

**“AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA”**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA**



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

**“Diseño Estructural Del Techo Parabólico Para La Empresa Felbojar Con Cubierta De**  
**Fibra De Vidrio Utilizando El Método LRFD”**

**AUTOR:**

Bach. Vásquez Hernández, Renzo Joel

**ASESOR:**

Ing. Iparraguirre Lozano, Arquímedes

Nuevo Chimbote – PERÚ

19 Setiembre del 2022



**UNS**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DEL SANTA

## CONSTANCIA DE ASESORAMIENTO

Yo, Iparraguirre Lozano Arquimedes

Mediante la presente certifico mi asesoramiento de la Tesis titulada:

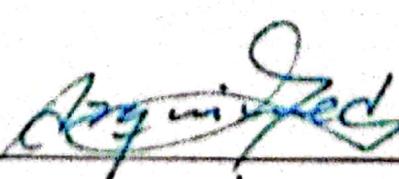
“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TÉCHO PARABÓLICO PARA LA EMPRESA FELBOJAR CON CUBIERTA DE FIBRA DE VIDRIO UTILIZANDO EL MÉTODO LRFD”

Elaborado por el bachiller en Ingeniería Mecánica,

VASQUEZ HERNANDEZ RENZO,

Para optar por el Título profesional de: INGENIERO MECANICO en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Santa.

Nuevo Chimbote, 2022

  
M.Sc. Iparraguirre Lozano Arquimedes  
DNI: 32766219

Código ORCID: 0000-0002-1132-7688

ASESOR



**UNS**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DEL SANTA

## CONFORMIDAD DEL JURADO EVALUADOR

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO PARABÓLICO PARA LA EMPRESA  
FELBOJAR CON CUBIERTA DE FIBRA DE VIDRIO UTILIZANDO EL MÉTODO  
LRFD”**

**TESIS PARA OBTAR POR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO MECANICO**

Revisado y Aprobado por el Jurado Evaluador:

Ms. Rusber Alberto Risco Ojeda

DNI:32903454

Código ORCID: 0000-0003-0194-169X

**PRESIDENTE**

Ms. Nelver Javier Escalante Espinoza

DNI:32763819

Código ORCID: 0000-0001-8586-3021

**SECRETARIO**

M.Sc. Arquimides Iparraguirre lozano

DNI: 32766219

Código ORCID: 0000-0002-1132-7688

**ASESOR**

## ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 19 días del mes de setiembre del año dos mil veintidós, siendo las 11:30 a.m., el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N° 299-2022-UNS-CFI, integrado por los docentes: **Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda (Presidente)**, **Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza (Secretario)** y el **Msc. Arquimedes Iparraguirre Lozano (Integrante)**, y de expediente según Resolución Decanal N°526-2022-UNS-FI, y en concordancia a lo dispuesto en Oficio Múltiple N° 034-2022-UNS-CU-SG, el Jurado Evaluador, titular, da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO PARABÓLICO PARA LA EMPRESA FELBOJAR CON CUBIERTA DE FIBRA DE VIDRIO UTILIZANDO EL MÉTODO LRFD**, perteneciente al bachiller: **VASQUEZ HERNANDEZ RENZO JOEL**, con código de matrícula N° 0201316024, quien fue asesorado por el **Msc. Arquimedes Iparraguirre Lozano**, según Resolución Decanal N° 487-2020-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
VASQUEZ HERNANDEZ RENZO JOEL	15	Regular

Siendo las 12:00 a.m del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, setiembre 19 de 2022

  
Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda  
PRESIDENTE

  
Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza  
SECRETARIO

  
Msc. Arquimedes Iparraguirre Lozano  
INTEGRANTE

**DEDICATORIA**

Mis padres, por el gran apoyo en el trayecto de mi carrera y por enseñarme a ser persistente con las metas que me propongo. De igual manera, a mi asesor por brindarme el apoyo para encaminar la tesis de forma adecuada.

**INDICE ANALITICO**

CAPÍTULO I.....	1
1 ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1 TÍTULO.....	1
1.2 INVESTIGADOR .....	1
1.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.4 LUGAR DE EJECUCION DEL PROYECTO: .....	1
1.5 INSTITUCIÓN QUE EJECUTA EL PROYECTO .....	1
1.6 DURACION DEL PROYECTO .....	1
1.7 PLAN DE INVESTIGACION. ....	2
1.7.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA. ....	2
1.7.2 PROBLEMA.....	3
1.7.3 HIPÓTESIS.....	3
1.7.4 OBJETIVOS.....	3
1.7.4.1 Objetivo General. ....	3
1.7.4.2 Objetivos Específicos.....	3
1.7.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	4
1.7.5.1 En Lo Teórico. ....	4
1.7.5.2 En Lo Económico.....	4
1.7.5.3 En Lo Social.....	4

CAPITULO II.....	5
2 ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 ANTECEDENTES.....	5
2.2 MARCO TEÓRICO.....	6
2.2.1 NORMAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	6
2.2.2 ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS.....	7
2.2.2.1 Elementos de una cubierta.....	7
2.2.3 ENFOQUE DE DISEÑO.....	8
2.2.3.1 Método de diseño por factores de cargas y resistencias (LRFD).....	8
2.2.3.2 COMBINACIONES DE CARGA.....	9
2.2.3.3 CARGAS VIVAS.....	12
2.2.3.4 CARGAS DE VIENTO.....	13
2.2.3.5 CARGAS DE SISMO.....	15
2.2.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	27
2.2.4.1 Carga Muerta.....	27
2.2.4.2 Carga Viva.....	27
2.2.4.3 Carga De Sismo.....	28
2.2.4.4 Carga De Viento.....	28
2.2.5 DISEÑO DE ELEMENTOS A TENSIÓN.....	28
2.2.6 DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN.....	30

2.2.7	DISEÑO DE VIGUETAS.....	35
2.2.8	DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO.....	38
2.2.9	DISEÑO DE LA PLACA BASE DE LAS COLUMNAS.....	41
2.2.10	ÁREA DE LA PLACA.....	43
2.2.11	ESPESOR DE LA PLACA.....	45
2.2.12	DISEÑO DE LOS ANCLAJES.....	47
CAPITULO III.....		49
3	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD.....	49
3.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	49
3.2	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	50
3.3	METODO DE DISEÑO.....	54
3.4	CALCULO DE CARGAS.....	54
3.4.1	CARGAS VIVAS.....	54
3.4.2	CARGAS MUERTAS.....	54
3.4.3	CARGA DE SISMO.....	56
3.4.4	CARGA DE VIENTO.....	57
3.5	COMBINACIONES DE CARGA LRFD DE LAS RECCIONES SOBRE EL ARCO. 68	
3.6	DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL O ARCO.....	69
3.7	ELEMENTOS A TENSIÓN.....	72

3.8	ELEMENTOS A COMPRESION.....	73
3.9	ESFUERSOS SOBRE LA CORREA. ....	78
3.9.1	ELEMENTOS A TENSION DE UNA CORREA.....	78
3.9.2	ELEMENTOS A COMPRESION DE UNA CORREA. ....	79
3.10	DISEÑO DE LA COLUMNA.....	81
3.10.1	DISEÑO POR COMPRESIÓN.....	82
3.10.2	DISEÑO POR FLEXION. ....	84
3.11	DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTO. ....	85
3.12	DISEÑO DE PLACA BASE. ....	87
3.13	ESPESOR DE LA PLACA BASE. ....	88
3.14	DISEÑO DE LOS ANCLAJES.....	89
CAPITULO IV .....		91
3.15	FABRICACION. ....	91
3.16	MONTAJE.....	92
3.17	ANÁLISIS DE COSTO DE FABRICACIÓN. ....	93
3.18	COSTO DE FABRICACIÓN.....	94
3.19	CONCLUSIÓN.....	95
3.20	REFERENCIAS.....	96
3.21	ANEXOS. ....	97
3.21.1	DISCUSIÓN DE RESULTADOS. ....	97

## INDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1</b> .Elementos de techo parabólico estructural.....	7
<b>FIGURA 2</b> .Zonas sísmicas del Perú .....	16
<b>FIGURA 3</b> .Arco empotrado con carga vertical uniformemente distribuida.....	24
<b>FIGURA 4</b> .Arco empotrado con carga horizontal uniformemente distribuida. ....	25
<b>FIGURA 5</b> . Valores de K, en diversas condiciones en sus extremos. ....	31
<b>FIGURA 8</b> .Vista en la que se muestra al arriostramiento en el plano del techo .....	38
<b>FIGURA 9</b> .Áreas expuestas a la acción longitudinal .....	39
<b>FIGURA 10</b> .Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento.....	40
<b>FIGURA 11</b> .Placas base para columnas. ....	41
<b>FIGURA 12</b> .Nomenclatura de placa base.....	42
<b>FIGURA 13</b> .Posición de los pernos de anclaje sobre la placa base de la columna .....	48
<b>FIGURA 15</b> .Vista frontal del arco parabólico .....	50
<b>FIGURA 16</b> .Vista de planta del techo estructural .....	50
<b>FIGURA 17</b> .Geometría del arco parabólico. ....	51
<b>FIGURA 18</b> .Geometria de los arriostres del arco.....	53
<b>FIGURA 23</b> .Numeración de Elementos que componen el arco principal.....	69
<b>FIGURA 24</b> . Posición de los elementos de la estructura (viguetas y arriostres etc.). ....	77
<b>FIGURA 25</b> .Aplicación de los esfuerzos de la COMB3 sobre la columna.....	81
<b>FIGURA 26</b> .Area de arriostres entre arcos.....	85
<b>FIGURA 27</b> .Dimensiones de la placa base.....	87
<b>FIGURA 28</b> .Posición y numero de los anclajes .....	89

**FIGURA 29.**Muestra de las deformaciones de los elemento y zona de mayores esfuerzos usando la envolvente la cual abarca todas las combinaciones de la norma LRFD. .... 97

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Tabla de factores tipo c .....	14
<b>Tabla 2</b> Factor de edificaciones U .....	17
<b>Tabla 3.</b> Clasificación de los perfiles .....	19
<b>Tabla 4.</b> Factores de Suelo “S” .....	20
<b>Tabla 5.</b> Periodos “ <i>TP</i> ” y “ <i>TL</i> ” .....	20
<b>Tabla 6.</b> Factores CT del periodo de vibración.....	21
<b>Tabla 7.</b> Sistemas estructurales .....	22
<b>Tabla 8.</b> Dimensiones consideras para el diseño .....	51
<b>Tabla 9.</b> Resultados de la combinación LFRD .....	68
<b>Tabla 10.</b> Costos de fabricación del techo estructural parabólico. ....	93
<b>Tabla 11.</b> Costos de los materiales de trabajo.....	94

## **PRESENTACIÓN**

El análisis y diseño, es la parte más importante de la ejecución de un proyecto, siendo mi proyecto ejecutado con una propuesta de un modelo o sistema estructural adecuado por lo tanto se ha tenido como objetivo el diseño de la estructura para facilitar la labor de los trabajadores.

Para la elaboración de este informe se revisó información física, virtual, y además se utilizaron instrumentos, métodos y técnicas en conjunto. La información sirvió de base para hacer el diseño, realizar los estudios, entre otros aspectos que se tuvieron en cuenta en el desarrollo del contenido.

Se espera que esta tesis sirva como solución para dichos problemas y al mismo tiempo para futuros trabajos, tesis y proyectos.

## RESUMEN

El presente trabajo titulado “**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO PARABOLICO PARA LA EMPRESA FELBOJAR CON CUBIERTA DE FIBRA DE VIDRIO UTILIZANDO EL METODO LRFD**”, se presentará un análisis estructural del proyecto y de los elementos que lo componen. Basados en el método LRFD.

En el primer capítulo se expondrá la realidad problemática de la ejecución del proyecto, el planeamiento metodológico, donde se presentará; Las teorías relacionadas al tema de investigación, formulación del problema, justificación y los objetivos generales y específicos.

En el segundo capítulo se presentará la metodología de la investigación, Así como las variables, técnicas y métodos de análisis.

En el tercer capítulo se presentará el desarrollo, el análisis estructural del elemento con el apoyo del programa SAP2000. Aplicando la RNE (reglamento nacional de edificaciones) así mismo se realizará el desarrollo del presupuesto **para** la elaboración del proyecto presentado

**Palabras claves:** Techo parabólico, normas LRFD

## ABSTRACT

The present work entitled "STRUCTURAL DESIGN OF THE PARABOLIC ROOF FOR THE FELBOJAR COMPANY WITH FIBERGLASS ROOF USING THE LRFD METHOD", a structural analysis of the project and the elements that compose it will be presented. Based on the LRFD method.

In the first chapter the problematic reality of the execution of the project will be exposed, the methodological planning, where it will be presented; Theories related to the research topic, formulation of the problem, justification and the general and specific objectives.

In the second chapter the research methodology will be presented, as well as the variables, techniques and methods of analysis.

In the third chapter the development will be presented, the structural analysis of the element with the support of the SAP2000 program. Applying the RNE (national building regulations) likewise, the development of the budget for the preparation of the presented project will be carried out

**Keywords:** Parabolic roof, LRFD Standa

## **CAPÍTULO I**

### **1 ASPECTOS GENERALES.**

#### **1.1 TÍTULO.**

**“Diseño Estructural Del Techo Parabólico Para La Empresa Felbojar Con Cubierta De Fibra De Vidrio Utilizando El Método LRFD”**

#### **1.2 INVESTIGADOR**

Tesista: .....

#### **1.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

Tipo: Aplicada

#### **1.4 LUGAR DE EJECUCION DEL PROYECTO:**

Ciudad: Chimbote

Distrito: Nuevo Chimbote

Provincia: Santa

Departamento: Ancash

#### **1.5 INSTITUCIÓN QUE EJECUTA EL PROYECTO**

Empresa Felbojar E.I.R.L

#### **1.6 DURACION DEL PROYECTO**

Junio 2021 – Noviembre 2021

## **1.7 PLAN DE INVESTIGACION.**

### **1.7.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA.**

Este presente trabajo, realizará un modelo aplicativo, el cual trabajará inicialmente con un proceso iterativo para el diseño estructural, a la par integrando las normativas nacionales e internacionales existentes para el diseño en acero, para finalmente analizar el modelo, que se basa en la metodología AISC-LRFD, mediante el software SAP 2000, que le otorga confiabilidad al diseño planteado. Esta es la principal motivación y razón de la presente investigación, diseño estructural de un techo parabólico para mejoramiento de almacenes, darle la importancia al uso del acero en estructuras destinadas a la industria como a la vivienda, ello implicaría aprovechar los espacios libres para la construcción de este tipo de estructura idónea, ya que se adecua a las características del terreno, es económica y de fácil montaje.

La factoría FELBOJAR ,en su zona de trabajo de los técnicos, el cual se enfoca este proyecto, evidencia plantas industriales de grandes claros ubicadas, al realizar una inspección visual en el lugar, menos del 50.0% evidencian claramente la ausencia de protección segura frente a la variación del clima, no se aprecia un correcto aprovechamiento de los espacios libres, lo cual propondría un plan de diseño en acero de techo parabólico, siendo útil para mejorar el ambiente de trabajo, ya sea la actividad interna que se realice y para los trabajadores, reducción de tiempos muertos, mejorando la productividad.

### **1.7.2 PROBLEMA.**

¿Cuáles son las características técnicas de un techo parabólico para la factoría FELBOJAR de la provincia del Santa Ancash-Perú?

### **1.7.3 HIPÓTESIS.**

Las características técnicas del techo parabólico para la factoría FELBOJAR se puede determinar usando los factores de carga y resistencia (LFRD), el reglamento nacional de edificaciones, simulación de los esfuerzos en SAP2000.?

### **1.7.4 OBJETIVOS.**

#### **1.7.4.1 Objetivo General.**

Diseñar la estructura de acero del techo parabólico para la factoría FELBOJAR EIRL de SANTA -ANCASH

#### **1.7.4.2 Objetivos Específicos.**

- 1) Calcular las cargas actuantes sobre la estructura (muertas, vivas, viento, sismos.)
- 2) Hallar la combinación más crítica del sistema LRFD
- 3) Diseñar y seleccionar la cubierta.
- 4) Diseñar y seleccionar los elementos de la estructura metálica columnas, viguetas arrostramiento más óptimos
- 5) Determinar el costo total de los elementos de la estructura de diseño del techo
- 6) Realizar un análisis de deformación producido por la envolvente del LRFD

## **1.7.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.**

### **1.7.5.1 En Lo Teórico.**

Los cálculos, simulación, planos y costos que se obtendrán servirán para la ejecución del proyecto y su análisis de resistencia

### **1.7.5.2 En Lo Económico.**

El proyecto se justifica por cuanto se garantiza un mejor servicio y bienestar a los trabajadores de la empresa y por su viabilidad de elaboración.

### **1.7.5.3 En Lo Social.**

Beneficiará en la relación con otras empresas, al momento de hacer visitas y la cual mejorara los contratos para otros proyectos al inspirar confianza por el espacio en que trabajan.

## **CAPITULO II**

### **2 ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO.**

#### **2.1 ANTECEDENTES.**

MODELADO Y DISEÑO DE UN ARCO PARABOLICO DE 45M DE LUZ MEDIANTE EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS. Facultad de Ingeniería Mecánica. Universidad Nacional de Ingeniería. Este diseño tiene sus limitaciones, como por ejemplo se considera que la velocidad del viento máx. En Lima es de 45 km/h. Según plano se cubrirá un área de 45mx63m. Costo total de la estructura 37129.6 Dólares. La estructura cuenta con 11 arcos, 189 viguetas de 7m cada una. Los resultados obtenidos en el modelamiento del arco fueron favorables obteniendo desplazamientos máximos de 36.67mm siendo este valor satisfactorio, con respecto a los desplazamientos máximos permitidos. (Juan Ismael,1999)

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO DEL TECHO PARABOLICO DEL COLISEO POLIDEPORTIVO CIUDAD UNIVERSITARIA DE PATURPAMPA – UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA. Facultad de Ingeniería Mecánica. Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo. En esta tesis los techos diseñados cubren áreas de: 37.78 metros de ancho por 44.55 metros de largo haciendo un área de 1683.10 metros cuadrados y 25.02 metros de ancho por 47.55 metros de largo haciendo un área de 1189.70 metros cuadrados. Con una luz mayor de 35.60 m, y una altura total mayor de 17.28 m. Concluyendo en una estructura compuesta por cuatro arcos principales (A, B, C y D), y dos cerchas principales. (Cesar Félix,2012)

## **2.2 MARCO TEÓRICO.**

En esta aparta se expondrá aspectos referentes al análisis de la estructura y normas tomadas para su desarrollo del proyecto.

### **2.2.1 NORMAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Normas tomadas para el desarrollo del proyecto

1. -AISC (Instituto Americano de Construcción de Aceros).
2. -AISI (Instituto Americano del Hierro y Acero).
3. -ANSI (Instituto Nacional Americano de Normas).
4. -AWS (Sociedad Americana de Soldadura).
5. -ASTM (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales).
6. -ISO (Organización Internacional para la Normalización).
7. -Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

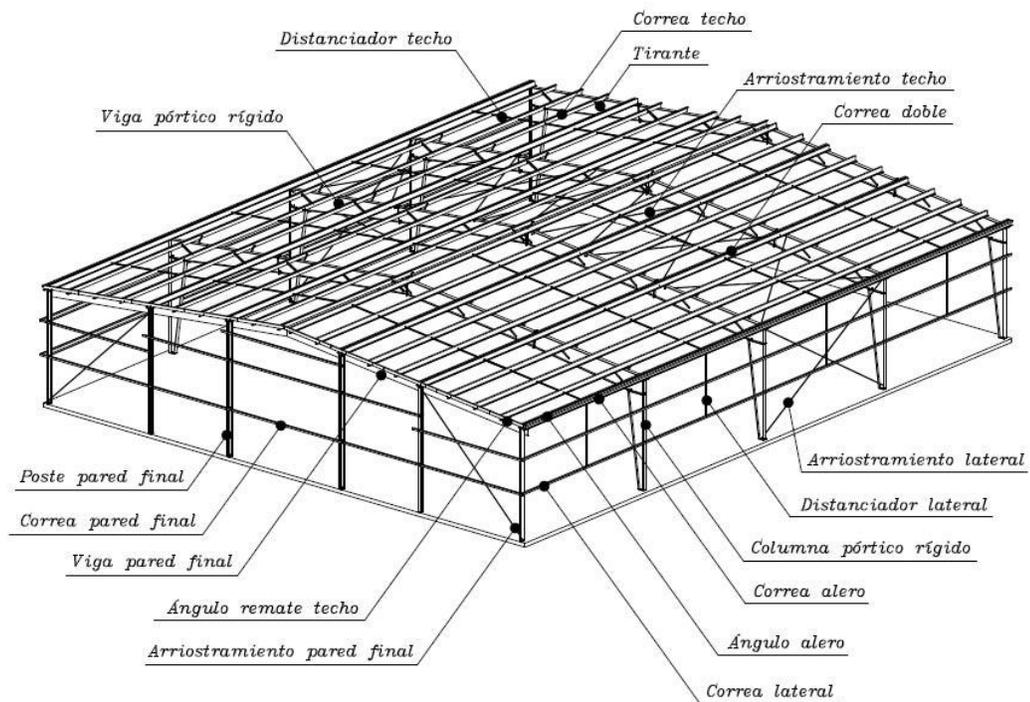
## 2.2.2 ESTRUCTURAS PARA CUBIERTAS.

Una estructura se puede definir como un conjunto de elementos simples dispuestos de tal manera que puedan soportar pesos y cargas sin deformaciones.

### 2.2.2.1 Elementos de una cubierta.

Los elementos que componen una cubierta metálica son conocidos en el campo industrial. En la figura se ilustra los componentes de una cubierta elaborada mediante perfiles estructurales.

**FIGURA 1** .Elementos de techo parabólico estructural



Fuente: Naves Metálicas.2011. [FIGURA]. <http://www.doalbuilding.com>

### **2.2.3 ENFOQUE DE DISEÑO.**

Los métodos actualmente aprobados y más utilizados por las diferentes especificaciones de diseño son:

- Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD igualmente por sus siglas en inglés)
- Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés).

#### **2.2.3.1 Método de diseño por factores de cargas y resistencias (LRFD).**

La resistencia requerida con base en las combinaciones de carga factorizadas, no debe exceder la resistencia de diseño de cada componente estructural. El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados de límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. (QUINTO PALOMARES,2012)

**2.2.3.2 COMBINACIONES DE CARGA.****2.2.3.2.1 Combinación de cargas en LRFD.**

$$Comb6: 1.4 W_{DL} \quad (2.6)$$

$$Comb7: 1.2 W_{DL} + 0.5 W_{LL} \quad (2.7)$$

$$Comb8: 1.2 W_{DL} + 1.6 W_{LL} + 0.8 W_{WL} \quad (2.8)$$

$$Comb9: 1.2 W_{DL} + 1.3 W_{WL} + 0.5 W_{LL} \quad (2.9)$$

$$Comb10: 1.2 W_{DL} \pm 1.0 W_{EL} \quad (2.10)$$

$$Comb11: 0.9 W_{DL} \pm (1.3 W_{WL} \text{ or } 1.0 W_{EL}) \quad (2.11)$$

$W_{DL}$  = Carga muerta

$W_{LL}$  = Carga viva

$W_{WL}$  = Carga de viento

$W_{EL}$  = Carga de sismo

### Peso de la cubierta

La carga  $WC$  total en kg debido al peso de la cubierta se determina con la siguiente formula

$$Wc = (p)(s)(d) \quad (2.12)$$

$Wc$ : Carga total de la cubierta (kgf)

$p$ : Peso estimado de la cubierta ( $\text{kg/m}^2$ )

$s$ : Longitud del arco de cubierta (m)

$d$ : Separación entre arcos (m)

La carga correspondiente  $wc$  vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$wc = \frac{Wc}{L}, \text{Kg/m} \quad (2.13)$$

### Peso del arco o viga principal

Para determinar el peso del pórtico  $WA$  se estima las secciones a utilizarse y sus dimensiones,

así:

$$WA = p \cdot LA \quad (2.14)$$

$WA$ : Carga total del arco (kgf)

$p$ : Peso estimado de los perfiles ( $\text{kgm}$ ), dado por el fabricante

$LA$ : Longitud estimada de los perfiles (m)

La carga correspondiente  $W_A$  vertical uniformemente repartida sobre la luz del arco se determina como:

$$w_A = \frac{W_A}{L} \text{ kg/m} \quad (2.15)$$

### **Peso de las viguetas o correas**

La carga  $W_G$  total en kg debido al peso de las correas se determina:

$$WG = p \cdot Lg \quad (2.16)$$

$W_G$ : Carga total de las correas (kgf)

$p$ : Peso estimado de los perfiles ( $kgm$ ), dado por el fabricante

$L_g$ : Longitud estimada de las correas (m)

La carga correspondiente  $w_G$  vertical uniformemente repartida sobre la luz del arco se determina como:

$$w_G = \frac{W_G}{L} \text{ kg/m} \quad (2.17)$$

### **2.2.3.3 CARGAS VIVAS.**

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene. Dicho simplemente, todas las cargas que no son muertas, causadas al construir, viento, lluvia, voladuras, suelos y cambios de temperatura. (MCCORMAC JACK C, STEPHEN F. CSERNAK,2013)

Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando esta se encuentra ya en servicio y que puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura. (ZAPATA BAGLIETTO,1997)

#### **CARGAS VIVAS DE TECHO. (RNE,2006)**

Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

- a) Para los techos con una inclinación hasta de  $3^\circ$ , con respecto a la horizontal, 1.0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>).
- b) Para techos con inclinación mayor de  $3^\circ$ , con respecto a la horizontal 1.0 kPa (100kgf/m<sup>2</sup>) reducida en 0.05 kPa (5 kgf/m<sup>2</sup>), por cada grado de pendiente por encima de  $3^\circ$ , hasta un mínimo de 0.50 kPa (59 kgf/m<sup>2</sup>).
- c) Para techos curvos, 0.50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>).
- d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0.30 kPa (30 kgf/m<sup>2</sup>), excepto cuando en el techo puede haber acumulación de nieve.
- e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicara la carga viva correspondiente a su uso particular.

#### 2.2.3.4 CARGAS DE VIENTO.

Todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y/o succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y/o succiones exteriores serán consideradas simultáneamente. (RNE,2006)

##### 2.2.3.4.1 Velocidad de diseño.

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la estructura, pero no menos de 75 km/h. la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V(h/10)^{0.22} \quad (2.18)$$

Donde:

V<sub>h</sub>: es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V: es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h: es la altura sobre el terreno en metros

##### 2.2.3.4.2 Carga exterior del viento.

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005CV_h^2 \quad (2.19)$$

Donde:

Ph: presión o succión del viento a una altura h en Kg/m<sup>2</sup>

C: factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4

**Tabla 1.**Tabla de factores tipo c

CONSTRUCCION	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección 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 Angulo de inclinación que no exeso 45°	+ - 0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6
	-0.7	
Superficies inclinadas a 15° o 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 la dirección del viento	-0.7	-0.7
*el signo negativo indica presión y el negativo de succión		

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E020.2016.

### 2.2.3.5 CARGAS DE SISMO.

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal movimiento, así por el principio de D'Alembert. (RNE,2006)

Esta carga se representa con la expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \cdot W \quad (2.20)$$

El valor de C/R debe considerar mayor que 0.125. Donde:

V: Fuerza cortante basal.

Z: Factor de Zona

U: Factor de uso

S: Factor de suelo

C: Factor de ampliación sísmica

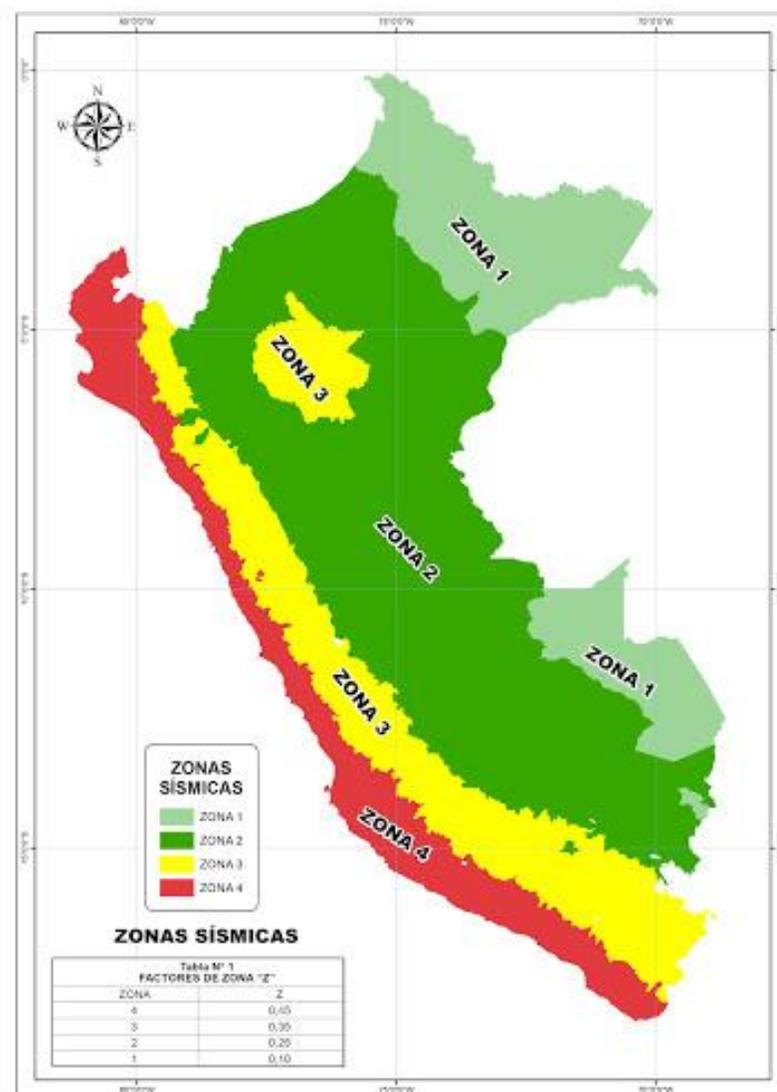
R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

W: Carga muerta

## ZONIFICACIÓN

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura. A cada zona se asigna un factor Z que interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

**FIGURA 2.** Zonas sísmicas del Perú



Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

## CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U=1$ .

**Tabla 2** Factor de edificaciones U

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
<b>A</b> Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo formado por el Ministerio de Salud.	Nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: -Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. -Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1.5
<b>B</b> Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros Almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
<b>C</b> Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
<b>D</b> Edificaciones Importantes	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Nota 2

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

## PERFILES DE SUELO

Los tipos de perfiles de suelo son cinco:

- a. Perfil tipo  $S_0$ : Roca Dura
- b. Perfil tipo  $S_1$ : Roca o suelos muy rígidos
- c. Perfil tipo  $S_2$ : Suelos intermedios
- d. Perfil tipo  $S_3$ : Suelos blandos
- e. Perfil tipo  $S_4$ : Condiciones Excepcionales

**Tabla 3.** Clasificación de los perfiles

CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELO			
PERF	Vs	N	Su
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	m/s a 1500 m/s	> 50	> 10kPa
S2	180m/s a 500m/s	15 a 50	5kPa a 100kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25kPa a 50kPa
S4	CLASIFICACION BASADA EN EMS		

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NT E030.2016.

### Parámetros de sitio (*S*, *TP* y *TL*)

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo *S* y de los periodos *TP* y *TL* dados en las tablas 4 y 5.

**Tabla 4.** Factores de Suelo “S”

ZONA/SUELO	So	S1	S2	S3
Z4	0,8	1	1,05	1,1
Z3	0,8	1	1,15	1,2
Z2	0,8	1	1,2	1,4
Z1	0,8	1	1,6	2

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

**Tabla 5.** Periodos “*TP*” y “*TL*”

	So	S1	S2	S3
Tp(s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Tl(s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

### Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (2.21)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \times (T_P / T) \quad (2.22)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \quad (2.23)$$

Donde T es el periodo fundamental de vibración.

### Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará como:

$$T = \frac{h_n}{c_t} \quad (2.24)$$

**Tabla 6.** Factores CT del periodo de vibración.

$CT = 35 :$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a. pórticos de concreto armado sin muros de corte. b. Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arrostramiento.
$CT = 45 :$	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.
$CT = 60 :$	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

### Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, $R$

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la tabla 2.8 y de los factores de irregularidad  $I$ ,  $IP$  obtenidos de las tablas.

$$R = R_0 I_a I_P \quad (2.25)$$

Los factores de irregularidad  $I_a$  o  $IP$  para casos de **estructuras regulares** serán igual a 1.

**Tabla 7.** Sistemas estructurales

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	$R_0$
<b>Acero:</b>	
Pórticos especiales resistentes a momentos SMF	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos IMF	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos OMF	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados SCBF	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrada SCBF	6
Pórticos excéntricamente arriostrada EBF	8
<b>Concreto armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NT E030.2016.

### CÁLCULO DE REACCIONES, MOMENTOS, AXIALES Y CORTANTES

Para el cálculo de las reacciones, momentos, axiales y cortantes según las diferentes condiciones de carga muerta, viva, viento y sismo en diferentes puntos de la estructura que se utilizaran las expresiones dadas por Valerian Leontovich en el capítulo 9 correspondiente al cálculo de arcos parabólicos simétricos con dos articulaciones. Dichas expresiones requieren la definición de datos y el cálculo de las constantes que son generales para cualquier estado de carga. (VALERIAN LEONTOVICH,1973)

$$f/L \quad ; \quad \psi = f/h \quad (2.26)$$

La ecuación de la parábola se obtiene con la siguiente expresión:

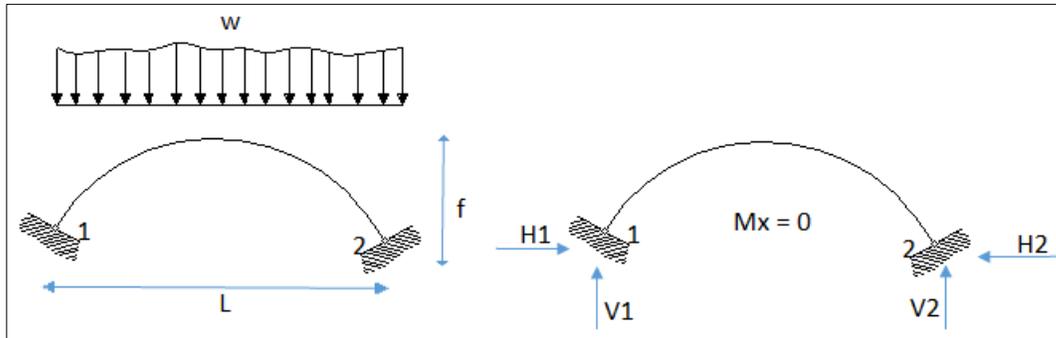
$$y = 4f \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{x}{L} \quad (2.27)$$

El ángulo  $\varphi$  es la pendiente del arco con la horizontal, se calcula:

$$\tan \varphi = \frac{4f}{L} \cdot \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \quad (2.28)$$

### CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA

**FIGURA 3.**Arco empotrado con carga vertical uniformemente distribuida.



Fuente: Elaboración propia

$$H_1 = H_2 = W_L/8f \quad (2.29)$$

$$V_1 = V_2 = W/2 \quad (2.30)$$

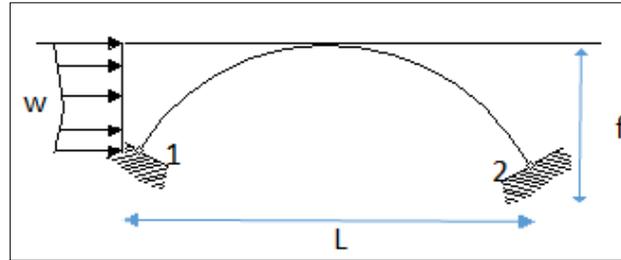
Los momentos flexionantes ( $M$ ) y las fuerzas cortantes ( $Q$ ) en cualquier sección del arco son cero. Las fuerzas Normales ( $N$ ) en función a “ $x$ ” se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Cuando } X \leq L_2 \quad Nx = H_1 \cdot \cos \varphi + W_2 \cdot \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \cdot \sin \varphi \quad (2.31)$$

$$\text{Cuando } X > L_2 \quad Nx = H_1 \cdot \cos \varphi - W_2 \cdot \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \cdot \sin \varphi \quad (2.32)$$

**CARGA HORIZONTAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA**

**FIGURA 4.**Arco empotrado con carga horizontal uniformemente distribuida.



Fuente: Elaboración propia

Las reacciones se calculan con las siguientes expresiones:

$$H_1 = -(201 \cdot W)/256 \quad (2.33)$$

$$H_1 = 55W/256 \quad (2.34)$$

$$V_1 = -V_2 \dots \dots \dots (2.35)$$

$$V_2 = Wf/2L \quad (2.36)$$

$$M_{1,2} = -\frac{Wf}{8} \cdot \left( \frac{117}{256} \pm 1 \right) \quad (2.37)$$

Los momentos flexionantes (M) en función a "x" se calculan con las siguientes ecuaciones:

Cuando:

$$X \leq L_2 \quad M_x = M_1 + V_1x - H_1y - \frac{W \cdot y^2}{2f} \quad (2.38)$$

$$X > L_2 \quad M_x = \frac{139W \cdot f}{2048} + V_2 \cdot (L - x) - H_2y \quad (2.39)$$

Las fuerzas Normales (axiales) (N) en función a "x" se calculan con las siguientes ecuaciones:

Cuando:

$$X \leq L_2 \quad N_x = \left( \frac{Wy}{f} + H_1 \right) \cdot \cos \varphi + V_1 \cdot \sin \varphi \quad (2.40)$$

$$X > L_2 \quad N_x = (W + H_1) \cdot \cos \varphi - V_1 \cdot \sin \varphi \quad (2.41)$$

Las fuerzas cortantes (Q) en función a “x” se calculan con las siguientes ecuaciones

Cuando:

$$X \leq L_2 \quad Q_x = - \left( \frac{Wy}{f} + H_1 \right) \cdot \cos \varphi + V_1 \cdot \sin \varphi \quad (2.42)$$

$$X > L_2 \quad Q_x = (W + H_1) \cdot \cos \varphi + V_1 \cdot \sin \varphi \quad (2.43)$$

## 2.2.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS.

(ESTÉVEZ ACOSTA,2008)

### 2.2.4.1 Carga Muerta.

La asignación de este tipo de carga sobre la estructura se lo realiza repartiendo el total de la carga sobre el área de trabajo de un arco, obteniendo así una carga puntual, es decir:

$$\text{Carga muerta puntual} = W_{DL} (kg/m^2) \times L (m) \times d(m) \quad (2.44)$$

Donde:

$W_{DL}$ : Carga muerta por unidad de área

$L$ : Luz del arco

$d$ : Separación entre arcos

A esta carga puntual se la divide entre el número de nodos a ser cargados, estos son, los que constituyen la parte superior del arco, que es, además, donde se apoyan las viguetas o correas. La carga se considera en la dirección vertical en el sentido de la gravedad.

### 2.2.4.2 Carga Viva.

Para asignar la carga viva sobre la estructura se lo realiza de la misma manera que para la carga muerta, es decir, se obtiene primero una carga puntual:

$$\text{Carga viva puntual} = W_{LL} (kg/m^2) \times L(m) \times d(m) \quad (2.45)$$

Luego de igual forma que para la carga muerta, en los mismos puntos, dirección y sentido.

### 2.2.4.3 Carga De Sismo.

En este caso, el cortante basal de diseño, que representa la carga de sismo, se divide directamente sobre el número de nodos ya que viene expresada en kg., pero, su asignación está dada en sentido horizontal sobre la cubierta. (RNE,2006)

### 2.2.4.4 Carga De Viento.

De igual manera que con las cargas distribuidas, se multiplica por el área de trabajo y luego se reparte sobre el número de nodos. Esta carga debe ser aplicada en dirección horizontal. (RNE,2006)

$$\text{Carga de viento puntual} = W_{WL}(\text{kg}/\text{m}^2) \times L(\text{m}) \times d(\text{m}) \quad (2.46)$$

## 2.2.5 DISEÑO DE ELEMENTOS A TENSIÓN.

### Límite de esbeltez

No existe límite de esbeltez máxima para miembros en tracción, aunque la razón de esbeltez  $L/r$ , es preferible que no exceda de 300. (Manual of Steel Construction,A.I.S.C,1986)

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad (2.47)$$

Donde:

$L$ : Longitud del miembro

$r$ : Radio de giro menor a la sección transversal

La esbeltez máxima para varillas de sección circular queda a juicio de cada diseñador, sin embargo, se sugiere:

$$\emptyset \geq \frac{L}{500} \quad (2.48)$$

### Esfuerzos admisibles

Los miembros tensionados se diseñan suponiendo que los esfuerzos son uniformemente distribuidos en la sección transversal. Para miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tensión. (Specification for the Design of ColdFormed Steel Structural Members, A.I.S.I., 1996)

$T_n$  se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A_n F_y \quad (2.49)$$

Además, la tensión admisible en la sección neta es:

$$T_a = \phi_t \cdot T_n \quad (2.50)$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad (2.51)$$

Donde:

$T_n$ : Resistencia nominal del miembro cuando está tensionado

$A_n$ : Área neta de la sección transversal

$F_y$ : Tensión de fluencia

$T_a$ : Tensión admisible en la sección neta

$\phi_t$ : Factor de reducción para miembros en tensión

## 2.2.6 DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN.

### Longitud efectiva

La carga crítica de pandeo elástico por flexión, está gobernada por la ecuación de Euler, introduciendo un factor de longitud efectiva  $K$ : (Manual of Steel Construction, A.I.S.C, 1986)

Donde:

$K$ : Factor de longitud efectiva

$L_c$ : Longitud efectiva del miembro

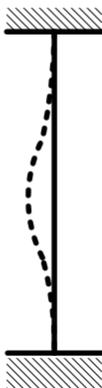
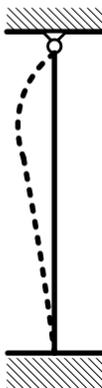
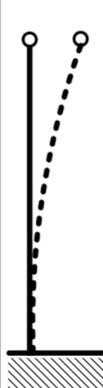
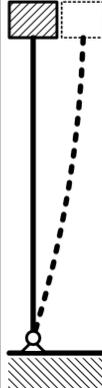
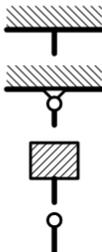
$L$ : Longitud no arriostrada del miembro

$r$ : Radio de giro

Para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez  $KL/r$  no sea mayor que 200:

$$KL/r \leq 200 \quad (2.52)$$

**FIGURA 5.** Valores de K, en diversas condiciones en sus extremos.

<p>LA FORMA DE LINEA SE INDICA EN LINEA DE PUNTOS</p>						
<p>VALORES TEORICOS K</p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>VALORES TEORICOS RECOMENDADO K</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
<p>CONDICIONES DE VINCULO</p>	 <p>ROTACION Y TRASLACION IMPEDIDA</p> <p>ROTACION LIBRE Y TRASLACION IMPEDIDA</p> <p>ROTACION IMPEDIDA Y TRASLACION LIBRE</p> <p>ROTACION LIBRE Y TRASLACION LIBRE</p>					

Fuente: Factores de longitud efectiva. [FIGURA]. [skyciv.com](http://skyciv.com)

**Esfuerzos admisibles.** (Specification for the Design of ColdFormed Steel Structural Members,A.I.S.I,1996)

Según AISI, C4(a), la carga axial no debe exceder de:

$$Pa \leq \phi_c Pn \quad (2.53)$$

Siendo:

$$Pn = AeFn \quad (2.54)$$

$$\phi_c = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad (2.55)$$

Donde:

$Pn$ : Resistencia nominal axial

$Ae$ : Área efectiva correspondiente al esfuerzo  $Fn$

$Fn$ : Esfuerzo nominal de pandeo elástico, que se determina con:

$\phi_c$ : Factor de reducción para miembros en compresión

Para:

$$\lambda_c \leq 1.5 \quad Fn = (0.658^{\lambda_c^2})F_y \quad (2.56)$$

$$\lambda_c > 1.5 \quad Fn = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right)F_y \quad (2.57)$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.58)$$

$F_e$ , mínimo esfuerzo de pandeo elástico por flexión, torsión o flexo torsión.

AISI C4.1: Para las secciones con doble simetría, las secciones transversales cerradas y cualquier otra sección,  $F_e$  se determina con:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.59)$$

Donde:

E: Modulo de elasticidad longitudinal

AISI C4.1: Para las secciones con simetría simple (como ángulos, canales, correas, etc.) sometidas a pandeo torsional flexional,  $F_e$  se debe tomar el menor valor calculado de acuerdo con la sección C4.1 y calculada de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (2.60)$$

Donde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \quad (2.61)$$

$$\sigma_{ex} = \frac{1}{A r_0^2} \left( GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right) \quad (2.62)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_0^2} \quad (2.63)$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 \quad (2.64)$$

Donde:

$r_0$ : Radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de cortante.

$r_x, r_y$ : Radios de giro de la sección transversal respecto a los ejes principales.

$x_0$ : Distancia desde el centro de cortante al centroide, a lo largo del eje principal x.

$G$ : Módulo de elasticidad transversal del acero.

$J$ : Constante de torsión de la sección transversal.

$C_w$ : Constante de alabeo torsional de la sección transversal

### 2.2.7 DISEÑO DE VIGUETAS.

Se componen de un sistema de barras alternativamente comprimidas y traccionadas que resisten el cortante y proporcionan el rasante necesario para que la sollicitación horizontal  $H$  de los cordones pueda ser variable.

La longitud total de la triangulación de la viga depende de  $\alpha$ . Cuanto mayor es alfa los nudos están más juntos y la suma de las longitudes de las barras inclinadas es mayor.

#### **Determinación de cargas**

La carga lineal que actúa sobre las correas se determina multiplicando la carga total vertical actuante sobre la cubierta por la separación que existe entre correas, es decir

$$W = (W_{DL} + W_{LL}) \times a \quad (2.66.1)$$

W: carga total de las correas

A: separación entre viguetas

### Selección del perfil para correas

Las correas son elementos estructurales que trabajan a flexión. Para seleccionar un perfil es necesario partir del momento máximo que estará actuando sobre la correa, el cual no deberá ser mayor que el momento flector admisible  $M_a$ :

$$M_a = \phi_b M_n \quad (2.66.2)$$

$$\phi_b = 0.95 \text{ (LRFD)}$$

$\phi_b$ : Factor de reducción a flexión

$M_n$ : Resistencia nominal en flexión, es el menor valor entre los calculados para la resistencia nominal de la sección y para la resistencia al pandeo lateral de la misma

## DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñarán como elementos a compresión y a flexión.

### Elementos a compresión

Se usa las ecuaciones de diseño de elementos a compresión para pandeo por flexión expuesto en la sección II.2.2.7.

### Elementos a flexión. (JACK C. MCCORMAC, STEPHEN F. CSERNAK,2013)

La resistencia a la flexión del miembro con respecto a su eje mayor se puede determinar como sigue:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.66.2)$$

$$M_a \leq \phi_b M_n \quad (2.66.3)$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRDF)}$$

$Z_x$  : Módulo de sección plástico en torno al eje x,  $cm^3$

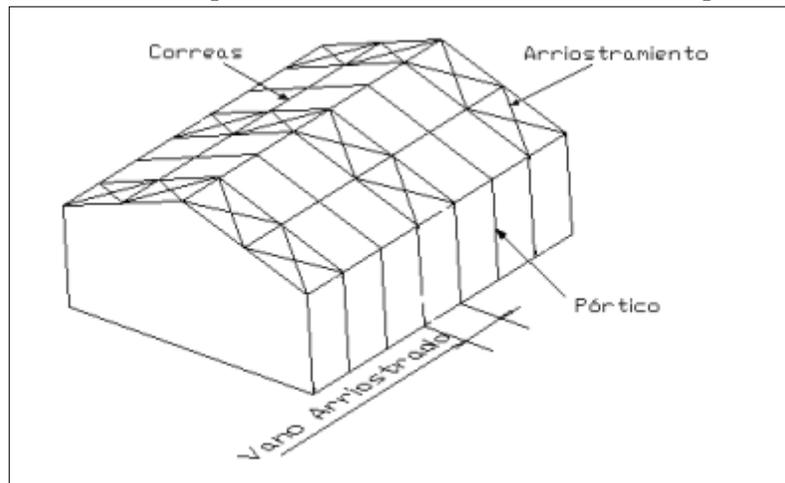
$F_y$  : Tensión de fluencia mínima  $Kg/cm^2$

$\phi_b$  : Factor de reducción a flexión

### 2.2.8 DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO.

También conocidos como contravientos, los arriostramientos son elementos cuyo objetivo es tener una estructura estable frente a cualquier sollicitación longitudinal en la cubierta. Estos elementos se suponen trabajan a tracción, esta tensión es producida debido a la acción frontal de la carga de viento en la estructura. (ESTÉVEZ ACOSTA,2008)

**FIGURA 6.** Vista en la que se muestra al arriostramiento en el plano del techo



Fuente: ESTÉVEZ ACOSTA, 2008.p 64.

El arriostramiento se diseña de muchas maneras diferentes. Los vanos arriestrados se forman con un par de pórticos transversales que se conectan entre sí con un arriostramiento en X en el plano de la cubierta. Se supone que cada vano arriestrado puede soportar las cargas laterales de los pórticos adyacentes. En general cada tercer o cuarto pórtico debe transformarse en un vano arriestrado. (FREDERICK S, JONATHAN T,1997)

## Área expuesta

Para el cálculo de los arriostramientos es necesario conocer el área total expuesta:

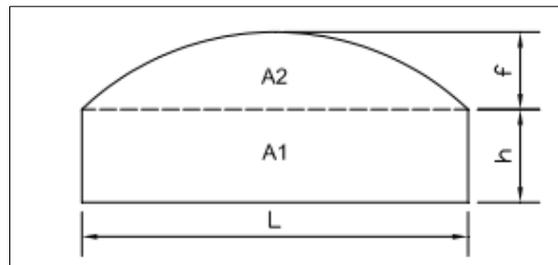
$$A1 = L \times h \quad (2.67)$$

$$A2 = \frac{2}{3} \times (f) \times (L) \quad (2.68)$$

$$AT = A1 + A2 \quad (2.69)$$

Donde  $A1$  es el área que corresponde al rectángulo que se forma en las columnas y  $A2$  es el área bajo el arco del pórtico como se observa en la figura 9.

**FIGURA 7.** Áreas expuestas a la acción longitudinal



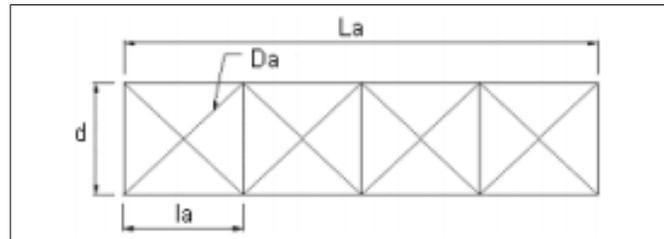
Fuente: ESTÉVEZ ACOSTA. 2008.p 65.

Para calcular el área de diseño se toma  $\frac{3}{4}$  del  $AT$  debido a que las correas, tensores, techo y demás elementos de cubierta contribuyen a soportar  $\frac{1}{4}$  de las longitudinales, así:

Área de diseño:

$$AD = 0.75AT \quad (2.70)$$

**FIGURA 8.**Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento.



Fuente: ESTÉVEZ ACOSTA. 2008.p 65.

### Arreglo Del Arriostramiento

La carga por unidad de longitud sobre el arriostramiento se calcula con:

$$w = W_{WL} \cdot \frac{A_D}{L_a} \quad (2.71)$$

El cortante  $Q$  en el arriostramiento extremo se expresa así:

$$Q = (l_a)(2) \quad (2.72)$$

Tensión en la diagonal:

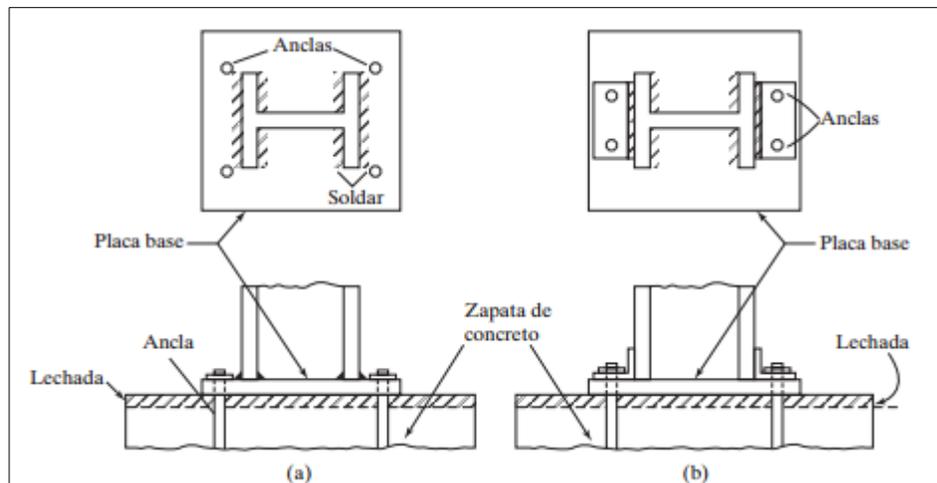
$$T = \frac{Q}{2} \left( \frac{D_a}{d} \right) \quad (2.73)$$

### 2.2.9 DISEÑO DE LA PLACA BASE DE LAS COLUMNAS.

(JACK C. MCCORMAC, JAMES K. NELSON, 2002)

Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa de base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza abajo de dicha placa. Las placas base se pueden soldar directamente a las columnas o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachada o soldada como se ilustra en la figura 11.

**FIGURA 9.**Placas base para columnas.

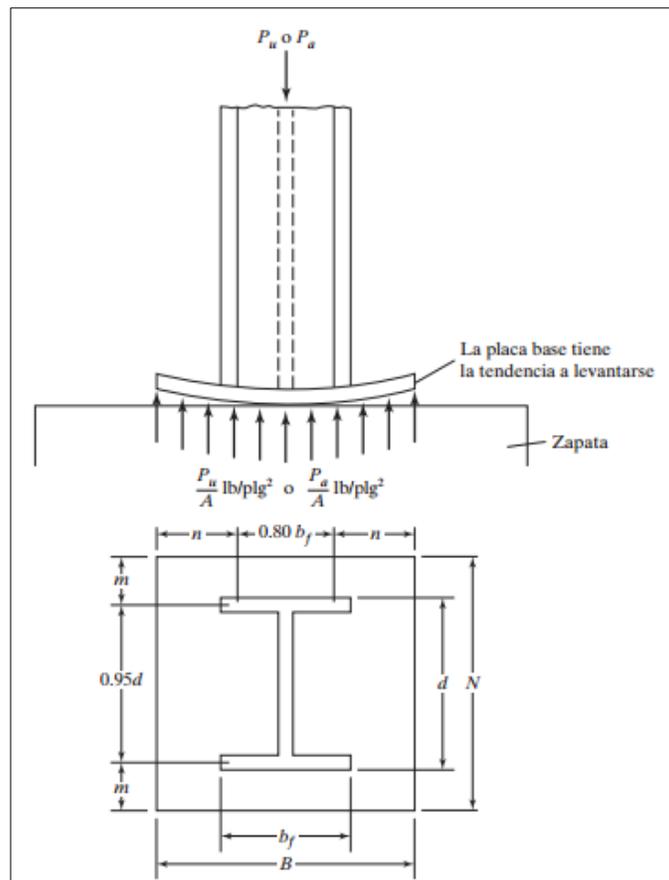


Fuente: JACK C. MCCORMAC, JAMES K. NELSON, Diseño de estructuras de acero método. [FIGURA].2002.

Para analizar la placa base mostrada en la figura 12, se supone que la columna transmite a la placa base una carga total  $P_u$ . Entonces se supone que la carga se transmite uniformemente a través de la placa a la cimentación debajo, con una presión igual  $P_u/A$ , donde  $A$  es el área de la placa base.

En relación con la figura 11, el manual del AISC sugiere que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancias entre  $0.80b_f$  y  $0.9d$ . El momento de flexión se calcula en cada una de estas secciones y se utiliza el mayor de los valores para determinar el espesor necesario de la placa.

**FIGURA 10.** Nomenclatura de placa base.



Fuente: JACK C. MCCORMAC, JAMES K. NELSON, Diseño de estructuras de acero método. [FIGURA].2002.

### 2.2.10 ÁREA DE LA PLACA.

La resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada.

La resistencia nominal de contacto del concreto ( $P_p$ ) es:

$$P_p = (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (2.74)$$

$$P_u = \phi_c P_p \quad (2.75)$$

$$\phi_c = 0.65 \text{ (LRFD)} \quad (2.76)$$

Donde:

$P_p$  Resistencia nominal del contacto del concreto

$f'_c$  Lo resistencia a compresión del concreto (a 28 días)

$A_1$  Área de la placa base

$A_2$  Área máxima de la porción de concreto soportante

Luego se seleccionan las dimensiones  $B$  y  $N$  de la placa (mostrada en la figura 12) a la 1 o 2 pulgadas más cercanas, de manera que los valores  $m$  y  $n$  mostrados en la figura son aproximadamente iguales. Tal procedimiento hará los momentos de los voladizos en las dos direcciones aproximadamente iguales. Esto nos permite mantener el espesor de la placa en un mínimo.

La condición  $m = n$  puede aproximarse si se satisface la siguiente ecuación:

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (2.77)$$

$$A_1 = \text{area de la placa} - BN \quad (2.78)$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8bf) \quad (2.79)$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (2.80)$$

$$B = \frac{A_1}{N} \quad (2.81)$$

### 2.2.11 ESPESOR DE LA PLACA.

Para determinar el espesor de placa requerido,  $t$ , se toman momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones  $m$  y  $n$ .

$$\left(\frac{P_u}{BN}\right) m \left(\frac{m}{2}\right) = \frac{P_u m^2}{2BN} \quad (2.82)$$

$$\left(\frac{P}{BN}\right) n \left(\frac{n}{2}\right) = \frac{P n^2}{2BN} \quad (2.83)$$

Thornton propuso que el espesor de las placas se determine usando el mayor valor entre  $m$ ,  $n$  o  $\lambda n'$ . El llamo a este valor  $\ell$ .

$$\ell = \text{má}(m, n \text{ o } \lambda n') \quad (2.84)$$

Para calcular  $\lambda n'$ :

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d + b_f)^2}\right) \frac{P_u}{\phi c P_p} \quad (2.85)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (2.86)$$

$$\lambda'_n = \frac{\lambda \sqrt{df_b}}{4} \quad (2.87)$$

De acuerdo con Thornton, es permisible suponer conservadoramente que  $\lambda$  es igual a 1 para todos los casos.

Haciendo  $\ell$  el mayor valor entre  $m$ ,  $n$  o  $\lambda n'$ , encontramos que el mayor momento en la placa es:

$$\left(\frac{P_u}{BN}\right) \ell \left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{P_u \ell^2}{2BN} \quad (2.88)$$

$$\frac{\phi_b F_y b t^2}{4} = \frac{P_u \ell^2}{2BN} \quad (2.89)$$

$$t_{req} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (2.90)$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad ; \quad b = 1 \text{ pulg}$$

### 2.2.12 DISEÑO DE LOS ANCLAJES.

(BOWLES,1993)

Para pernos de anclaje como los que se muestran en la figura 12, se supone que los pernos soportaran todo el momento. Esta suposición provee cierta capacidad de reserva del sistema de anclaje para resistir una fuerza lateral considerable (desplazamiento lateral de la columna).

$$T = M/s \quad (2.91)$$

Donde:

- $T$ : Fuerza de tensión aplicada sobre los pernos de la base.
- $M$ : Momento aplicado sobre la placa base.
- $s$ : Separación entre pernos de anclaje.

El área requerida para los pernos es:

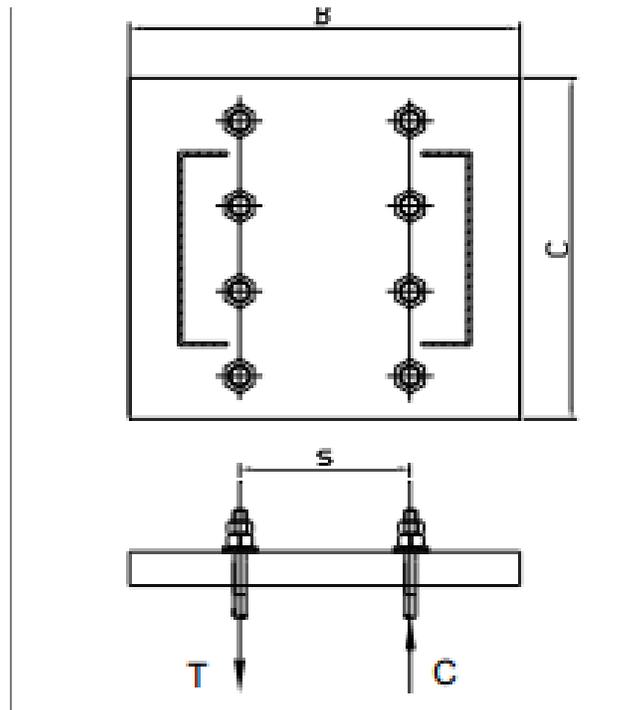
$$A = T/F_t \quad (2.92)$$

$$F_t = 0.6F_y \quad (2.93)$$

La longitud necesaria para los pernos de anclaje  $L_{hb}$  se calcula con las recomendaciones ACI318 con la siguiente ecuación:

$$L_{hb} = \frac{1200d}{\sqrt{f'_c}} \geq 8d \text{ o } 6in \quad (2.94)$$

**FIGURA 11.** Posición de los pernos de anclaje sobre la placa base de la columna



Fuente: ESTÉVEZ ACOSTA SANTIAGO PAÚL. Diseño estructural de la cubierta metálica para dos canchas de Ecuavoley.2008.

## **CAPITULO III**

### **3 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD.**

A continuación, se presentan alternativas de estructuras metálicas que serán consideradas para la cubierta en estudio:

La altura de las columnas suele ser de 4 a 6 metros. En general este tipo de estructuras se pueden emplear para cubrir coliseos, piscinas, cubiertas, galpones y otros, por su forma geométrica permite el aprovechamiento de la altura máxima de la cubierta para el desarrollo de actividades.

#### **3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.**

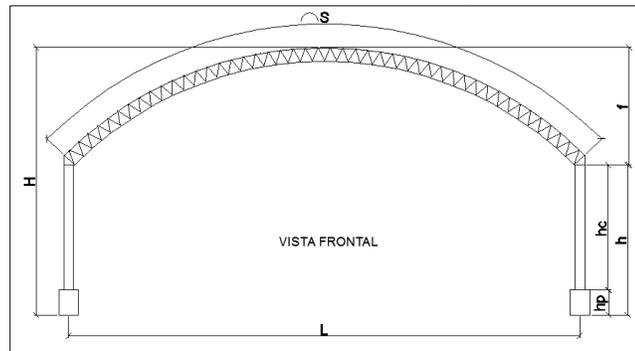
Para realizar un diseño se debe tomar en cuenta ciertas consideraciones para simplificar su análisis del mismo, entre las cuales se tiene:

- La estructura se supone montada sobre apoyos empotrados.
- Los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro de la armadura son axiales o longitudinales a ellos únicamente, es decir trabajan solo a compresión o solo a tensión, y dichos esfuerzos son iguales a lo largo de los miembros.
- No existen cargas intermedias en los elementos que conforman la armadura.
- Las cargas se suponen concentradas en cada junta donde se apoyarán las correas y estos son los puntos de donde se transmiten las fuerzas externas.
- La armadura es una estructura simétrica a los dos lados del claro.
- La estructura se asienta sobre bases niveladas sobre el suelo (pedestales).

### 3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

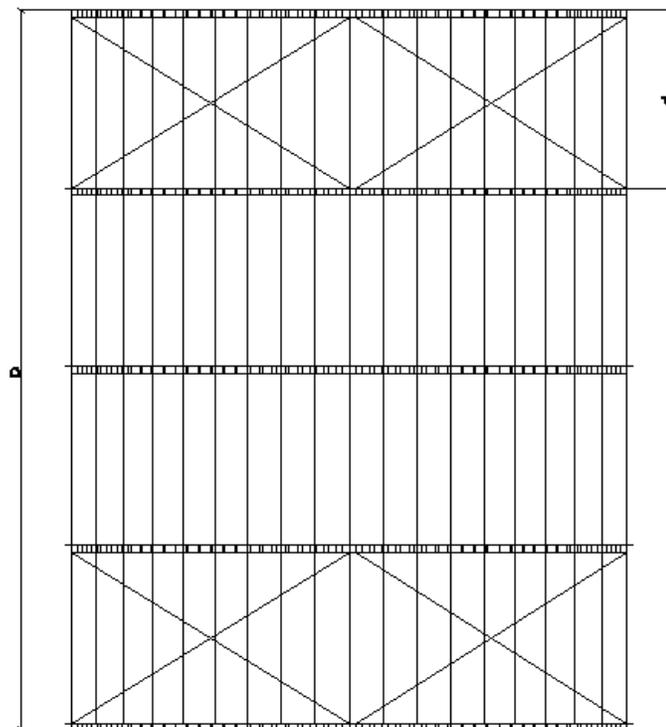
El análisis comprende la determinación de los esfuerzos causados por las cargas en sus diferentes partes y miembros. El diseño, el dimensionamiento seguro y económico. Las dimensiones y geometría básica para la estructura a construir se presentan en la figura 4.5.

**FIGURA 12.** Vista frontal del arco parabólico



Fuente: Lozano Oliva, León Lescano. [figura].2019

**FIGURA 13.** Vista de planta del techo estructural



Fuente: Lozano Oliva, León Lescano. [figura].2019

Donde:

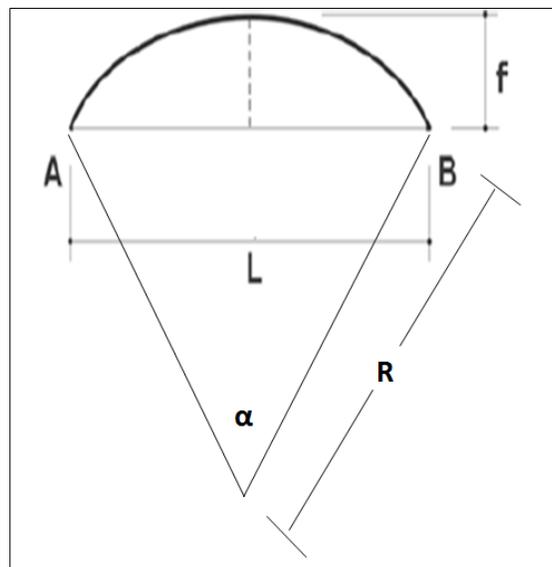
**Tabla 8.** Dimensiones consideradas para el diseño

L:	Luz del arco	= 20 m
H:	Altura total de la cubierta	= 10.53 m = (f + h)
f:	Altura de arco o flecha	= 3.33 m
h:	Altura total de columna	= 7.20 m
hC:	Altura de columna metálica	= 6 m
hP:	Altura de pedestal de concreto	= 1.20 m
d:	Separación entre arcos	= 8 m
D:	Profundidad de la cubierta	= 32 m
s:	Longitud del arco	= 27.714 m

Fuente: Elaboración propia (Datos para el diseño de la estructura)

### Geometría del arco parabólico:

**FIGURA 14.** Geometría del arco parabólico.



Fuente: Cotrina c.2017

**Para el diseño del arco estructural parabólico esta dada la siguiente formula.**

**Altura de la flecha (f).**

Es la máxima curvatura que toma el arco en su diseño estructural.

$$f = L / 6 = 3.33$$

$$L = \text{luz del arco} = 20$$

**Radio de curvatura del arco (R)**

$$R = (L^2 / 4 + f^2) / 2f$$

L = luz del arco

f = flecha del arco

**El ángulo de inclinación  $\alpha$**

$$\alpha = \arcsen (L / 2R)$$

**La longitud del arco parabólico curva AB**

$$L. \text{ arco} = \frac{\pi \times R \times \alpha}{90}$$

**Sección de la armadura**

$$\text{Peralte del arco } d = 1.5(L / 100)$$

$$b = 0.6x d$$

$$Ld = d / \text{sen} \theta, \theta = 45$$

$$Lb = 2xLd \times \text{cos} \theta$$

### Longitud del arco parabólico

El radio de curvatura

$$R = (L^2 / 4 + f^2) / 2f$$

$$R = (20^2 / 4 + 3.3^2) / 2 \times 3.3 = 16.8015$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{L}{2 * R}\right)$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{20}{2 * 16.8015}\right) = 36.5257^\circ$$

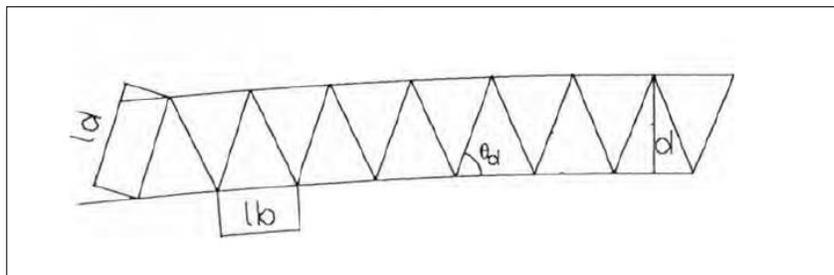
Longitud del arco parabólico curva:

$$AB = \frac{\pi \times R \times \alpha}{90}$$

$$AB = \frac{\pi \times 16.8015 \times 36.5257}{90} = 21.4217$$

$$d = 0.3 \text{ m} ; b = 0.18 ; ld = 0.4242 ; lb = 0.5999$$

**FIGURA 15.** Geometría de los arriostres del arco.



Fuente: Cotrina c.2017

### 3.3 METODO DE DISEÑO.

El método que usaremos será el método de diseño por factores de carga y resistencia o LRFD por sus siglas en inglés (Load and resistance factor design), el cual expresa que la resistencia requerida con base en las combinaciones de carga factorizadas, no debe exceder la resistencia de diseño de cada componente estructural.

### 3.4 CALCULO DE CARGAS.

#### 3.4.1 CARGAS VIVAS.

Según RNE descrito en el punto 2.2.4.2.

Para techos curvos: Carga viva = 50 kgf/m<sup>2</sup>.

#### 3.4.2 CARGAS MUERTAS.

**El peso de la cobertura** se estima 0.84 kg/m<sup>2</sup> que corresponde a una La hoja de tragaluz FRP (poliéster reforzado con fibra de vidrio) está hecha de fibra de vidrio electrónica, UPR (resina de poliéster insaturada). De acuerdo a la ecuación 2.12:

$$WC = 0.840kg/m^2 \times 21.4217 m \times 8m = 143.9538 kg$$

Usando la ecuación 2.14 carga lineal:

$$W_c = 143.9538kg/20 m = \mathbf{7.1976 kg/m}$$

**El arco** está constituido por barras de 80x80x3 mm ,50x50x2.5mm donde encontramos el peso del arco estructural

Usando la ecuación 2.15:

$$W_a = 442.8453Kg$$

$$\text{carga lineal } w_a = \mathbf{22.1422 Kg/m}$$

**La vigueta** está constituida por una barra de 150\*50\*4 mm la cual su peso calculado mediante el programa sap2000 es:  $W_G=96.2064$  Kg

Usando la ecuación 2.16:

El arco posee 13 viguetas la cual el peso seria de:

$$wg = 96.2064 \times 13 = 1250.6832 \text{ Kg}$$

La carga lineal será:

$$wg = \mathbf{62.5341 \text{ Kg/m}}$$

**Arriostres** de 3/4 “la cual existen 4 por área entre arco, de una longitud de 2500 mm.

$$W_{ar}=85.09 \text{ kg}$$

$$w_{ar} = \mathbf{4.2545 \text{ kg/m}}$$

**Tensores** del arco metálico son de 5/8 la cual de acuerdo a su longitud total por arco su peso serio:

$$W_t= 52.06 \text{ kg,}$$

$$w_t = \mathbf{2.603 \text{ kg/m}}$$

La carga muerta seria:

$$w_c + w_a + w_g + w_{ar} + w_t = 98.7314 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \frac{98.7176}{8} = 12.3414 \text{ Kg/m}^2$$

### 3.4.3 CARGA DE SISMO.

Para determinar el cortante basal total de diseño  $V$  en la estructura se utilizan las tablas dadas en el segundo capítulo, así:

$$Z = 0.45 \text{ (Figura 2)}$$

$$U = 1.3 \text{ (tabla 2)}$$

$$S = 1.05 \text{ (tabla 4) suelos intermedios}$$

$$TP = 0.6 \text{ (tabla 5)}$$

$$TL = 2.0 \text{ (tabla 5)}$$

$$R_0 = \text{(tabla 7)}$$

$$I_a = I_P = 1.0 \text{ (Estructura regular)}$$

$$CT = 45 \text{ (para pórticos de acero arriostrados, tabla 6)}$$

$$H = 10.53 \text{ m (Altura total)}$$

De la ecuación 2.24:  $T = hn / Ct = 10.53/45 = 0.234$  ; Como  $T < TP$

Lo cual  $C$  ser  $C = 2.5$

Usamos la siguiente ecuación 2.25:  $R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 1$

Luego la cortante basal usando la ecuación 2.20:

$$V = (Z.U.S.C)W/R$$

La cual da como resultado:

$$V = \frac{0.45 \times 1.3 \times 2.5 \times 1.05}{6} \times 12.3414 \frac{kg}{m^2} = 3.1586 kg/m^2$$

$$V = 3.1586 \frac{kg}{m^2} \times (20m \times 8m) = 505.3803 Kg$$

#### 3.4.4 CARGA DE VIENTO.

$V = 45 km/h$  (Mapa eólico del Perú, figura 2)

$h = 10.53m$

$S = \pm 0.8$  (barlovento, tabla 1).

$S = -0.5$  (sotavento, tabla 1).

la velocidad de diseño del viento. usamos la ecuación 2.18:

$$V_h = V(h/10)^{0.22} = 45x\left(\frac{10.53}{10}\right)^{0.22}$$

$$V_h = 45.5141 km/h$$

calculamos la carga exterior del viento, usamos la ecuación 2.19:

$$Ph_1 = 0.005CVh^2 = 0.005 \times 0.8 \times 47.5114 \quad Ph = \pm 8.2861 m^2 \text{ Barlovento}$$

$$Ph_2 = 0.005CVh^2 = 0.005 \times -0.5 \times 47.5114 \quad Ph = -5.180 kg m^2 \text{ Sotavento}$$

## CALCULO DE REACCIONES MOMENTOS Y AXIALES

### CALCULO MUERTA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA

$$W_{DL} = \text{Carga muerta vertical} = 12.3414 \text{ Kg/m}^2 \times 20\text{m} \times 8\text{m} = 1974.624\text{Kgf}$$

Aplicando la ecuación 2.29:

$$Ax = Bx = \frac{W \times L}{8f} = \frac{1974.624 \times 20}{8 \times 3.3}$$

$$Ax = Bx = 1495.9272 \text{ kgf}$$

Para las recciones verticales, se aplica la ecuación 2.30:

$$Ay = By = \frac{W}{2} = \frac{1974.624}{2}$$

$$Ay = By = 987.312$$

**CARGA VIVA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA**

$$W_{DL} = \text{Carga muerta vertical} = 50 \text{ Kg/m}^2 \times 20\text{m} \times 8\text{m} = 8000 \text{ Kgf}$$

Aplicando la ecuación 2.29:

$$Ax = Bx = \frac{W \times L}{8f} = \frac{8000 \times 20}{8 \times 3.3}$$

$$Ax = Bx = 6060.60 \text{ kgf}$$

Para las reacciones verticales, se aplica la ecuación 2.30:

$$Ay = By = \frac{W}{2} = \frac{8000}{2}$$

$$Ay = By = 4000 \text{ kgf}$$

### CARGA DE SISMO HORIZONTAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA

W = Carga de sismo = 505.3803 kgf

Aplicando la ecuación 2.33 y 2.34 se calcula las recciones horizontales:

$$A_x = -\frac{201x(505.3803)}{256} = -396.8025 \text{ kgf}$$

$$B_x = \frac{55x(505.3803)}{256} = 108.5777 \text{ kgf}$$

Para las recciones verticales, usando la ecuación 2.36:

$$B_y = -\frac{(505.3803)x3.3}{2 * (20)} = 41.6938 \text{ kgf}$$

$$A_y = -41.6938$$

Para los momentos en los empotramientos, usando la ecuación 2.37:

$$M_A = -\frac{(505.3803)x3.3}{8} x \left( \frac{117}{256} + 1 \right) = -303.7463 \text{ kgf}$$

$$M_B = -\frac{(505.3803)x3.3}{8} x \left( \frac{117}{256} - 1 \right) = 113.1923 \text{ kgf}$$

## CARGA DE VIENTO HORIZONTAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA

$$W_{WL} = \text{Carga de viento} = \pm 8.287 \times 20 \times 8 = \pm 1325.92 \text{ kgf}$$

Aplicando la ecuación 2.33 y 2.34 se calcula las recciones horizontales:

$$A_x = -\frac{201 \times (1325.92)}{256} = -1041.0543 \text{ kgf}$$

$$B_x = \frac{55 \times (1325.92)}{256} = 284.8656 \text{ kgf}$$

Para las recciones verticales, usando la ecuación 2.36:

$$B_y = -\frac{(1325.92) \times 3.3}{2 * (20)} = 109.3884 \text{ kgf}$$

$$A_y = -109.3884 \text{ kgf}$$

Para los momentos en los empotramientos usando la ecuación 2.37:

$$M_A = -\frac{(1325.92) \times 3.3}{8} \times \left( \frac{117}{256} + 1 \right) = -796.9115 \text{ kgf}$$

$$M_B = -\frac{(1325.92) \times 3.3}{8} \times \left( \frac{117}{256} - 1 \right) = 296.9837 \text{ kgf}$$

### 3.5 COMBINACIONES DE CARGA LFRD DE LAS RECCIONES SOBRE EL ARCO.

**Tabla 9.**Resultados de la combinación LFRD

	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA DE SISMO	CARGA DE VIENTO	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	.....
Ax	1495,91	6.060,61	-396,80	-1041,09	2094,27	4825,39	10659,19	3471,97	1398,29	.....
Ay	987,30	4000	-41,69	-109,39	1382,22	3184,76	7497,25	3042,55	1143,07	.....
Bx	1495,91	6060,61	108,58	284,88	2094,27	4825,39	11719,96	5195,73	1903,67	.....
By	987,30	4000	41,69	109,39	1382,22	3184,76	7672,27	3326,97	1226,45	.....

Resumen de las combinaciones de carga de la reacción sobre el arco que son las mismas fuerzas que actúan sobre las columnas

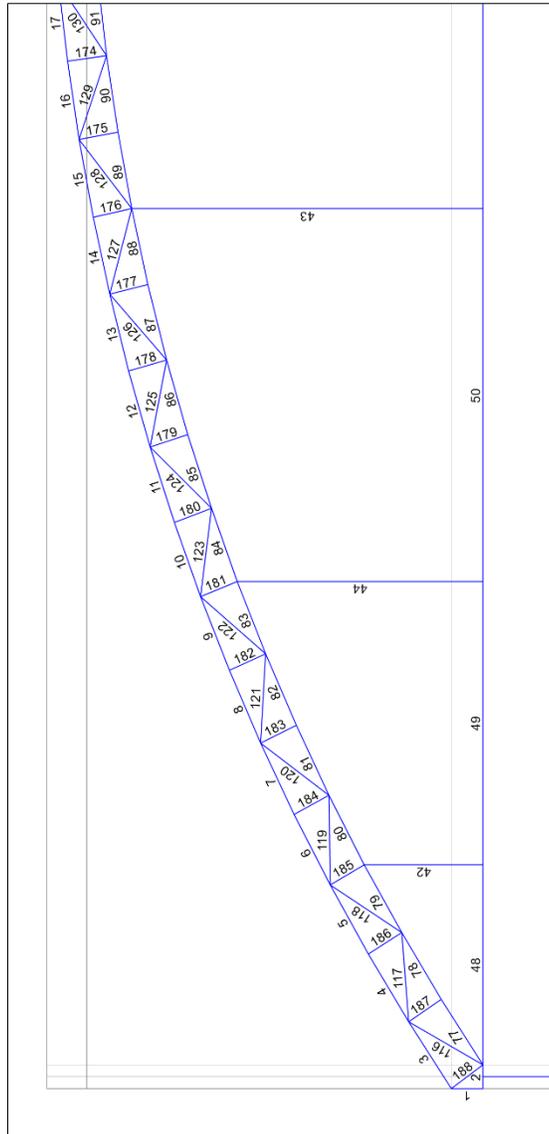
Se seleccionará las recciones Ax, Ay, Bx y By, las cuales de acuerdo al cuadro en la combinación 3 se encuentran los mayores esfuerzos

los cuales se usará para ver la deformación y las columnas de la estructura

### 3.6 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL O ARCO.

La armadura estructural conformado por elementos rectangulares y barras lisas la cual comprobaremos los esfuerzos a los que está sometido usando las fuerzas de cada elemento que se muestra en la siguiente tabla.

**FIGURA 16.** Numeración de Elementos que componen el arco principal.



Fuente: Imagen obtenida del programa Sap2000.

**USANDO EL PROGRAMA SAP2000 SE OBTIENE LAS FUERZA INTERNAS DE  
CADA UNO DE LOS ELEMETOS QUE COMPONEN EL ARCO PARA LA  
CONBINACION MAXIMA**

ELEMENTO	LONGITUD	SECCION	COMB	FUERZA	EFECTO
1	0,2411	BRIDA APOYO 80*80*4mm	COMB3	61,25	TENSION
2	0,18	BRIDA APOYO 80*80*4mm	COMB3	-1413,23	COMPRESION
3	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	1603,05	TENSION
4	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	818,93	TENSION
5	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	741,73	TENSION
6	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-308,76	COMPRESION
7	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-358,34	COMPRESION
8	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-2065,03	COMPRESION
9	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-1856,57	COMPRESION
10	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3137,36	COMPRESION
11	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3235,85	COMPRESION
12	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3468,74	COMPRESION
13	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3516,5	COMPRESION
14	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-4904,05	COMPRESION
15	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-4803,35	COMPRESION
16	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5272,35	COMPRESION
17	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5320,29	COMPRESION
18	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5572,67	COMPRESION
19	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5560,4	COMPRESION
20	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5706,9	COMPRESION
21	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-5783,23	COMPRESION
22	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-4871,22	COMPRESION
23	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-4850,84	COMPRESION
24	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-4041,47	COMPRESION
25	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3971,95	COMPRESION
26	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3163,78	COMPRESION
27	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-3254,86	COMPRESION
28	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-1741,64	COMPRESION
29	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-1693,68	COMPRESION
30	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-1654,47	COMPRESION
31	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-1571,26	COMPRESION
32	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-660,45	COMPRESION
33	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	-894,49	COMPRESION
34	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	212,76	TENSION
35	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	226,82	TENSION
36	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	448,47	TENSION

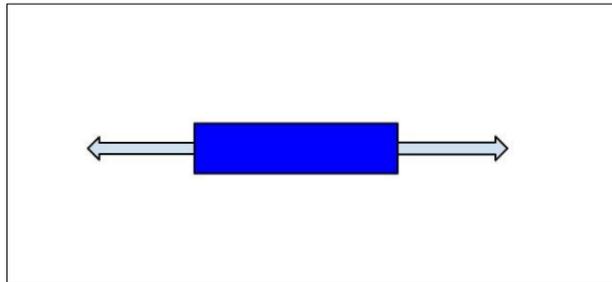
37	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	479,1	TENSION
38	0,59898	BRIDA SUPERIOR 80*80*3mm	COMB3	344,17	TENSION
41	3	CABLES 5/8	COMB3	30,7	TENSION
42	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	12,29	TENSION
43	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	27,13	TENSION
44	1,8595	CABLES 5/8	COMB3	19,39	TENSION
45	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	13,12	TENSION
46	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	27,33	TENSION
47	1,8595	CABLES 5/8	COMB3	19,73	TENSION
48	1,51831	CABLES 5/8	COMB3	5858,59	TENSION
49	2,14627	CABLES 5/8	COMB3	5871,64	TENSION
50	2,82772	CABLES 5/8	COMB3	5875,89	TENSION
51	3,5077	CABLES 5/8	COMB3	5877,32	TENSION
52	3,5077	CABLES 5/8	COMB3	5876,61	TENSION
53	2,82772	CABLES 5/8	COMB3	5873,92	TENSION
54	2,14627	CABLES 5/8	COMB3	5868,84	TENSION
55	1,51831	CABLES 5/8	COMB3	5856,23	TENSION
56	3	CABLES 5/8	COMB3	30,47	TENSION
57	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	11,07	TENSION
58	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	26,46	TENSION
59	1,8595	CABLES 5/8	COMB3	18,44	TENSION
60	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	12,31	TENSION
61	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	26,78	TENSION
62	1,8595	CABLES 5/8	COMB3	18,94	TENSION
63	1,51831	CABLES 5/8	COMB3	10537,5	TENSION
64	2,14627	CABLES 5/8	COMB3	10560,55	TENSION
65	2,82772	CABLES 5/8	COMB3	10567,48	TENSION
66	3,5077	CABLES 5/8	COMB3	10569,58	TENSION
67	3,5077	CABLES 5/8	COMB3	10568,56	TENSION
68	2,82772	CABLES 5/8	COMB3	10564,72	TENSION
69	2,14627	CABLES 5/8	COMB3	10556,73	TENSION
70	1,51831	CABLES 5/8	COMB3	10534,73	TENSION
71	3	CABLES 5/8	COMB3	30,33	TENSION
72	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	11,3	TENSION
73	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	26,42	TENSION
74	1,8595	CABLES 5/8	COMB3	18,42	TENSION
75	0,89848	CABLES 5/8	COMB3	12,61	TENSION
76	2,65814	CABLES 5/8	COMB3	26,76	TENSION
77	0,58829	BRIDA INFERIOR 80*80*3mm	COMB3	-8012,56	COMPRESION

Fuente: 0-1tabla de esfuerzos obtenida del programa Sap2000

Se consideraron solo hasta el elemento 200 obtenidos por medio del programa SAP2000, los elementos faltantes se colocarán con los archivos que complementan el informe de tesis

### 3.7 ELEMENTOS A TENSIÓN.

Tomamos el elemento 3 que está sometido a tensión de acuerdo a la tabla



Fuente: Elaboración Propia

La barra de perfil cuadrada 80x80x3mm;  $A = 9.24 \text{ cm}^2$

$$T_a = 1603.05 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

Usando la ecuación 2.50:

$$T_a = \phi_t \cdot T_n \quad ; \quad T_n = \frac{T_a}{\phi_t} = \frac{1603.05}{0.9} = 1781.166 \text{ Kgf}$$

De acuerdo a la ecuación 2.49 se determina:

$$T_n = A_n \cdot F_y$$

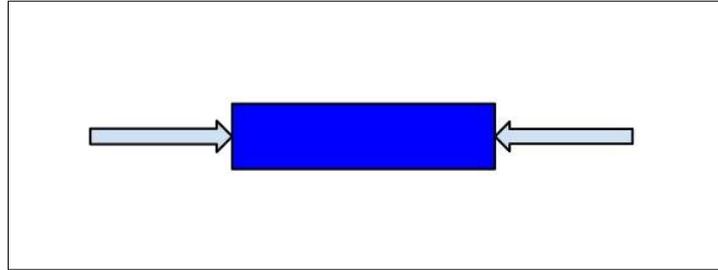
$$A_n = \frac{T_n}{F_y} = \frac{1781.166}{2531.05} = 0.7037 \text{ cm}^2$$

$$9.24 \text{ cm}^2 > 0.7037 \text{ cm}^2$$

Como el Área del perfil selección el mayor al área calculada, el perfil si cumple.

### 3.8 ELEMENTOS A COMPRESION.

Tomamos el elemento 77 que está sometido a compresión de acuerdo a la tabla



Fuente: Elaboración propia

La barra de perfil cuadrada 80x80x3mm;

$$A = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$Pa = 8012.56 \text{ Kgf}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi_c = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

$$E = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1$$

$$L = 58.82 \text{ cm}$$

$$r = 0.635 \text{ cm}$$

De acuerdo a la ecuación 2.53:

$$Pa = \phi_c \cdot Pn \quad ; \quad Pn = \frac{Pa}{\phi_c} = \frac{8012.56}{0.85} = 9426.5411 \text{ Kgf}$$

De la ecuación 2.59, se determina

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2039000}{\left(\frac{1 \times 58.82}{0.635}\right)^2} = 2345.3862 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación 2.58:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531.05}{2345.38}} = 1.038$$

Como  $\lambda_c > 1.5$ , usamos la ecuación 2.57:

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{1.038 \times 1.038}) \times 2531.05 = 1\ 612.3128$$

De acuerdo a la ecuación 2.54 se determina:

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$A_e = \frac{P_n}{F_n} = \frac{9\ 426.5411}{1\ 612.3128} = 5.8465 \text{ cm}^2$$

$$9.24 \text{ cm}^2 > 5.8465 \text{ cm}^2$$

Como el Área del perfil selección el mayor al área calculada, el perfil si cumple.

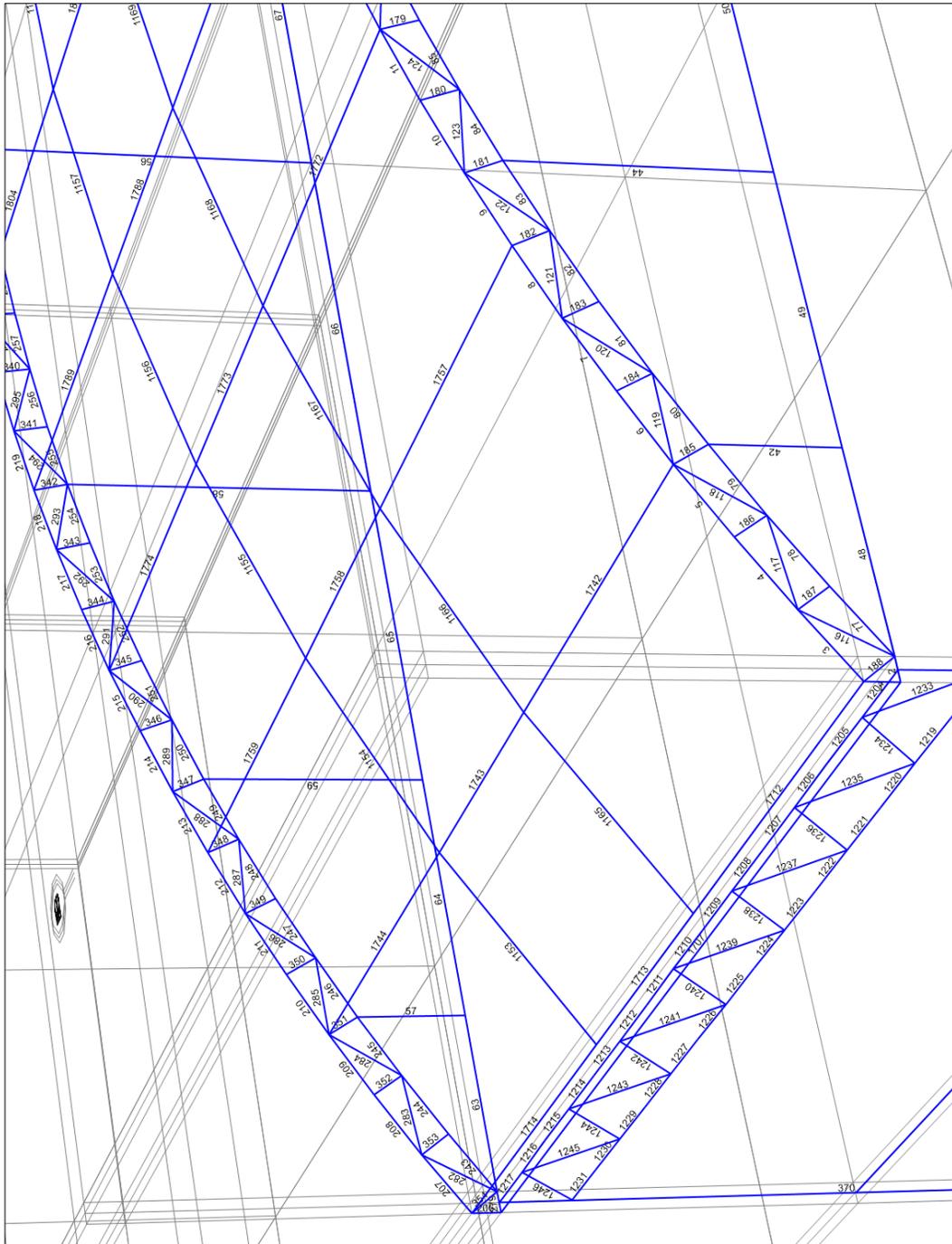
**TABLAS SOBRE LOS ESFUERSOS DE TENSION Y COMPRESION SOBRE LAS  
VIGUETAS DEL TECHO ESTRUCTURAL**

ELEMENTO	LONG.	SECCION	COMBINACION	FUERZA	EFECTO
1883	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-35,62	COMPRESION
1885	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-35,62	COMPRESION
1886	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-30,25	COMPRESION
1888	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-29,73	COMPRESION
1889	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-36,26	COMPRESION
1891	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-38,58	COMPRESION
1892	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-92,89	COMPRESION
1894	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-87,05	COMPRESION
1895	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-44,57	COMPRESION
1897	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-42,74	COMPRESION
1898	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-41,84	COMPRESION
1900	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-41,84	COMPRESION
1901	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-42,74	COMPRESION
1903	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-44,57	COMPRESION
1904	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-87,05	COMPRESION
1906	3	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-92,89	COMPRESION
1713	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-424,41	COMPRESION
1716	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	1084,58	TENSION
1719	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	891,54	TENSION
1722	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	1084,58	TENSION
1725	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-424,41	COMPRESION
1728	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-431,66	COMPRESION
1731	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	1085,8	TENSION
1734	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	917,92	TENSION
1737	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	1085,8	TENSION
1740	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-431,66	COMPRESION
1743	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-97	COMPRESION
1746	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-45,25	COMPRESION
1749	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-44,07	COMPRESION
1752	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-45,25	COMPRESION
1755	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-97	COMPRESION
1758	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-53,31	COMPRESION
1761	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-48,87	COMPRESION
1764	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-57,67	COMPRESION
1767	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-48,87	COMPRESION
1770	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-53,31	COMPRESION
1773	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	53,41	TENSION
1776	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-289,61	COMPRESION

1779	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-275,67	COMPRESION
1782	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-289,61	COMPRESION
1785	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	53,41	TENSION
1788	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-33,28	COMPRESION
1791	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-22,28	COMPRESION
1794	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-27,02	COMPRESION
1797	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-22,28	COMPRESION
1800	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-33,28	COMPRESION
1803	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-57,32	COMPRESION
1806	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-67,27	COMPRESION
1809	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-78,34	COMPRESION
1812	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-67,27	COMPRESION
1815	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-57,32	COMPRESION
1818	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-302,71	COMPRESION
1821	2	VIGUETAS 150*50*4 mm	COMB3	-886,96	COMPRESION

Fuente: Tabla de esfuerzos obtenida del programa Sap2000.

**FIGURA 17.** Posición de los elementos de la estructura (viguetas y arriostres etc.).

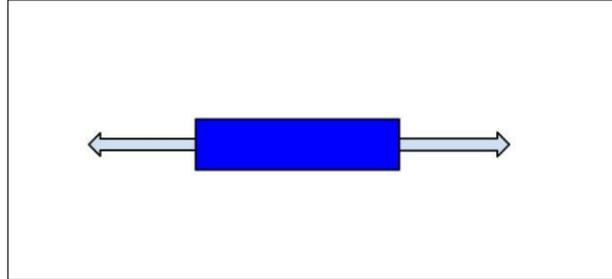


Fuente: Imagen obtenida del programa Sap2000.

### 3.9 ESFUERSOS SOBRE LA CORREA.

#### 3.9.1 ELEMENTOS A TENSIÓN DE UNA CORREA.

Tomamos el elemento 1731 que está sometido a tensión de acuerdo a la tabla



Fuente: Elaboración Propia

La barra de perfil cuadrada 80x80x3mm;  $A = 15.36 \text{ cm}^2$

$$T_a = 1085.8 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

usando la ecuación 2.50:

$$T_a = \phi_t \cdot T_n \quad ; \quad T_n = \frac{T_a}{\phi_t} = \frac{1085.8}{0.9} = 1205.55 \text{ Kgf}$$

De acuerdo a la ecuación 2.49 se determina:

$$T_n = A_n \cdot F_y$$

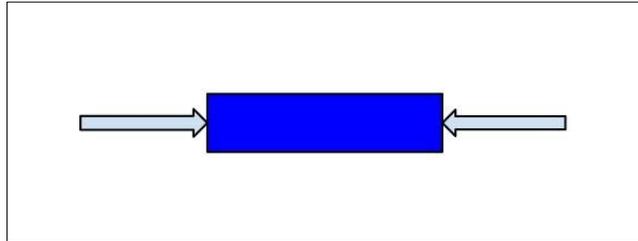
$$A_n = \frac{T_n}{F_y} = \frac{1205.55}{2531.05} = 0.4763 \text{ cm}^2$$

$$15.36 \text{ cm}^2 > 0.7037 \text{ cm}^2$$

Si Cumple

### 3.9.2 ELEMENTOS A COMPRESION DE UNA CORREA.

Tomamos el elemento 77 que está sometido a compresión de acuerdo a la tabla



Fuente: Elaboración Propia

La barra de perfil cuadrada 80x80x3mm;  $A = 15.36 \text{ cm}^2$

$$Pa = 1085.8 \text{ Kgf}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi c = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

$$E = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1$$

$$L=200 \text{ cm}$$

$$r = 2.113 \text{ cm}$$

De acuerdo a la ecuación 2.53:

$$Pa = \phi c \cdot Pn \quad ; \quad Pn = \frac{Pa}{\phi c} = \frac{1085.8}{0.85} = 1277.4117 \text{ Kgf}$$

De la ecuación 2.59, se determina

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2039000}{\left(\frac{1 \times 200}{2.113}\right)^2} = 2246.2390 \text{Kg/cm}^2$$

Con la ecuación 2.58:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531.05}{2246.2390}} = 1.061$$

Como  $\lambda_c > 1.5$ , usamos la ecuación 2.57:

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{1.061 \times 1.061}) \times 2531.05 = 1\ 580.0607$$

De acuerdo a la ecuación 2.54, se determina:

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$A_e = \frac{P_n}{F_n} = \frac{1\ 277.4117}{1\ 580.0607} = 0.8084 \text{ cm}^2$$

$$9.24 \text{ cm}^2 > 0.8084 \text{ cm}^2$$

Como el Área del perfil selección el mayor al área calculada, el perfil si cumple.

### 3.10 DISEÑO DE LA COLUMNA.

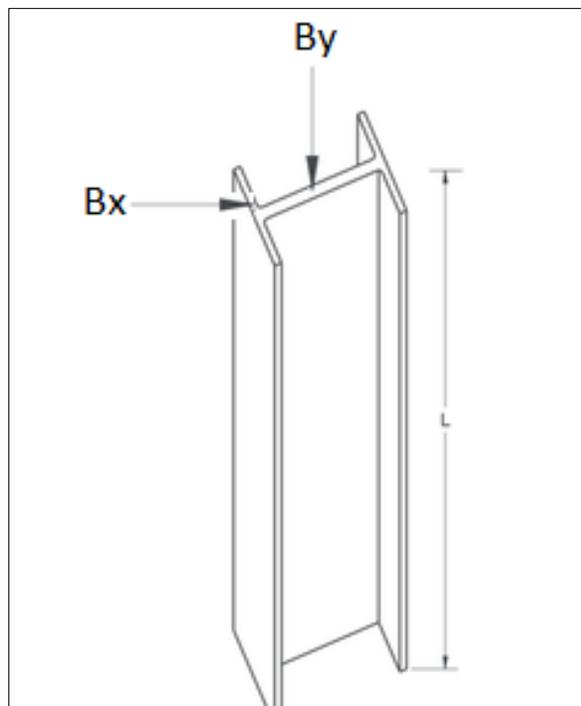
La columna que consideramos en este proyecto será un perfil H. Las recciones del arco serán las que actuarán sobre la columna, y sean con la combinación más crítica.

De la tabla se tiene la combinación 3: Usando el perfil **H21x83**

$$B_x = 11\,719.96 \text{ Kgf}$$

$$B_y = 7\,672.27 \text{ Kgf}$$

**FIGURA 18.** Aplicación de los esfuerzos de la COMB3 sobre la columna.



Fuente: Elaboración propia

### 3.10.1 DISEÑO POR COMPRESIÓN.

Consideramos el perfil H

La barra de perfil cuadrada 80x80x3mm;  $A = 156.77 \text{ cm}^2$

$$Pa = 7\,672.27 \text{ Kgf}$$

$$Fy = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi c = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

$$E = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1$$

$$L=600 \text{ cm}$$

$$r_x = 22 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.64 \text{ cm}$$

De acuerdo a la ecuación 2.52, la relación de esbeltez:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 600}{4.64} = 129.3103 \leq 200 \text{ OK}$$

De acuerdo a la ecuación 2.53:

$$Pa = \phi c \cdot Pn \quad ; \quad Pn = \frac{7\,672.27}{0.85} = 9\,026.2 \text{ Kgf}$$

De la ecuación 2.59, se determina:

$$Fe = \frac{\pi^2 \times 2039000}{\left(\frac{1 \times 600}{4.64}\right)^2} = 1\,203.512 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación 2.58:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531.05}{1203.512}} = 1.4501$$

Para  $\lambda_c \leq 1.5$ , usando la ecuación 2.56, se tiene:

$$Fn = (0.658^{\lambda_c^2})F_y = 0.658^{2.1} \times 2531.05 = 1050.9331$$

De acuerdo a la ecuación 2.54, se determina:

$$Pn = Ae.Fn$$

$$Ae = \frac{Pn}{Fn} = \frac{9\,026.2}{1050.9331} = 8.5887 \text{ cm}^2$$

$$129 \text{ cm}^2 > 8.5887 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

### 3.10.2 DISEÑO POR FLEXION.

Para la carga horizontal se hará el cálculo como elemento a flexión.

$$B_x = 11\,719.96 \text{ Kgf}$$

$$F_y = 2531.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi_b = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$E = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$Z_x = 3210 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento máximo que genera  $B_x$ ;

$$M_a = B_x \times L = 11\,719.96 \times 600$$

$$M_a = 7\,031\,976 \text{ kg.cm}$$

La resistencia a la flexión del miembro con respecto al eje mayor se determina con la ecuación 2.66.2;

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = 2531.05 \times 3210 = 8\,124\,670.5 \text{ cm}$$

De acuerdo a la ecuación 2.66.3:

$$M_a \leq \phi_b \times M_n$$

$$7\,031\,976 \leq 8\,124\,670.5 \text{ OK}$$

Entonces nos quedamos con el perfil H21x83 para las columnas (usando la COMB3)

### 3.11 DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTO.

Área expuesta

Usando la ecuación 2.67:

$$A_1 = L \times h = 20 \times 7.2 = 144 \text{ m}^2$$

De acuerdo a la ecuación 2.68:

$$A_2 = \frac{2}{3} \times f \times L = \frac{2 \times 3.3 \times 20}{3} = 44 \text{ m}^2$$

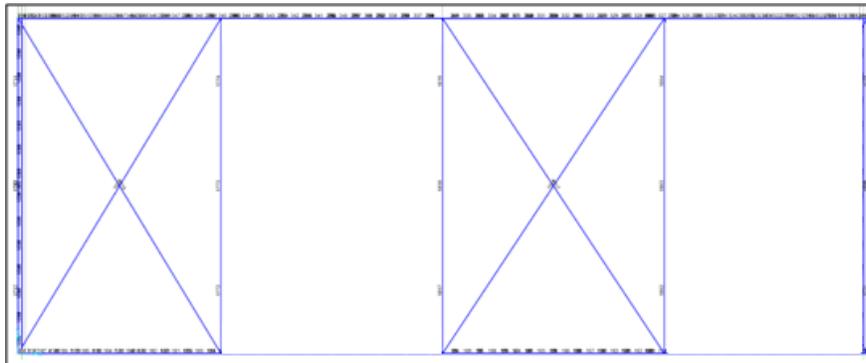
De acuerdo a la ecuación 2.69:

$$A_t = A_1 + A_2 = 144 + 44 = 188 \text{ m}^2$$

El área de diseño se calcula con la ecuación 2.70:

$$A_D = 0.75 \times A_t = 0.75 \times 188 = 141 \text{ m}^2$$

**FIGURA 19.** Área de arriostres entre arcos.



Fuente: Imagen obtenida del programa Sap2000.

De acuerdo a la ecuación 2.71:

$$w = \frac{W_{WL} \times A_D}{L_a} = \frac{8.2861 \times 141}{21.46} = 54.4426$$

De la ecuación 2.72:

$$Q = w(la)2 = 54.4426 \times \frac{21.46}{4} \times 2 = 584.169$$

De la ecuación 2.73:

$$T = \left(\frac{Q}{2}\right) \frac{D_a}{d} = \frac{584.169}{2} \times \frac{9.5}{8} = 346.8503$$

De acuerdo a la ecuación 2.50:

$$T_a = \phi_t \times T_n$$

$$T_n = \frac{346.8503}{0.9} = 385.3892$$

Con la ecuación 2.49, se determina el área:

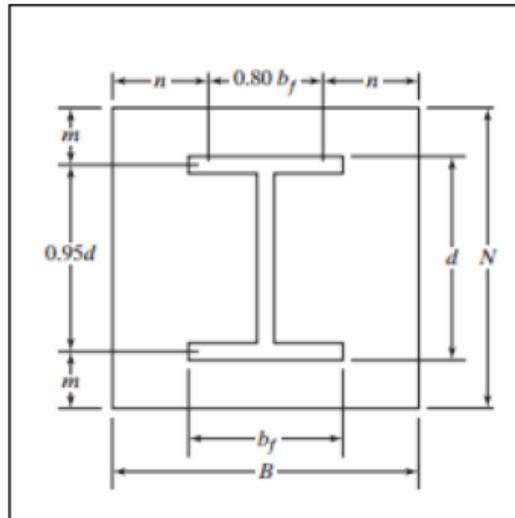
$$A_n = \frac{T_n}{F_y} = \frac{385.3892}{2531.05} = 0.1522 \text{ cm}^2$$

$$D_n = 0.4402 \text{ cm}$$

Se tomará como diámetro mínimo de 0.4402 cm para los arriostres la cual se consideró un arriostre de 3/4" para soportar los esfuerzos que actúan sobre la estructura

### 3.12 DISEÑO DE PLACA BASE.

FIGURA 20. Dimensiones de la placa base.



Fuente: JACK C. MCCORMAC, JAMES K. NELSON, Diseño de estructuras de acero método. [FIGURA].2002.

El área de concreto se considerará de 50cm x 95cm;  $A_2 = 95 \times 50 = 4750 \text{ cm}^2$

El área de la placa base se tomará una rea intermedia entre el área de sesión y el área del pedestal,  $d = 54.4$ ;  $b_f = 21.2$

$$(54.4 \times 21.2 = 1153.28) < A_1 < 4750 \text{ cm}^2$$

Entonces con la ecuación 2.79, el  $A_1 = 3000 \text{ cm}^2$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f) = 0.5(0.95 \times 54.4 - 0.8 \times 21.2) = 17.36$$

De la ecuación 2.80:

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{3000} + 17.36 = 72.1322$$

Usando la ecuación 2.81:

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{3000}{72.1322} = 41.59$$

$$N = 80 \text{ cm}; B = 40 \text{ cm}$$

### 3.13 ESPESOR DE LA PLACA BASE.

De la figura 26. calculamos n y m;

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{40 - 0.80 \times 21.2}{2} = 11.52 \text{ cm}$$

$$m = \frac{N - 0.9d}{2} = \frac{80 - 0.90 \times 54.4}{2} = 15.52 \text{ cm}$$

De la ecuación 2.84:

$$\ell = \max(m, n) = \max(15.52, 11.52) = 15.52$$

El espesor de la placa se calcula., Usamos la ecuación 2.90:

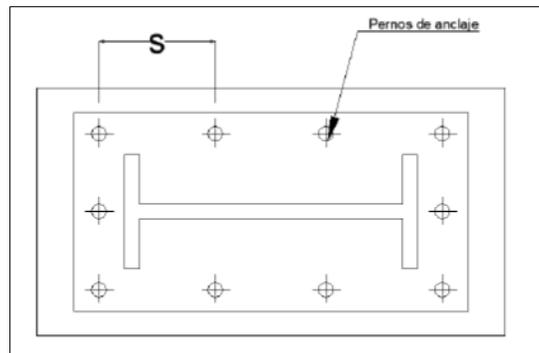
$$t_{req} = \ell \sqrt{\frac{2P_U}{0.9F_yBN}} = 15.52 \times \sqrt{\frac{2 \times 7662.36}{0.9 \times 2531.05 \times 40 \times 80}}$$

$$t_{req} = 0.7116 \text{ cm}$$

Se usará una plancha de 12mm. la dimensión de la placa sera de 800x400x12 mm.

### 3.14 DISEÑO DE LOS ANCLAJES.

**FIGURA 21.** Posición y número de los anclajes



Fuente: ESTÉVEZ ACOSTA SANTIAGO PAÚL. Diseño estructural de la cubierta metálica para dos canchas de Ecuavoley.2008.

Para pernos de anclaje como los que muestran, los pernos son los que soportan todo el momento

De acuerdo a la ecuación 2.91:

$$T = \frac{M}{s} = \frac{70\,229.7 \text{ kg}\cdot\text{m}}{0.23} = 305\,346.5217$$

M= momento sobre la placa base

Se usará un  $F_y = 4280 \text{ kg/cm}^2$

De la ecuación 2.93:

$$F_t = 0.6 \times 4280 = 2568 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 25680000 \text{ kg/m}^2$$

Calculamos el área de la sección, con la ecuación 2.92:

$$A = \frac{305\,346.5217}{25680000} = 0.01189 \text{ m}^2$$

Para 10 pernos tenemos un área:

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$d=0.03916$$

tomamos un diámetro de 38.1 mm = 1 ½ pulg para los pernos de anclaje que serán 10 por columna.

Con la ecuación 2.94, calculamos la longitud requerida

$$L_{nb} = \frac{1200d}{\sqrt{f'c}} \geq 8d \text{ o } 6in$$

$$D = 2.54cm = 1.5in$$

$$L_{nb} = \frac{1200 \times 1.5}{\sqrt{2980}} = 32.97 \text{ in} = 83.74 \text{ cm}$$

Se seleccionará una varilla de anclaje de 85 cm.

## **CAPITULO IV**

### **3.15 FABRICACION.**

Se realiza el habilitado de barras para las correas y celosía de arcos.

Trazado de arco y marcado de puntos a ciertas distancias en la curva descrita en una plantilla en el piso a escala real.

Se coloca en los puntos marcados, apoyos soldados (E6011)

Ensamblado de correas y elementos de celosía con puntos de suelda hasta tener la forma requerida indicada en los planos.

Resoldado de arcos con el proceso de soldadura SMAW AWS E7018.

Corte de planchas para carteras y base (asentara en la columna) de arco.

Ensamblado de carteras y base de arcos con el proceso de soldadura SMAW AWS E7011.

Se limpia (arena) y pinta el arco con protección anticorrosiva.

*Nota: El electrodo para soldadura será E-6011 y para resoldado E7018 a no ser que se indique otro en los planos de construcción.*

### **3.16 MONTAJE.**

Previo al montaje de las estructuras se deberá verificar ubicaciones, niveles, placas base y anclajes.

Se montan las columnas sobre la placa base que se encuentran anclados en cada pedestal.

Las columnas deben verificarse con frecuencia para el alineamiento vertical y la distancia entre las mismas.

Con la ayuda de una grúa se realiza el montaje de los arcos sobre las columnas de apoyo verificando su correcta ubicación.

Se ensambla el arco con sus respectivas columnas con soldadura SMAW AWS E6011.

Se montan las viguetas sobre los arcos con el procedimiento de soldadura especificado.

Se colocan los tensores que forman parte del sistema de arriostramiento de la estructura para la cubierta.

Se limpia y pinta las partes soldadas en el procedimiento de montaje y en general en partes descubiertas con protección anticorrosivo.

Se coloca la cubierta con autoperforantes.

### 3.17 ANÁLISIS DE COSTO DE FABRICACIÓN.

**Tabla 10.**Costos de fabricación del techo estructural parabólico.

DESCRIPCION	UNIDADES	CANTIDAD	C.UNITARIO	C.TOTAL
<b>ARCOS</b>				
Barra cuad 80x3mmx6m	6m	44	145,4	6397,6
Barra cuad 50x2,5mm	6m	35	83,40	2919,00
Barra de 5/8" A36	6m	34	20,00	680,00
Plancha comercial	pza	1	950,00	950,00
<b>VIGUETA</b>				
Barra rectang. 150x50x4mm	6m	87	253,60	22063,20
Barra 40x40x2.5mm	6m	36	74,37	2677,32
<b>COLUMNA</b>				
Columna H	und	12	2.487,50	29850,00
Plancha comercial 1/2" (Base donde asentara arco)	pza	1	950,00	950,00
PERNO HEX. 1 * 2 1/2" G.9	und	24	2,73	65,52
Tuerca Stop 1"	und	24	1,68	40,32
Anillo plano 1"	und	24	0,64	15,36
<b>ANCLAJE</b>				
Plancha comercial 1/2" (placa base)	pza	1	950,00	950,00
Pernos de anclaje	und	100	3,00	300,00
Tuerca Stop M22	und	100	0,85	85,00
Anillo plano 7/8"	und	100	0,28	28,00
Anillo presión 7/8" id.	und	100	0,15	15,00
<b>ARRIOSTRAMIENTO</b>				
Barra redonda liso 1"	6m	18	52.90	952,20
Barra redonda lisa 3/4"	6m	65	92.5	6012,5
Tubo rectang 150x100x3mm	6m	14	252,67	3537,38
<b>COBERTURA</b>				
Cobertura de fibra de vidrio	mt <sup>2</sup>	800	6,80	5440
<b>TOTAL</b>				<b>83 928,40</b>

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 11.**Costos de los materiales de trabajo.

DESCRIPCION	UNIDADES	CANTIDAD	C.UNITARIO	C.TOTAL
<b>OTROS</b>				
Sold. cellocor E6011 1/8	kg	200	10,36	2072,00
Sold. supecito E7018 1/8	kg	150	9,75	1462,50
Disco de corte 3/32" * 14" * 1"	und	20	12,50	250,00
Disco de desbaste 7"	und	10	5,32	53,20
Tornillo autoperforante 10*1	und	10 000.00	0,05	500,00
Pintura anticorrosivo gris	gl	20	29,90	598,00
<b>TOTAL</b>				<b>4 935,7</b>

Fuente: Elaboración propia

**3.18 COSTO DE FABRICACIÓN.**

En este rubro el costo se le asocia con el área a techar o con el peso total de la estructura, en este caso el área es de 800 m<sup>2</sup> con un costo aproximado es de 25 soles/m<sup>2</sup>, es decir el costo de fabricación es 20000 soles

### 3.19 CONCLUSIÓN.

1. El cálculo de las cargas muertas y vivas se realizó de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones RNE, como cargas de viento y sismo con la NE 0.20 y NE030
2. La combinación máxima calculada del método LRFD es la combinación 3 ( $1.2 WDL + 1.6 WLL + 0.8 WWL$ ) la que presenta los esfuerzos más críticos.
3. La cubierta seleccionada es plancha de fibra de vidrio, debido a su gran resistencia estructural permitiendo cubrir grandes luces y ahorro en traslapes, además de ser fácil y rápido de instalar.
4. Los componentes de la estructura son: 12 columnas de sección H, 06 vigas principales (arcos), 61 viguetas, arriostramiento, placas base y pernos de anclaje. Estos se diseñaron usando el método LFRD.
5. la correcta elaboración del presupuesto a partir de un diseño estructural aplicado correctamente. Mediante los resultados del proceso del diseño estructural de estructuras de techo y la elaboración de los planos estructurales de techo se obtiene una apreciación más certera de la cantidad de materiales a utilizar para la ejecución del proyecto estructural, basándose en las dimensiones generales, especificaciones técnicas y detalles estructurales, lo cual constituye el insumo más importante para la elaboración del presupuesto
6. La verificación del cálculo realizado se hizo con el software SAP2000 el cual aplica la norma AISC LFRD para la obtención de resultados tanto en resistencia como en rigidez. las deformaciones por la envolvente están conformadas por todas las combinaciones del método LRFD la cual se somete a este ensayo para comprobar la factibilidad del proyecto, la cual se presentaron pequeños desplazamientos aceptables.

### 3.20 REFERENCIAS.

QUINTO PALOMARES CESAR FELIX, “Diseño estructural de acero del techo parabólico del coliseo polideportivo ciudad universitaria Paturpampa – Universidad Nacional de Huancavelica”, Huancayo, Perú, 2012.

ESTÉVEZ ACOSTA SANTIAGO PAÚL, “Diseño estructural de la cubierta metálica para dos canchas de Ecuavoley”, Quito, Junio, 2008.

JUAN ISMAEL TUMIALAN LADERA, “Modelado y diseño de un arco parabólico de 45m de luz mediante el método de elementos finitos”, Lima – Perú, 1999.

JACK C. MCCORMAC – STEPHEN F. CSERNAK, “Diseño de estructuras de acero”, Quinta edición, Alfaomega Grupo editor, S.A. de C.V, Mexico, 2013.

JACK C. MCCORMAC – JAMES K. NELSON, “Diseño de estructuras de acero método LRFD”, segunda edición, Alfaomega Grupo editor, S.A. de C.V, México, 2002.

ZAPATA BAGLIETTO LUIS F., “Diseño Estructural del acero”, segunda edición, 1997.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES DEL PERU.

JACK C. MCCORMAC – JAMES K. NELSON, “Diseño de estructuras de acero”, Primera edición.

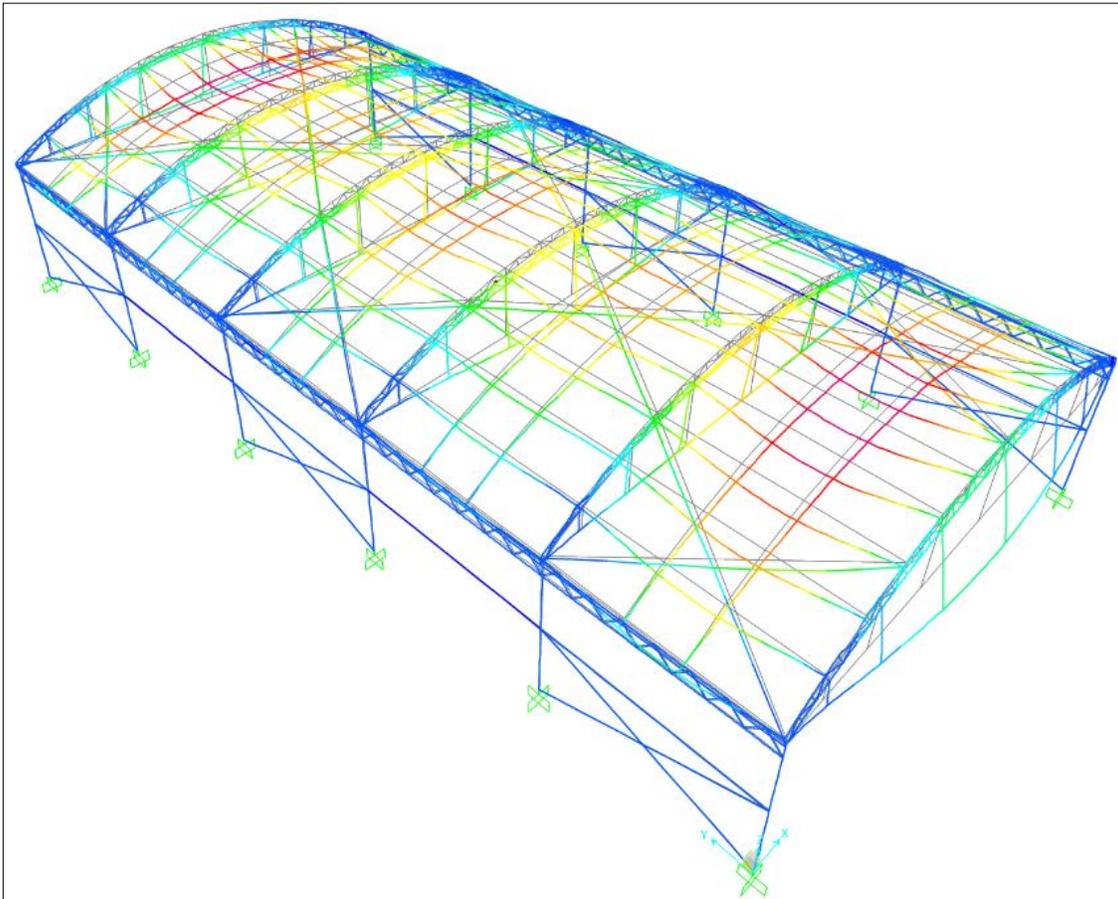
V. A. KISELIOV, “Mecánica de Construcción”, Primera Edición, Editorial Mir, Moscú, 1983.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE A.I.S.I, “Specification for the Design of Cold- Formed Steel Structural Members”, Washington, 1996.

### 3.21 ANEXOS.

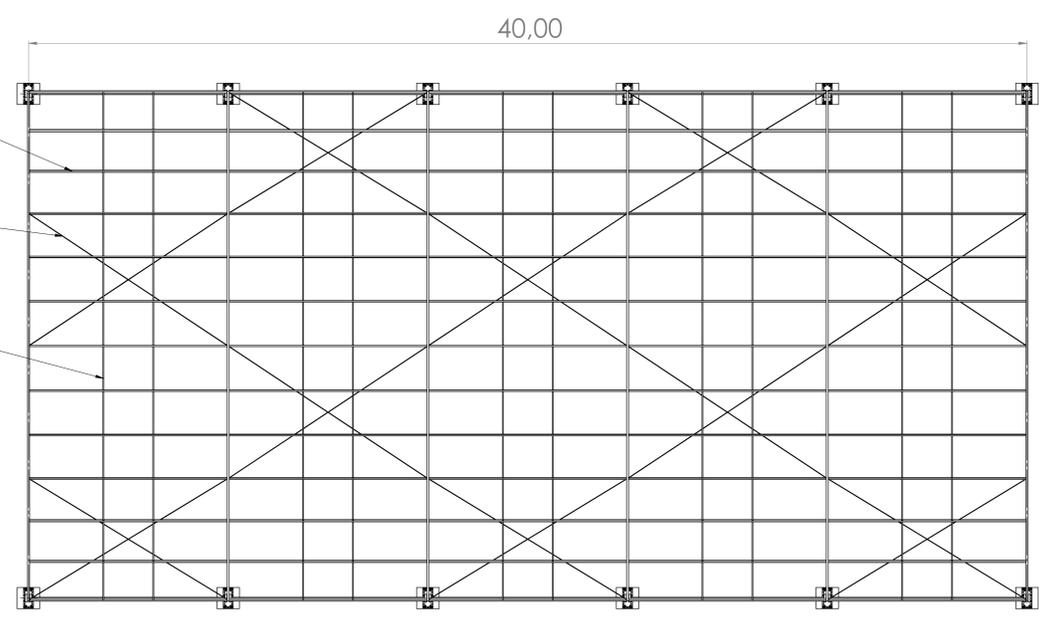
#### 3.21.1 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

**FIGURA 22.** Muestra de las deformaciones de los elementos y zona de mayores esfuerzos usando la envolvente la cual abarca todas las combinaciones de la norma LRFD.

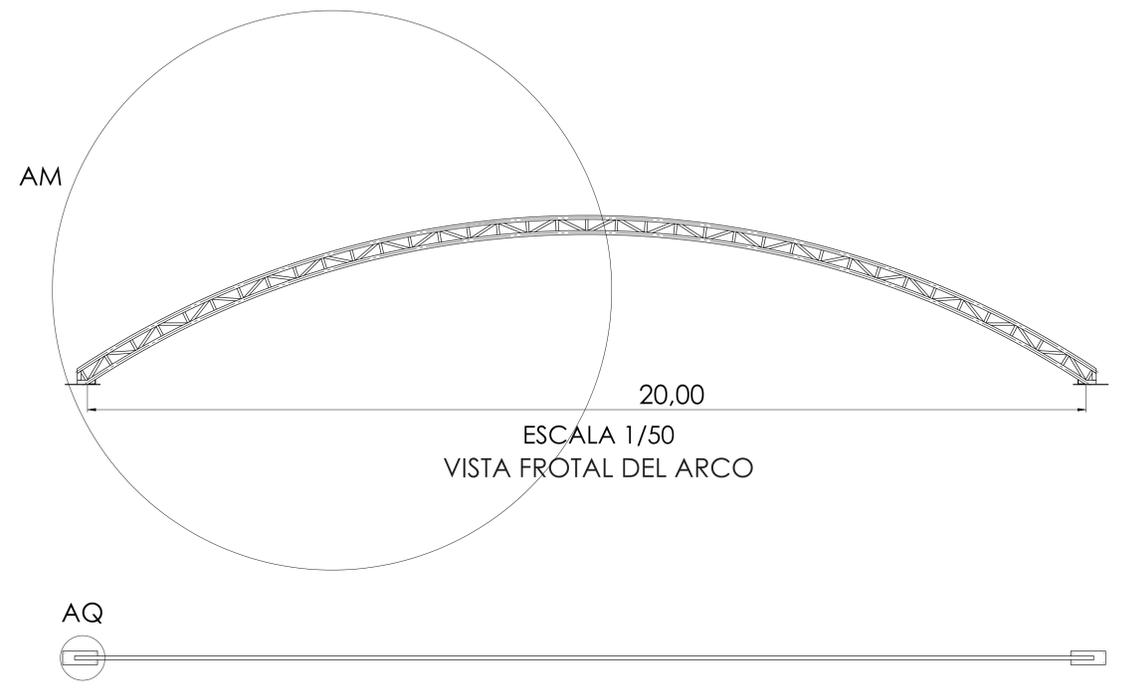


Fuente: Imagen obtenida del programa Sap2000.

Vigueta 120x50x3mm  
 Arriostres d= 3/4  
 Vigueta transversal 40x40x2.5

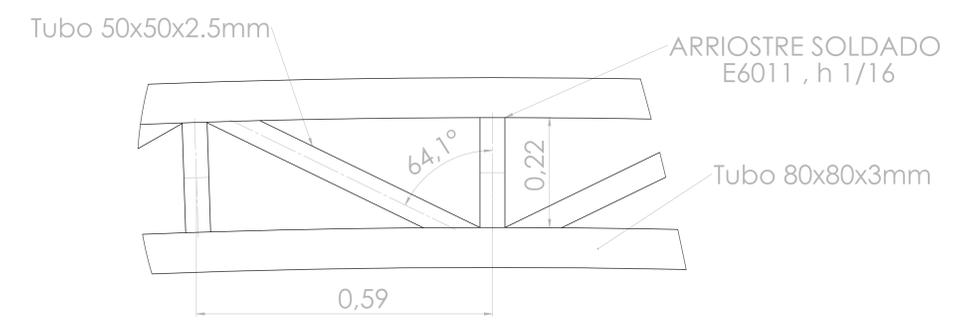
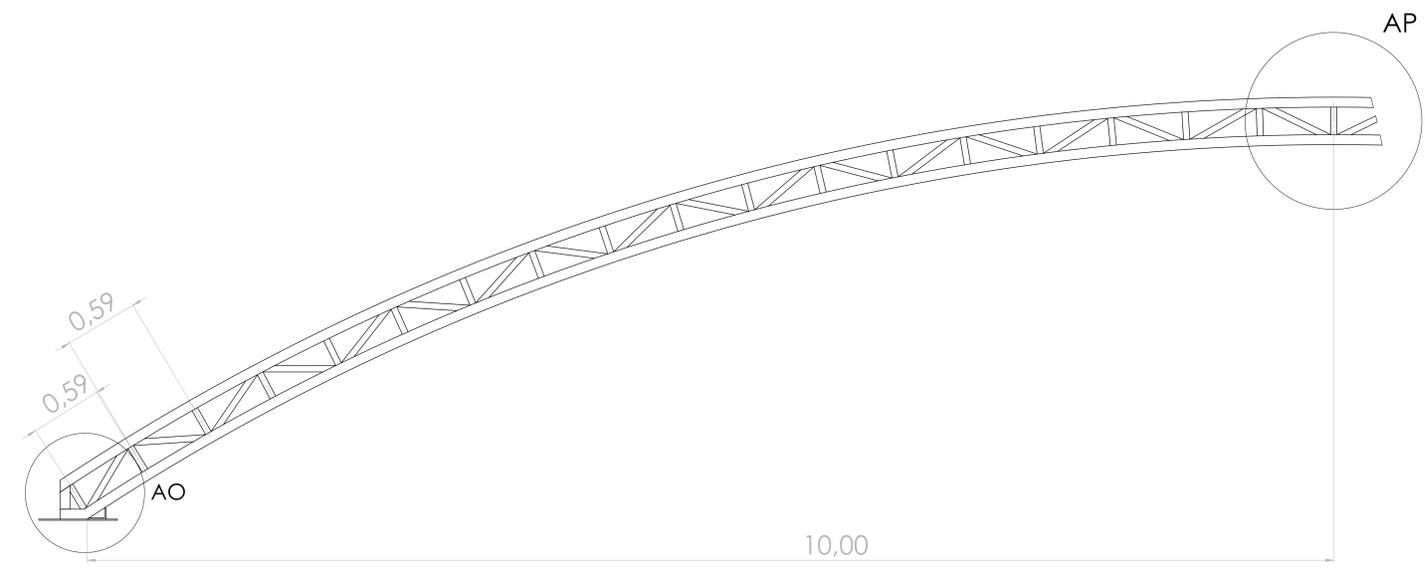


VISTA DE PLANTA -PRESENTACION GENERAL DE LA ESTRUCTURA

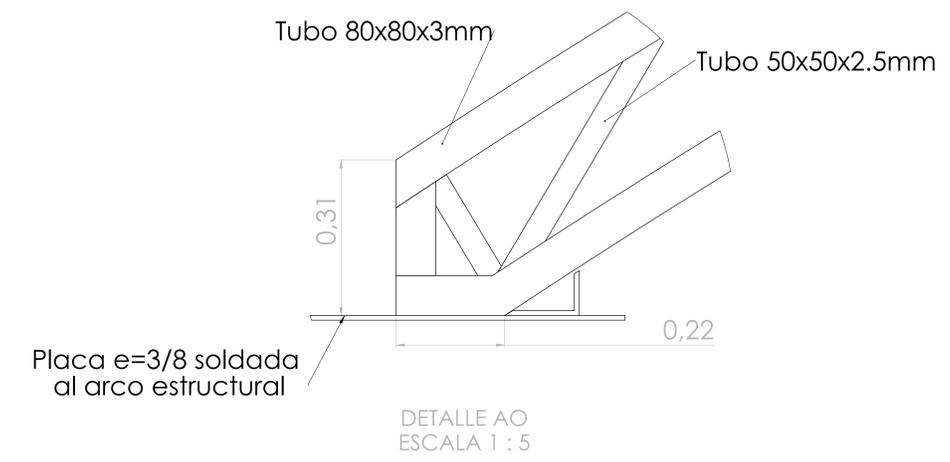


ESCALA 1/50  
 VISTA FROTA DEL ARCO

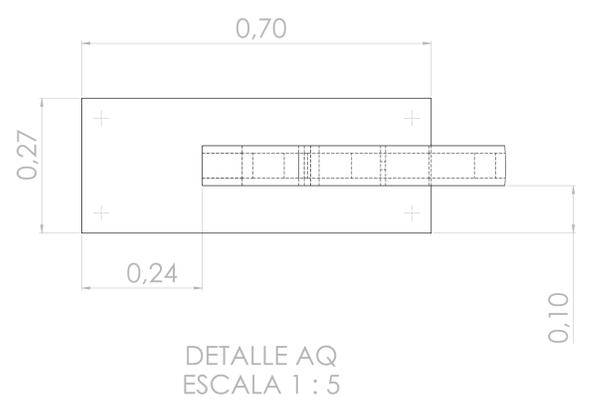
VISTA DE PLANTA DEL ARCO



DETALLE AP  
 ESCALA 1 : 5

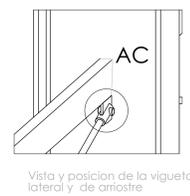
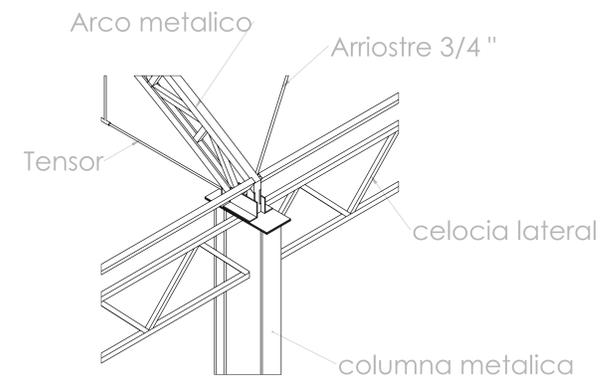
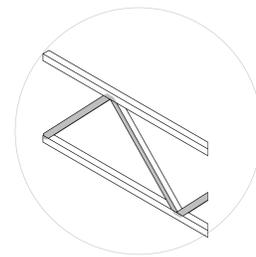
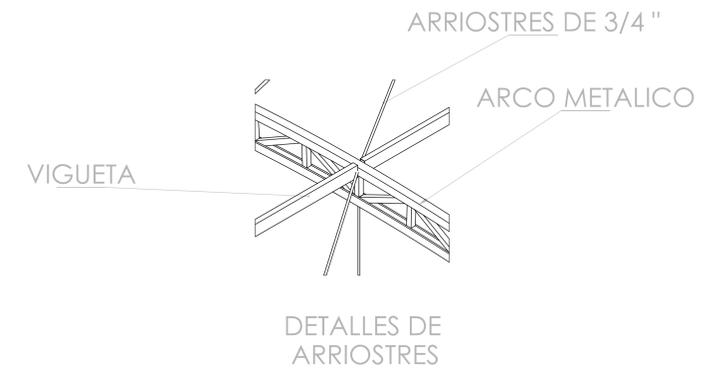
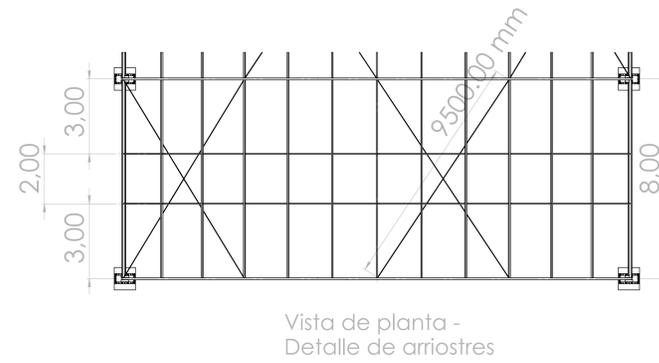
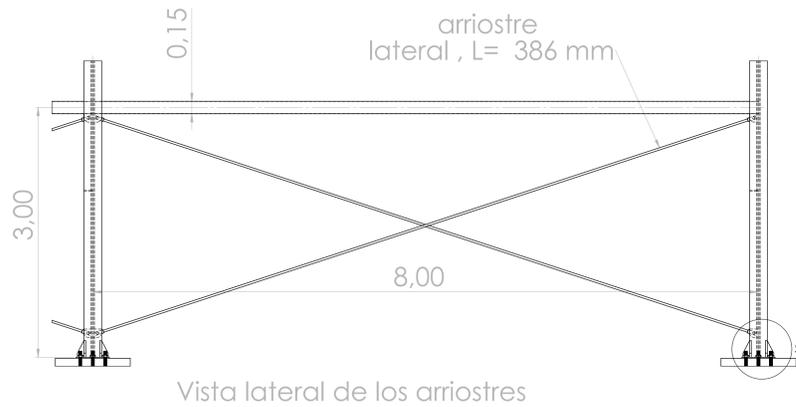
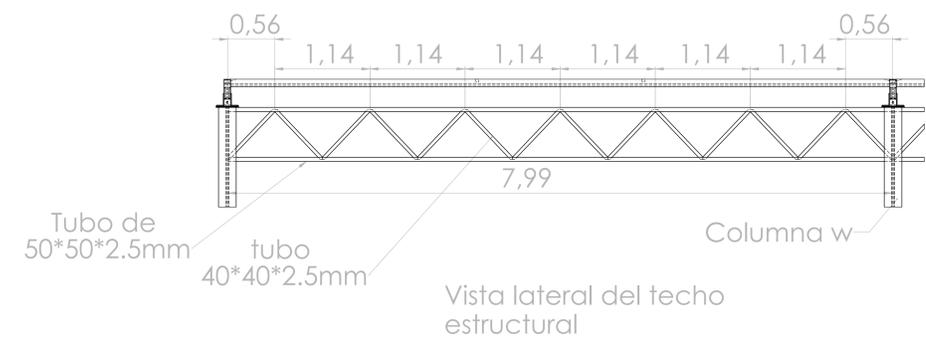
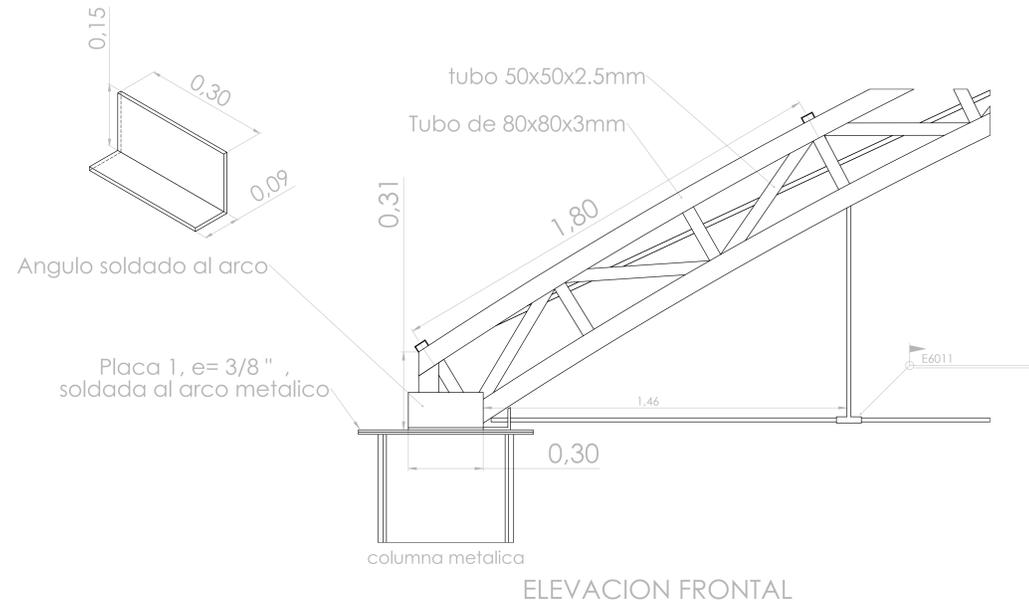


DETALLE AO  
 ESCALA 1 : 5

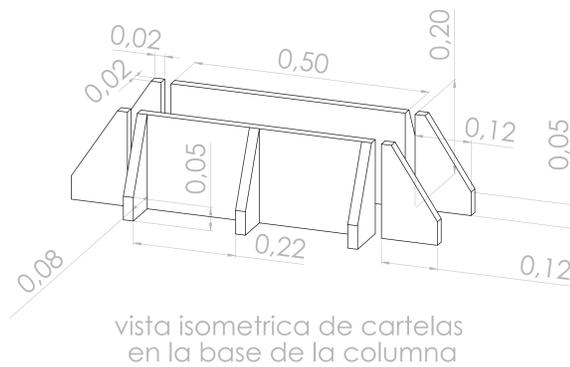
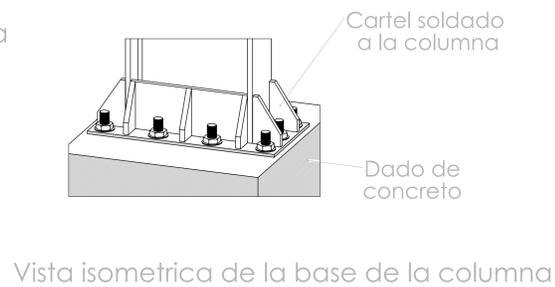
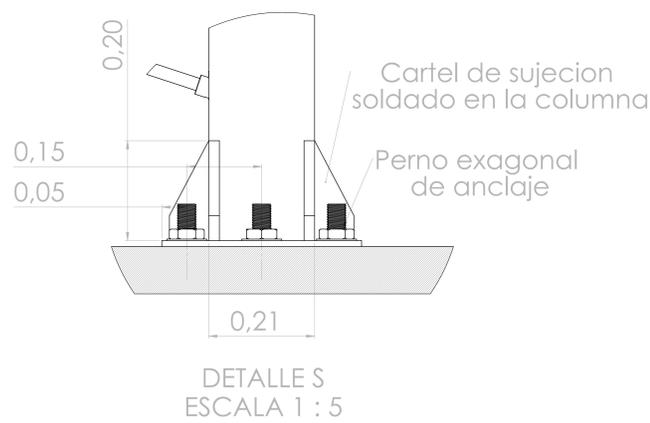
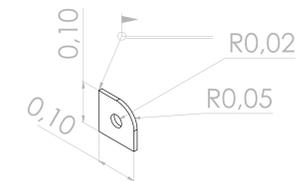
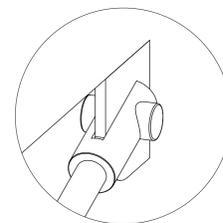


DETALLE AQ  
 ESCALA 1 : 5

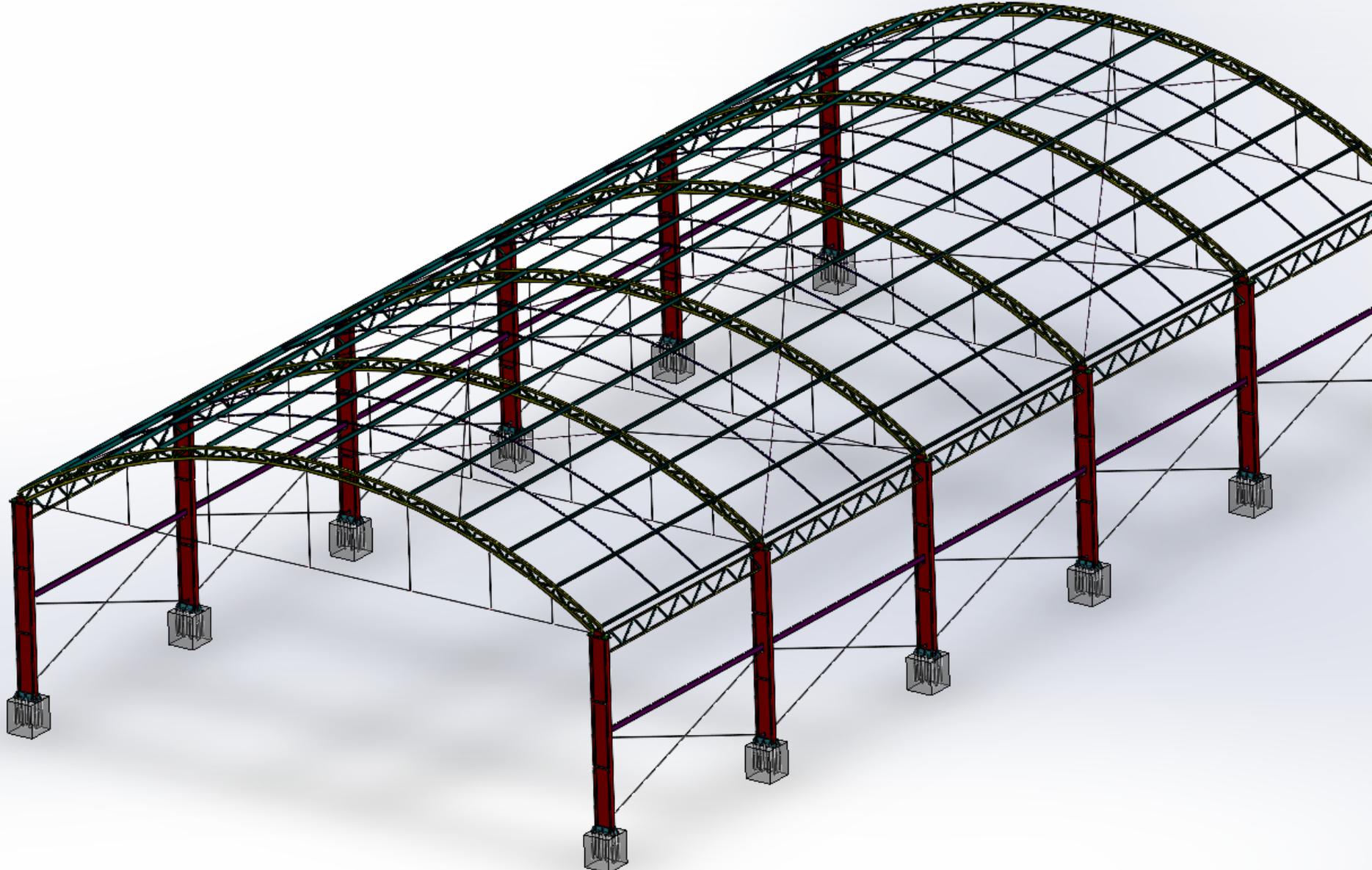
LAMINA :	N°1	PROYECTO :	TECHO ESTRUCTURAL PARABOLICO
ESCALA :	1 / 100	UBICACION :	PERU .ANCASH . SANTA-CHIMBOTE
FECHA :	19/09/2022	PROFESIONAL :	BACH. VASQUEZ HERNANDEZ RENZO JOEL



Arriostre unido mediante pasadores,



LAMINA : N°2	PROYECTO : TECHO ESTRUCTURAL PARABOLICO
ESCALA : 1 / 100	UBICACION : PERU .ANCASH . SANTA-CHIMBOTE
FECHA : 19/09/2022	PROFESIONAL : BACH. VASQUEZ HERNANDEZ RENZO



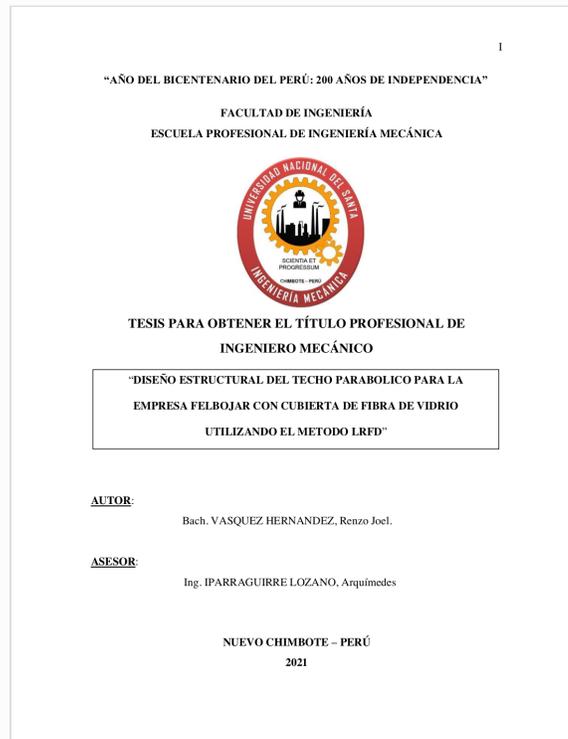


## Recibo digital

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: Renzo Joel Vásquez Hernández  
Título del ejercicio: TESIS RENZO VASQUEZ  
Título de la entrega: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO PARABOLICO PARA LA E...  
Nombre del archivo: TESIS\_RENZO\_VASQUEZ.docx  
Tamaño del archivo: 2.51M  
Total páginas: 117  
Total de palabras: 13,253  
Total de caracteres: 70,806  
Fecha de entrega: 29-dic.-2021 11:44a. m. (UTC-0500)  
Identificador de la entrega... 1736308744



# "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHO PARABOLICO PARA LA EMPRESA FELBOJAR CON CUBIERTA DE FIBRA DE VIDRIO UTILIZANDO EL METODO LRFD"

## INFORME DE ORIGINALIDAD

24%

INDICE DE SIMILITUD

24%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

14%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="http://bibdigital.epn.edu.ec">bibdigital.epn.edu.ec</a> Fuente de Internet	5%
2	<a href="http://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a> Fuente de Internet	2%
3	<a href="http://edoc.pub">edoc.pub</a> Fuente de Internet	2%
4	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%
5	<a href="http://www.scribd.com">www.scribd.com</a> Fuente de Internet	1%
6	<a href="http://docplayer.es">docplayer.es</a> Fuente de Internet	1%
7	<a href="http://dokumen.site">dokumen.site</a> Fuente de Internet	1%
8	<a href="http://repositorio.upt.edu.pe">repositorio.upt.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%

9	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	1 %
10	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1 %
11	1library.co Fuente de Internet	1 %
12	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	1 %
13	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	1 %
14	repositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	1 %
15	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	prezi.com Fuente de Internet	<1 %
17	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
18	vsip.info Fuente de Internet	<1 %
19	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	repositorio.urp.edu.pe	

Fuente de Internet

<1 %

21

[repositorio.uancv.edu.pe](https://repositorio.uancv.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

22

[www.slideshare.net](https://www.slideshare.net)

Fuente de Internet

<1 %

23

[www.coursehero.com](https://www.coursehero.com)

Fuente de Internet

<1 %

24

[m.lincolnelectric.com](https://m.lincolnelectric.com)

Fuente de Internet

<1 %

25

[repositorio.upla.edu.pe](https://repositorio.upla.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

26

[www.construmatica.com](https://www.construmatica.com)

Fuente de Internet

<1 %

27

[www.bookshop.com.mx](https://www.bookshop.com.mx)

Fuente de Internet

<1 %

28

[es.slideshare.net](https://es.slideshare.net)

Fuente de Internet

<1 %

29

Submitted to Universidad Católica de Santa  
María

Trabajo del estudiante

<1 %

30

Submitted to Universidad San Ignacio de  
Loyola

Trabajo del estudiante

<1 %

31	<a href="http://repositorio.ug.edu.ec">repositorio.ug.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
32	<a href="http://repositorio.uncp.edu.pe">repositorio.uncp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
33	<a href="http://dspace.espoch.edu.ec">dspace.espoch.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
34	<a href="http://bibliotecadigital.usb.edu.co">bibliotecadigital.usb.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
35	Submitted to Universidad Internacional SEK Trabajo del estudiante	<1 %
36	Submitted to Universidad Tecnologica del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
37	Submitted to Escuela Politecnica Nacional Trabajo del estudiante	<1 %
38	<a href="http://america.sim.ucm.es">america.sim.ucm.es</a> Fuente de Internet	<1 %
39	<a href="http://jbaute.blogspot.com">jbaute.blogspot.com</a> Fuente de Internet	<1 %
40	<a href="http://dokumen.pub">dokumen.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
41	<a href="http://repositorio.unap.edu.pe">repositorio.unap.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
42	<a href="http://repository.ucatolica.edu.co">repository.ucatolica.edu.co</a>	

Excluir citas      Activo

Excluir coincidencias < 15 words

Excluir bibliografía      Activo