Realizado esta etapa, quedara listo para el análisis y calculo estructural mediante el uso del software Robot Structural Analysis Professional 2023.

➤ **Cálculo estructural del Pipe Rack**

En esta etapa, se crea un modelo analítico en el software de apoyo Robot Structural Analysis Professional 2023 y se crea parámetros que se asemejen con el comportamiento real de la estructura; el modelo analítico se someterá a las cargas definidas anteriormente y se le realizará un análisis dinámico modal espectral al pipe rack según los lineamientos de la E-030. De este cálculo estructural se obtendrá reacciones en las bases del pipe rack, deflexiones, esfuerzos axiales y momentos internos de cada elemento estructural, así como también las derivas producidas por las cargas de viento y el sismo; a la misma vez estas derivas y deflexiones deben cumplir con los valores permisibles según la E-030 y los lineamientos de las normas internacionales para el diseño de un pipe rack.

➤ **Diseño de los elementos estructurales del Pipe Rack**

Con los esfuerzos obtenidos del cálculo estructural, se evalúa el esfuerzo resistente del elemento estructural propuesto mediante el método LRFD, el esfuerzo de resistencia de cada elemento propuesto tiene que ser mayor al esfuerzo de demanda. Se toma en cuenta que haya un margen de sollicitación en cada elemento del Pipe Rack para obtener una estructura económica.

➤ **Generación de planos de fabricación del Pipe Rack**

En esta etapa final, con el pipe rack diseñado se realizará el modelado y se elaborará los planos de habilitado para la fabricación del pipe rack, planos de conjunto del pipe rack y planos de montaje del pipe rack en el área previamente seleccionado de las instalaciones de la empresa pesquera en el Callao.

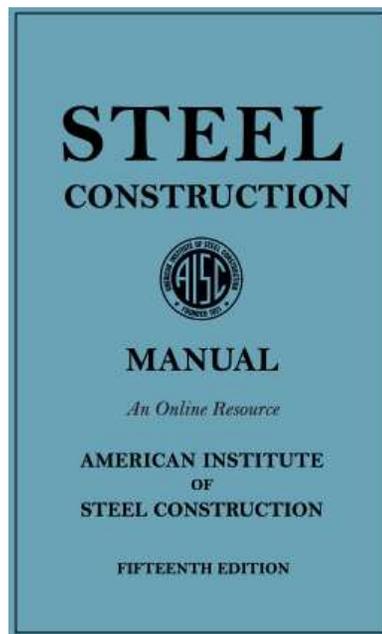
### 3.4. Materiales

- AISC- manual de construcción en acero 15th Ed. 2017

Este manual se usó como guía de diseño de los elementos estructurales del Pipe rack, así como la obtención de las propiedades físicas y geométricas de los perfiles de acero.

#### Figura 16

*Manual del AISC*



*Nota:* Portada del manual del AISC para construcción en acero. Fuente (AISC 15th)

- Revistas de ingeniería para diseño y cálculo del Pipe Rack

Las revistas de ingeniería se usaron como guía para los metrados de carga, combinaciones de cargas y estructuraciones únicamente para estructuras Pipe Rack.

➤ Laptop LENOVO core I9

Este equipo electrónico se usó para instalar y aplicar los softwares de apoyo en esta investigación, así como la elaboración del informe.

➤ Disco externo de 1TB

Este dispositivo electrónico se usó para almacenar los instaladores de los diferentes softwares que se usó en esta investigación, así como toda información relacionada a esta investigación.

➤ Software Robot Structural Analysis Professional 2023 – Version estudiante

Este software de la línea de Autodesk se usó para el modelado 3D del pipe rack, así como para simular, analizar y diseñar los elementos estructurales del Pipe Rack.

➤ Software Solidworks 2023 - Version estudiante

Este software se usó para el modelado 3D del pipe rack y generar planos de habilitado, planos de conjunto y planos de montaje.

➤ Software Autocad 2023 - Version estudiante

Este software se usó para los planos de arquitectura iniciales y para la representación de todos los planos del Pipe Rack.

➤ Microsoft office 2019 - Version estudiante

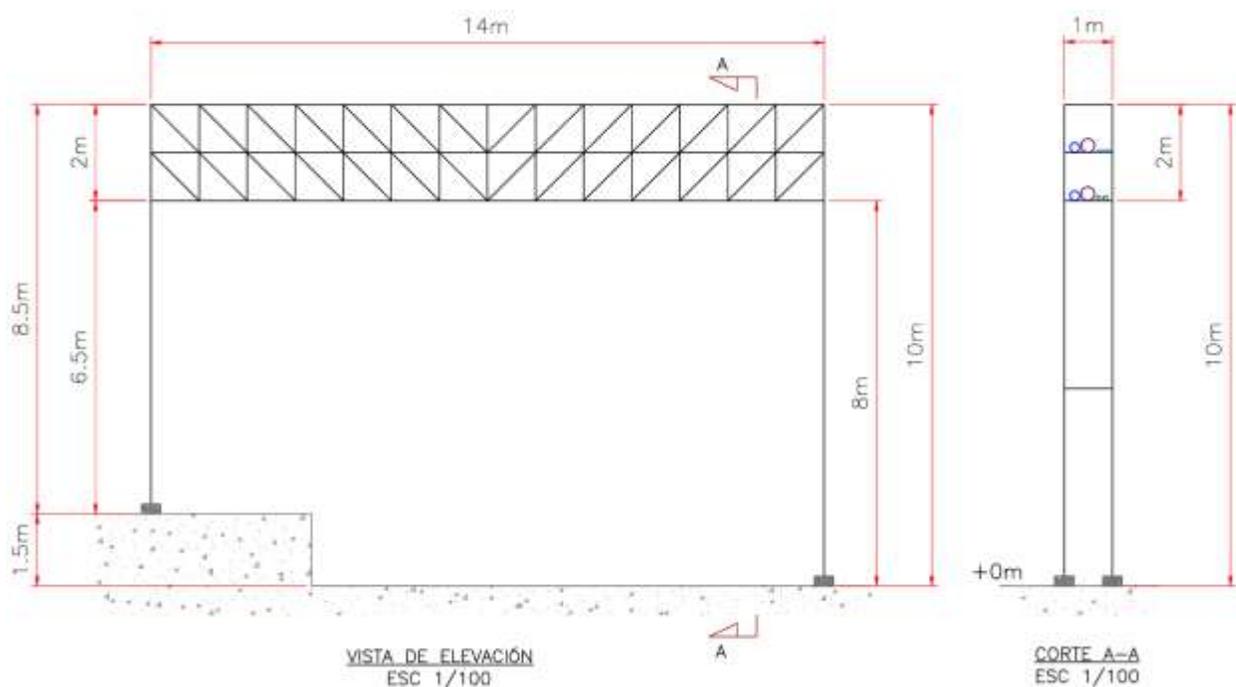
Los programas que contiene este paquete de Office se usaron para realizar el informe y las diapositivas de presentación.

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 4.1. Pre-dimensionamiento del Pipe Rack

**Figura 17**

*Vistas de arquitectura del Pipe Rack*



*Nota:* Vistas de elevación y corte del Pipe Rack. Fuente (Propio)

La estructura pipe rack cuenta con tres niveles, los dos niveles más bajos son para ubicar las tuberías para agua de contraincendios y tuberías de procesos y el tercer y más alto nivel para tender las bandejas porta cables eléctricos. El Pipe Rack no cuenta con plataformas, barandas y escaleras debido que no es necesidad para la empresa pesquera.

El pre-dimensionamiento se obtuvo en función de las cargas de servicio (carga muerta de funcionamiento y carga viva)

$$C_m = 200\text{kg/m}^2 ; C_v = 30\text{kg/m}^2$$

#### 4.1.1. Pre-dimensionamiento de vigas transversales

El pre-dimensionamiento de las vigas transversales está en función del momento máximo:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} \quad (52)$$

Carga de servicio ( $C_S$ ):

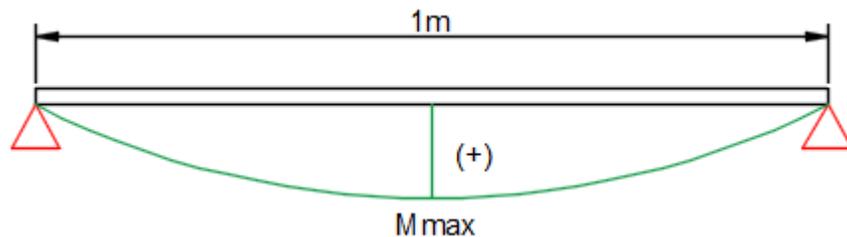
$$C_S = 200 + 30 = 230 \frac{kg}{m^2}$$

Carga lineal:

$$q = 230 \frac{kg}{m}$$

**Figura 18**

*Viga simplemente apoyada*



*Nota:* Idealización de viga simplemente apoyada para su pre-dimensionamiento. Fuente (Propio)

$$M_{\max} = \frac{230 \frac{kg}{m} \times (1m)^2}{8}$$

$$M_{\max} = 28.75 \text{ kg} - \text{m}$$

Módulo de sección requerido:

$$S_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{0.6f_y} \quad (53)$$

$$S_{\text{req}} = \frac{28.75 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0.6 \times 253 \times 10^5} = 1.89 \times 10^{-6} \text{ m}^3 = 0.1155 \text{ in}^3$$

Con esta característica geométrica requerida del perfil, escogemos de las tablas del manual del AISC y a la vez comercial en territorio peruano el siguiente perfil rectangular.

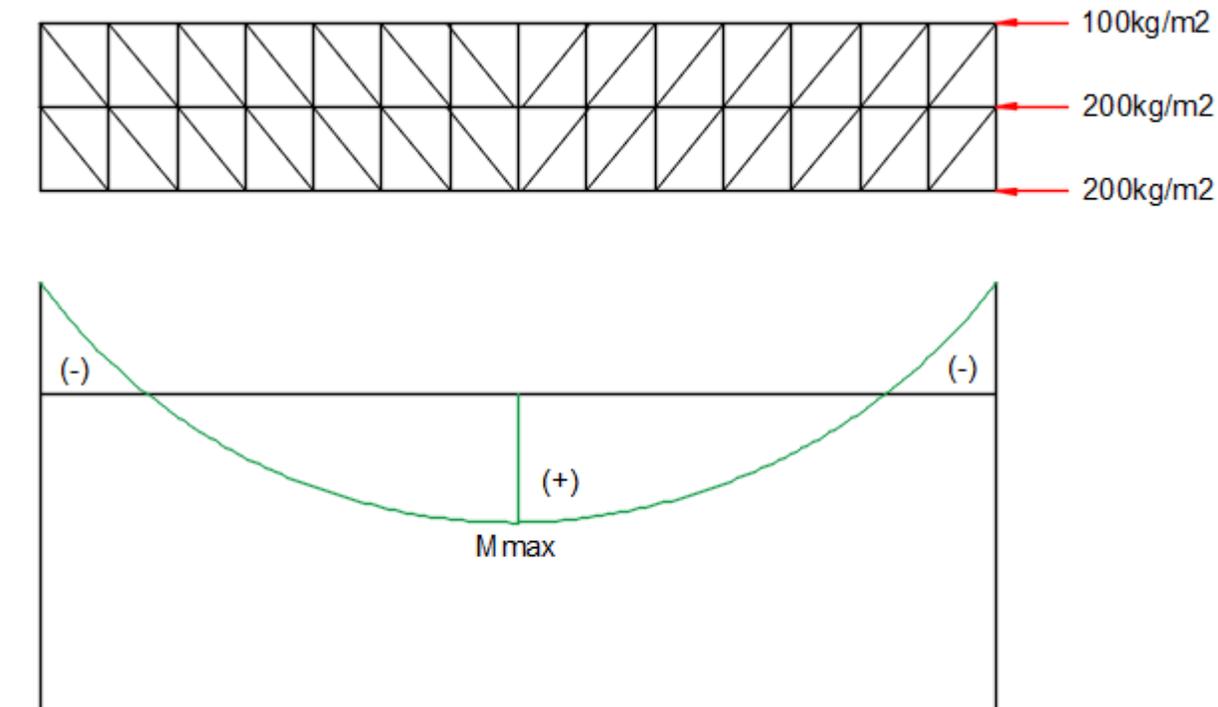
Perfil rectangular A36: 3"x2"x1/8 con  $S_{x-x} = 0.867 \text{ in}^3$

#### 4.1.2. Pre-dimensionamiento de elementos de la armadura

El pre-dimensionamiento de los elementos de la armadura está en función del momento máximo y las distribuciones de cargas de servicio por nivel. Con ello se determina las fuerzas axiales en las ubicaciones críticas de la armadura.

#### Figura 19

*Armadura empotrada en los extremos*



*Nota:* Idealización de armadura empotrada para cálculo de momento máximo y fuerza axial máxima. Fuente (Propio)

Considerando la armadura con empotramiento en los extremos, el momento máximo es:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{12} \quad (54)$$

Carga de servicio ( $C_s$ ):

$$C_s = 200 + 200 + 100 + 30 = 530 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga lineal:

$$q = 530 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

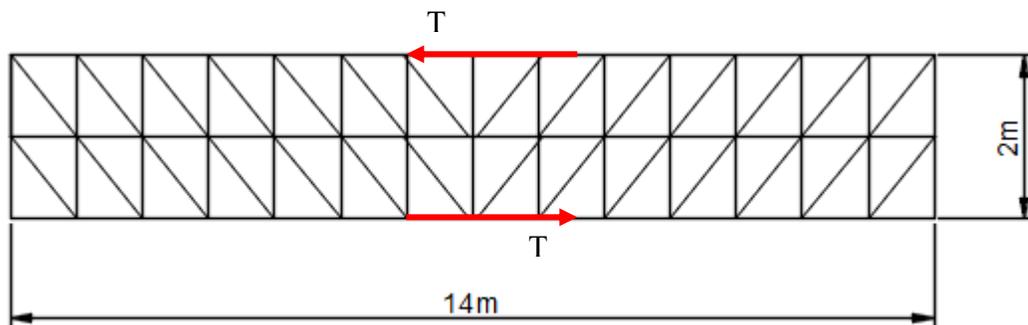
Momento máximo en la armadura:

$$M_{\max} = \frac{530 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (14\text{m})^2}{12}$$

$$M_{\max} = 8656.66 \text{ kg} - \text{m}$$

### Figura 20

*Fuerzas axiales en los elementos de la armadura*



*Nota:* Fuerza de tensión y compresión máxima en brida inferior y brida superior de la armadura.

Fuente (Propio)

$$T = \frac{8656.66 \text{ kg} - \text{m}}{2\text{m}} = 4328.33 \text{ kg}$$

Con la siguiente ecuación obtenemos el área mínima para resistir la fuerza de tensión en la brida inferior de la armadura.

$$T = 0.9F_y \cdot A \quad (55)$$

Con las propiedades mecánicas del A36:

$$4328.33 \text{ kg} = 0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot A$$

$$A = 1.90 \text{ cm}^2$$

Elegimos el siguiente perfil para bridas, montantes y diagonales para la armadura:

Ángulo 2"x2"x3/16 con  $A = 4.61 \text{ cm}^2$

#### 4.1.3. *Pre-dimensionamiento de la columna*

Para pre dimensionar las columnas se tiene lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} = 120 \quad (56)$$

Tomando a  $K = 1$  de forma conservadora:

$$\frac{1 \times 10}{R} = 120$$

Se obtiene el radio de giro mayor:

$$R = 8.33 \text{ cm} = 3.28 \text{ in}$$

Con el valor obtenido del radio de giro, elegimos el siguiente perfil comercial:

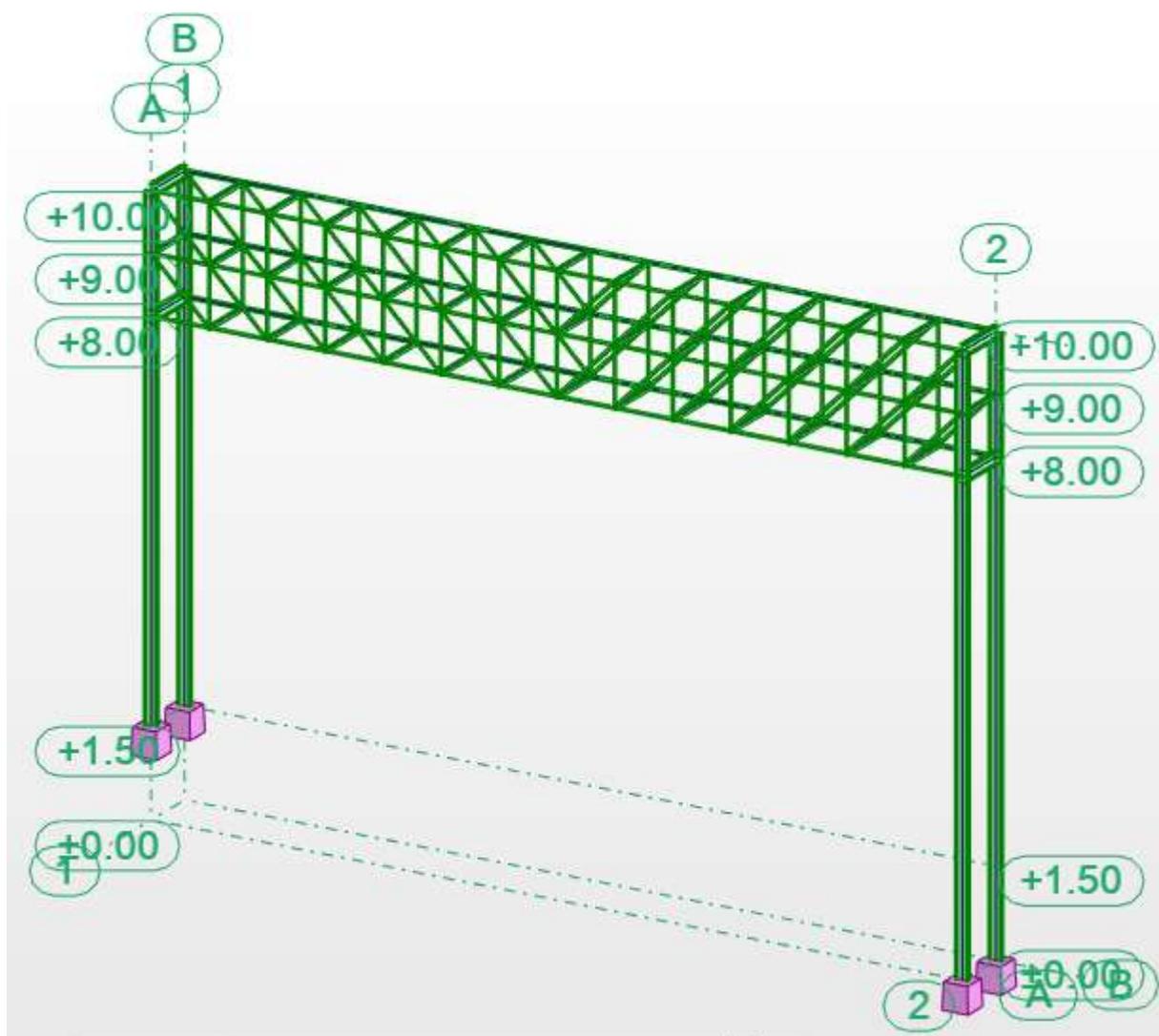
Perfil W8 x 15 lb/ft con  $R = 3.29 \text{ in}$  y material A36.

## 4.2. Análisis y diseño estructural

El análisis se enfoca en determinar los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales del pipe rack causado por las diferentes cargas sobre él. El criterio de diseño del pipe rack se basa en el correcto dimensionamiento consiguiendo una estructura segura, funcional y económica.

**Figura 21**

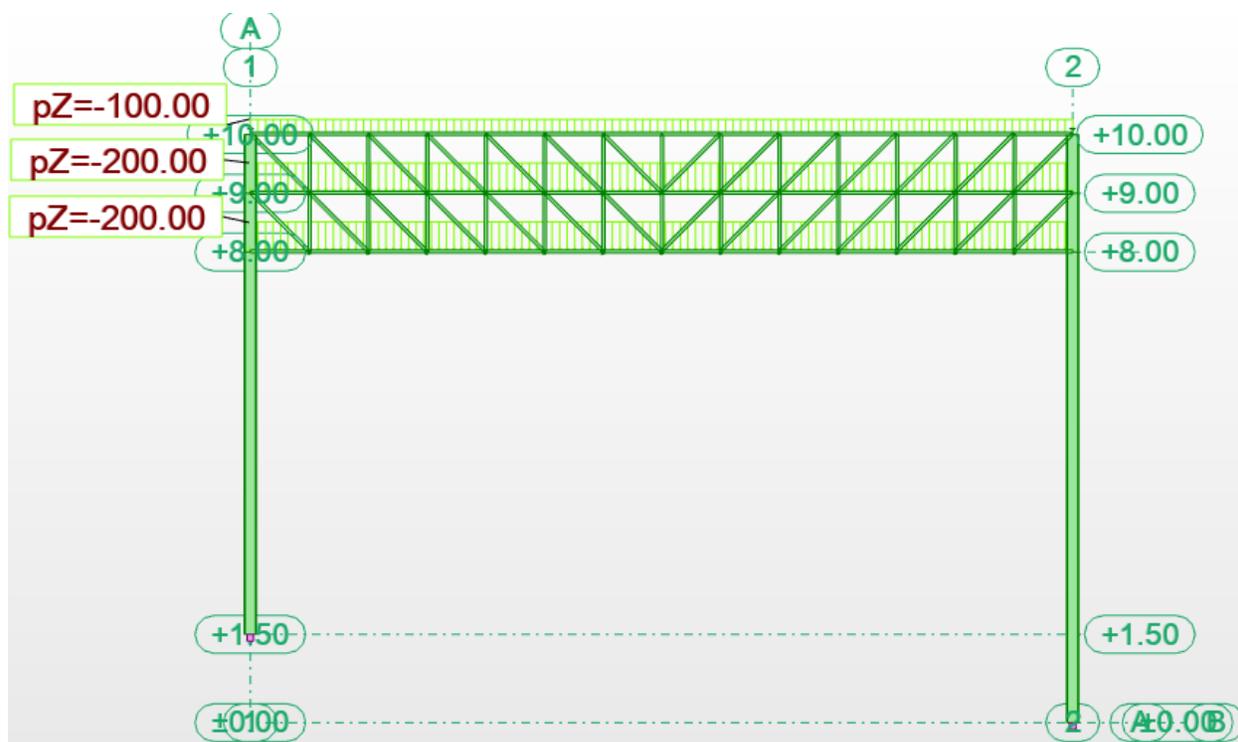
*Modelado para el análisis*



*Nota:* Pipe Rack con los perfiles del pre-dimensionamiento. Fuente (Propio)

**Figura 22**

*Asignación de las cargas de operación por niveles*



*Nota:* Cargas de operación sobre el Pipe Rack para el análisis. Fuente (Propio)

**Figura 23**

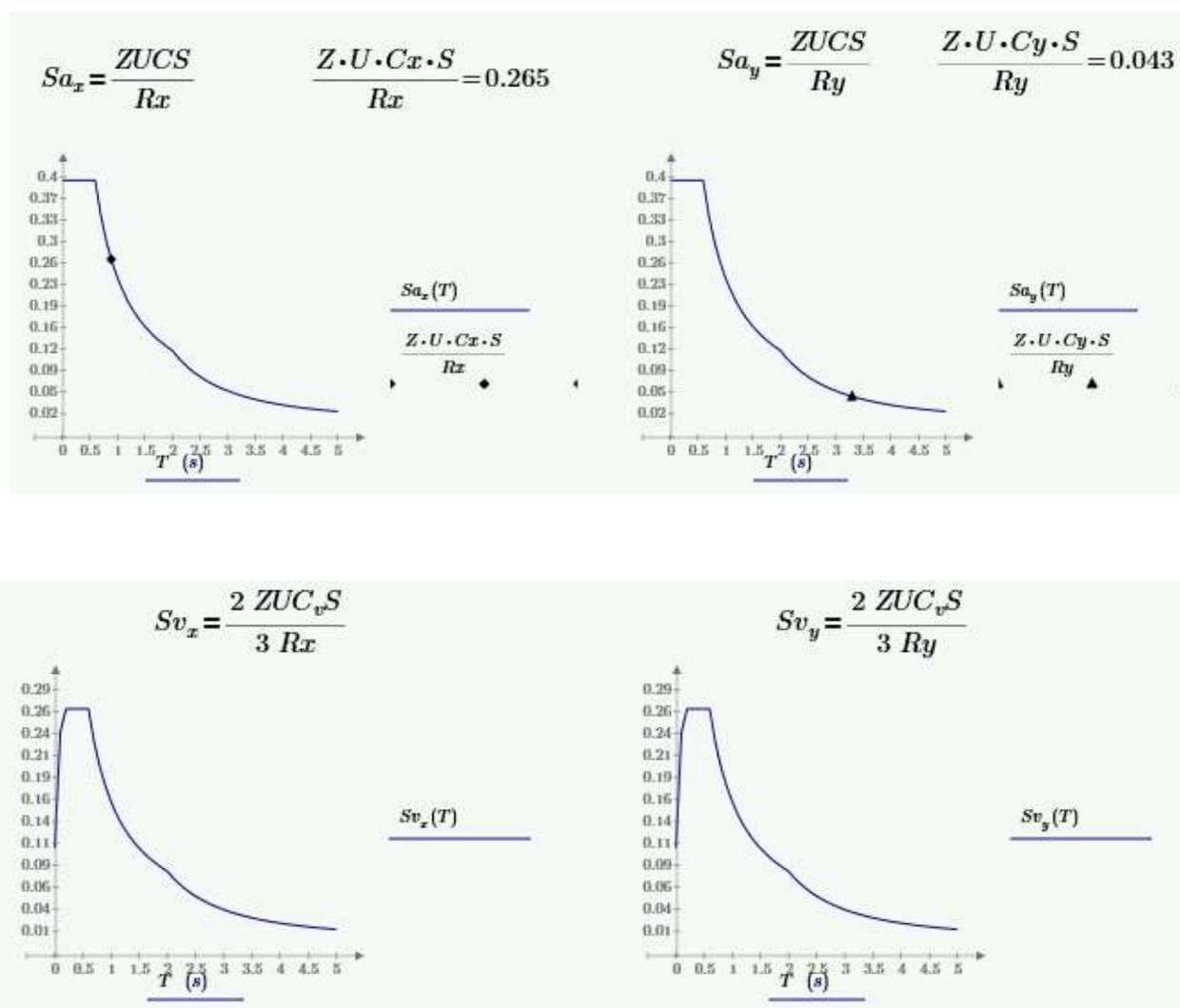
*Datos iniciales para el análisis sísmico*

<i>Zona := 4</i>	<b>1.6-</b>	$R_{x_0} := 3$	<i>Coficiente básico de reducción en X.</i>
<i>Categoría := "C"</i>	<b>1.7-</b>	$R_{y_0} := 3$	<i>Coficiente básico de reducción en Y.</i>
<i>AislamientoEnLaBase := "NO"</i>	<b>1.8-</b>	OMF	<i>Sistema estructural en X.</i>
<i>TipoDeSuelo := "S2"</i>	<b>1.9-</b>	OMF	<i>Sistema estructural en Y.</i>
<i>Regularidad := "R"</i>			

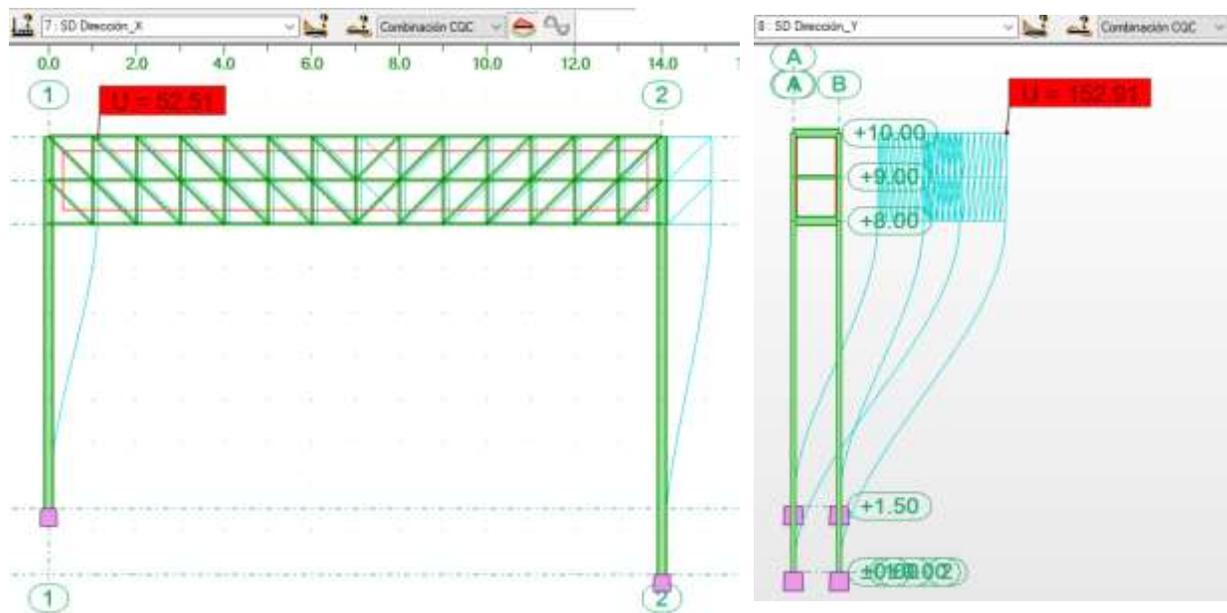
*Nota:* Valores para el espectro de pseudo aceleración sísmica. Fuente (Propio)

Figura 24

Espectro de pseudo aceleraciones



Nota: Tabla de valores del espectro horizontal y espectro vertical. Fuente (Propio)

**Figura 25***Deformaciones por sismo*

*Nota:* Deformación de 52.5mm causado por sismo en la dirección “x” y 153mm en la dirección “y”. Fuente (Propio)

De este análisis se visualizó que la estructura tiene efectos de torsión por el hecho que las columnas están a diferente nivel.

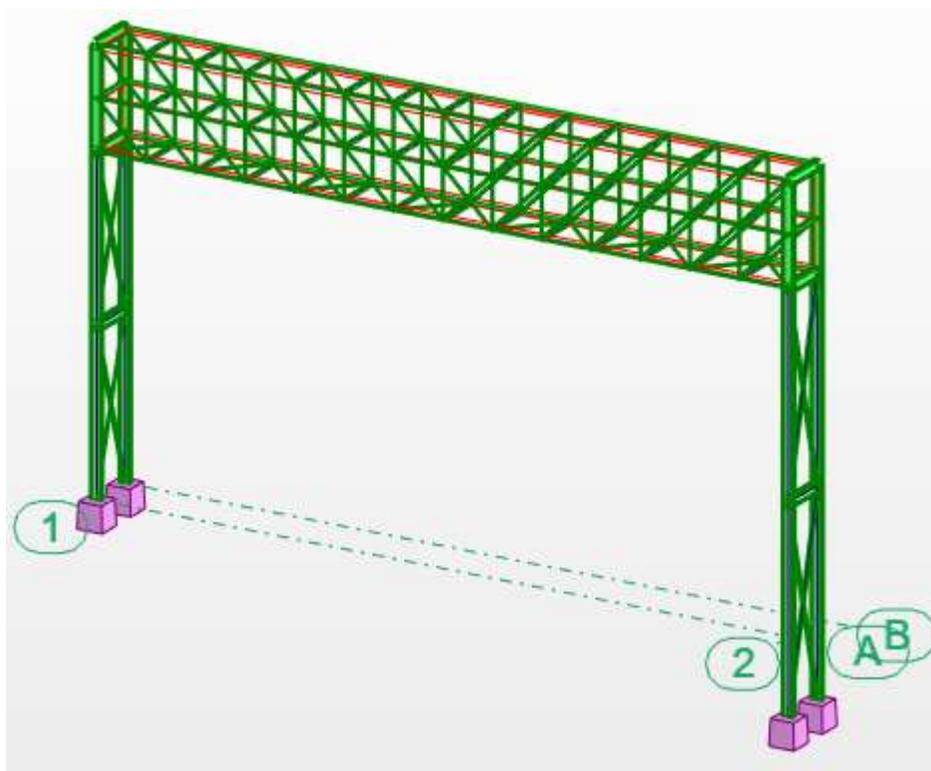
**Figura 26***Torsión del Pipe Rack*

*Nota:* Torsión del Pipe rack en la dirección “y”. Fuente (Propio)

**Tabla 14***Deformación obtenida y límites de deformación*

DEFORMACIÓN OBTENIDA	LÍMITE OBTENIDO POR LA E-030	LÍMITE ESTABLECIDO POR LA E-030	RELACIÓN H/150 (mm)
$U_x = 52.5$	0.01181	0.01	66
$U_y = 153$	0.03442	0.01	66

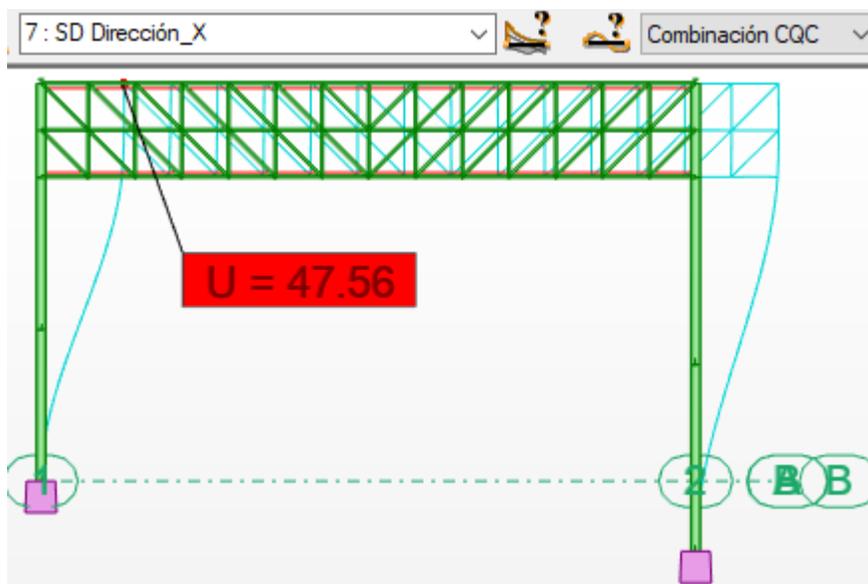
*Nota:* Valores de deformación fuera del límite de aceptación. Fuente (Propio)

**Figura 27***Reestructuración del Pipe Rack*

*Nota:* Reforzamiento con arriostres y cambio de perfil para la columna. Fuente (Propio)

**Figura 28**

*Deformación del Pipe Rack reestructurado*



*Nota:* Deformación de 47.5 mm causado por sismo en la dirección "x". Fuente (Propio)

**Figura 29**

*Deformación del Pipe Rack reestructurado*



*Nota:* Deformación de 54 mm causado por sismo en la dirección "y". Fuente (Propio)

Tabla 15

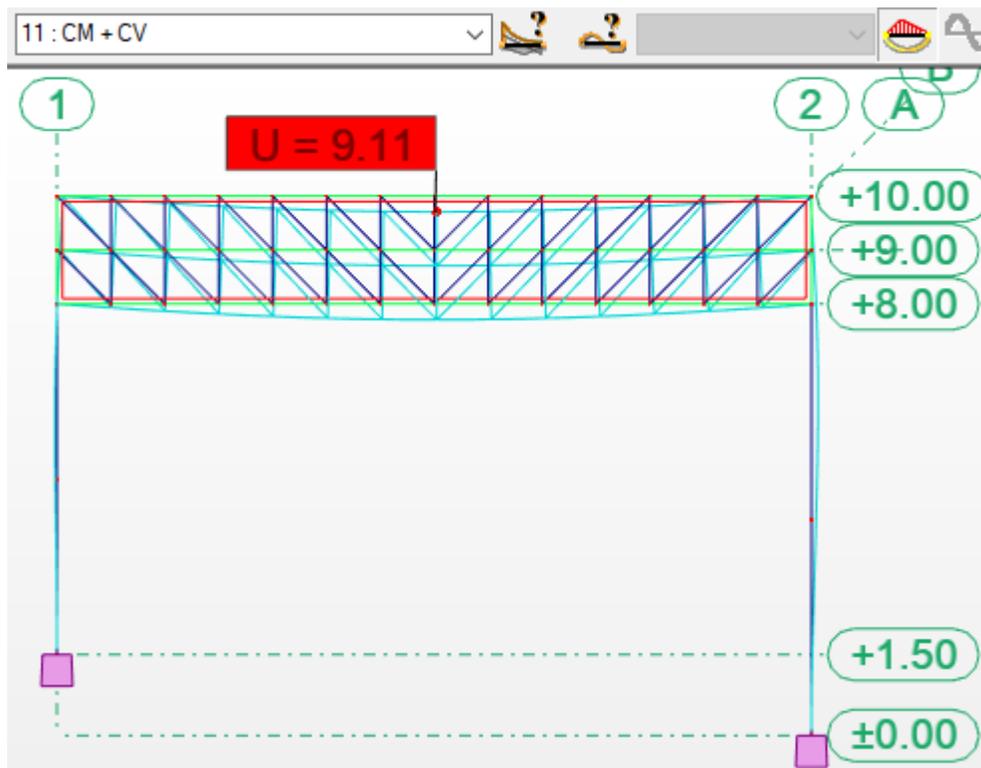
*Deformación obtenida de la Reestructuración y límites de deformación*

DEFORMACIÓN OBTENIDA	LÍMITE OBTENIDO POR LA E-030	LÍMITE ESTABLECIDO POR LA E-030	RELACIÓN H/150 (mm)
$U_x = 47.5$	0.01068	0.01	66
$U_y = 54$	0.01215	0.01	66

*Nota:* Valores de deformación dentro del límite de aceptación. Fuente (Propio)

Figura 30

*Deflexión central*



*Nota:* Deflexión de 9 mm causado por cargas de servicio. Fuente (Propio)

**Tabla 16***Deflexión obtenida de la Reestructuración y límite de deflexión*

<b>DEFLEXIÓN CENTRAL OBTENIDA (mm)</b>	<b>RELACIÓN L/240 (mm)</b>
9	58

*Nota:* Valor de deflexión dentro del límite de aceptación. Fuente (Propio)**Tabla 17***Resultados por elemento estructural*

<b>BARRA</b>	<b>PERFIL</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>LONGITUD (mm)</b>	<b>FUERZA AXIAL MAX (kgf)</b>	<b>FUERZA AXIAL MIN (kgf)</b>	<b>MOMENTO MAX (kgf-m)</b>	<b>MOMENTO MIM (kgf-m)</b>
2	W 8x18	STEEL A36	1000	3271	-351	2507	-2859
3	W 8x18	STEEL A36	1000	1802	-20	168	-168
5	W 8x18	STEEL A36	1000	2816	-960	2505	-2850
6	W 8x18	STEEL A36	1000	1518	-575	165	-165
8	W 8x18	STEEL A36	1000	3242	-105	1802	-1802
9	W 8x18	STEEL A36	1000	1791	-319	104	-154
11	W 8x18	STEEL A36	1000	2824	-1003	1800	-1800
12	W 8x18	STEEL A36	1000	1576	-639	102	-151
13	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1429	-442	6	-8
14	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1095	-328	6	-6
15	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1637	-926	5	-8

---

16	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	751	-1922	1	-3
17	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1284	-1731	4	-5
18	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1160	-35	5	-6
19	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1621	-934	5	-9
20	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2443	-458	4	-4
21	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3271	-361	4	-4
22	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3881	-220	4	-2
23	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4265	-178	3	-2
24	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4346	-175	2	-1
25	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4076	-145	2	-1
26	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4076	-153	2	-1
27	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4349	-164	2	-1
28	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4273	-148	3	-2
29	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3893	-111	4	-3
30	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3286	-73	4	-4
31	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2460	-37	4	-4
32	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1660	-12	6	-8
33	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1644	-124	4	-8
34	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2471	-165	3	-4
35	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3288	-179	3	-4
36	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3904	-227	3	-3
37	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4272	-221	2	-2
38	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4357	-174	1	-1
39	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4066	-23	2	-1
40	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4066	-22	2	-1
41	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4354	-175	1	-1
42	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4265	-245	2	-1
43	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3892	-267	3	-2

---

---

44	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3273	-352	3	-3
45	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2454	-448	3	-4
46	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1430	-432	4	-7
47	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1253	-935	5	-6
48	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	959	-734	5	-4
49	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1299	-1071	4	-3
50	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1574	-1369	3	-2
51	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1798	-1562	3	-2
52	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1945	-1626	2	-1
53	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2057	-1467	2	-2
54	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2009	-1421	2	-2
55	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1889	-1572	2	-1
56	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1728	-1493	3	-2
57	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1499	-1292	3	-2
58	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1234	-1001	4	-4
59	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	926	-690	5	-4
60	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1639	-403	5	-6
61	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1624	-8	4	-6
62	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	939	-12	4	-4
63	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1227	-21	4	-3
64	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1507	-127	3	-2
65	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1721	-156	2	-2
66	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1898	-144	2	-1
67	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2006	-156	2	-2
68	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2052	-52	2	-2
69	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1952	-54	2	-1
70	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1791	-39	2	-2
71	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1582	-30	3	-2

---

---

72	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1293	-36	4	-3
73	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	971	-268	4	-4
74	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1243	-929	4	-6
75	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2653	-26	6	-19
76	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1522	-1520	3	-4
77	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1703	-2644	4	-3
78	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3168	-4478	2	-1
79	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3306	-5262	2	-1
80	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4131	-6355	2	-1
81	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4271	-6897	2	-2
82	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4168	-6892	2	-2
83	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3990	-6341	2	-1
84	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3080	-5251	2	-1
85	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2920	-4457	2	-2
86	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1710	-2621	4	-3
87	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2195	-2195	3	-4
88	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3622	-3142	19	-24
89	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3599	-3127	19	-25
90	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2183	-2183	3	-4
91	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2156	-1703	2	-3
92	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2331	-2682	2	-2
93	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3520	-3490	1	-1
94	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3678	-4108	1	-1
95	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4295	-4639	2	-2
96	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	4349	-4633	2	-2
97	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3858	-4098	1	-1
98	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	3729	-3474	1	-1
99	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2575	-2661	2	-2

---

---

100	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2416	-1675	2	-3
101	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1397	-456	3	-4
102	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	2630	-11	6	-19
103	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	764	-2055	1	-3
104	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1273	-1761	5	-6
105	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	34	-17	20	-12
106	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	-2	21	-18
107	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	13	-9
108	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	897	-280	5	-4
109	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1107	-450	4	-6
110	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	470	-1437	1	-1
111	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	636	-1715	2	-3
112	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1010	-88	4	-4
113	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1135	-452	2	-4
114	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	409	-1555	1	-1
115	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	644	-1695	1	-1
116	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	45	-53	23	-21
117	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	21	-26
118	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-7
119	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	729	-272	5	-4
120	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	856	-293	3	-4
121	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	399	-1147	1	-1
122	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	417	-1385	1	-1
123	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	747	-151	4	-4
124	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	823	-299	4	-5
125	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	454	-1322	1	-1
126	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	418	-1422	2	-2
127	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	54	-3	22	-18

---

---

128	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	21	-29
129	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-8
130	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	473	-172	4	-4
131	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	632	-232	4	-4
132	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	388	-861	1	-1
133	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	325	-1152	1	-2
134	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	508	-176	4	-4
135	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	666	-235	3	-3
136	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	343	-953	1	-1
137	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	335	-1130	1	-1
138	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	64	-58	24	-22
139	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	21	-29
140	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-9
141	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	290	-183	3	-3
142	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	527	-206	3	-3
143	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	248	-514	1	-1
144	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	293	-878	1	-1
145	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	288	-187	3	-3
146	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	504	-211	4	-4
147	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	280	-615	1	0
148	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	296	-929	1	-1
149	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	74	-4	22	-22
150	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	22	-34
151	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-11
152	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	151	-209	3	-3
153	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	416	-195	3	-3
154	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	259	-115	1	-1
155	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	274	-764	1	-1

---

---

156	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	153	-257	3	-3
157	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	450	-199	3	-3
158	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	265	-116	1	-1
159	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	283	-791	1	-1
160	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	86	-75	24	-27
161	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	27	-41
162	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	14	0	12	-13
163	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	79	-19	0	0
164	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	876	-349	1	-1
165	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	483	-163	2	-1
166	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	347	-661	1	-2
167	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	80	-9	0	0
168	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	915	-51	1	-1
169	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	471	-9	2	-1
170	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	347	-830	2	-2
171	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	116	-24	35	-42
172	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	8	-1	29	-44
173	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	11	0	14	-12
174	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1093	-341	5	-6
175	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1427	-178	6	-5
176	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1152	-64	5	-5
177	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1410	-66	5	-6
178	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	33	-17	20	-12
179	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	21	-18
180	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	13	-9
181	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	973	-1762	3	-4
182	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	967	-1791	3	-4
183	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	440	-1904	1	-3

---

---

184	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	518	-2046	1	-3
185	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	899	-272	4	-5
186	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1038	-107	5	-5
187	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1002	-77	4	-4
188	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	1073	-76	3	-4
189	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	53	-53	23	-21
190	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	21	-25
191	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-8
192	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	529	-1730	1	-3
193	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	537	-1696	1	-1
194	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	492	-1435	1	-1
195	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	427	-1544	1	-1
196	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	708	-248	4	-5
197	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	863	-125	3	-3
198	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	739	-73	4	-4
199	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	822	-74	4	-4
200	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	62	-6	22	-20
201	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	21	-29
202	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-10
203	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	376	-1395	1	-1
204	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	379	-1432	2	-2
205	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	388	-1150	1	-1
206	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	445	-1312	1	-1
207	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	460	-136	4	-4
208	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	627	-67	4	-4
209	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	501	-60	4	-4
210	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	671	-67	3	-3
211	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	73	-69	24	-23

---

---

212	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	12	0	22	-34
213	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-11
214	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	314	-1160	1	-2
215	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	322	-1122	1	-1
216	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	351	-866	1	-1
217	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	308	-942	1	-1
218	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	276	-32	3	-3
219	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	534	-89	3	-3
220	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	273	-27	3	-3
221	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	510	-46	3	-4
222	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	82	-11	22	-26
223	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	24	-38
224	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	13	-13
225	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	297	-885	1	-1
226	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	302	-926	1	-1
227	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	239	-519	1	-1
228	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	244	-605	1	0
229	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	137	-206	3	-3
230	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	437	-86	3	-3
231	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	136	-262	3	-3
232	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1000	472	-27	3	-3
233	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	92	-80	24	-29
234	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	13	0	29	-44
235	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	14	0	12	-14
236	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	300	-770	1	-1
237	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	308	-778	1	-1
238	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	235	-235	1	-1
239	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	239	-239	1	-1

---

---

240	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	381	-669	2	-2
241	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	388	-814	2	-2
242	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	481	-212	2	-1
243	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	475	-159	2	-1
244	W 8x18	STEEL A36	1000	467	-120	333	-336
245	W 8x18	STEEL A36	1000	10	-1	169	-171
246	W 8x18	STEEL A36	1000	10	-1	156	-159
247	W 8x18	STEEL A36	1000	420	-138	286	-291
248	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	8	-1	79	-88
249	HSRE 3x2x0.125	STEEL A36	1000	9	-1	87	-95
257	W 8x18	STEEL A36	1000	32	-257	147	-150
258	W 8x18	STEEL A36	1000	27	-220	201	-202
259	L 2x2x0.25	STEEL A36	4123	3477	-3153	3	-7
260	L 2x2x0.25	STEEL A36	4123	3477	-35	5	-7
261	L 2x2x0.25	STEEL A36	4123	3421	-3119	4	-6
262	L 2x2x0.25	STEEL A36	4123	3426	-34	4	-6
263	L 2x2x0.25	STEEL A36	3400	2607	-2275	2	-5
264	L 2x2x0.25	STEEL A36	3400	2607	-57	4	-5
265	L 2x2x0.25	STEEL A36	3400	2588	-58	3	-4
266	L 2x2x0.25	STEEL A36	3400	2582	-2269	2	-4
267	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1196	-1174	9	-24
268	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1131	-27	13	-16
269	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1008	-1007	11	-17
270	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	850	-52	12	-16
271	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	663	-657	11	-16
272	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	449	-100	11	-16
273	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	209	-194	11	-16
274	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	128	-156	11	-16

---

275	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	386	-49	11	-16
276	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	631	-628	11	-16
277	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	856	-59	12	-16
278	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1056	-1055	11	-17
279	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1222	-29	12	-16
280	L 2x2x0.1875	STEEL A36	1414	1325	-1315	9	-23
281	W 8x18	STEEL A36	3250	10246	-349	425	-2997
282	W 8x18	STEEL A36	3250	5444	-343	2513	-2869
283	W 8x18	STEEL A36	3250	10246	-8348	273	-3001
284	W 8x18	STEEL A36	3250	5450	-3711	2519	-2877
285	W 8x18	STEEL A36	4000	13048	-11187	188	-2341
286	W 8x18	STEEL A36	4000	6431	-4702	1810	-1810
287	W 8x18	STEEL A36	4000	13048	-118	133	-2337
288	W 8x18	STEEL A36	4000	6427	-47	1806	-1806

*Nota:* Esfuerzos máximos y mínimos de cada elemento estructural del Pipe Rack. Fuente (Propio)

Figura 31

*Demanda capacidad del perfil L2x2x3/16*

RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-16

Barra: 81  
 Punto / Coordenada: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Caso de carga: 16 1.2 (PP + CM) + 1.6Vy + 0.5cv (1+2)\*1.20+5\*1.60+3\*0.50

Perfil correcto

L 2x2x0.1875

Auto

OK

Cambiar

Resultados simplificados Resultados detallados

PARÁMETROS DE LA BARRA

$L_y = 1.00 \text{ m}$   
  $L_z = 1.00 \text{ m}$   
  $L_b = 1.00 \text{ m}$   
  $L_c = 1.00 \text{ m}$   
  $L_c/r_z = 64.26$   
  $L_c/r_z = 64.26$   
  $C_b = 1.0$   
  $C_b = 1.00$   
  $L_c/r_y = 64.26$

ESFUERZOS INTERNOS:

$P_r = -6896.87 \text{ kgf}$   
 $V_{ry} = -3.31 \text{ kgf}$   
 $V_{rz} = -0.14 \text{ kgf}$

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

$F_{ity} * P_{nty} = 10610.80 \text{ kgf}$   
 $F_{iv} * V_{ny} = 3306.69 \text{ kgf}$   
 $F_{iv} * V_{nz} = 3306.69 \text{ kgf}$

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

$F_{ity} = 0.90$        $F_{iv} = 0.90$

ELEMENTOS DE LA SECCION

ala = compacto      alma = compacto

RESULTADOS

$P_r / (F_{ity} * P_{nty}) = 0.65 < 1.00$  LRFD (H1-1a)  
 $V_{ry} / (F_{iv} * V_{ny}) = 0.00 < 1.00$      $V_{rz} / (F_{iv} * V_{nz}) = 0.00 < 1.00$  LRFD (G)  
 $L_c/r_y = 64.26 < (L_c/r)_{\text{max}} = 300.00$      $L_c/r_z = 64.26 < (L_c/r)_{\text{max}} = 300.00$  ESTABLE

Fuerzas

Nota de cál.

Ayuda

*Nota:* Solicitud del perfil L2x2x3/16 para el máximo esfuerzo a tensión. Fuente (Propio)

Figura 32

*Demanda capacidad del perfil L2x2x3/16*

RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-16

Auto

L 2x2x0.1875

Barra: 38

Punto / Coordenada: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Caso de carga: 12 1.4 (PP + CM) (1+2)\*1.40

Perfil correcto

OK

Cambiar

Resultados simplificados Resultados detallados

PARÁMETROS DE LA BARRA

Ly = 1.00 m Lz = 1.00 m Cb = 1.00 Lb = 1.00 m

Lcy = 1.00 m Lcz = 1.00 m Cb = 1.00

Lcy/ry = 64.26 Lcz/rz = 64.26 Cb = 1.00

ESFUERZOS INTERNOS:

Pr = 4357.42 kgf

Vry = 1.23 kgf

Vrz = 4.04 kgf

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

Fic\*Pn = 8004.97 kgf

Fiv\*Vny = 3306.69 kgf

Fiv\*Vnz = 3306.69 kgf

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fic = 0.90 Fiv = 0.90

ELEMENTOS DE LA SECCION

ala = No esbelto alma = No esbelto

RESULTADOS

$Pr/(Fic*Pn) = 0.54 < 1.00$  LRFD (H1-1a)

$Vry/(Fiv*Vny) = 0.00 < 1.00$   $Vrz/(Fiv*Vnz) = 0.00 < 1.00$  LRFD (G)

$Lcy/ry = 64.26 < (Lc/r)_{max} = 200.00$   $Lcz/rz = 64.26 < (Lc/r)_{max} = 200.00$  ESTABLE

Fuerzas

Nota de cálc.

Ayuda

*Nota: Solicitud del perfil L2x2x3/16 para el máximo esfuerzo a compresión. Fuente (Propio)*

**Tabla 18***Demanda capacidad del perfil L2x2x1/4*

<b>BARRA</b>	<b>RELACIÓN L/R</b>	<b>DEMANDA (kgf)</b>	<b>CAPACIDAD (kgf)</b>	<b>RATIO (%)</b>
259	268	3477	13867	25
260	268	3477	13867	25
261	268	3421	13867	24.6
262	268	3426	13867	24.7
263	221	2607	13867	18.8
264	221	2607	13867	18.8
265	221	2588	13867	18.6
266	221	2582	13867	18.6

*Nota:* Solicitud del perfil L2x2x1/4 como arriostre de columnas para el máximo esfuerzo a tensión. Fuente (Propio)

Figura 33

*Demanda capacidad del perfil rectangular 3x2x1/8*

**RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-16**

Barra: 107 Viga\_107  
 Punto / Coordenada: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Caso de carga: 22 0.9 (PP + CM) + SDy (1+2)\*0.90+(8+10)\*1.00

Perfil correcto

Auto

HSRE 3x2x0.125

Resultados simplificados | Resultados detallados

**PARÁMETROS DE LA BARRA**

Ly = 1.00 m      Lz = 1.00 m  
 Lcy = 1.00 m      Lcz = 1.00 m  
 Lcy/ry = 35.72      Lcz/rz = 48.96

**ESFUERZOS INTERNOS:**

Tr = 7.76 kgf\*m  
 Pr = 7.76 kgf  
 Mrx = -6.77 kgf\*m      Vrx = 286.64 kgf  
 Mrz = 143.61 kgf\*m      Vrz = 53.38 kgf

**RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO**

FIT\*Tn = 280.98 kgf\*m  
 Fic\*Pn = 13861.13 kgf  
 Fib\*Mny = 395.69 kgf\*m      Fiv\*Vny = 3142.25 kgf  
 Fib\*Mnz = 299.75 kgf\*m      Fiv\*Vnz = 5187.99 kgf

**PARÁMETRO DE SEGURIDAD**

Fic = 0.90    Fib = 0.90    Fiv = 0.90    FIT = 0.90

**ELEMENTOS DE LA SECCION**

ala = compacto      alma = compacto

**RESULTADOS**

$Pr / (2 * Fic * Pn) + Mrx / (Fib * Mny) + Mrz / (Fib * Mnz) = 0.50 < 1.00$  LRFD (H1-1b)  
 $Vrx / (Fiv * Vny) = 0.09 < 1.00$      $Vrz / (Fiv * Vnz) = 0.01 < 1.00$  LRFD (G)  
 $Lcy/ry = 35.72 < (Lc/r)_{max} = 200.00$      $Lcz/rz = 48.96 < (Lc/r)_{max} = 200.00$  ESTABLE

OK

Cambiar

Fuerzas

Nota de cál.

Ayuda

*Nota:* Solicitación del perfil rectangular 3x2x1/8 para el máximo esfuerzo a momento. Fuente (Propio)

Figura 34

*Demanda capacidad del perfil W 8x18 lb/ft*

RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-16

W 8x18

Barra: 284

Punto / Coordenada: 3 / x = 1.00 L = 3.25 m

Caso de carga: 21 0.9 (PP + CM) + SDx (1+2)\*0.90+(7+10)\*1.00

Perfil correcto

OK

Cambiar

Resultados simplificados Resultados detallados

PARÁMETROS DE LA BARRA

Ly = 3.25 m Lz = 3.25 m Cb = 1.00 Lb = 3.25 m

Lcy = 3.25 m Lcz = 3.25 m Cb = 1.00

Lcy/ry = 37.30 Lcz/rz = 103.95

ESFUERZOS INTERNOS:

Tr = 0.00 kgf\*m frvy,mx = 202.08

Pr = 1959.06 kgf frvz,mx = 140.84

Mry = -2875.91 kgf\*m Vry = 0.55 kgf

Mrz = -0.49 kgf\*m Vrz = 759.66 kgf

RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

Fic\*Pn = 43768.20 kgf

Fib\*Mny = 5257.61 kgf\*m Fiv\*Vny = 30553.80 kgf

Fib\*Mnz = 1739.52 kgf\*m 1.00\*Vnz = 18343.06

PARÁMETRO DE SEGURIDAD

Fic = 0.90 Fib = 0.90 Fiv = 0.90 FIT = 0.90

ELEMENTOS DE LA SECCION

ala = compacto alma = compacto

RESULTADOS

$Pr/(2*Fic*Pn) + Mry/(Fib*Mny) + Mrz/(Fib*Mnz) = 0.57 < 1.00$  LRFD (H1-1b)

$Vry/(Fiv*Vny) + frvy,mx/(0.6*Fiv*Fy) = 0.00 < 1.00$   $Vrz/(1.00*Vnz) + frvz,mx/(0.6*1.00*Fy) = 0.04 < 1.00$  LRFD (G)

$Lcy/ry = 37.30 < (Lc/r),max = 200.00$   $Lcz/rz = 103.95 < (Lc/r),max = 200.00$  ESTABLE

Fuerzas

Nota de cálc.

Ayuda

*Nota:* Solicitación del perfil W 8x18 lb/ft para el máximo esfuerzo a momento. Fuente (Propio)

**Tabla 19***Reacciones en la base del Pipe Rack*

<b>NUDO/CASO</b>	<b>FX (kgf)</b>	<b>FY (kgf)</b>	<b>FZ (kgf)</b>	<b>MX (kgfm)</b>	<b>MY (kgfm)</b>	<b>MZ (kgfm)</b>
1/ 12 (C)	127	-132	3242	-2	272	0
1/ 13 (C)	17	-30	796	-2	37	0
1/ 14 (C)	117	-120	2947	-1	249	0
1/ 15 (C)	60	-114	2806	-1	55	0
1/ 16 (C)	183	-688	11277	78	426	0
1/ 17 (C)	-37	-25	657	-1	-151	0
1/ 18 (C)	86	-598	9128	78	220	0
1/ 19 (C)	2	-58	1430	-1	-68	0
1/ 20 (C)	125	-631	9901	78	303	0
1/ 21 (C) (CQC)	941	-68	2488	-1	3186	5
1/ 22 (C) (CQC)	184	646	12737	100	444	1
5/ 12 (C)	128	132	3242	2	273	0
5/ 13 (C)	17	30	796	2	37	0
5/ 14 (C)	117	120	2947	1	250	0
5/ 15 (C)	60	114	2807	1	56	0
5/ 16 (C)	38	-457	-5614	81	46	-1
5/ 17 (C)	-37	25	658	1	-151	0
5/ 18 (C)	-59	-546	-7763	81	-161	0
5/ 19 (C)	2	58	1431	1	-68	0

---

5/ 20 (C)	-20	-514	-6990	80	-78	-1
5/ 21 (C) (CQC)	943	100	2452	1	3191	4
5/ 22 (C) (CQC)	188	816	12737	102	455	0
9/ 12 (C)	-127	-114	3317	-2	-399	-1
9/ 13 (C)	-17	-27	863	-2	-54	0
9/ 14 (C)	-117	-103	3012	-2	-365	0
9/ 15 (C)	-141	-100	2921	-2	-475	-1
9/ 16 (C)	-152	-669	12950	92	-473	0
9/ 17 (C)	-45	-24	765	-2	-173	0
9/ 18 (C)	-55	-594	10794	92	-171	0
9/ 19 (C)	-83	-52	1527	-1	-294	0
9/ 20 (C)	-94	-621	11556	92	-292	0
9/ 21 (C) (CQC)	416	-59	2525	-1	1836	2
9/ 22 (C) (CQC)	-22	751	16420	134	-73	0
13/ 12 (C)	-128	114	3317	2	-400	1
13/ 13 (C)	-17	27	863	2	-55	0
13/ 14 (C)	-117	103	3011	2	-367	0
13/ 15 (C)	-142	100	2920	2	-476	1
13/ 16 (C)	-69	-471	-7159	96	-220	1
13/ 17 (C)	-45	24	764	2	-173	0
13/ 18 (C)	28	-547	-9315	96	84	0
13/ 19 (C)	-83	52	1526	1	-295	0
13/ 20 (C)	-11	-519	-8553	95	-38	1

---

13/ 21 (C) (CQC)	417	86	2511	1	1838	3
13/ 22 (C) (CQC)	-20	897	16420	136	-68	1

*Nota:* Valores de las reacciones producidas por las combinaciones de carga sobre las columnas del Pipe Rack. Fuente (Propio)

**Tabla 20**

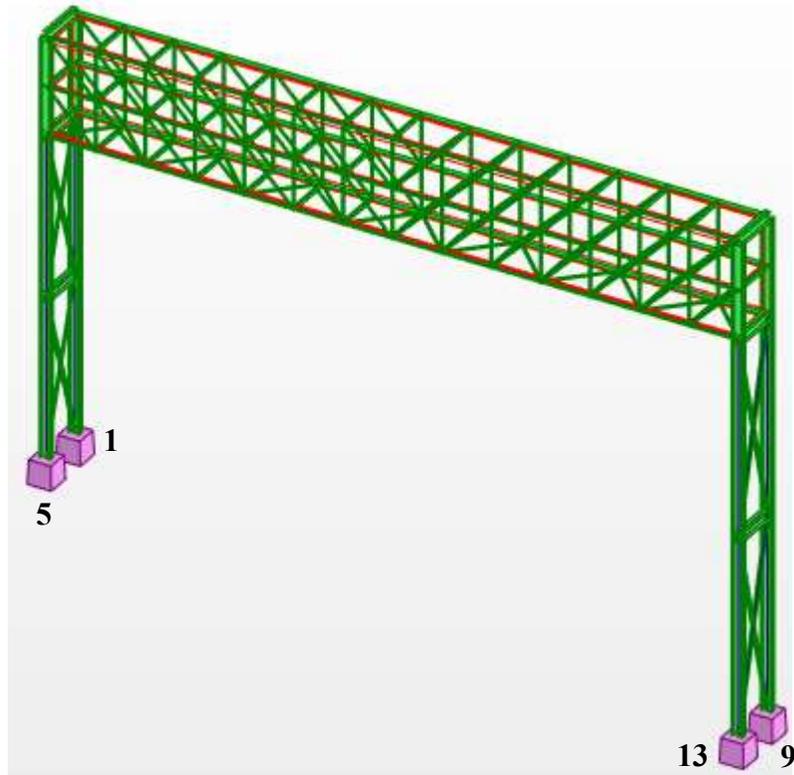
*Reacciones máximas globales*

	<b>FX (kgf)</b>	<b>FY (kgf)</b>	<b>FZ (kgf)</b>	<b>MX (kgfm)</b>	<b>MY (kgfm)</b>	<b>MZ (kgfm)</b>
Máximo	943	897	16420	136	3191	5
Nudo	5	13	9	13	5	1
Caso	21 (C)	22 (C)	22 (C)	22 (C)	21 (C)	21 (C)
Mínimo	-152	-688	-9315	-2	-476	-1
Nudo	9	1	13	9	13	5
Caso	16 (C)	16 (C)	18 (C)	12 (C)	15 (C)	16 (C)

*Nota:* Valores de las reacciones máximas y mínimas producidas por las combinaciones de carga sobre las columnas del Pipe Rack. Fuente (Propio)

**Figura 35**

*Nudos de las reacciones*



*Nota:* Nudos de las reacciones máximas y mínimas producidas por las combinaciones de carga sobre las columnas del Pipe Rack. Fuente (Propio)

### 4.3. Discusiones

El primer objetivo plantea determinar la magnitud de las cargas de diseño para el pipe rack de 10m de altura, 14m de largo, 1m de ancho y con desnivel en la base para empresa pesquera en el callao, para ello se tomó los criterios de la normativa peruana E 020 y E 030. Drake y Walter (2010) en su revista de ingeniería recomienda una carga operativa de 40 psf. En el presente proyecto se consideró una carga operativa de  $200\text{Kg/m}^2$  y una carga viva de  $30\text{Kg/m}^2$  en la dirección del sentido de la gravedad cumpliendo con los parámetros de cargas de diseño.

Para el segundo objetivo planteado, Janak y Ishtiyaque (2016) dimensionó un Pipe Rack de 9m de altura y 113.8m con columnas perfil UC 254x254x89, arriostres transversales con perfil UC 152x152x23, vigas transversales con perfil UC 254x254x37, placa base de 625x500x30mm y pernos de anclaje M30. En el presente proyecto se calculó y dimensionó las columnas y arriostres transversales con perfil W 8x18lb/ft, la armadura con perfil angular 2"x2"x3/16 y tubo rectangular 2"x3"x1/8, placa base de 400x300x19mm y anclajes de 3/4 cumpliendo ambos proyectos con columnas optimas y sismorresistentes.

Para el objetivo de analizar el sistema estructural del pipe rack para la empresa pesquera usando el software Robot Structural, Janak y Ishtiyaque (2016) encontró una deflexión de 13mm y un desplazamiento lateral de 27mm en el análisis y diseño de un Pipe Rack de 9m de altura, 113.8m de largo y 2m de ancho. Del análisis del Pipe Rack del presente proyecto se encontró una deflexión de 9mm y un desplazamiento lateral de 47.5mm cumpliendo ambos proyectos la relación de desplazamiento lateral permisible  $H/150$  recomendado por normas internacionales.

Finalmente se modeló y generó los planos de parte, conjunto y ensamble del Pipe Rack obteniendo una masa total de 2570Kg lo cual se estima como mínimo 8 veces menor para la masa del Pipe Rack de 113.8m de longitud obtenida por Janak y Ishtiyaque (2016). La diferencia del resultado se debe a que la longitud del Pipe Rack del presente proyecto es 14m.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

**A.** Se determinó la magnitud y dirección de las cargas de diseño de acuerdo con el RNE (norma local) y según los códigos internacionales. La carga muerta de funcionamiento para el Pipe Rack es equivalente a  $200\text{kg/m}^2$  y la carga viva es equivalente a  $30\text{kg/m}^2$ .

**B.** Se calculó y dimensionó los elementos estructurales del Pipe Rack en función a los esfuerzos obtenidos, quedando el perfil angular  $2''\times 2''\times 3/16$  para la armadura, perfil rectangular  $2''\times 3''\times 1/8$  para las vigas de apoyo de las tuberías, perfil W 8x18lb/ft para las columnas, perfil angular  $2''\times 2''\times 1/4$  para los arriostres, placa de  $3/4''$  para las bases y barra lisa de  $3/4''$  para los anclajes.

**C.** Se analizó el sistema estructural del pipe rack por intermedio del software Robot Structural 2023 y se obtuvo una deflexión central de 9mm, reacción máxima Fz en la base de 16420 kgf, momento máximo My en la base 3191 kgf-m, esfuerzo máximo a tensión en la armadura de 6896kgf, esfuerzo máximo a compresión en la armadura de 4357kgf.

**D.** Se modeló y generó los planos de partes, conjunto y ensamble del Pipe Rack, obteniendo el listado de partes y el metrado de los materiales para la fabricación. Se obtuvo un Pipe Rack con una masa total de 2570 kg. Los planos se adjuntan en anexos.

## 5.2. Recomendaciones

**A.** Realizar un correcto metrado de cargas para el Pipe Rack y comparar si las cargas producidas por las tuberías más su contenido es menor o igual al valor de  $200\text{kg/m}^2$  recomendado por los códigos internacionales.

**B.** Diseñar elementos de acero mediante el método LRFD es más económico y sobre todo el diseño se base sobre suposiciones de cargas más desfavorables.

**C.** Realizar un correcto modelado y aplicación correcta de las cargas sobre la estructura en cualquier software ayuda a obtener resultados correctos. Es necesario hacer una correcta distribución de carga sobre los elementos y es recomendable que los elementos diagonales no tomen momentos en los extremos.

**D.** Usar y modelar correctamente cualquier estructura de acero en cualquier software de detallado, es lo principal para la buena generación de planos, metrado de materiales y listado de partes.

## VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES

American institute Of Steel construction. (2017). *Manual of Steel Construction*.

[15ª ed. Manual de construcción de acero | Instituto Americano de Construcción de Acero \(aisc.org\)](#)

Bendapudi-V, K. (2010). Structural design of Steel pipe support structures. *Estructure magazine*, 6-8.

[\(81\) Structural Design of Steel Pipe Support Structures | Trong Bảo Nguyễn - Academia.edu](#)

Janak-Singh, N. y Ishtijaque, M. (2016). Optimized desing y análisis of steel pipe racks for oil and gas industries as per international codes y standards. *International journal of research in engineering and technology*, 16-27.

[\(41\) Optimized Design and Analysis of Steel Pipe Racks for Oil and Gas Industries as Per International Codes and Standards | Nitesh Singh \(Business Development\) - Academia.edu](#)

Madhuri y Hamane. (2017). Stability analysis of pipe rack in petrochemical facilities. *International journal of advance engineering*, 30-35.

[\(99+\) Stability Analysis of Pipe Rack in Petrochemical Facilities | Nicola Marsella - Academia.edu](#)

McCormac, J y Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega grupo editor, S.A.

M-Drake, R y J-Walter, R. (2010). Design of structural steel pipe racks. *Engineering journal*, 241-251.

[\(41\) Design-of-Structural-Steel-Pipe-Racks | Radhesh Prabhakar - Academia.edu](#)

Reglamento nacional de edificaciones - RNE. (2020). *E.020 cargas*.

[Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones \(RNE\) - Informes y publicaciones - Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - Plataforma del Estado Peruano \(www.gob.pe\)](#)

Reglamento nacional de edificaciones - RNE. (2020). *E.030 Diseño sismorresistente*.

[Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones \(RNE\) - Informes y publicaciones - Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - Plataforma del Estado Peruano \(www.gob.pe\)](#)

Reglamento nacional de edificaciones - RNE. (2020). *E.090 Estructuras metálicas*.

[Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones \(RNE\) - Informes y publicaciones - Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - Plataforma del Estado Peruano \(www.gob.pe\)](#)

Saikia, R y Pathak, J. (2014). Seismic response of Steel braced pipe racks and technological platforms in oil refineries. *Indian institute of technology, Roorkee*, 2-9.

[\(41\) seismic response of steel braced pipe racks and technological platforms in oil refineries | jayanta pathak - academia.edu](#)

**VII. ANEXOS**

PLANOS