

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE 2 TIPOS DE
ESTRUCTURAS METÁLICAS EXTERNAS UTILIZADAS PARA
SOPORTAR UNA CÁMARA REFRIGERADA DE
ALMACENAMIENTO DE PAPA DE 480 TONELADAS DE
CAPACIDAD**

Tesis para optar el título de Ingeniero Mecánico, que presenta el bachiller:

GIOVANI JESUS BERROSPI AQUINO

Asesor: Juan José Jiménez de Cisneros Fonfría

Lima, Noviembre 2019

RESUMEN

El presente trabajo consistió en realizar el análisis comparativo de dos estructuras metálicas (Propuesta N°1 y Propuesta N°2) que son destinadas para soportar una cámara refrigerada que almacena una cantidad de 480 toneladas de papa. Por lo cual, en base a esta capacidad, se realizó la distribución del producto en el interior de la cámara, para de esta manera obtener las medidas idóneas de cada estructura metálica.

Posteriormente, se definieron y determinaron los tipos de cargas que son aplicadas en cada propuesta, cumpliendo con la norma NTE-0.20 y NTE-0.30, para así calcular, utilizando el análisis matricial del método directo de la rigidez, los desplazamientos de los nodos en dos planos distintos (plano del pórtico o celosía y plano longitudinal). Apartir de estos desplazamientos se obtuvieron las reacciones y fuerzas internas que experimentan los apoyos y elementos de cada propuesta, respectivamente.

En base a las fuerzas internas calculadas, se diseñó cada estructura por el método de *Load Resistance Factor Design* (LRFD) y cumpliendo los requerimientos de la norma NTE-0.90, NTE-0.20, NTE-0.30 y ASCE 7. Además, se realizó el cálculo de las conexiones más importantes en la estructura, cumpliendo la norma NTE-0.90 y las guías de diseño de la AISC.

Por último, una vez dimensionadas cada propuesta y sus conexiones se procedió a realizar los planos y los costos de fabricación y de montaje. Estos costos de fabricación y de montaje son importantes, ya que se comparó la Propuesta N°1 y la Propuesta N°2 de manera técnica y económica.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

TÍTULO : **ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE 2 TIPOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EXTERNAS UTILIZADAS PARA SOPORTAR UNA CÁMARA REFRIGERADA DE ALMACENAMIENTO DE PAPA DE 480 TONELADAS DE CAPACIDAD**

ÁREA : Diseño.

PROPUESTO POR : Juan José Jiménez de Cisneros Fonfría.

ASESOR : Juan José Jiménez de Cisneros Fonfría.

TESISTA : Giovani Jesus Berrospi Aquino.

CÓDIGO : 20105521.

FECHA : 18/11/2019

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVO

En los últimos años, la producción de papa en el Perú se ha incrementado hasta el punto que la oferta sobrepasó a la demanda, lo cual causó la caída del precio de venta que generó un problema social y económico en los agricultores de papa (paro agrario de inicios del 2018). Asimismo, se espera que para el 2021 la producción de este tubérculo tenga un incremento del 10%, con respecto a la producción actual de 4,7 millones de toneladas. Es por ello, que es necesario implementar almacenes lo suficientemente grandes, con buena integridad estructural, en los cuales se tengan óptimas condiciones de almacenamiento del producto (excedente de producción), ya que sin un buen control durante el almacenamiento no sería posible darle un valor agregado para poder exportarlo.

El objetivo principal del presente trabajo de tesis es realizar el análisis estructural comparativo de 2 estructuras externas que permiten que las cámaras refrigeradas de almacenamiento de papa se mantengan erguidas. Dichas estructuras serán diseñadas con acero laminado en caliente (LAC) y perfiles tubulares, además deberán de cumplir con las normas peruanas NTE-0.20, NTE-0.30, NTE-0.90 y/o la norma internacional ANSI/AISC-360.

JUAN JOSÉ JIMÉNEZ DE CISNEROS FONFRÍA
Profesor
Sección de Ingeniería Mecánica
Departamento de Ingeniería

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE 2 TIPOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EXTERNAS UTILIZADAS PARA SOPORTAR UNA CÁMARA REFRIGERADA DE ALMACENAMIENTO DE PAPA DE 480 TONELADAS DE CAPACIDAD

Introducción.

1. Aspectos generales.
2. Requerimientos de diseño estructural.
3. Análisis de los dos tipos de estructuras.
4. Ingeniería de detalle.
5. Costos directos de fabricación y montaje.

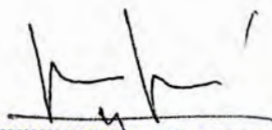
Conclusiones

Recomendaciones

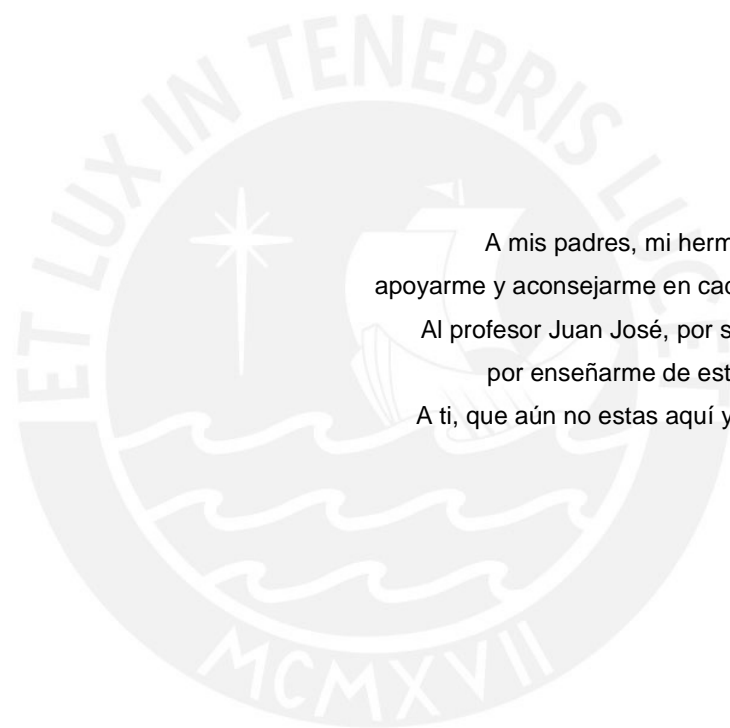
Bibliografía

Anexos

Planos



JUAN JOSÉ JIMÉNEZ DE CISNEROS FONFRÍA
Ing. Juan José Jiménez
Profesor
de Cisneros Fonfría Mecánica
Departamento de Ingeniería
Asesor



A mis padres, mi hermano y abuelos, por apoyarme y aconsejarme en cada paso de mi vida.

Al profesor Juan José, por su guía, paciencia y por enseñarme de estructuras metálicas.

A ti, que aún no estas aquí y no tienes nombre.

ÍNDICE

LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABLAS.....	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 ASPECTOS GENERALES	2
1.1 LA PAPA Y SUS VARIEDADES.....	2
1.1.1 LA PAPA.....	2
1.1.2 VARIEDADES DE PAPAS	2
1.1.3 DISTRIBUCIÓN DE LA PAPA EN EL MUNDO Y EL PERÚ.....	3
1.2 CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO Y TIPOS DE ALMACENES	3
1.2.1 PARÁMETRO DE ALMACENAMIENTO	3
1.2.2 ALMACENES ARTESANALES	4
1.2.3 ALMACENES INTERMEDIOS	5
1.2.4 ALMACENES INDUSTRIALES	6
1.3 ESTRUCTURA METÁLICA SOPORTE DE LA CÁMARA	8
1.3.1 PÓRTICOS DE ALMA LLENA.....	8
1.3.2 TIJERALES O ESTRUCTURAS DE CELOSÍA	9
1.3.3 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA TIPO NAVE INDUSTRIAL.....	9
1.3.4 MATERIALES DE FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	10
1.4 DEFINICIÓN DE CARGAS	11
1.4.1 CARGA MUERTA (D)	11
1.4.2 CARGA VIVA EN AZOTEA (Lr).....	11
1.4.3 ACCIÓN DEL VIENTO (W)	11
1.4.4 SEÍSMO (E)	11

1.5	SITUACIÓN ACTUAL.....	12
1.5.1	UBICACIÓN.....	12
1.5.2	CONDICIONES CLIMÁTICAS.....	13
CAPÍTULO 2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL		14
2.1	DIMENSIONAMIENTO DE LA CÁMARA	14
2.1.1	CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	14
2.1.2	ESTIMACIÓN DE LA CARGA TÉRMICA	14
2.2	NORMATIVA.....	17
2.3	ESTRUCTURAS METÁLICAS PROPUESTAS	17
2.4	METRADO DE CARGAS.	18
2.4.1	CARGA MUERTA (D).	18
2.4.2	CARGA VIVA EN AZOTEAS (Lr).	20
2.4.3	CARGA DEL VIENTO (W).	21
2.4.4	CARGA SÍSMICA (E).....	22
2.5	COMBINACIONES DE CARGA	23
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LOS DOS TIPOS DE ESTRUCTURAS.....		25
3.1	ANÁLISIS DE LA PROPUESTA N°1	27
3.1.1	RESULTADOS DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS.	29
3.1.2	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA EL PÓRTICO	30
3.1.3	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO - ESTRUCTURA LONGITUDINAL	32
3.1.4	FUERZAS INTERNAS DEL PÓRTICO	33
3.1.5	FUERZAS INTERDAS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL	34
3.1.6	ESTADOS LÍMITES ULTIMOS (ELU)	35
3.1.7	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DEL PÓRTICO.	38
3.1.8	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.	
	41	
3.1.9	FRECUENCIA NATURAL DE LA PROPUESTA N°1	44

3.2	ANÁLISIS DE LA PROPUESTA N°2.....	45
3.2.1	RESULTADO DE LAS COMBINACIONES DE CARGA.....	47
3.2.2	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LA CELOSÍA.....	47
3.2.3	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.....	49
3.2.4	FUERZAS INTERNAS DE LA ESTRUCTURA DE CELOSÍA.....	50
3.2.5	FUERZAS INTERNAS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.....	51
3.2.6	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU).....	52
3.2.7	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA DE CELOSÍA.....	55
3.2.8	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL 57	
3.2.9	FRECUENCIA NATURAL DE LA PROPUESTA N°2.....	59
CAPÍTULO 4 INGENIERÍA DE DETALLE.....		60
4.1	CONEXIÓN TIPO EMPALME PROPUESTA N°1.....	60
4.1.1	DISEÑO DE ELEMENTOS CONECTADOS AL ALA.....	62
4.1.2	DISEÑO DE ELEMENTOS CONECTADOS AL ALMA.....	63
4.2	CONEXIÓN VIGA-COLUMNA PROPUESTA N°1.....	63
4.2.1	EN EL PLANO DEL PÓRTICO ABCD.....	63
4.2.2	EN EL PLANO LONGITUDINAL.....	65
4.3	CONEXIÓN DE PLACA BASE PROPUESTA N°1.....	67
4.3.1	EN EL PLANO LONGITUDINAL.....	67
4.4	PERNOS DE ANCLAJE PROPUESTA N°1.....	68
4.5	CONEXIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO PROPUESTA N°1.....	69
4.5.1	ESPESOR REQUERIDO DE CARTELA-EN PANDEO.....	69
4.5.2	CONEXIÓN EMPERNADA.....	70
4.5.3	CONEXIÓN SOLDADA-CARTELA.....	71
4.6	CONEXIÓN DIAGONAL Y MONTANTE PROPUESTA N°2.....	71
4.6.1	Conexiones de los nodos de la celosía.....	72

4.6.2	Soldadura de los nodos de la celosía.....	72
4.7	CONEXIÓN CORDÓN-COLUMNA PROPUESTA N°2.....	72
4.8	CONEXIÓN PLACA BASE PROPUESTA N°2	73
4.9	PERNOS DE ANCLAJE PROPUESTA N°2	74
4.10	CONEXIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO PROPUESTA N°2.....	75
4.11	CONEXIÓN VIGA COLUMNA A LO LARGO PROPUESTA N°2	76
4.12	VIGAS DE EVAPORADOR.....	77
4.12.1	CONEXIÓN DE VIGA DE EVAPORADOR PROPUESTA N°1	79
4.12.2	CONEXIÓN DE VIGA DE EVAPORADOR PROPUESTA N°2	79
4.13	CORREAS DE PARED.....	80
4.14	CORREAS DE TECHO	80
4.14.1	CORREAS DE PANDEO LATERAL.....	80
4.14.2	CORREAS DE CUBIERTA	81
CAPÍTULO 5 COSTOS DIRECTOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE		82
5.1	METRADO DE AMBAS PROPUESTAS.....	82
5.1.1	METRADO PROPUESTA N°1	82
5.1.2	METRADO DE PROPUESTA N°2	83
5.2	CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN EL PESO	84
5.3	COSTOS DIRECTOS.....	85
5.3.1	COSTOS DE MATERIALES DIRECTOS	85
5.3.2	COSTO DE MANO DE OBRA DIRECTA	88
5.4	COMPARACIÓN DE COSTOS DE AMBAS PROPUESTAS.....	90
CONCLUSIONES		91
OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES		93
Bibliografía		94
ANEXOS		97

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Definición	Cap
Q_{pa}	Calor por transferencia de calor por las paredes	2.1
A	Área total de paredes y techo	2.1
U	Coeficiente global de transferencia de calor	2.1
ΔT	Diferencia de temperatura exterior e interior de la cámara.	2.1
h_i	Coeficiente de convección en el interior de la cámara	2.1
h_e	Coeficiente de convección en el exterior	2.1
ea	Espesor del panel aislante.	2.1
ka	Coeficiente conductivo del panel aislante.	2.1
Q_{ap}	Calor por apertura de puertas	2.1
Vol_camara	Volumen de cámara	2.1
n	Factor de apertura de puertas (x/h)	2.1
Δh	Diferencia de entalpías entre el aire externo e interno (kcal/m ³).	2.1
Q_{pr}	Calor por producto (kcal/día).	2.1
M	Cantidad de producto a procesar (kg).	2.1
t	Tiempo de proceso (h).	2.1
cea	Calor específico antes del punto de congelamiento (kcal/kg*°C).	2.1
ced	Calor específico después del punto de congelamiento (kcal/kg*°C).	2.1
cl	Calor latente (kcal/kg).	2.1
ΔT_a	Diferencia de temperaturas sobre el punto de congelamiento(°C).	2.1
ΔT_d	Diferencia de temperaturas debajo del punto de congelamiento(°C).	2.1
Q_{cajas}	Calor por la cantidad de cajas (kcal/día).	2.1
M_{cajas}	Cantidad de cajas a enfriar (kg).	2.1
t_{cajas}	Tiempo de proceso de enfriamiento de cajas (h).	2.1
Q_{resp}	Calor por respiración (kcal/día).	2.1
M	Capacidad total de almacenamiento de la cámara (kg).	2.1
C_{resp}	Factor de calor de respiración (kcal/h*kg).	2.1
Q_{pe}	Calor por personas (kcal/día).	2.1
$personas$	Cantidad de personas presentes durante un tiempo (se considera 24horas).	2.1

<i>calorequivalente</i>	Calor que disipa una persona a una determinada temperatura de la cámara (kcal/h).	2.1
<i>Q_{monta_carga}</i>	Calor disipado por el montacargas (kcal/día).	2.1
<i>#mont</i>	Cantidad de montacargas usados.	2.1
<i>factor</i>	Equivalencia del calor que disipa un motor (kcal/h*hp).	2.1
<i>potencia en hp</i>	Potencia del motor del montacargas en hp (se considera 3hp por montacargas).	2.1
<i>tiempo de uso</i>	Tiempo de trabajo de los montacargas (h/día).	2.1
<i>Estr</i>	Peso por unidad de longitud de la estructura A ó B	2.4
<i>Wviguetas</i>	Peso por unidad de longitud de las viguetas	2.4
<i>Waluzinc</i>	Peso por unidad de longitud de la cobertura de techo	2.4
<i>Wpanel</i>	Peso por unidad de longitud del panel de poliuretano	2.4
<i>Weva</i>	Peso por unidad de longitud de un evaporador	2.4
<i>#tubos</i>	Cantidad de tubos.	2.4
ρ	Densidad lineal del material del tubo.	2.4
<i>L</i>	Longitud de la tubería	2.4
<i>Peso_{tubería}</i>	Peso total de la tubería	2.4
<i>W_{tubería}</i>	Peso por unidad de longitud aproximado de la tubería de humidificación	2.4
<i>D</i>	Carga muerta	2.4
<i>L_r</i>	Carga viva	2.4
<i>Lo</i>	Intensidad de carga viva sin reducir	2.4
<i>A_i</i>	Área de influencia del elemento estructural en m^2	2.4
<i>A_t</i>	Área tributaria del elemento en m^2 .	2.4
<i>k</i>	factor de carga viva sobre el elemento.	2.4
<i>P_h</i>	Presión o succión del viento a una altura h en kgf/m^2 .	2.4
<i>C</i>	factor de forma adimensional extraído de la NTE-0.20	2.4
<i>V_h</i>	Velocidad de diseño a la altura h, en km/h	2.4
<i>W1</i>	Condición de carga de viento 1	2.4
<i>W2</i>	Condición de carga de viento 2	2.4
<i>W3</i>	Condición de carga de viento 3	2.4
<i>W4</i>	Condición de carga de viento 4	2.4
<i>W4'</i>	Condición de carga de viento 4 prima	2.4
<i>Z</i>	Factor de zona, extraído de la NTE-0.30	2.4
<i>U</i>	Factor de uso, extraído de la NTE-0.30	2.4
<i>C</i>	Factor de amplificación sísmica	2.4
<i>S</i>	Factor de amplificación del suelo	2.4
<i>T_p</i>	Período que define la plataforma del factor C	2.4
<i>TL</i>	Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	2.4

R _x	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas con respecto al plano de la estructura	2.4
R _y	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas con respecto al plano longitudinal	2.4
C _T	Coeficiente para estimar el período fundamental de una estructura	2.4
h _n	Altura de la estructura en metros	2.4
T _x	Período fundamental en el plano de la estructura	2.4
T _y	Período fundamental en el plano longitudinal	2.4
E _{xx}	Acción sísmica en el plano de la estructura	2.4
E _{yy}	Acción sísmica en el plano de longitudinal	2.4
P	Peso considerado que esta presente durante un sismo.	2.4
[K _{i,j} ^L]	Matriz de rigidez en coordenadas locales.	3
[T]	Matriz de giro del elemento tipo barra	3
[K _{i,j} ^G]	Matriz de rigidez en coordenadas globales del elemento tipo barra	3
[K ^G]	Matriz de rigidez de toda la estructura analizada en coordenadas globales.	3
{U}	Matriz de desplazamientos	3
{F}	Matriz de fuerzas.	3
{U _u }	Sub matriz de desplazamientos desconocdos	3
{U _k }	Sub matriz de desplazamientos conocidos	3
{Q _k }	Matriz de fuerzas conocidas	3
{Q _u }	Matriz de fuerzas desconocidas	3
K ^G ₁₁ , K ^G ₁₂ , K ^G ₂₁ , K ^G ₂₂	División de la matriz de rigidez	3
F _{int}	Fuerza interna que experimenta el elemento.	3
δ	Desplazamientos de los nodos del elemento en coordenadas globales	3
w	Carga distribuida aplicada en la viga	3.1
x	Punto en la viga a calcular el desplazamiento	3.1
E	Módulo elástico del material	3.1
I	Momento inercia respecto al eje de análisis.	3.1
L	Longitud del elemento	3.1
λ _x	Coseno del ángulo que forman el eje local del elemento de análisis y el eje global.	3.1
λ _y	Seno del ángulo que forman el eje local del elemento de análisis y el eje global	3.1
Pr	Resistencia requerida de compresión axial que se obtiene de las combinaciones de carga	3.1

P_c	Resistencia de diseño para carga axial	3.1
M_{rx}	Resistencia requerida en flexión que se obtiene de las combinaciones de carga	3.1
M_{cx}	Resistencia de diseño en flexión.	3.1
P_{cy}	Resistencia disponible en compresión axial fuera del plano de flexión.	3.1
C_b	Factor de modificación por pandeo lateral torsional.	3.1
F_{cr}	Esfuerzo crítico de pandeo	3.1
F_y	Esfuerzo de fluencia	3.1
F_e	Esfuerzo de pandeo elástico	3.1
K	Factor de longitud efectiva	3.1
Q	Factor de reducción neto, $Q=1$ para elementos sin componentes esbeltos	3.1
C_w	Constante de alabeo (<i>warping constant</i>)	3.1
K_z	Factor de longitud efectiva para pandeo torsional	3.1
G	Módulo de elasticidad de corte del acero (77200 MPa)	3.1
J	Constante torsional del elemento	3.1
I_x, I_y	Momento inercia respecto a los ejes principales del perfil	3.1
h_o	Distancia entre centros de gravedad de las alas de un perfil W	3.1
M_n	Resistencia nominal a la flexión	3.1
M_p	Momento flecto plástico del perfil	3.1
Z_x	Módulo de sección plástico entorno al eje x del perfil	3.1
L_b	Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamiento lateral del ala que se encuentra en compresión o arriostrados contra giro de la sección	3.1
L_p	Separación máxima entre arriostramientos que produce el comportamiento plástico del elemento (Zona1)	3.1
L_r	Separación mínima entre arriostramientos para que se produzca pandeo elástico del elemento (Zona3)	3.1
S_x	Módulo de sección elástico entorno al eje x del perfil	3.1
r_{ts}	Radio de giro efectivo	3.1
Q_s	Factor de reducción para elementos esbeltos sin rigidizar	3.2
A_e	Área efectiva sujeta a análisis	3.2
A_g	Área bruta sujeta a análisis	3.2
R_c	Resistencia de diseño, calculada acorde a la NTE-0.90	4
R_u	Carga aplicada al elemento de análisis.	4
M_c	Resistencia a momento de diseño.	4

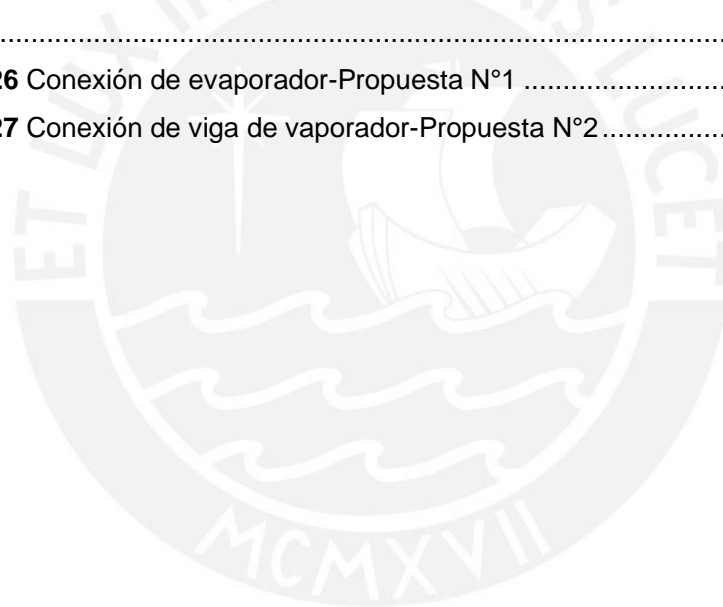
M_u	Momento aplicado al elemento de análisis.	4
$R_{c_{sold}}$	Resistencia de diseño del material de aporte.	4
$R_{c_{mb}}$	Resistencia de diseño del material base.	4
F_{exx}	Resistencia de del metal del electrodo (E60 o E70).	4
θ	Menor ángulo que forma la fuerza con el eje del cordón.	4
A_{we}	Área efectiva de la soldadura.	4
F_{nt} o F_{nv}	Esfuerzo a tracción o corte nominal.	4
A_b	Sección transversal del perno.	4
F_{nt}'	Esfuerzo nominal en tracción modificado.	4
μ	Coefficiente de deslizamiento igual a 0.3 ó 0.5	4
D_u	1.13, multiplicador relacionado a la pretensión del perno.	4
h_f	Factor para planchas de relleno igual a 1.	4
T_b	Tracción mínima del conector.	4
n_s	Número de planos de deslizamiento requeridos.	4
L_c	Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y borde del agujero adyacente o borde del material.	4
t_{fp}	Espesor del material conectado.	4
F_u	Resistencia mínima entracción.	4
d_b	Diámetro nominal del perno	4
P.U	Precio unitario.	5

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Almacenamiento tipo collona.....	4
Figura 1.2 Almacén artesanal con estructura de madera.....	5
Figura 1.3 Almacén con ventilación forzada para papa granel hasta una altura de 3m.5	
Figura 1.4 Huacales en almacén de PepsiCo 1,28mX1,3mX1,2m (W, L, H).....	6
Figura 1.5 Panel de poliuretano de 40kg/m ³	7
Figura 1.6 Pórtico bi-empotrado	8
Figura 1.7 Armadura de perfiles tubulares.....	9
Figura 1.8 Perfiles Americanos laminados en caliente.....	10
Figura 1.9 Perfil tubular laminado en caliente.....	10
Figura 1.10 Provincia de Huaral.	12
Figura 1.11 Grafica de temperaturas durante el año 2015.....	13
Figura 2.1 Modelo de huacal utilizado.	14
Figura 2.2 Esquema de uso de normas.....	17
Figura 2.3 Modelo de panel de poliuretano enchapado con paneles de acero galvanizado.....	19
Figura 2.4 Direcciones del viento.....	21
Figura 3.1 Grados de libertad de un elemento tipo barra.....	25
Figura 3.2 Plano del pórtico.....	27
Figura 3.3 Plano de la estructura a lo largo.....	27
Figura 3.4 Desplazamiento vertical de la viga BC.....	31
Figura 3.5 Desplazamiento horizontal máximo bajo combinación D+0.5Lr+W1	32
Figura 3.6 Desplazamiento de la estructura longitudinal.....	33
Figura 3.7 Fuerzas axiales Comb.7	34
Figura 3.8 Momentos flectores Comb.7	34
Figura 3.9 Fuerzas axiales Comb.11	34
Figura 3.10 Momentos flectores comb.11	34
Figura 3.11 Diagrama de fuerzas axiales	35
Figura 3.12 Diagrama de Fuerzas axiales Comb.14.....	35
Figura 3.13 Diagrama de fuerzas axiales Comb. 23	35
Figura 3.14 Ejes locales de la sección.....	38
Figura 3.15 Ejes principales de la sección angular	43
Figura 3.16 Esquema de pórticos para análisis de frecuencia natural	44

Figura 3.17 Celosía de perfiles tubulares LAC.....	45
Figura 3.18 Estructura a lo largo para propuesta 2.....	45
Figura 3.19 Flecha máxima producida por la combinación D+Lr.	48
Figura 3.20 Desplazamiento horizontal por la combinación D+Ex	48
Figura 3.21 Desplazamiento de la estructura longitudinal.....	49
Figura 3.22 Fuerzas axiales bajo Comb.3	50
Figura 3.23 Momentos bajo Comb.3.....	50
Figura 3.24 Fuerzas axiales bajo Comb.7	50
Figura 3.25 momentos bajo Comb.7.....	50
Figura 3.26 Fuerzas axiales bajo Comb.9	51
Figura 3.27 Momentos bajo Comb.9.....	51
Figura 3.28 Fuerzas axiales bajo Comb.11.....	51
Figura 3.29 Momentos bajo Comb.11.....	51
Figura 3.30 Diagrama de fuerzas axiales	52
Figura 3.31 Diagrama de Fuerzas axiales Comb.14.....	52
Figura 3.32 Diagrama de fuerzas axiales Comb. 23	52
Figura 3.33 Geometría tubular.....	53
Figura 3.34 Esquema de celosías para análisis de frecuencia natural.....	59
Figura 4.1 Graficas de fuerzas internas en la viga BC.....	61
Figura 4.2 Posición de empalme 1.65m y configuración.....	61
Figura 4.3 Viga empalmada con placa de corte de alma	62
Figura 4.4 Conexión de viga columna.....	63
Figura 4.5 Esfuerzo en los cordones a momento y cortante máximo.....	64
Figura 4.6 DCL Viga-columna	64
Figura 4.7 Placa de continuidad superior e inferior para diseño a tracción	64
Figura 4.8 Placa de continuidad inferior (cercana a arriostre) para diseño a corte.....	65
Figura 4.9 Análisis de la zona panel	65
Figura 4.10 Conexión de viga longitudinal.....	66
Figura 4.11 Sección de placa a pandeo.....	66
Figura 4.12 Geometría de la placa de anclaje	67
Figura 4.13 Columna sujeta a Comb.13	67
Figura 4.14 Pernos de anclaje sujetos a corte y perno de anclaje sujeto a flexión por corte.....	68
Figura 4.15 Dimensiones de conexiones arriostradas	69

Figura 4.16 DCL de cartela y arriostre a tracción.....	69
Figura 4.17 Sección crítica de Whitmore de la conexión empernada en la cartela (46mm).....	70
Figura 4.18 Conexión K con garganta	71
Figura 4.19 Conexión K traslapada	71
Figura 4.20 Cordón-columna Propuesta N°2	73
Figura 4.21 Agujero para penos.	73
Figura 4.22 Dimensiones de conexiones de los arriostramientos	75
Figura 4.23 DCL de arriostre y de cartela de columna.....	75
Figura 4.24 Conexión viga columna-Propuesta N°2-plano longitudinal.....	76
Figura 4.25 a. Distribución de vigas de evaporador PN°1 y PN°2, b. Ángulo 2L 7x4x3/8"	77
Figura 4.26 Conexión de evaporador-Propuesta N°1	79
Figura 4.27 Conexión de viga de vaporador-Propuesta N°2.....	79



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Consideraciones para el almacenamiento.....	4
Tabla 1.2 Ventajas y desventajas de aceros estructurales.....	10
Tabla 1.3 Ubicación de aucallama	12
Tabla 2.1 Parámetros para almacenamiento.....	15
Tabla 2.2 Resumen de cálculos de carga térmica.....	17
Tabla 2.3 Peso total de paneles de techo.	19
Tabla 2.4 Coeficientes de presión.....	21
Tabla 2.5 Cargas de viento	22
Tabla 2.6 Parámetros a considerar debido a sismo	23
Tabla 2.7 Carga de sismo.	23
Tabla 2.8 Combinaciones generales de LRFD.....	23
Tabla 2.9 Combinaciones de carga.....	24
Tabla 3.1 Perfiles utilizados para la Propuesta N°1	28
Tabla 3.2 Ubicación de las cargas en la estructura PN°1.....	28
Tabla 3.3 Ubicación de las cargas en la estructura PN°1 (Continuación).....	29
Tabla 3.4 Resultados de los desplazamientos del pórtico para cada tipo de carga.	30
Tabla 3.5 Combinaciones y desplazamientos límites para ELS.	30
Tabla 3.6 Desplazamientos verticales en la viga del pórtico.	31
Tabla 3.7 Desplazamiento horizontal de los nodos del pórtico usando las combinaciones de ELS.....	31
Tabla 3.8 Desplazamiento horizontal bajo combinaciones de servicio.	32
Tabla 3.9 Combinaciones críticas para el pórtico.....	33
Tabla 3.10 Fuerzas internas debido a las combinaciones de carga a lo largo de la estructura.	34
Tabla 3.11 Propiedades de los perfiles del pórtico.....	38
Tabla 3.12 Resistencia de diseño para Pandeo por flexión (carga axial).	39
Tabla 3.13 Resistencia de diseño debido a la fluencia de la sección	39
Tabla 3.14 Resistencia de diseño debido a Pandeo lateral torsional.....	40
Tabla 3.15 Resistencia de diseño para Pandeo por flexión fuera del plano del Pórtico (carga axial).	40
Tabla 3.16 Resultados del análisis en el plano del pórtico	41
Tabla 3.17 Resultados del análisis fuera del plano del pórtico.	41
Tabla 3.18 Pandeo en el plano longitudinal.	42

Tabla 3.19 Resistencia de diseño a tracción.....	42
Tabla 3.20 Resistencia de diseño a compresión (arriostres L2.5x2.5x1/4).....	43
Tabla 3.21 Resultado de análisis en el plano longitudinal y fuera de este plano	43
Tabla 3.22 Frecuencia natural del pórtico	44
Tabla 3.23 Perfiles utilizados en la Propuesta N°2.....	46
Tabla 3.24 Ubicación de las cargas en la estructura PN°2.....	46
Tabla 3.25 Ubicación de las cargas en la estructura PN°2 (Continuación).....	47
Tabla 3.26 Desplazamiento de la estructura de celosía bajo Cargas ELS.	48
Tabla 3.27 Desplazamiento de la estructura a lo largo bajo Cargas ELS.	49
Tabla 3.28 Combinaciones críticas por elemento.....	50
Tabla 3.29 Fuerzas internas debido a las combinaciones de carga a lo largo de la estructura.	51
Tabla 3.30 Factor de reducción neto.....	53
Tabla 3.31 Resistencia de diseño- pandeo por flexión en el plano de la celosía.....	55
Tabla 3.32 Resistencia de diseño-pandeo por flexión fuera del plano de la celosía....	55
Tabla 3.33 Resistencia de diseño- elementos a tracción.....	56
Tabla 3.34 Resistencia de diseño-elementos a flexión.....	56
Tabla 3.35 Ratio de elementos críticos de la estructura de celosía.....	57
Tabla 3.36 Resistencia de diseño- pandeo por flexión	57
Tabla 3.37 Resistencia de diseño a tracción.	57
Tabla 3.38 Ratio de elementos críticos tubulares y arriostres	58
Tabla 3.39 Frecuencia natural de celosías.....	59
Tabla 4.1 Comprobación-elementos conectados al ala (empalme)	62
Tabla 4.2 Comprobación-elementos conectados al alma (empalme)	63
Tabla 4.3 Comprobación de conexión soldada de viga-columna.....	64
Tabla 4.4 Comprobación de placas de continuidad.....	65
Tabla 4.5 Comprobación de conexión empernada-viga plano longitudinal.....	66
Tabla 4.6 Comprobación soldadura-viga plano longitudinal	67
Tabla 4.7 Comprobación de placa base PN°1.....	68
Tabla 4.8 Comprobación de pernos de anclaje PN°1.....	69
Tabla 4.9 Comprobación de espesor de cartela de arriostre-columna PN°1	70
Tabla 4.10 Comprobación de conexión empernada de arriostre PN°1	70
Tabla 4.11 Comprobación de soldaduras de cartela PN°1	71
Tabla 4.12 Ratio de utilización de las conexiones de la celosía.	72

Tabla 4.13 Comprobación de conexión soldada de diagonal y montante.....	72
Tabla 4.14 Comprobación cordón-columna PN°2	73
Tabla 4.15 Comprobación soldaduras de cordón-columna PN°2	73
Tabla 4.16 Comprobación placa base PN°2	73
Tabla 4.17 Comprobación soldadura placa base PN°2	74
Tabla 4.18 Comprobación pernos de anclaje PN°2.....	74
Tabla 4.19 Comprobación de conexión arriostrada Propuesta N°2	75
Tabla 4.20 Comprobaciones de conexión Viga – Columna en el plano longitudinal P N°2.....	76
Tabla 4.21 Comprobación de Ángulo 2L7x4x3/8 LLBB PN°2.....	78
Tabla 4.22 Comprobación de Viga de evaporador W5x19	78
Tabla 4.23 Comprobación de conexión de viga de evaporador Propuesta N°1.....	79
Tabla 4.24 Comprobación de viga de evaporador de Propuesta N°2.....	79
Tabla 4.25 Comprobación de correas de pared.	80
Tabla 4.26 Comprobación de correa de pandeo lateral.....	81
Tabla 4.27 Comprobación de correa de cubierta	81
Tabla 5.1 Metrado Propuesta N°1.....	82
Tabla 5.2 Metrado Propuesta N°1 (continuación).....	83
Tabla 5.3 Metrado Propuesta N°2.....	83
Tabla 5.4 Metrado Propuesta N°2 (continuación).....	84
Tabla 5.5 Tipo de elemento para cada propuesta	85
Tabla 5.6 Costo de materiales Propuesta N°1.	86
Tabla 5.7 Costo de materiales Propuesta N°2.	87
Tabla 5.8 Rendimiento de fabricación	88
Tabla 5.9 Horas hombre durante el montaje de estructuras.....	88
Tabla 5.10 Horas hombre invertidos en fabricación Propuesta N°1.	88
Tabla 5.11 Costo de mano de obra directa para fabricación y montaje Propuesta N°1	89
Tabla 5.12 Horas hombre invertidos en fabricación Propuesta N°2.	89
Tabla 5.13 Costo de mano de obra para fabricación Propuesta N°2.....	90
Tabla 5.14 Costos de fabricación y montaje.....	90

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, la producción de papa en el Perú ha ido incrementándose hasta el punto que la oferta sobrepasó a la demanda de este producto, lo cual causó la caída del precio de venta en el mercado nacional. Esto generó un problema social y económico en los agricultores de papa (paro agrario de inicios del 2018). Asimismo, se espera que para el 2021 la producción de este tubérculo tenga un incremento del 10% con respecto a la producción actual de 4,7 millones de toneladas. Es por ello, que se necesita implementar almacenes lo suficientemente grandes que permitan tener un adecuado control de asepsia, correcta ventilación, un manejo adecuado y traslado del producto sobre el excedente de producción.

Estos almacenes, necesitan tener una estructura que les permita tener una buena integridad estructural para los distintos tipos de solicitaciones de carga que soportarán, las cuales se presentan por el uso y/o ubicación geográfica. Por lo tanto, el presente trabajo de tesis responde a la necesidad planteada, siendo el objetivo principal realizar el análisis estructural comparativo de 2 estructuras externas que permiten que las cámaras refrigeradas de almacenamiento de papa se mantengan erguidas. Dichas estructuras serán diseñadas con acero Laminados en Caliente (LAC) y perfiles tubulares, además deberán de cumplir con las normas peruanas NTE-0.20, NTE-0.30 y con la norma internacional ANSI/AISC-360.

CAPÍTULO 1 ASPECTOS GENERALES

1.1 LA PAPA Y SUS VARIEDADES

1.1.1 LA PAPA

La papa, cuyo nombre científico es *Solanum tuberosum*, pertenece a la familia de las Solanáceas de plantas con flores, cuyo origen es de los Andes de Sudamérica. El órgano comestible de esta planta es un tubérculo, el cual también es conocido con el nombre de papa (International Potato Center, 2018).

1.1.2 VARIEDADES DE PAPAS

En el Perú, el centro internacional de la papa señala que estos tubérculos pueden ser agrupados en papas nativas y papas mejoradas.

- **Papas nativas**

En los andes del Perú, Bolivia y Ecuador existen más de 4000 variedades de papas nativas, las cuales tienen su origen debido al proceso de domesticación y selección. Esta selección se dio de acuerdo a sus texturas, formas y colores. Las variedades de papas nativas están muy bien adaptadas a las duras condiciones climáticas que se presentan en las alturas andinas. Por ejemplo, se tiene a la variedad Peruanita, Huayro, Amarilla, Tumbay (International Potato Center, 2018), ver **ANEXO 1**

- **Papas mejoradas**

Las papas mejoradas son el resultado del proceso de manipulación genética. Las variedades que se obtienen producto de este mejoramiento genético poseen un mayor rendimiento, resistencia a enfermedades y buena calidad culinaria (Andrade B., 1998). Por ejemplo, se tiene a la Canchán, Perricholi, etc. Ver **ANEXO 2**.

1.1.3 DISTRIBUCIÓN DE LA PAPA EN EL MUNDO Y EL PERÚ

La producción de papa en el Perú ocupó el puesto número 14 en el año 2014, dentro de un estudio realizado a 150 países que siembran este tubérculo. Además, el Perú ocupa el primer lugar en América del Sur y el segundo en todo América, después de Estados Unidos, de acuerdo a cifras de la FAO (La República, 2017).

En el Perú, 19 de las 25 regiones cultivan papa y tienen como principales productores a la región de Puno y Huánuco. Sin embargo, las regiones que tienen el mejor rendimiento promedio por hectárea son las que se ubican en la costa como Arequipa e Ica (Ministerio de Agricultura y Riego, 2017, pág. 6), ver **ANEXO 3**.

1.2 CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO Y TIPOS DE ALMACENES

Durante el almacenamiento de la papa se debe de controlar cuatro parámetros importantes, los cuales permiten que el producto se almacene en las mejores condiciones.

1.2.1 PARÁMETRO DE ALMACENAMIENTO

- **Temperatura:** La temperatura de almacenamiento depende de que tipo de proceso prosigue al almacenamiento; por ejemplo, papa almacenada para semilla, producir hojuelas de papa, producir papas fritas tipo bastón (Canada department of agriculture, 1967, págs. 35-37), ver **Tabla 1.1**.
- **Humedad:** La humedad relativa de la cámara debe ser alrededor de 85% a 90% (Escuela de refrigeración del Perú, 2018, pág. 12).
- **Luz:** La papa debe ser almacenada en un ambiente oscuro, ya que la luz causa la formación de clorofila, produciendo el color verdoso de la papa (Canada department of agriculture, 1967, pág. 37).
- **Ventilación:** Debe ser la adecuada para mantener controlada la concentración de dióxido de carbono (CO₂), la cual causa el incremento del contenido de azúcares o que se negreen las papas (Canada department of agriculture, 1967, pág. 37).

Tabla 1.1 Consideraciones para el almacenamiento.

Tipo	Temperatura	Tiempo	Humedad Relativa
Semilla	2.2°C a 3.3°C	7 a 8 meses	85% a 90%
Hojuelas de papa	7.2°C a 10°C	4 a 9 meses	85% a 90%
Papas fritas bastones	4°C a 7°C	4 a 9 meses	85% a 90%

Fuente: Elaboración propia.

El almacenamiento de la papa se realiza para tener un flujo constante durante las épocas que hay menor oferta del tubérculo. Este almacenamiento se puede realizar en tres tipos de almacenes, almacenes artesanales, intermedios o refrigerados. Para el caso de este trabajo se hará mención a los dos primeros y se detallará más sobre los industriales, pues debido a la capacidad de almacenamiento necesitan una mayor área y por ende de una estructura metálica, caso de estudio de esta tesis, que mantenga en pie el almacén.

1.2.2 ALMACENES ARTESANALES

El almacenamiento de las papas nativas se realiza de diversas formas, algunos productores luego de la cosecha y la clasificación de las papas las ponen debajo de ichu o paja, a este tipo de almacenes se les conoce como collona. El objetivo de este almacén es la de proteger a la papa de la luz, la variación drástica de la temperatura durante el día y la noche y permitir a la papa el flujo del aire indirecto, ya que el aire debe fluir primero a través de la paja.



Figura 1.1 Almacenamiento tipo collona.

Fuente: Bío Andes. (s.f.). *Variedades de papas nativas y conocimientos campesinos*. Lima.

Otro tipo de almacén artesanal son los que presentan una estructura de madera que sirve para alojar el producto y protegerlos de las lluvias.



Figura 1.2 Almacén artesanal con estructura de madera.

Fuente: Bío Andes. (s.f.). *Variedades de papas nativas y conocimientos campesinos*. Lima.

1.2.3 ALMACENES INTERMEDIOS

Permiten tener un mejor control, que los artesanales, de las condiciones internas de la cámara. Por ejemplo, evitan la incidencia directa del aire con el tubérculo (ductos de ventilación o ventanas), mayor control del ingreso de la luz, cuentan con un higrómetro para medir la humedad.



Figura 1.3 Almacén con ventilación forzada para papa granel hasta una altura de 3m.

Fuente: Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura. (2003). *Manual para la preparación y venta de frutas y hortalizas del campo al mercado*. Roma: Boletín de servicios agrícolas de la Fao. Recuperado el 14 de Agosto de 2018

1.2.4 ALMACENES INDUSTRIALES

Son utilizados para mantener los tubérculos en condiciones mucho más controladas de las que pueden otorgar los almacenes artesanales o intermedios. Una bodega refrigerada es una construcción relativamente hermética, aislada térmicamente del exterior y con un equipo de refrigeración capaz de extraer el calor generado por el producto para dispersarlo en el exterior. Debido al ritmo metabólico intenso (...) el equipo debe tener una gran capacidad refrigerante para eliminar el calor respiratorio. Es necesario, además, que pueda controlarse precisamente la temperatura y la humedad relativa en el interior de la bodega. (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura, 2003)

1.2.4.1 Dimensiones

Las dimensiones que tendrá la cámara dependen del volumen máximo que se desea almacenar del tubérculo, una fácil manipulación mecánica y una correcta distribución del flujo de aire. Por ello, usualmente solo un 75% del total de la cámara es utilizado en el almacenamiento. Además, para objetos de esta tesis la altura de la cámara interior no será inferior a 6m, ya que se utilizarán 5 niveles de huacales. Además, estos almacenes, de tipo industrial, son de más de 10 m de ancho y de 25 m de largo y no son auto-portantes en su totalidad. Por ende, se necesita una estructura que sirva de soporte estructural para estos materiales aislantes. (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura, 2003)



Figura 1.4 Huacales en almacén de PepsiCo 1,28mX1,3mX1,2m (W, L, H).

Fuente: Elaboración propia.

1.2.4.2 Materiales de construcción

Estos almacenes pueden ser construidos de diversos materiales, los cuales siempre deben de procurar que tanto paredes, techo y pisos estén aisladas térmicamente. Por ejemplo, se utiliza usualmente paneles de poliuretano (4 in) o poli-estireno (5 in). Además, debido a que se tienen grandes dimensiones, no son auto-portantes en su totalidad. Por ende, se necesita una estructura que sirva de soporte estructural para estos materiales aislantes. (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura, 2003)

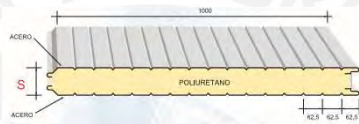


Figura 1.5 Panel de poliuretano de 40kg/m³.

Fuente: Metecno. (2018). *Metecno Perú*.

1.2.4.3 Estructura soporte

Esta estructura soporte puede ser de concreto o metal, a las cuales se deben de conectar o anclar los paneles (medio de aislamiento). Las cámaras de concreto son más costosas y muchas veces la estructura ha sido utilizada con otros fines diferentes con la manipulación de productos orgánicos. El segundo, es más barato, liviano y este tipo de estructuras es destinado para un uso específico. Es decir, es diseñado en este caso para soportar la cámara de refrigeración y sus componentes de refrigeración y humidificación.

1.2.4.4 Componentes del sistema de refrigeración

El sistema de refrigeración mecánica tiene dos componentes principales los cuales son el evaporador y la unidad de condensación (U.C), ver **ANEXO 4**. El primero se encuentra en el interior de la cámara y cuenta con un ventilador acoplado que permite forzar el flujo de aire, además la válvula de expansión se encuentra ubicada cerca del equipo. La función de este equipo es absorber el calor de la cámara. El segundo, se encuentra fuera de la cámara de almacenamiento y está compuesto por el compresor,

condensador, receptor de líquidos, filtro secador, visor de líquidos, etc. La función principal de U.C es liberar el calor absorbido por el evaporador hacia el ambiente.

1.2.4.5 Sistema de humidificación

Controla la humedad de la cámara, la cual se debe de encontrar en el rango deseado (85% a 90%). El sistema de humidificación puede ser de atomización por alta presión, humidificadores centrífugos, etc. Ver **ANEXO 5**

1.3 ESTRUCTURA METÁLICA SOPORTE DE LA CÁMARA

Esta estructura es semejante a una nave industrial, ya que su objetivo es la de permitir aislar o independizar una zona para trabajo o almacenamiento.

Los tipos de estructuras metálicas (naves industriales) que se utilizan usualmente son los pórticos de alma llena y tijerales o estructuras de celosía.

1.3.1 PÓRTICOS DE ALMA LLENA

Estos pórticos son utilizados cuando la nave industrial requiere cubrir una luz hasta 15m o 20m y usualmente son bi-empotrados en sus apoyos. Estos pórticos se caracterizan por tener conexiones rígidas, las cuales son diseñadas para transmitir momento. Asimismo, si se tienen luces superiores a 35m se puede optar por pórticos de sección variable.

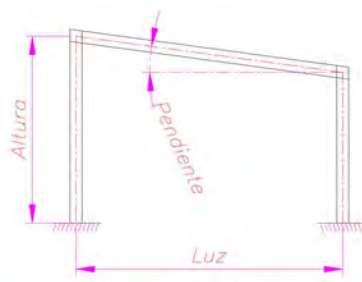


Figura 1.6 Pórtico bi-empotrado

Fuente: Elaboración propia

1.3.2 TIJERALES O ESTRUCTURAS DE CELOSÍA

Los tijerales o estructuras de celosía son utilizados cuando se requieren aligerar el peso. Además, este tipo de estructuras es utilizado cuando se requiere cubrir luces entre 20m a 35m.

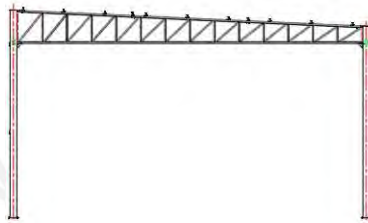


Figura 1.7 Armadura de perfiles tubulares.

Fuente: Elaboración propia

1.3.3 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA TIPO NAVE INDUSTRIAL

La estructura metálica está conformada por los elementos estructurales principales y secundarios.

1. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

- **Estructura sustentante:** son los pórticos, tijerales, vigas de celosía, etc.
- **Zapatas:** viene a ser la fundación en la cual la estructura descansa y transmite todas las cargas a través de esta al suelo.

2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECUNDARIOS

- **Arriostres:** son los elementos que se distribuyen por los planos de cubierta y fachada, se encargan de transmitir las cargas horizontales producidas por el viento y sismo hacia las cimentaciones.
- **Correas:** se encargan de transmitir la carga de la cobertura y cerramiento hacia la estructura sustentante.

1.3.4 MATERIALES DE FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

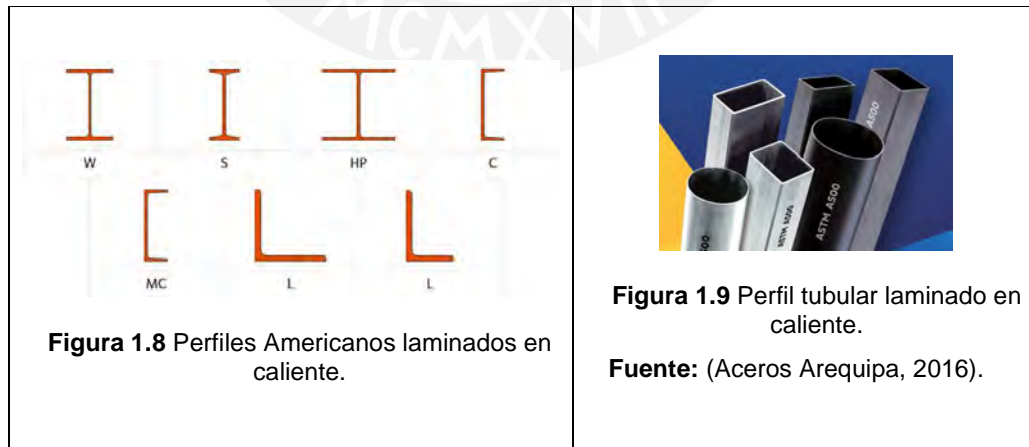
Los distintos elementos que se utilicen para la fabricación de la estructura serán de tipo acero estructural (ASTM A-36, ASTM A-325, etc.). Las principales características de los aceros LAC son, en su mayoría, una buena resistencia a la tracción, elasticidad, ductibilidad, tenacidad, soldabilidad. Sin embargo, se pueden corroer fácilmente, tienen un alto costo de protección contra el fuego, son susceptibles al pandeo, la fatiga puede reducir su resistencia y pierden ductilidad bajo ciertas condiciones de trabajo.

Tabla 1.2 Ventajas y desventajas de aceros estructurales

Perfil	Ventajas	Desventajas
Acero estructural	Buena resistencia a la tracción	Fácil corrosión
	Buena elasticidad	Alto costo de protección contra el fuego
	Buena ductibilidad	Susceptibles al pandeo
	Buena tenacidad	Problemas ante la fatiga
	Buena soldabilidad	Pérdida de ductibilidad a bajas temperaturas.

Fuente: Elaboración propia.

Los perfiles de acero estructural LAC son de dos tipos:



1.4 DEFINICIÓN DE CARGAS

1.4.1 CARGA MUERTA (D)

La acción de esta fuerza es vertical y hacia abajo, comprende todos los elementos estructurales que conforman la estructura más los elementos permanentes. Por ejemplo, muros, paredes, recubrimientos, máquinas, instalaciones sanitarias, etc. Estas fuerzas provocan que los pilares de la nave trabajen a compresión y que el dintel o viga trabaje a flexión.

1.4.2 CARGA VIVA EN AZOTEA (Lr)

“La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición y otras”. (Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, 2014, pág. 5)

1.4.3 ACCIÓN DEL VIENTO (W)

La estructura va a estar sometida a ráfagas de viento que ocasionarán presión y succión en los cerramientos, lo cual genera fuerzas perpendiculares a dichos planos. Mientras mayor sea la altura, mayor será la acción del viento sobre la estructura. Además de la altura, otro factor determinante es la velocidad del viento. Se debe de señalar que viento y sismo son dos eventos aislados que no ocurrirán en el mismo instante.

1.4.4 SEÍSMO (E)

Es una onda mecánica que se propaga por el subsuelo y afecta a las edificaciones provocando en ellas una fuerza horizontal, conocida como la cortante basal. Según recomendaciones se debe considerar el efecto del seísmo cuando la estructura tenga una gran masa o este en una zona de gran importancia sísmica.

1.5 SITUACIÓN ACTUAL

La producción de papa ha alcanzado niveles de sobreproducción durante ciertas fechas del año, lo cual ocasionó problemas sociales y que el gobierno tome como medida de solución la de comprar este excedente de producción. El cual puede ser almacenado para prolongar su disponibilidad. Además, en los últimos meses la empresa PepsiCo está interesada en aumentar su capacidad de almacenamiento de este tubérculo, por lo cual evalúa la construcción de cámaras refrigeradas de una capacidad de 350 a 500 toneladas de papa.

1.5.1 UBICACIÓN

Se plantea para este trabajo de tesis que la estructura en cuestión se encuentre ubicada en el distrito de Aucallama, provincia de Huaral, departamento de Lima. Esta zona se caracteriza por tener una importante actividad sísmica, al igual que el resto de la costa.

Tabla 1.3 Ubicación de aucallama

DATOS DE LA UBICACIÓN DE AUCALLAMA	
PROVINCIA	HUARAL
DISTRITO	AUCALLAMA
LATITUD	11° 35' 50.3" SUR
LONGITUD	77° 13' 02.3" OESTE
ELEVACIÓN	145 M.S.N.M



Figura 1.10 Provincia de Huaral.

Fuente: Google maps.

1.5.2 CONDICIONES CLIMÁTICAS

Las condiciones geográficas de la ciudad se presentarán en la **Figura 1.11**. Se debe de tener en consideración estos datos para realizar el diseño de la estructura

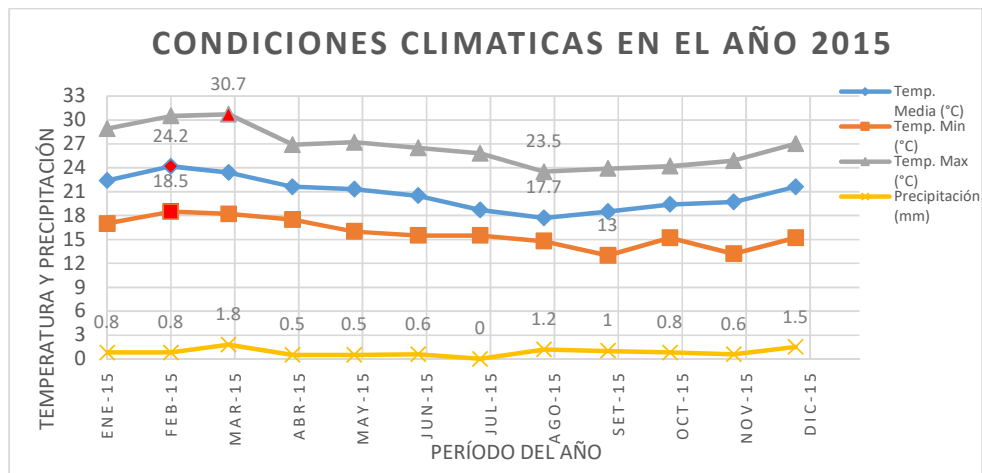


Figura 1.11 Grafica de temperaturas durante el año 2015.

CAPÍTULO 2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA CÁMARA

2.1.1 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

La capacidad de almacenamiento es de 480 toneladas de papas y se utilizan huacales de 1 tonelada de capacidad. Estos huacales se apilan, por un montacargas, hasta 5 niveles de altura (6 metros de altura), por lo cual se deja un espacio propicio para el paso y maniobras del montacargas y la instalación de evaporadores y sus tuberías. Por lo tanto, se tiene un almacén de dimensiones internas de 14x25x7.5m, el cual tendrá externamente la estructura metálica, ver **ANEXO 6**

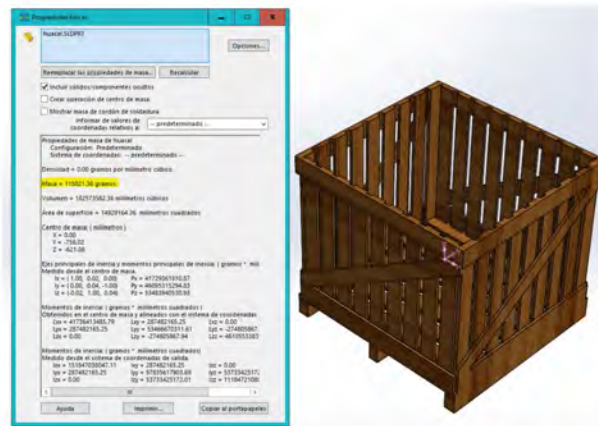


Figura 2.1 Modelo de huacal utilizado.

Fuente: elaboración propia.

2.1.2 ESTIMACIÓN DE LA CARGA TÉRMICA

Para estimar la carga térmica que se produce durante el almacenamiento de papa, se deben tener en consideración diversos parámetros como puntos de partida importantes, **ANEXO 7**.

Tabla 2.1 Parámetros para almacenamiento

Parámetros para almacenamiento			
Parámetro	Valor	U.	Comentarios
Capacidad de almacenamiento	480	ton	de papa
Temperatura de ingreso	22	°C	máx. temperatura
Temperatura de cámara	8	°C	-
Temperatura de ambiente máxima	30	°C	Ver Figura 1.11
Humedad relativa	85 a 90	%	-

Con estos parámetros se calcula las siguientes cargas térmicas que en su conjunto son la carga térmica de la cámara.

2.1.2.1 TRANSFERENCIA DE CALOR POR LAS PAREDES

Esta carga térmica se produce por la diferencia entre la temperatura ambiente y la temperatura interna de la cámara.

$$Q_{pa} = A * U * \Delta T * 24 \frac{hr}{day} \quad (2.1)$$

$$\frac{1}{U} = \frac{1}{h_i} + \sum \frac{e_a}{k_a} + \frac{1}{h_e} \quad (2.2)$$

Despreciando la convección se tiene lo siguiente:

$$Q_{pa} = A * \frac{k}{e} * \Delta T * 24 \frac{hr}{day} \quad (2.3)$$

- ΔT : Si la cámara está a la intemperie se le suma un delta de 7,7K a esta diferencia.

2.1.2.2 CALOR POR APERTURA DE PUERTAS.

Ingreso de aire externo, en este caso a temperatura ambiente, hacia la cámara, debido a la apertura de la puerta.

$$Q_{ap} = Vol_camara * n * \Delta h * 24 \frac{hr}{day} \quad (2.4)$$

2.1.2.3 CALOR POR EL PRODUCTO.

Calor absorbido del producto para llegar a una temperatura deseada durante un período de tiempo.

$$Q_{pr} = \frac{M}{t} * (cea * \Delta Ta + cl + ced * \Delta Td) * \frac{24kcal}{24h} \quad (2.5)$$

2.1.2.4 CALOR POR HUACALES.

Calor extraído de los huacales, ya que están presentes dentro de la cámara.

$$Q_{cajas} = \frac{M_{cajas}}{t_{cajas}} * (cea * \Delta Ta + cl + ced * \Delta Td) * \frac{24kcal}{24h} \quad (2.6)$$

2.1.2.5 CALOR DE RESPIRACIÓN.

El calor de respiración se produce debido a que las papas son productos vivos y continúan sufriendo cambios mientras se almacenan.

$$Q_{resp} = M(kg) * C_{resp} * 24h \left(\frac{kcal}{day} \right) \quad (2.7)$$

2.1.2.6 CALOR POR PERSONAS.

Esta carga térmica es producida por la cantidad de personas que se encuentran trabajando en el interior de la cámara.

$$Q_{pe} = personas * calorequivalente * 24 \frac{h}{day} \quad (2.8)$$

2.1.2.7 CALOR POR MONTACARGAS.

Producido por el motor de los equipos que se utilizan para apilar los huacales de madera.

$$Q_{monta_carga} = \#mont * factor * potencia \text{ en hp} * tiempo \text{ de uso} \quad (2.9)$$

Tabla 2.2 Resumen de cálculos de carga térmica.

Tipo de carga	Valor	Unidad
Transferencia de calor por las paredes	206088	kcal/día
Calor por apertura de puertas	78620	kcal/día
Calor por el producto	188000	kcal/día
Calor por huacales	24150	kcal/día
Calor de respiración	230400	kcal/día
Calor por personas	9193	kcal/día
Calor por montacargas	35686	kcal/día
Capacidad frigorífica	52763	kcal/h

Fuente: Elaboración propia.

2.2 NORMATIVA.

Se utilizan recomendaciones y estándares nacionales de Perú o en su defecto internacionales. Para el desarrollo del presente trabajo, diseño comparativo de 2 tipos de estructuras, se utilizan la norma NTE-0.20 (ASCE 2010), la cual determina las cargas mínimas que actúan en la estructura. Asimismo, se tendrá en consideración el código NTE-0.30 con el cual se determina la acción sísmica sobre la estructura. Además, entre los códigos de diseño se tienen en consideración a la NTE-0.90 (AISC-360).

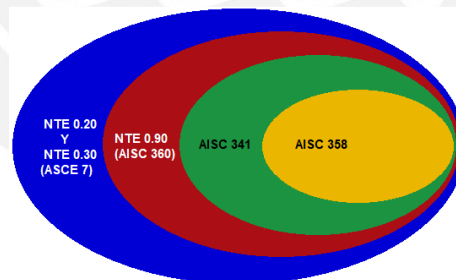


Figura 2.2 Esquema de uso de normas.

2.3 ESTRUCTURAS METÁLICAS PROPUESTAS

Las estructuras que se diseñan, como ya se mencionó, son externas y de dos tipos, pórtico con perfiles laminados en caliente y estructura de celosía construida con perfiles

tubulares (LAC). Las cuáles serán conocidas como Propuesta N°1 y Propuesta N°2, respectivamente.

Propuesta N°1			Propuesta N°2		
Uso de pórticos ordinarios a momento (OMF) en el plano de xz y porticos arriostrados en zy.			Uso de pórticos ordinarios a momento (OMF) en el plano de xz y porticos arriostrados en zy.		
Columna	W12x65	A36	Cordón	3"x3"x1/4"	A500
Viga	W14x53	A36	Montante	2"x2"x3/16"	A500
			Diagonal	2"x1.5"x3/16"	A500
			Columna	12"x10"x1/4"	A500

2.4 METRADO DE CARGAS.

Para realizar el metrado de cargas que actúan en la estructura soporte de las cámaras, se dividen estas en cuatro grupos, las cuales son las siguientes:

2.4.1 CARGA MUERTA (D).

La carga muerta depende directamente de los elementos permanentes que conforman la cámara. Entre estos elementos se tiene a los siguientes:

2.4.1.1 ESTRUCTURA METÁLICA.

Se plantea el uso de dos tipos distintos de estructuras, las cuales son construidas con perfiles LAC y perfiles tubulares. Asimismo, la separación entre pórticos (tijerales) tiende a ser lo más próxima a 7m, ya que esto permite obtener valores de $30 \frac{kg \text{ de acero}}{m^2}$ y de esta manera obtener una buena propuesta tanto técnica como económica. Por ello, debido a que se tiene una estructura de 25m de largo se opta por tener una separación entre tijerales de 5m (ancho tributario).

Elemento	Perfiles abiertos LAC	Unidad	Perfiles tubulares LAC	Unidad
Estructura metálica	A=1.79	kN/m	B=0.92	kN/m
Viguetas	68.6	N/m ²	68.6	N/m ²
Cobertura Aluminizada	58.8	N/m ²	58.8	N/m ²

$$Estr = A \text{ ó } B$$

$$W_{viguetas} = 68.6 \text{ N/m}^2 * 5 \text{ m} = 343 \text{ N/m}$$

$$W_{aluzinc} = 58.8 \text{ N/m}^2 * 5 \text{ m} = 294 \text{ N/m}$$

2.4.1.2 PANELES AISLANTES.

Los paneles del techo son soportados por la estructura metálica para evitar la flexión de esta. Por otro lado, los paneles que se utilizan como paredes están empotrados al piso y su incidencia sobre la estructura metálica de la cámara es mínima. El espesor de los paneles es de 80mm y son paneles PUR, los cuales son paneles clase 3 en cuanto a inflamabilidad. Además, estos paneles tienen un centro de poliuretano de densidad igual a 38 kg/m^3 .

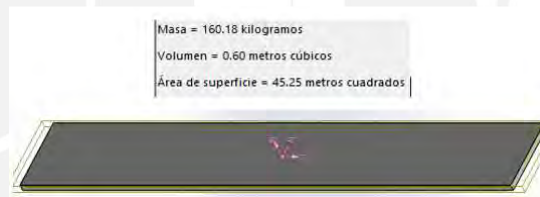


Figura 2.3 Modelo de panel de poliuretano enchapado con paneles de acero galvanizado.

En el **ANEXO 6** se observa que el área utilizada en paneles para techo es de alrededor de 377 m^2 .

Tabla 2.3 Peso total de paneles de techo.

1 Panel de techo		
Largo	7.35	m
Ancho	1	m
Peso	1.57	kN
Peso/área	213.7	kg/m^2
Total de paneles de techo		
Área cubierta	377	m^2
Wtecho	80.6	kN

$$w_{panel} = 213.7 \text{ kgf/m}^2 * 5 \text{ m} = 1.06 \text{ kN/m}$$

2.4.1.3 EVAPORADORES.

Se instalarán 6 evaporadores de 88kgf cada uno, en el centro de la cámara, ver **ANEXO 8**. Estos evaporadores son soportados por dos estructuras contiguas. Además, se considerará que los evaporadores tienen un peso de un 50% más (132 kgf).

$$W_{eva} = ((6 * 1.3kN))/(2 * 15.4m) = 252N/m$$

2.4.1.4 SISTEMA DE HUMIDIFICACIÓN.

El sistema de humidificación irá suspendido por encima del producto almacenado y estará colgado y anclado a la estructura metálica. Además, este sistema realizará la descarga del agua a una zona cercana a los ventiladores del evaporador. Se instalará el sistema por humidificación a presión. Se asumirá que serán dos tuberías de 14m cada uno de diámetro 1".

$$Peso_{tubería} = \#tubos * \rho * L = 2 * 25.5 \frac{N}{m} * 14m = 706N \quad (2.10)$$

$$W_{tubería} = \frac{Peso_{tubería}}{2 * 15.4m} = \frac{22.8N}{m} \quad (2.11)$$

Por lo cual, se tiene como carga muerta:

$$D = Estr + W_{viguetas} + W_{aluzinc} + W_{panel} + W_{eva} + W_{tubería} \quad (2.12)$$

$$D = Estr + 1.98 \frac{kN}{m}$$

2.4.2 CARGA VIVA EN AZOTEAS (Lr).

Según la norma NTP-E20 la carga viva sobre azotea será de $L_o = \frac{30kgf}{m^2}$; sin embargo, este valor puede ser reducido según el Artículo 10 de esta norma.

$$L_r = L_o * (0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}) \quad (2.13)$$

$$A_i = k * A_e, \quad k = 1 \quad (2.14)$$

A_i	L_r
$70m^2$	$235.4 N/m^2 \rightarrow 5m * 235.4 N/m^2 = 1.18kN/m$

2.4.3 CARGA DEL VIENTO (W).

Para determinar la carga que ejerce el viento sobre la estructura, se utiliza la norma NTE 0.20. Según el mapa eólico del Perú, la velocidad del viento, en Huaral, es de 85 km/h. Por lo cual, la velocidad de 85km/h es la velocidad de diseño, debido a que la estructura no sobrepasa los 10m de altura no se requiere corregir esta velocidad.

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2 \quad (2.15)$$

$$V_h = 85 \frac{km}{h}$$

- P_h : presión o succión del viento a una altura h en kgf/m².

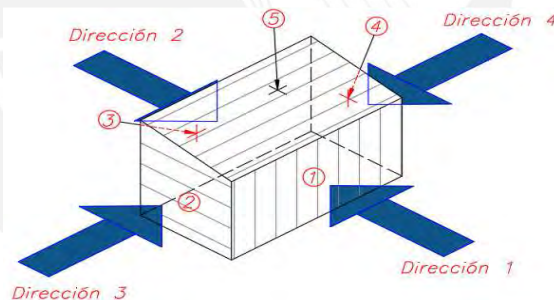
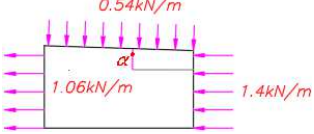
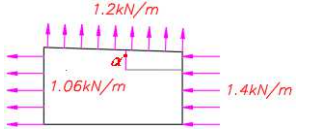
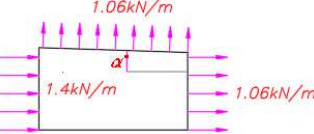
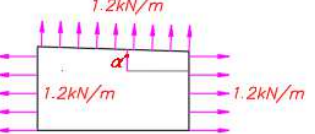




Figura 2.4 Direcciones del viento.

Tabla 2.4 Coeficientes de presión.

Factor de forma	Dirección 1		Dirección 2	Dirección 3	Dirección 4	Dirección 3	Dirección 4
	W1	W2	W3		W4	W4'	-W4'
C1	0.8	0.8	-0.6		-0.7	-	-
C3	-0.6	-0.6	0.8		-0.7	-	-
C5	0.3	-0.7	-0.6		-0.7	-	-
C2	-	-	-		-	0.8	-0.6
C4	-	-	-		-	-0.6	0.8

Tabla 2.5 Cargas de viento

W1 	W2 
W3 	W4 
W4' 	-W4' 

Para las cargas de viento W1, W2, W3 y W4, se considera que la presión que el viento ejerce actúa sobre un ancho tributario de 5 m (separación entre columnas), por lo cual se tiene unidad de fuerza entre unidad de longitud. Por otro lado, para W4' y -W4' se considera que la presión que actúa sobre las zonas 2 y 4 de la **Figura 2.4** se divide la presión entre dos y se multiplica por la mitad de la luz, lo cual resulta en unidades de fuerza entre longitud.

2.4.4 CARGA SÍSMICA (E)

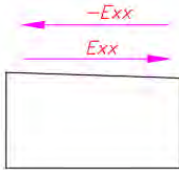
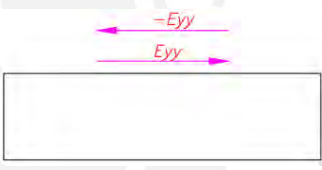
Según la norma NTE-0.30, la provincia de Huaral se encuentra en zona 4, la cual es la zona de mayor importancia sísmica en el Perú. Por otro lado, como todas las estructuras propuestas tienen una altura menor a 45m, es factible utilizar el análisis estático equivalente.

Los parámetros a considerar son los siguientes:

Tabla 2.6 Parámetros a considerar debido a sismo

Z	0.45	Lima, Huaral, Aucallama
U	1	Edificaciones comunes
S	1.1	Perfil tipo S3
Tp	1	Perfil tipo S3
TL	1.6	Perfil tipo S3
Tx	$h_n/C_T = 9m/35 = 0.26$	$T_x < T_p \rightarrow C = 2.5$
Ty	$h_n/C_T = 9m/45 = 0.20$	$T_x < T_p \rightarrow C = 2.5$
C	2.5	Edificaciones comunes
Rx	6	Porticos OMF (luz de la estructura)
Ry	6	Pórticos arriostrados (plano longitudinal)
E_{xx}	$((Z * U * C * S))/R_x * P$	$0.21 * P$
E_{yy}	$((Z * U * C * S))/R_y * P$	$0.21 * P$
P	$D + 0.25 * L_r$	$D + 294 \text{ N/m}$

Tabla 2.7 Carga de sismo.

Exx y -Exx	Eyy y -Eyy
	
La carga de sismo será aplicada en las conexiones viga columna	

2.5 COMBINACIONES DE CARGA

Se usan combinaciones de carga que producen los eventos más críticos en la estructura o elementos estructurales. Las combinaciones de carga son extraídas de la norma NTE 0.90. Las combinaciones que proporciona la norma están dadas tanto para el cálculo con método LRFD (*Load and resistance factor design*) y ASD (*Allowable stress design*). A continuación, se plantearán las combinaciones del método LRFD.

Tabla 2.8 Combinaciones generales de LRFD

1.4D
1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó R)
1.2D + 1.6(Lr ó S ó R) + (0.5L ó 0.8W)
1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr ó S ó R)
1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S
0.9D ± (1.3W ó 1.0E)

Luego de analizar las combinaciones y determinar que cargas están presentes, se obtienen las combinaciones que se utilizarán en la estructura.

Tabla 2.9 Combinaciones de carga.

	Comb.		Comb
1.4D	1	1.2D + 1.0 Ey	13
1.2D + 0.5Lr	2	1.2D - 1.0 Ey	14
1.2D + 1.6Lr + 0.8W1	3	0.9D + (1.3W1)	15
1.2D + 1.6Lr + 0.8W2	4	0.9D + (1.3W2)	16
1.2D + 1.6Lr + 0.8W3	5	0.9D + (1.3W3)	17
1.2D + 1.6Lr + 0.8W4	6	0.9D + (1.3W4)	18
1.2D + 1.3W1 + 0.5Lr	7	0.9D + 1.0 Ex	19
1.2D + 1.3W2 + 0.5Lr	8	0.9D - 1.0 Ex	20
1.2D + 1.3W3 + 0.5Lr	9	0.9D + 1.0 Ey	21
1.2D + 1.3W4 + 0.5Lr	10	0.9D - 1.0 Ey	22
1.2D + 1.0 Ex	11	1.2D + 1.3W4' + 0.5Lr	23
1.2D - 1.0 Ex	12	1.2D - 1.3W4' + 0.5Lr	24

Las combinaciones 13, 14, 21, 22, 23, 24 son utilizadas para el análisis longitudinal de las estructuras.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LOS DOS TIPOS DE ESTRUCTURAS.

Las estructuras que se diseñaron, so externas y de dos tipos, pórticos con perfiles laminados en caliente y estructura de celosía construida con perfiles tubulares (LAC). Las que son conocidas como Propuesta N°1 y Propuesta N°2. Para el análisis de estas estructuras se utiliza el análisis matricial del método directo de rigidez. El cual se desarrolla de la siguiente manera:

- I. Calcular las matrices de rigidez local de cada elemento. Para un elemento de un pórtico que se encuentra en el plano (2D) solo puede presentar 3 grados de libertad por nudo; es decir, fuerza cortante, fuerza axial y momento flector. Para un elemento de una armadura, solo se presentará fuerza axial. Para un elemento tipo viga, se presentan fuerza cortante y momento flector.


 $[K_{i,j}^L]$

Figura 3.1 Grados de libertad de un elemento tipo barra.

- II. Pasar a coordenadas globales las matrices de rigidez locales mediante:

$$[K_{i,j}^G] = [T]^t * [K_{i,j}^L] * [T] \quad (3.1)$$

- III. Ensamble de la matriz global de rigidez de toda la estructura.

$$[K_{i,n}^G]_{3n \times 3n} = [K_{i,j}^G] + [K_{j,k}^G] + [K_{k,l}^G] + \dots + [K_{n-1,n}^G] \quad (3.2)$$

- IV. Plantear la ecuación que relaciona la matriz global de rigidez, desplazamientos y fuerzas actuantes.

$$\{F\} = [K^G] * \{U\} \quad (3.3)$$

- V. Ordenar las matrices en función a desplazamientos desconocidos y desplazamientos conocidos.

$$\begin{Bmatrix} Q_k \\ Q_u \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}^G & K_{12}^G \\ K_{21}^G & K_{22}^G \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} U_u \\ U_k \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

- VI. Resolver las ecuaciones, para determinar los desplazamientos y fuerzas desconocidas (reacciones), que se plantean a continuación:

$$Q_k = K_{11}^G * U_u + K_{12}^G * U_k \quad (3.5)$$

$$Q_u = K_{21}^G * U_u + K_{22}^G * U_k \quad (3.6)$$

- VII. Determinar las fuerzas internas a cada elemento de la estructura.

$$F_{int} = [T]^t * (K_{i,j}^G * \delta) \quad (3.7)$$

3.1 ANÁLISIS DE LA PROPUESTA N°1

El análisis de la estructura se realiza en dos planos distintos y se utilizan todas las combinaciones antes planteadas. Para el análisis del pórtico se emplean matrices de rigidez que por elemento tienen 6 grados de libertad. Es decir, transmiten fuerza axial, cortante y momento flector en el plano. La matriz global del pórtico será una matriz de 12×12 (ver **ANEXO 9**). Por otro lado, para la estructura a lo largo se considera como una armadura, por lo cual se utilizan matrices que solo transmiten fuerza axial, la cual tiene una matriz global para toda la estructura a lo largo de 36×36 (ver **ANEXO 11**).

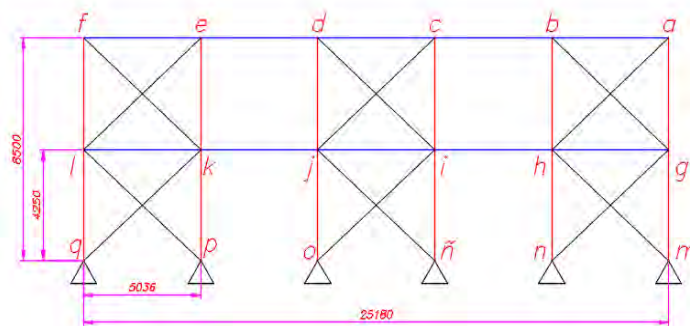
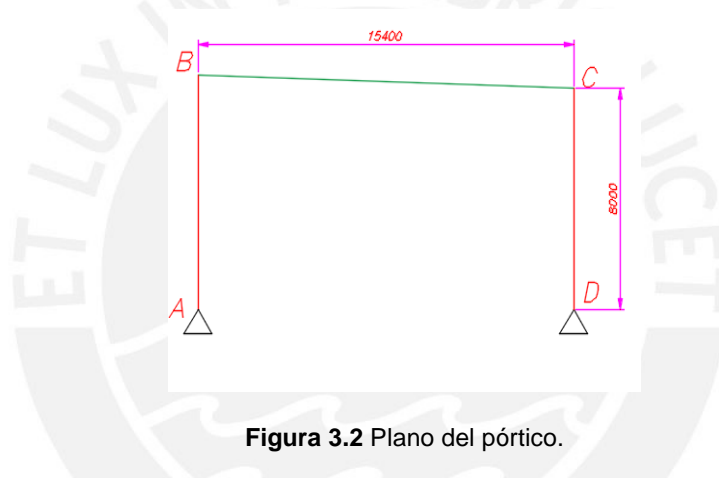


Tabla 3.1 Perfiles utilizados para la Propuesta N°1

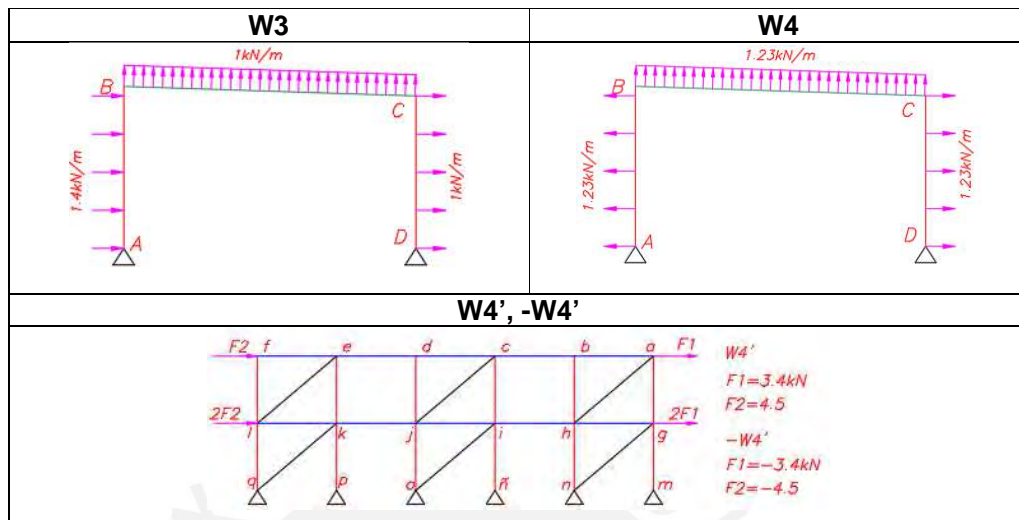
Plano del pórtico										
Elemento	E (ksi)	Material	Perfil	Área (in ²)	I_{xx} (in ⁴)	Peso (lbf/ft)	λ_x	λ_y		
AB	29000	A-36	W12x65	19.1	533	65	0	1		
BC	29000	A-36	W14x53	15.6	541	53	0.9995	-0.0324		
DC	29000	A-36	W12x65	19.1	533	65	0	1		
Plano longitudinal										
Elemento	E (ksi)	Material	Perfil	Área (in ²)	I_{xx} (in ⁴)	I_{yy} (in ⁴)	Peso (lbf/ft)	λ_x	λ_y	
ga	columnas	29000	A-36	W12x65	14.4	272	93.4	49	0	1
bc	vigas	29000	A-36	W5x19	13.3	26.3	9.13	19	1	0
ha	arriostres	29000	A-36	L2.5x1/4	1.19	0.69	0.69	4.04	0.764	0.644

Como se ha mencionado lo primero que se debe realizar es el análisis matricial para obtener los desplazamientos y fuerzas internas, para posteriormente realizar el análisis de los elementos estructurales.

Tabla 3.2 Ubicación de las cargas en la estructura PN°1

Carga muerta (D) y Viva (Lr)	
<p>$D = 3.77\text{kN}$ $Lr = 1.18\text{kN}$</p>	<p>$F1_D = 31.2\text{kN}$ $F2_D = 32.6\text{kN}$ $F1_Lr = 9.4\text{kN}$ $F2_Lr = 9.4\text{kN}$</p>
Sismo (Ex, Ey)	
<p>Ex $F = 6.5\text{kN}$ $-Ex$ $F = -6.5\text{kN}$</p>	<p>$F1 = 2.4\text{kN}$ Ey $F2 = 2.5\text{kN}$ $-Ey$ $F1 = -2.4\text{kN}$ $F2 = -2.5\text{kN}$</p>
W1	W2
<p>0.53kN/m 1kN/m 1.4kN/m</p>	<p>1.23kN/m 1kN/m 1.4kN/m</p>

Tabla 3.3 Ubicación de las cargas en la estructura PN°1 (Continuación)



3.1.1 RESULTADOS DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS.

Los pasos que se realizan para determinar los desplazamiento y fuerzas internas en el pórtico hiperestático se encuentran en el **ANEXO 9**, el cual se utiliza los momentos de empotramiento perfecto para la resolución del sistema cuando presenta cargas distribuidas en los elementos. Sin embargo, para la estructura a lo largo no se considera el uso de los momentos de empotramiento perfecto, ya que es considerada como una armadura en su plano de análisis y las cargas son aplicadas en los nodos, revisar el **ANEXO 11**.

Los desplazamientos se calculan para cada tipo de carga, para posteriormente obtener el desplazamiento de cada combinación. Se debe de mencionar que se analizará primero los Estados Límites de Servicio (ELS) y luego los Estados Límites Últimos (ELU).

Tabla 3.4 Resultados de los desplazamientos del pórtico para cada tipo de carga.

Desplazamiento		D	Lr	W1	W2	W3	W4	EX	-EX
δ_k	δ_1 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ_2 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ_{10} (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ_{11} (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
δ_u	δ_3 (Rad)	0.0021	0.0007	0.0078	0.0063	-0.0085	-0.0002	-0.0079	0.0079
	δ_4 (mm)	-2.45	-0.76	-47.91	-43.18	49.80	1.67	52.84	-52.84
	δ_5 (mm)	-0.10	-0.03	-0.03	0.02	0.05	0.03	0.02	-0.02
	δ_6 (Rad)	-0.0033	-0.0010	0.0018	0.0032	-0.0013	0.0005	-0.0029	0.0029
	δ_7 (mm)	0.00	0.00	-0.05	-0.04	0.05	0.00	0.05	-0.05
	δ_8 (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ_9 (Rad)	0.0035	0.0011	0.0031	0.0012	-0.0038	-0.0008	-0.0033	0.0033
	δ_{12} (Rad)	-0.0013	-0.0004	0.0078	0.0078	-0.0077	-0.0002	-0.0083	0.0083

3.1.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA EL PÓRTICO

Los desplazamientos laterales y verticales deben respetar los parámetros propuestos por las normas peruanas o consideraciones de la ASCE STANDARD 7. De acuerdo a la American society of civil engineers (2010), para desplazamientos verticales y horizontales se plantea el uso de las siguientes combinaciones de carga (págs.579,580):

Tabla 3.5 Combinaciones y desplazamientos límites para ELS.

Dirección	Comb.	Desplazamiento límite	Norma
Vertical	D + Lr	L/180	NTE 0.20 Y NTE 0.30 (Límites de desplazamiento)
Horizontal	D + 0.5Lr + W1	1% de la altura	
Horizontal	D + 0.5Lr + W2	1% de la altura	
Horizontal	D + 0.5Lr + W3	1% de la altura	
Horizontal	D + 0.5Lr + W4	1% de la altura	
Horizontal	D + Ex	1% de la altura	
Horizontal	D - Ex	1% de la altura	

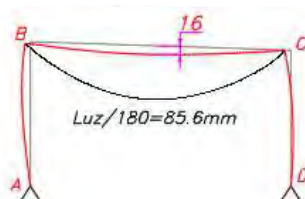
Los desplazamientos verticales (deflexiones que se forman en la viga) serán calculados considerando que la viga se encuentra empotrada en ambos extremos:

$$\Delta(x) = \frac{w * x^2}{24 * E * I} * (L - x)^2 \quad (3.8)$$

Según el Artículo 25 de la norma NTE-0.20, el cual indica que la flecha máxima que se produce en la viga debe ser menor a L/180.

Tabla 3.6 Desplazamientos verticales en la viga del pórtico.

Perfil: W10x45	Desplazamiento vertical							(Und.)
	Longitud de la viga							
Carga	0	2.33	7.7	7.76	8	13.2	15.41	m
D	0	-3.07	-12.29	-12.28	-12.25	-2.81	0	mm
Lr	0	-0.957	-3.834	-3.834	-3.823	-0.88	0	mm
D+Lr	0	-4.02	-16.12	-16.12	-16.07	-3.69	0	mm

**Figura 3.4** Desplazamiento vertical de la viga BC.

Como se observa en la **Figura 3.4** y de la **Tabla 3.6**, los desplazamientos que se obtienen debido a la carga muerta y viva son menores que la flecha máxima admisible (línea discontinua de color negro). Es decir, el perfil de la viga W14x53 cumple con ELS.

Tabla 3.7 Desplazamiento horizontal de los nodos del pórtico usando las combinaciones de ELS.

DESPLAZAMIENTOS		D + Lr	D + 0.5Lr + W1	D + 0.5Lr + W2	D + 0.5Lr + W3	D + 0.5Lr + W4	D + Ex	D - Ex
δ_k	δ_1 (mm)	0.00	0	0	0	0	0	0
	δ_2 (mm)	0.00	0	0	0	0	0	0
	δ_{10} (mm)	0.00	0	0	0	0	0	0
	δ_{11} (mm)	0.00	0	0	0	0	0	0
δ_u	δ_3 (Rad)	0.003	0.010	0.009	-0.006	0.002	-0.006	0.010
	δ_4 (mm)	-3.213	-50.75	-46.02	46.971	-1.159	50.393	-55.291
	δ_5 (mm)	-0.131	-0.15	-0.101	-0.068	-0.083	-0.076	-0.124
	δ_6 (Rad)	-0.004	-0.002	-0.001	-0.005	-0.003	-0.006	0.000
	δ_7 (mm)	-3.280	-50.8	-46.06	46.9	-1.159	50.34	-55.34
	δ_8 (mm)	-0.124	-0.104	-0.061	-0.101	-0.078	-0.117	-0.072
	δ_9 (Rad)	0.005	0.007	0.005	0.000	0.003	0.000	0.007
	δ_{12} (Rad)	-0.002	0.006	0.006	-0.009	-0.002	-0.010	0.007

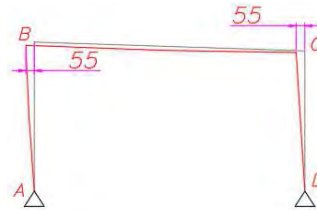


Figura 3.5 Desplazamiento horizontal máximo bajo combinación $D+0.5Lr+W1$

De acuerdo a lo mencionado en el Artículo 24 de la norma NTE-0.20 el desplazamiento lateral máximo será del 1% de la altura del piso. Es decir, que no debe de sobrepasar 80mm (altura mínima de la columna es de 8m). Se observa que los desplazamientos horizontales (δ_4 , δ_7) para la combinación $D + 0.5Lr + W1$; cumplen con los límites de servicio. Es decir, los perfiles seleccionados para las columnas trabajando en conjunto con la viga son adecuados.

3.1.3 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO - ESTRUCTURA LONGITUDINAL

Realizando el análisis matricial para esta estructura, cuyos elementos se mencionan en la **Tabla 3.1** y que las cargas son aplicadas en los nodos de la estructura longitudinal, ver **Figura 3.2** se obtienen los desplazamientos para las cargas de servicios.

Tabla 3.8 Desplazamiento horizontal bajo combinaciones de servicio.

Desplazamientos de los nodos		D + E (mm)	D - E (mm)	D + 0.5Lr + W4' (mm)	D + 0.5Lr - W4' (mm)	
δ_u	a	δ_1	1.483	-1.295	0.708	-0.499
		δ_2	-0.159	-0.059	-0.145	-0.104
	b	δ_3	1.522	-1.334	0.707	-0.488
		δ_4	-0.099	-0.129	-0.125	-0.134
	c	δ_5	1.527	-1.337	0.707	-0.478
		δ_6	-0.164	-0.064	-0.148	-0.11
	d	δ_7	1.565	-1.375	0.726	-0.488
		δ_8	-0.1	-0.128	-0.125	-0.133
	e	δ_9	1.568	-1.378	0.745	-0.498
		δ_{10}	-0.165	-0.063	-0.147	-0.112
	f	δ_{11}	1.602	-1.412	0.776	-0.521
		δ_{12}	-0.095	-0.123	-0.122	-0.127

Como se observa en la **Tabla 3.8**, los desplazamientos de los nodos, de la estructura a lo largo, son menores a 80mm (δ impar paralelo al eje x, δ par paralelo al eje y). Por lo

cual, la estructura cumple con criterios de servicio en ambos planos. Se debe de tener en consideración que los apoyos no tienen desplazamientos vertical ni longitudinal.

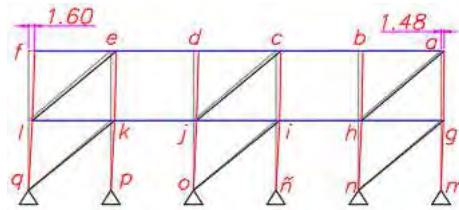


Figura 3.6 Desplazamiento de la estructura longitudinal.

3.1.4 FUERZAS INTERNAS DEL PÓRTICO

De acuerdo a las fuerzas internas que se obtuvieron, ver **ANEXO 10**, se observa que la columna AB y la viga BC presentan las mayores fuerzas internas para la Comb 7. Por otro lado, la Columna DC presenta las mayores fuerzas internas para la Comb 11.

Tabla 3.9 Combinaciones críticas para el pórtico.

Combo 7 (1.2D+1.3W1+0.5Lr)				
Member No.	Joint No.	Axial (kN)	Shear (kN)	Moment (kN*m)
AB	A	51.9	-22.5	0
	B	-51.9	10.8	-141.5
BC	B	9.07	52.3	141.5
	C	-11.6	37.09	-24.4
DC	D	37.5	-4.3	0
	C	-37.5	-10.4	24.4
Combo 11 (1.2D+1Ex)				
Member No.	Joint No.	Axial (kN)	Shear (kN)	Moment (kN*m)
AB	A	27.8	-1.76	0
	B	-27.8	1.76	-15
BC	B	7.4	28.1	15
	C	-9.7	41.6	-118.8
DC	D	41.9	14.8	0
	C	-41.9	-14.8	118.8



Figura 3.7 Fuerzas axiales Comb.7



Figura 3.8 Momentos flectores Comb.7



Figura 3.9 Fuerzas axiales Comb.11

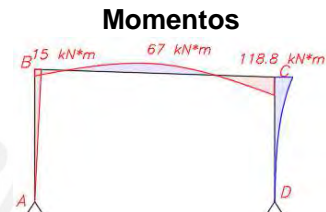


Figura 3.10 Momentos flectores comb.11

3.1.5 FUERZAS INTERDAS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL

Para la estructura LONGITUDINAL, como se observa en el **ANEXO 11**, las combinaciones más son la 13 y 23, ya que presenta las mayores fuerzas internas en los elementos. Se debe mencionar que para las combinaciones 14 y 24 se analizó los arriostres como si estuvieran en compresión. Sin embargo, el diseño se realizará por tracción, dado que se tendrá como condición crítica cuando un solo arriostre trabaja a tracción (como si el de compresión no participara en el equilibrio de fuerzas).

Tabla 3.10 Fuerzas internas debido a las combinaciones de carga a lo largo de la estructura.

Elem.	Inicio-Fin	Combinación 13 (1.2D+E)		Combinación 14 (1.2D-E)		Combinación 23 (1.2D+1.3W4')	
		Axial (kN)	Comp/ Trac (kN)	Axial (kN)	Comp/ Trac (kN)	Axial (kN)	Comp/ Trac (kN)
25	pk (col)	-61	Comp.	-18	Comp.	-55	Comp.
26	lk (vig)	-12	Comp.	12	Trac.	-14	Comp.
27	ql (col)	-30	Comp.	-46	Comp.	-40	Comp.
28	qk (arr)	21	Trac.	-21	Comp.	14.4	Trac.

Como se observa en la **Tabla 3.10**, al cambiar el sentido de la fuerza lateral las vigas y arriostres cambian de compresión a tracción y de tracción a compresión. Por lo cual también se observará la respuesta de estos elementos a estas condiciones.

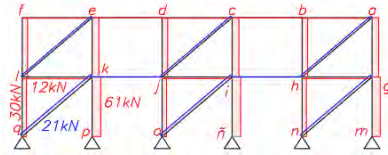


Figura 3.11 Diagrama de fuerzas axiales

comb. 13

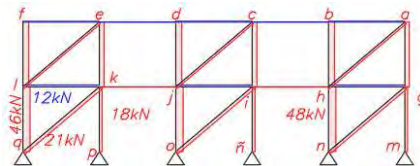


Figura 3.12 Diagrama de Fuerzas axiales

Comb.14

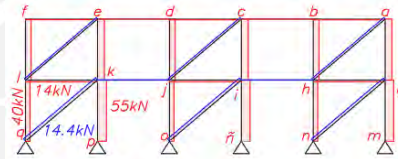


Figura 3.13 Diagrama de fuerzas axiales Comb. 23

3.1.6 ESTADOS LÍMITES ULTIMOS (ELU)

3.1.6.1 Análisis elementos a carga axial y flexión

De acuerdo al capítulo 8 de la norma NTE 0.90, cuando se presente elementos sometidos a flexión y compresión se plantea que se puede realizar el análisis por separado para el plano de pandeo y fuera del plano de pandeo. Asimismo, estas fórmulas de interacción son aplicables para tracción y flexión. Por lo tanto, para el plano de pandeo se tiene las siguientes formulas:

- Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} * \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right) \leq 1 \quad (3.9)$$

- Cuando $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2 * Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right) \leq 1 \quad (3.10)$$

$$P_c = \varphi * F_{cr} * A_g \quad (\varphi = 0.9) \quad (3.11)$$

$$M_c = \varphi * M_n \quad (\varphi = 0.9) \quad (3.12)$$

Mientras que para el pandeo fuera del plano se utiliza la siguiente formula:

$$\frac{P_r}{P_{cy}} \left(1.5 - 0.5 * \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b * M_{cx}} \right)^2 \leq 1 \quad (3.13)$$

Además, se plantea ver tablas de esbeltez y compacidad de las secciones utilizadas del **ANEXO 13**, **ANEXO 14** y **ANEXO 15** ya que con esta tabla se determina que estados de análisis son los que gobiernan en el elemento. Además, en la ecuación (3.13) el valor de M_{cx} se calcula considerando que $C_b = 1$ (los valores de F_{cr} y M_n se calculan en **3.1.6.2** y **3.1.6.4**, respectivamente)

3.1.6.2 Análisis de elementos en compresión axial

Para elementos que se encuentren a compresión axial debido a la acción de P_r , se analizan los elementos por pandeo por flexión sin componentes esbeltos y pandeo torsional, ya que son los que gobiernan el análisis estructural según la NTE-0.90 ó de la Tabla E1.1 de la AISC 360 que se encuentra en el **ANEXO 14**.

A. Para pandeo por flexión (NTE-0.90, ARTÍCULO 5.3)

En donde Q es igual a 1 para elementos sin componentes esbeltos.

$$F_{cr} : \begin{cases} \text{Cuando: } (Q * F_y) / F_e \leq 2.25 \\ \implies F_{cr} = Q * \left(0.658 \frac{Q * F_y}{F_e} \right) * F_y \\ \text{Cuando: } (Q * F_y) / F_e > 2.25 \\ \implies F_{cr} = 0.877 F_e \end{cases} \quad (3.14)$$

$$F_e = \pi^2 * E / ((K * L) / r)^2 \quad (3.15)$$

B. Para pandeo torsional (NTE-0.90, ARTÍCULO 5.4)

El F_{cr} se calcula de la misma manera que para pandeo por flexión; sin embargo, F_e (para componentes de simetría doble) es el siguiente:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K_z * L)^2} + G * J \right) * \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.16)$$

Se considera que $K_z = 1$

$$C_w = I_y * h_o^2 / 4 \quad (3.17)$$

3.1.6.3 Análisis de elementos a tracción (NTE-0.90, Cap.4, Sec. 4.2)

Se analizará la fluencia del área bruta de los arriostres y vigas del plano longitudinal, para posteriormente realizar la rotura del área neta en el diseño de conexiones.

$$P_n = F_y * A_g \quad (3.18)$$

$$P_t = \phi * P_n \quad (\phi = 0.9) \quad (3.19)$$

3.1.6.4 Análisis de elementos a flexión

Para elementos a flexión, según la NTE 0.90 o de la Tabla F1.1 de la AISC 360 que se encuentra en el **ANEXO 15**, se analizan a fluencia debido a flexión y pandeo lateral torsional.

A. Para el análisis por fluencia (NTE 0.90, ARTÍCULO 6.2.1)

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (3.20)$$

B. Para el análisis de pandeo lateral torsional (NTE 0.90, ARTÍCULO 6.2.2)

- (a) Cuando la separación entre arriostres laterales $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica (comportamiento plástico Zona 1).

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ (Pandeo lateral-torsional inelástico Zona 2)

$$M_n = C_b * M_p * (M_p - 0.7 + F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \leq M_p \quad (3.21)$$

(c) Cuando $L_b > L_r$ (Pandeo lateral-torsional elástico Zona 3)

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad (3.22)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} * \left(1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2 \right)^{0.5} \quad (3.23)$$

$$r_{ts} = \sqrt{I_y * C_w / S_x} \quad (3.24)$$

3.1.7 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DEL PÓRICO.

Tabla 3.11 Propiedades de los perfiles del pórtico.

Elem	Perfil	L (m)	r3 (mm)	r2 (mm)	I3 (in ⁴)	I2 (in ⁴)	S3 (in ³)	S2 (in ³)	Z3 (in ³)	Z2 (in ³)	h _o (in)	C _w (in ⁶)	r _{ts} (in)
AB	W 12x65	8.5	134.1	76.71	533	174	87.9	29.1	96.8	44.1	11.5	5780	3.37
BC	W 14x53	15.4	149.6	48.77	541	57.7	77.8	14.3	87.1	22	13.3	2540	2.22
DC	W 12x65	8	134.1	76.71	533	174	87.9	29.1	96.8	44.1	11.5	5780	3.37

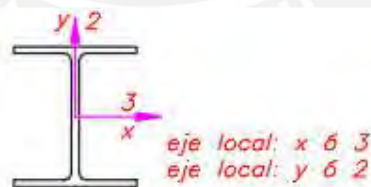


Figura 3.14 Ejes locales de la sección.

3.1.7.1 Resistencias de diseño para carga axial en el plano del pórtico

Usando la ecuación (3.14), la ecuación (3.15), la ecuación (3.16), la ecuación (3.11) y con los valores de los factores de longitud efectiva (K_x), determinados en el **ANEXO 16**, se obtiene la **Tabla 3.12**

Tabla 3.12 Resistencia de diseño para Pandeo por flexión (carga axial).

Pandeo por flexión en el plano del pórtico A-B-C-D								
Elemento	Kx	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	Pc= ϕ *Fcr*Ag (kN)
AB	2.1	8.5	111	2.23	97.7	123.2	0.9	1083.3
BC	1	15.4	186	1.33	142	100.6	0.9	1286.3
DC	2.12	8	123	2.01	107	123.2	0.9	1186.1
Pandeo por torsión en el plano del pórtico A-B-C-D								
Elemento	Kz	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	Pc= ϕ *Fcr*Ag (kN)	
AB	1	380.5	0.65	188.9	123.2	0.9	2096.2	
BC	1	272.8	0.91	169.6	100.6	0.9	1536.3	
DC	1	400	0.62	191.4	123.2	0.9	2122.7	

Para el análisis por torsión, se ha considerado que $Kz=1$, se obtuvieron las resistencias de diseño admisible por compresión axial y se observa que el pandeo por flexión gobierna el diseño sobre el pandeo por torsión.

3.1.7.2 Resistencias de diseño debido a la flexión en el plano del portico

Utilizando la ecuación (3.20) e información de la **Tabla 3.11** se calcula la resistencia de diseño debido a la fluencia de la sección.

Tabla 3.13 Resistencia de diseño debido a la fluencia de la sección

Fluencia de la sección debido a la flexión					
Elem.	Fy (ksi)	Z3 (in ³)	Mp=Fy*Z3 (kN*m)	ϕ	Mc= ϕ *Mp (kN*m)
AB	36	96.8	393.7	0.9	354.3
BC	36	87.1	354.3	0.9	318.8
DC	36	96.8	393.7	0.9	354.3

3.1.7.3 Resistencias de diseño debido a flexión fuera del plano del pórtico

La viga BC se le arriostrará el patín que se encuentre a compresión, para de esta manera contrarrestar los efectos del pandeo lateral-torsional (correas de pandeo lateral sección **4.13**).

Tabla 3.14 Resistencia de diseño debido a Pandeo lateral torsional

Pandeo lateral-torsional debido a la flexión							
Elem.	Lb (m)	Lp (m)	Lr (m)	Cb	Mn (kN*m)	ϕ	$M_c = \phi * M_n$ (kN*m)
AB	3	3.83	13.97	1	Sin análisis	0.9	Sin análisis
BC	7	2.44	8.77	1	258.7	0.9	232.8
DC	2	3.83	13.97	1	Sin análisis	0.9	Sin análisis

3.1.7.4 Resistencias de diseño para carga axial fuera del plano del pórtico

Se considera que las columnas presentan una longitud de pandeo igual a la mitad de la columna, ya que se considera las vigas del plano longitudinal que se encuentran conectadas a la mitad de la columna, ver **Figura 3.3**.

Tabla 3.15 Resistencia de diseño para Pandeo por flexión fuera del plano del Pórtico (carga axial).

Pandeo por flexión fuera del plano del pórtico A-B-C-D									
Elem.	Elem. (largo estructura)	Ky	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	$\phi * F_{cr} * A_g$ (kgf)
AB	mg	1	4.25	642.8	0.39	211.1	123.2	0.9	2341.9
	ga	1	4.25	642.8	0.39	211.1	123.2	0.9	2341.9
BC	aa'	1	15.41	19.8	12.56	17.4	100.6	0.9	157
DC	m'g'	1	4	725.7	0.34	215	123.2	0.9	2385.6
	g'a'	1	4	725.7	0.34	215	123.2	0.9	2385.6

La relación $F_y/F_e \leq 2.25$ se cumple solo para columnas. Por lo cual, las columnas se analizan con la primera condición de la ecuación (3.14) y las vigas con la segunda.

3.1.7.5 Comprobación de los estados límites últimos del pórtico ABCD

Para comprobar si las fuerzas internas, en el plano del pórtico, de los perfiles no sobrepasan los ELU se usa la ecuación (3.10), ya que la relación $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ se cumple.

Tabla 3.16 Resultados del análisis en el plano del pórtico

Elem.	Comb.	Punto de análisis (m)	Pr (kN)	Pc (kN)	Mrx (kN*m)	Mcx (kN*m)	ratio
AB	7	0	51.95	1083.3	0	354.4	2%
	7	4.25	51.95	1083.3	83.2	354.4	26%
	7	8.5	51.95	1083.3	141.5	354.4	42%
BC	7	0	9	1429.2	141.5	318.8	45%
	7	7.7	10.4	1429.2	89.2	318.8	28%
	7	15.41	11.6	1429.2	24.4	318.8	8%
DC	11	0	41.9	1317.9	0	354.4	2%
	11	4	41.9	1317.9	59.4	354.4	18%
	11	8	41.9	1317.9	118.8	354.4	35%

Para comprobar si las fuerzas internas, fuera del plano del pórtico, de los perfiles no sobrepasan los ELU se usa la ecuación (3.13), en el cual se consideró conservadoramente al cb que aparece en la ecuación igual a 1.

Tabla 3.17 Resultados del análisis fuera del plano del pórtico.

Elem.	Elem. (largo estructura)	Comb.	Punto de análisis (m)	Pr (kN)	Pc (kN)	Mrx (kN*m)	Mcx (kN*m)	ratio
AB	mg	7	0	51.9	2341.9	0.0	354.4	4%
		7	4.25	51.9	2341.9	83.4	354.4	9%
	ga	7	4.25	51.9	2341.9	83.4	354.4	9%
		7	8.5	51.9	2341.9	134.9	354.4	16%
BC	aa'	7	0	9	157	134.9	232.8	36%
		7	7.7	10.4	157	77	232.8	25%
		7	15.41	11.6	157	5.3	232.8	9%
DC	m'g'	11	0	41.9	2385.6	0.0	354.4	4%
		11	4	41.9	2385.6	48.8	354.4	4%
	g'a'	11	4	41.9	2385.6	48.8	354.4	4%
		11	8	41.9	2385.6	97.6	354.4	9%

3.1.8 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.

En la **Tabla 3.10** se observan las mayores fuerzas internas que experimenta la estructura longitudinal (tracción o compresión). Para el análisis de cargas de compresión las columnas tendrán una longitud menor, ya que se redujo la longitud de pandeo a la mitad por las vigas W5x19.

3.1.8.1 Resistencia de diseño en compresión (elementos con simetría doble)

Se utilizan la ecuación (3.14) y ecuación (3.15) para determinar la resistencia de diseño de pandeo por flexión y la ecuación (3.16) y ecuación (3.17) para pandeo torsional.

Tabla 3.18 Pandeo en el plano longitudinal.

Pandeo por flexión en el plano longitudinal								
Elemento	Kx	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	$P_c = \phi * F_{cr} * A_g$ (kK)
pk (columna)	1	4.25	642.8	0.386	211	123.2	0.9	2341.9
lk (viga)	1	5	236.4	1.05	159.9	35.87	0.9	681.7
Pandeo por torsión en el plano longitudinal								
Elemento	Kz	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	$P_c = \phi * F_{cr} * A_g$ (kN)	
pk (columna)	1	813.9	0.305	218.5	123.2	0.9	705.3	
lk (viga)	1	760.9	0.326	215.7	35.87	0.9	699	
Pandeo por flexión fuera del plano longitudinal								
Elemento	Ky	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	$P_c = \phi * F_{cr} * A_g$ (kgf)
lk (viga)	1	5	82.2	3.018	70.2	35.87	0.9	226.6

3.1.8.2 Resistencia de diseño a tracción

Utilizando la ecuación (3.18) y la ecuación (3.19) se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 3.19 Resistencia de diseño a tracción.

Elementos atracción largo de la estructura				
Elemento	Fy (ksi)	Ag (cm ²)	ϕ	$P_t = \phi * F_y * A_g$ (kN)
qk (arriostre)	36	7.67	0.9	190.6
kj (viga)	36	35.87	0.9	801.3

3.1.8.3 Resistencia de elemento ángulos simples a compresión

De acuerdo a la NTE-0.90 para ángulos que tengan una relación ancho espesor menor a 20 (b/t) solo aplica el análisis de pandeo por flexión.

A. Pandeo por flexión

Para determinar la resistencia de diseño se utilizan la ecuación (3.14) y (3.15), en la cual el valor de Q es 1, ya que es un elemento con sección no esbelta

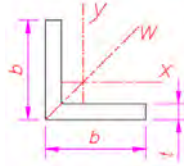


Figura 3.15 Ejes principales de la sección angular

Tabla 3.20 Resistencia de diseño a compresión (arriostres L2.5x2.5x1/4)

Radio de giro (in)	L (m)	K	KL/r	Fe (MPa)	$4.71(E/(Q \cdot F_y))^{0.5}$	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	ϕ	Pc= $\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$ (kN)
rx	0.69	6.6	1	376	13.9	134	12.2	7.67	8.5
ry	0.69	6.6	1	376	13.9	134	12.2	7.67	8.5
rw	0.482	6.6	1	539	6.8	134	5.9	7.67	4.1
rw	0.482	3.3	1	269	27.3	134	23.9	7.67	16.5

3.1.8.4 Comprobación de estados límites últimos

Tabla 3.21 Resultado de análisis en el plano longitudinal y fuera de este plano

Elementos		Comb.	Pr (kN)	Resistencia de diseño (kN)		Ratio (%)	
simetría doble a compresión	Colum (pk)	13	-60.2	Pc= $\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$	2341.9	0.5*(Pr/Pc)	1.3
	Viga (lk)	23	-14.2	Pc= $\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$	226.6	0.5*(Pr/Pc)	3.1
tracción	Arriostre (qk)	13	20.4	Pt= $\phi \cdot F_y \cdot A_g$	171.5	0.5*(Pr/Pt)	5.9
	Viga (lk)	14	11.8	Pt= $\phi \cdot F_y \cdot A_g$	801.3	0.5*(Pr/Pt)	0.7
compresión	Arriostre (qk)	14	-20.5	Pc= $\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$	4.1	Pr/Pt	496
				Pc= $\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$	16.5	Pr/Pt	124

Como se observa los elementos presentan un ratio de utilización que no sobrepasan al 100%, con excepción del arriostre analizado a compresión, que presenta un ratio de 496% y de 124%, cuando se reduce la longitud de pandeo a la mitad. Ambos ratios indican que el arriostre ha fallado bajo un análisis elástico, ya que los perfiles de acero experimentan un aumento en su resistencia cuando sobrepasan el límite elástico. Sin embargo, para objetos de esta tesis se tiene como condición crítica cuando un arriostre trabaja a tracción. Por lo cual, se optará para evitar eventuales fallas por pandeo que se utilice, en la intersección de un par de arriostres, un perno de conexión (disminuir longitud de pandeo).

3.1.9 FRECUENCIA NATURAL DE LA PROPUESTA N°1

La estructura es analizada en el plano del pórtico, no presenta arriostramiento. Además, se calcula la frecuencia natural del par de pórticos que son más afectados por los motores del evaporador. Esta frecuencia natural debe ser menor a la mitad de la frecuencia del motor de los evaporadores (188.5Hz), según recomendaciones de la *Steel Design Guide 3* de la AISC, Revisar **ANEXO 17**.

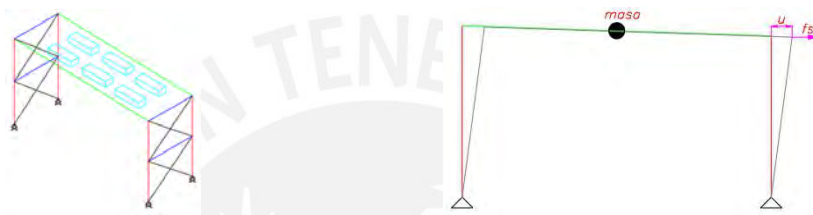


Figura 3.16 Esquema de pórticos para análisis de frecuencia natural

Las columnas en el plano del pórtico serán consideradas como articulada-empotrada. En donde se considera la rigidez lateral de 2 pares de columnas (dos pórticos contiguos).

$$K_{col} = (3 * E * I) / (Lcol^3) \quad (3.25)$$

$$Wn = \sqrt{K/masa} \quad (3.26)$$

Tabla 3.22 Frecuencia natural del pórtico

masa		K_{col1} (kN/mm)	K_{col2} (kN/mm)
6 evaporadores (88kg c/u)	528	$K_{col1} = \frac{3 * E * I}{Lcol1^3}$	$K_{col2} = \frac{3 * E * I}{Lcol2^3}$
Dos pórticos (kg)	849	0.22	0.26
2226		$K_{eq} = 2 * K_{col1} + 2 * K_{col2} = 0.953$	
Wn (RPM)	fn (Hz)	f_{motor} (Hz)	
197.5	20.7	188.5	

Como se observa la frecuencia natural obtenida es menor a la mitad de la frecuencia de los motores. Por lo tanto, la estructura no presentará problemas debido a la vibración.

3.2 ANÁLISIS DE LA PROPUESTA N°2

Para esta propuesta se utilizan perfiles tubulares ASTM-A500 A, pero se consideran como si el material fuese ASTM-A36, ya que tienen propiedades mecánicas similares y por ser el material de la propuesta N°1. Se utiliza una armadura (celosía) para cubrir la luz requerida y una estructura arriostrada longitudinal. Sin embargo, para la celosía, se considera que el cordón superior, inferior y columnas si transmiten momento flector, pero en los nodos a y ñ son articulados y que las montantes y diagonales solo trabajan con fuerzas axiales. Por otro lado, la estructura longitudinal se considera como una armadura.

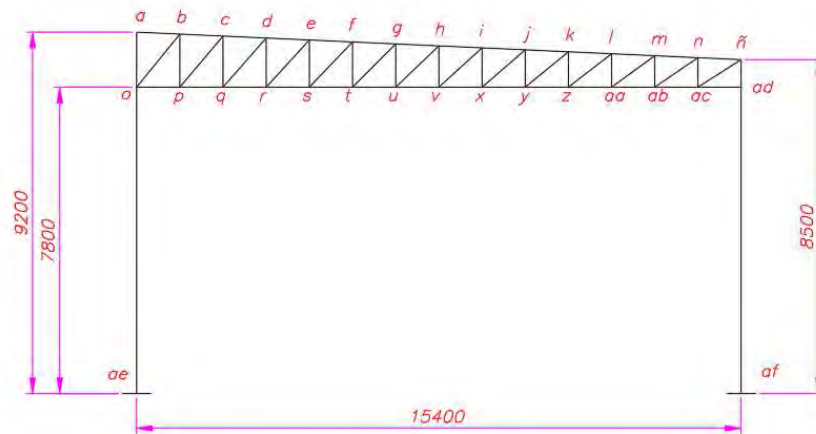


Figura 3.17 Celosía de perfiles tubulares LAC.

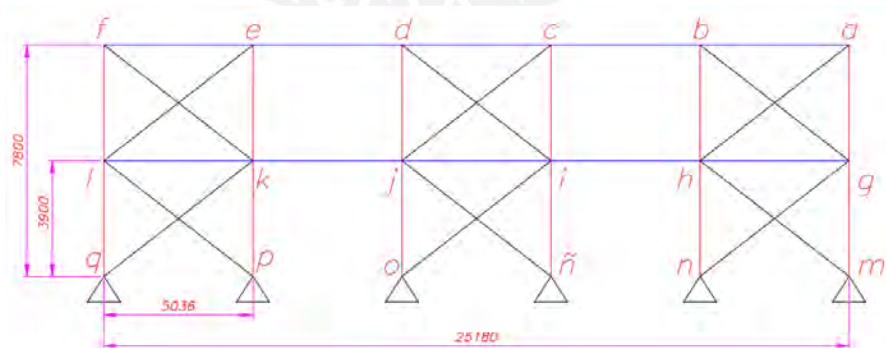


Figura 3.18 Estructura a lo largo para propuesta 2.

Tabla 3.23 Perfiles utilizados en la Propuesta N°2

En el plano de la estructura de celosía									
Elemento	E (ksi)	Mat.	Perfil	Área (in ²)	I _{xx} (in ⁴)	Peso (lbf/ft)	λ _x	λ _y	
Cord sup	29000	A-36	Hss3x3x1/4	2.44	3.02	8.742	0.999	-0.045	
Cord inf	29000	A-36	Hss3x3x1/4	2.44	3.02	8.742	1	0	
Montante	29000	A-36	Hss2x2x3/16	0.84	0.486	4.3	0	1	
Diagonal	29000	A-36	Hss2x1.5x3/16	1.02	0.495	3.66	varía	varía	
Columnas	29000	A-36	Hss12x10x1/4	9.9	216	36	0	1	
En el plano longitudinal									
Elemento	E (ksi)	Material	Perfil	Área (in ²)	I _{xx} (in ⁴)	I _{yy} (in ⁴)	Peso (lbf/ft)	λ _x	λ _y
ga columnas	29000	A-36	Hss12x10x1/4	9.9	216	164	36	0	1
bc vigas	29000	A-36	Hss7x4x1/8	2.46	16.6	7.03	9	1	0
ha arriostres	29000	A-36	L2.5x1/4	1.7	2	2	5.79	0.79	-0.61

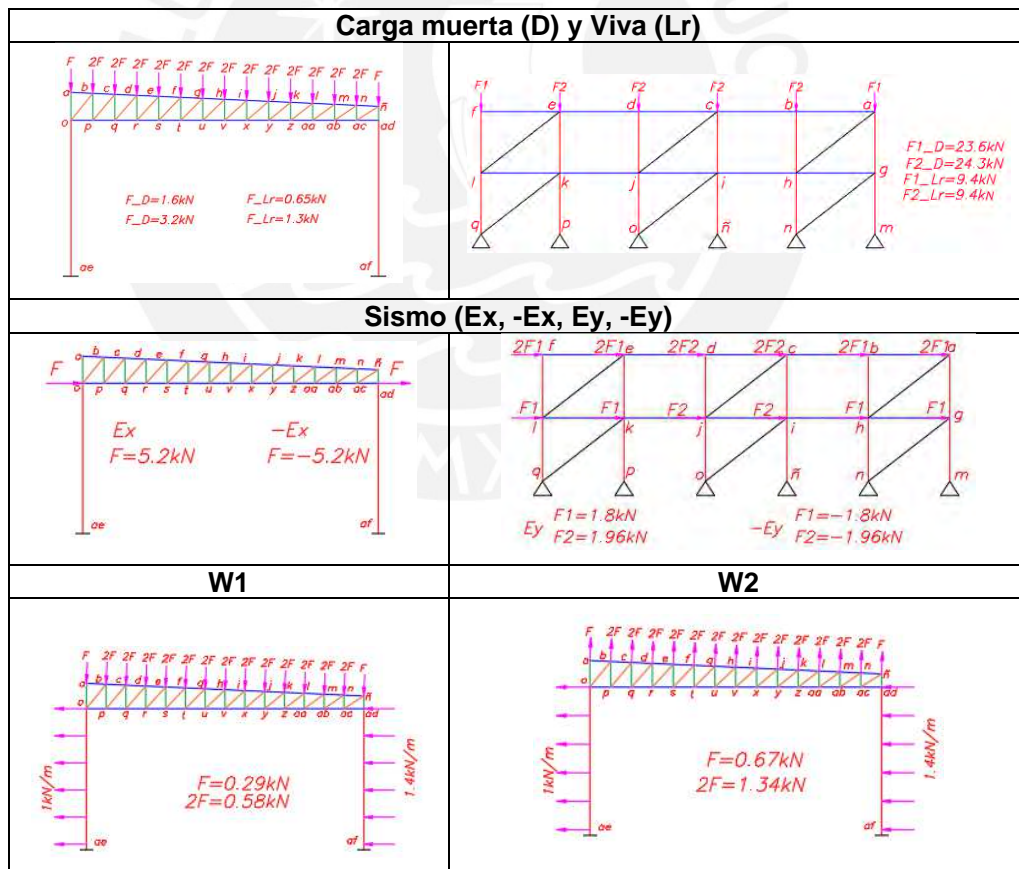
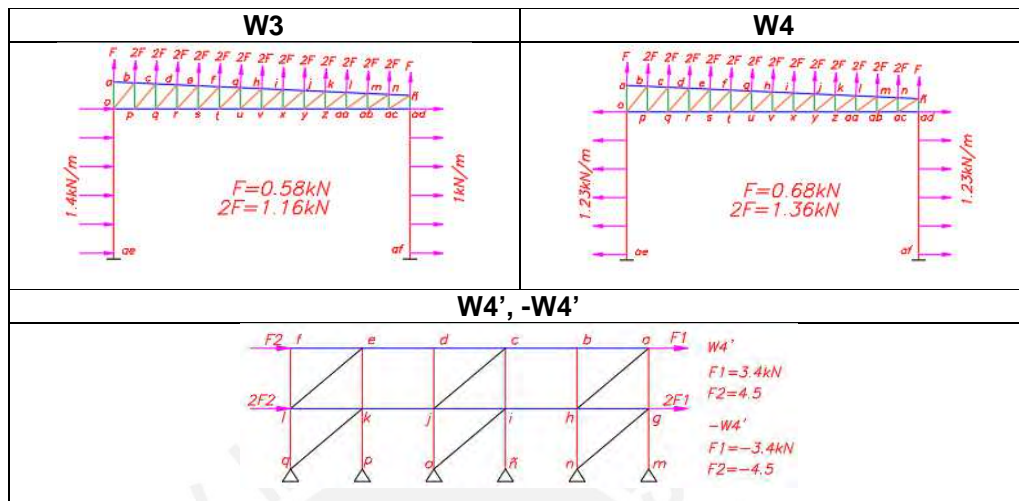
Tabla 3.24 Ubicación de las cargas en la estructura PN°2


Tabla 3.25 Ubicación de las cargas en la estructura PN°2 (Continuación)



3.2.1 RESULTADO DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

Los pasos que se realizan para determinar el desplazamiento y fuerzas internas en la estructura de celosía se encuentran en el **ANEXO 18**, en cual se utilizan los momentos de empotramiento perfecto para la resolución del sistema cuando presenta cargas distribuidas en los elementos. Por otro lado, para la estructura a lo largo no se considera el uso de los momentos de empotramiento perfecto, ya que es considerada como una armadura en su plano de análisis, revisar **ANEXO 20**.

Los desplazamientos se calculan para cada tipo de carga, para posteriormente obtener el desplazamiento de cada combinación. Se debe de mencionar que se analiza primero los ELS y posteriormente los ELU.

3.2.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LA CELOSÍA.

Al igual que en la Propuesta N°1, se utilizan las mismas combinaciones de carga para los desplazamientos de servicio. Los desplazamientos de los nodos se obtienen directamente del análisis matricial. Por lo cual se prestará especial atención a 12 nodos

de la estructura de celosía, ver **ANEXO 18** para mayor información de desplazamiento de los otros nodos.

Tabla 3.26 Desplazamiento de la estructura de celosía bajo Cargas ELS.

Desplazamientos			D+Lr	D+0.5Lr+W	D+0.5Lr+W	D+0.5Lr+W	D+0.5Lr+W	D+Ex	D-Ex
δu	a	δ1 (mm)	2.2	-25.9	-22.4	30.7	4.3	38.7	-35.6
		δ2 (mm)	-0.2	-0.2	0.0	-0.12	-0.11	-0.1	-0.2
		δ3 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	e	δ13 (mm)	1.0	-27.0	-22.9	29.9	3.6	37.9	-36.4
		δ14 (mm)	-15.5	-15.2	-8.4	-9.2	-8.8	-11	-10.9
		δ15 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	h	δ22 (mm)	-0.2	-28.2	-23.6	29.2	2.9	36.9	-37.3
		δ23 (mm)	-21.0	-20.7	-11.5	-12.2	-11.8	-14.7	-14.8
		δ24 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	k	δ31 (mm)	-1.2	-29.3	-24.3	-28.6	2.4	36.3	-38
		δ32 (mm)	-17.9	-17.8	-9.9	-10.3	-10.2	-12.4	-12.9
		δ33 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	ñ	δ43 (mm)	-1.5	-29.5	-24.4	28.5	2.28	36.1	-38.3
		δ44 (mm)	-0.4	-0.3	0.18	-0.18	-0.17	-0.2	-0.2
		δ45 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	o	δ46 (mm)	-2.3	-30.3	-24.8	27.9	1.7	35.5	-38.7
		δ47 (mm)	-0.2	-0.2	0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
		δ48 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	s	δ58 (mm)	-1.6	-29.6	-24.5	28.4	2.1	36.7	-38.3
		δ59 (mm)	-15.7	-15.3	-8.5	-9.2	-8.9	-14.7	-10.9
		δ60 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	v	δ67 (mm)	-0.5	-28.5	-23.8	29	2.8	36.7	-37.5
		δ68 (mm)	-21.0	-20.5	-11.5	-12.3	-11.9	-14.7	-14.8
		δ69 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	z	δ76 (mm)	0.6	-27.4	-23.2	29.7	3.5	37.6	-36.7
		δ77 (mm)	-17.8	-17.5	-9.8	-10.3	-10.1	-12.3	-12.8
		δ78 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ad	δ88 (mm)	1.3	-26.7	-22.8	-30.08	3.9	38	-36.2	
	δ89 (mm)	-0.2	-0.2	-0.1	-0.11	-0.1	-0.1	-0.1	
	δ90 (rad)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

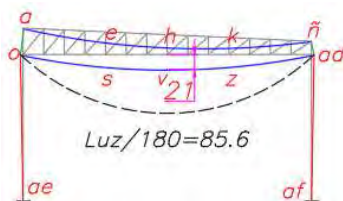


Figura 3.19 Flecha máxima producida por la combinación D+Lr.

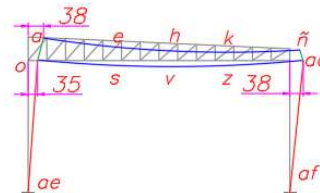


Figura 3.20 Desplazamiento horizontal por la combinación D+Ex

Como se observa la flecha que se genera es menor que el límite máximo permisible de 85.6mm. Además, el desplazamiento lateral máximo es de 38 mm. Por lo cual, cumplen ELS.

3.2.3 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO PARA LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.

Para la estructura a lo longitudinal se analizarán los desplazamientos de los nodos superiores para cargas de servicio:

Tabla 3.27 Desplazamiento de la estructura a lo largo bajo Cargas ELS.

Desplazamientos de los nodos		D + Ey (mm)	D – Ey (mm)	D + 0.5Lr+W4' (mm)	D + 0.5Lr - W4' (mm)	
δ_u	a	δ_1	1.51	-1.28	0.93	-0.68
		δ_2	-0.2	-0.08	-0.21	-0.14
	b	δ_3	1.58	-1.35	0.93	-0.66
		δ_4	-0.13	-0.17	-0.17	-0.18
	c	δ_5	1.59	-1.36	0.93	-0.64
		δ_6	-0.21	-0.09	-0.21	-0.15
	d	δ_7	1.65	-1.43	0.98	-0.66
		δ_8	-0.13	-0.17	-0.17	-0.18
	e	δ_9	1.66	-1.43	1.03	-0.69
		δ_{10}	-0.21	-0.09	-0.2	-0.15
	f	δ_{11}	1.72	-1.49	1.1	-0.74
		δ_{12}	-0.13	-0.16	-0.17	-0.18

Como se observa, los desplazamientos laterales que se producen no son mayores a 1.8mm. Por lo cual, la estructura a lo largo cumple con criterio de ELS, debido a que el máximo desplazamiento horizontal permitido es de 1% de la altura de la columna (78mm).

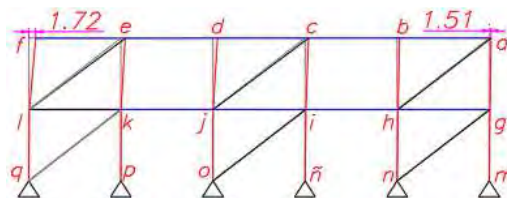


Figura 3.21 Desplazamiento de la estructura longitudinal.

3.2.4 FUERZAS INTERNAS DE LA ESTRUCTURA DE CELOSÍA

De acuerdo a las fuerzas internas que se obtuvieron en la estructura de celosía, ver **ANEXO 19**, se observa que la estructura en general presenta las mayores fuerzas internas para la Comb. 3. Sin embargo, ciertos elementos tienen que ser analizados para otras combinaciones. Por lo cual, se plantea lo siguiente:

Tabla 3.28 Combinaciones críticas por elemento.

Elemento		Combinación crítica
Cordón superior	ij	3
	op	7
Cordón inferior	vx	3
	(ac)(ad)	11
	Todas	3
Diagonal	Todas	3
Columnas	(ae)o	7
	(af)(ad)	9

FUERZAS AXIALES

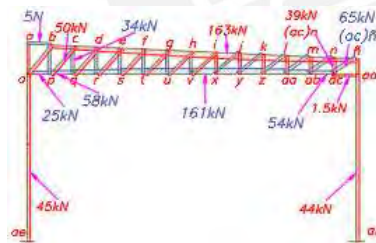


Figura 3.22 Fuerzas axiales bajo Comb.3

MOMENTOS FLECTORES

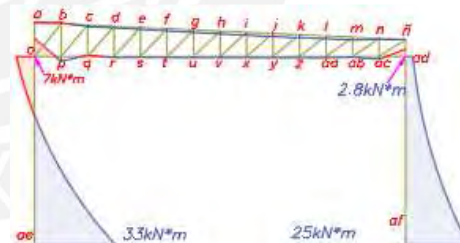


Figura 3.23 Momentos bajo Comb.3

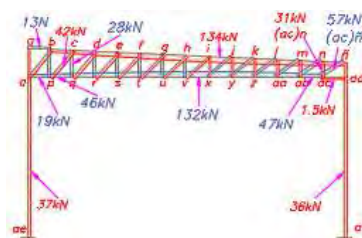


Figura 3.24 Fuerzas axiales bajo Comb.7

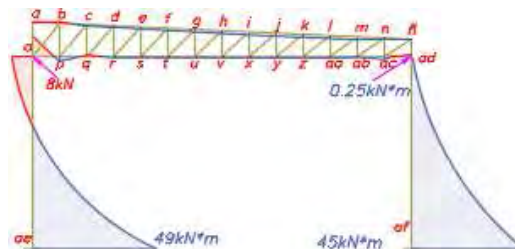


Figura 3.25 momentos bajo Comb.7



Figura 3.26 Fuerzas axiales bajo Comb.9

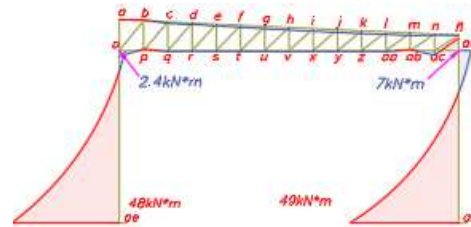


Figura 3.27 Momentos bajo Comb.9



Figura 3.28 Fuerzas axiales bajo Comb.11

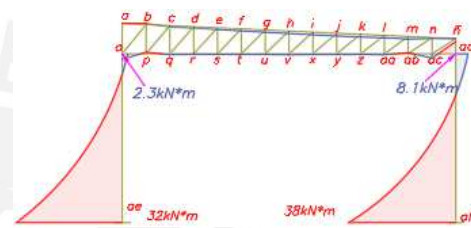


Figura 3.29 Momentos bajo Comb.11

3.2.5 FUERZAS INTERNAS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL.

En el **ANEXO 21**, se observa las fuerzas internas que se producen en los elementos de la estructura y se obtienen los elementos más críticos en la **Tabla 3.29**

Tabla 3.29 Fuerzas internas debido a las combinaciones de carga a lo largo de la estructura.

Elem	Inicio-Fin	Combinación 13 (1.2D+E)		Combinación 14 (1.2D-E)		Combinación 23 1.2D+1.3W4'+0.5Lr		Combinación 24 1.2D-1.3W4'+0.5Lr	
		Axial (kN)	Comp./Trac.	Axial (kN)	Comp./Trac.	Axial (kgf)	Comp./Trac.	Axial (kgf)	Comp./Trac.
25	pk (col)	-44.3	Comp.	-14	Comp.	-44	Comp.	-24	Comp.
26	lk (vig)	-9	Comp.	9	Trac.	-14	compresión	11	Trac.
27	ql (col)	-23	Comp.	-34	Comp.	-31	Comp.	-34.5	Comp.
28	qk (arr)	16	Trac.	-16	Comp.	14.4	Trac.	-13	Comp.

Como se observa de la tabla al cambiar el sentido de la fuerza lateral las vigas y arriostres cambian de compresión a tracción y de tracción a compresión. Por lo cual también se observará la respuesta de estos elementos a estas condiciones.

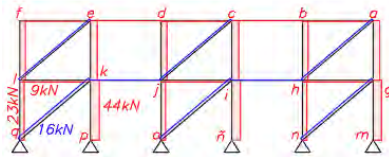


Figura 3.30 Diagrama de fuerzas axiales
comb. 13

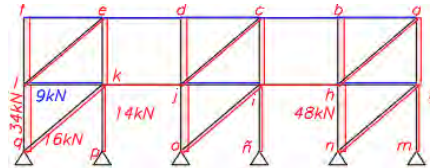


Figura 3.31 Diagrama de Fuerzas axiales
Comb.14

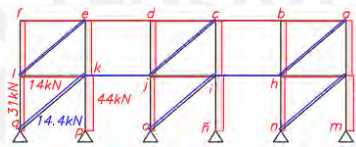


Figura 3.32 Diagrama de fuerzas axiales Comb. 23

3.2.6 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

3.2.6.1 Análisis de los elementos a carga axial y flexión

Se utilizan la ecuación (3.9) a la ecuación (3.13) de la Propuesta N°1. Además, se plantea ver las tablas de esbeltez y compacidad de la sección del **ANEXO 22**, las tablas de estados límites de análisis del **ANEXO 23** y **ANEXO 24**, ya que con estas se determinan que estados de análisis predominan en el diseño.

3.2.6.2 Análisis de elementos en compresión axial

Para los elementos tubulares que se encuentren a compresión axial debido a la acción de la fuerza P_r , se analizarán los elementos por pandeo por flexión sin componentes esbeltos y pandeo por flexión con componentes esbeltos, ya que son los que gobiernan el análisis estructural según la NTE-0.90 ó de la Tabla E1.1 de la AISC 360 que se encuentra en el **ANEXO 23**.

A. Para pandeo por flexión (sin componentes esbeltos)

se utiliza la ecuación (3.14) de la Propuesta N°1, con la cual se determina el F_{cr} que depende del factor de longitud efectiva k . Dicha constantes es considerada igual a 1 para los elementos de la celosía. Además, el valor de Q es igual a 1.

B. Para pandeo por flexión (con componentes esbeltos)

Para relizar este análisis se determina el factor de longitud efectiva de las columnas, las cuales se calculan en el **ANEXO 25**, tomando un valor de 1.7. Este valor de se utiliza en la ecuación (3.14), pero el valor de Q es diferente a 1 y se calcula de la siguiente manera:

$$Q = Q_s * Q_a, \quad Q_s = 1 \quad (3.27)$$

$$Q_a = A_e / A_g, \quad (3.28)$$

$$b = b_p - 3 * t \quad (3.29)$$

$$c = h_p - 3 * t \quad (3.30) \quad \left| \quad A_g = b_p * h_p \quad (3.32)$$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (3.31) \quad \left| \quad A_e = (b_e + c) * t \quad (3.33)$$

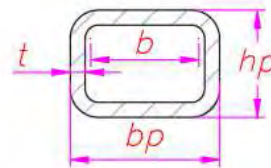


Figura 3.33 Geometría tubular

Tabla 3.30 Factor de reducción neto

Columna	Q_a	Q_s	Q
	0.98	1	0.98

3.2.6.3 Análisis de elementos a tracción

Para los elementos que se encuentren a tracción se utiliza la ecuación (3.18) y la ecuación (3.19).

3.2.6.4 Análisis de elementos a flexión

Para elementos a flexión, según la NTE. E90 o de la Tabla F1.1 de la AISC 360 que se encuentra en el **ANEXO 24**, se analizarán fluencia debido a flexión y pandeo local del ala y del alma. Con lo cual se obtiene la resistencia a la flexión.

A. Para el análisis por fluencia

Se utiliza la ecuación (3.20) de la Propuesta N°1

B. Para el análisis pandeo local de ala (NTE-0.90, Artículo 6.7.2)

$$\begin{cases}
 \text{Para secciones compactas:} \\
 \text{No se aplica el estado límite de pandeo local del alma} \\
 \text{Para secciones con alas no compactas:} \\
 M_n = M_p - (M_p - F_y * S) * \left(3.57 * \frac{c}{t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4 \right) \\
 \text{Para secciones con alas esbeltas:} \\
 M_n = F_y * S_e; \quad c_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * \left(1 - \frac{0.38}{\frac{c}{t}} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq c \\
 S_e = I / (c_e * 0.5)
 \end{cases} \quad (3.34)$$

C. Para el análisis pandeo local de alma (NTE-0.90, Artículo 6.7.2)

$$\begin{cases}
 \text{Para secciones compactas:} \\
 \text{No se aplica el estado límite de pandeo local del alma} \\
 \text{Para secciones con almas no compactas:} \\
 M_n = M_p - (M_p - F_y * S_x) * \left(0.305 * \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \leq M_p
 \end{cases} \quad (3.35)$$

3.2.7 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA DE CELOSÍA

3.2.7.1 Resistencia de diseño a compresión en el plano de la celosía

Las resistencias de diseño de los elementos bajo cargas de compresión se determinan con la ecuación (3.14) y con la ecuación (3.27) a la ecuación (3.33) se calcula el valor de Q para las columnas de 0.982, son esbeltas, y se obtiene la **Tabla 3.31** (ver **ANEXO 27** para mayor información).

Tabla 3.31 Resistencia de diseño- pandeo por flexión en el plano de la celosía

Pandeo por flexión en el plano de la celosía									
Elem	Kx	r3 (in)	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kN)
Cord sup	1	1.11	1.101	1299.4	0.19	229.1	15.7	0.9	324.6
Cord inf	1	1.11	1.1	1302.3	0.19	229.1	15.7	0.9	324.6
Mont	1	0.76	1.4	349.1	1.4	188.3	7.68	0.9	127.4
Diago	1	0.69	1.74	203.9	1.22	149	6.6	0.9	88.3
Col	1.7	4.67	7.8	157.8	1.57	128.6	63.9	0.9	739.2

3.2.7.2 Resistencia de diseño a compresión fuera del plano de la celosía

Solo se calculará la resistencia a compresión de las diagonales fuera del plano, ya que los otros elementos son cuadrados y la columna se analizará en el plano longitudinal. Por ello, se obtiene la **Tabla 3.32** (ver **ANEXO 27** para mayor información).

Tabla 3.32 Resistencia de diseño-pandeo por flexión fuera del plano de la celosía

Pandeo por flexión fuera del plano de la celosía									
Elem	Ky	r2 (in)	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kN)
Diago	1	0.55	1.70	134.7	0.543	114.8	6.6	0.9	67.9

3.2.7.3 Resistencia de diseño a tracción

Tabla 3.33 Resistencia de diseño- elementos a tracción

Resistencia de elementos atracción				
Elemento	Fy (ksi)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fy*Ag (kN)
Cord sup	36	15.7	0.9	351.7
Cord inf	36	15.7	0.9	351.7
Mont	36	7.68	0.9	171.5
Diagonal	36	6.58	0.9	147

3.2.7.4 Resistencia de diseño a flexión

Se calcula la resistencia de diseño a flexión de las columnas y de los cordones superior e inferior utilizando la ecuación (3.20), la ecuación (3.34) y la ecuación (3.35). Con lo cual se obtiene la **Tabla 3.34** (ver **ANEXO 27** para mayor información).

Tabla 3.34 Resistencia de diseño-elementos a flexión.

Fluencia de la sección debido a la flexión						
Elem.	Fy (ksi)	Zx (in ³)	Mp=Fy*Zx (kN*m)	φ	Mc=φ*Mp (kgf*m)	
Cord sup	36	2.480	10	0.9	9	
Cord sup	36	2.480	10	0.9	9	
Col	36	42.1	171.2	0.9	154.1	
Pandeo local del ala						
Elem.	Compacidad	Fy (ksi)	S3 (in ³)	Mp (kN*m)	φ	Mc (kN*m)
Col	No compacto	36	36	171.2	0.9	155

3.2.7.5 Comprobación de los estados límites últimos de la estructura de celosía

Con las fuerzas internas, de la **Figura 3.22** a la **Figura 3.28**, las resistencias de diseño de cada elemento y utilizando la ecuación (3.9) a la ecuación (3.13) se obtiene la **Tabla 3.35** (ver **ANEXO 28** para mayor información).

Tabla 3.35 Ratio de elementos críticos de la estructura de celosía

En el plano de la estructura de celosía								
Tipo	Elem	Comb	Axial	Pr (kN)	Pc (kN)	Mr (kN*m)	Mc (kN*m)	ratio
Cord sup	ij	3	Comp.	162.6	324.6	0.31	9.08	53.10%
Cord inf.	op	7	Trac.	18.7	324.6	8.07	9.08	91.60%
	pq	7	Trac.	46	324.6	2.09	9.08	29.60%
	vx	3	Trac.	132	324.6	0.3	9.08	48.70%
	(ab)(ac)	11	Trac.	46.6	324.6	2.1	9.08	26.50%
	(ac)(ad)	11	Comp.	0.7	324.6	8.1	9.08	89.40%
Mont	qc	3	Trac.	33.6	171.5	0	-	27.80%
	(ad)ñ	3	Comp.	40.8	159.2	0	-	25.63%
Diag	(ac)ñ	3	Trac.	65.1	147	0	-	44.30%
Colum	(ae)o	7	Comp.	37	739.2	49.2	154.1	34.40%
	(af)(ad)	9	Comp.	21.3	739.2	48.6	154.1	32.90%
Fuera del plano de la estructura de celosía								
Diag	ob	3	Comp.	43.1	67.9	0	-	75.1%

3.2.8 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE LA ESTRUCTURA LONGITUDINAL

3.2.8.1 Resistencia de diseño a compresión

Tabla 3.36 Resistencia de diseño- pandeo por flexión

Pandeo por flexión en el plano longitudinal									
Elem	Ky	r2 (in)	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kN)
Col	1	4.07	3.9	1382.7	0.179	225.6	63.9	0.9	1302.3
Elem	Ky	r3 (in)	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kN)
Viga 2	1	2.59	5	333.4	0.7	181.4	16	0.9	260.4
Pandeo por flexión fuera del plano longitudinal									
Elem	Ky	r2 (in)	L (m)	Fe (MPa)	Fy/Fe	Fcr (MPa)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kN)
lk (viga 2)	1	1.69	5	147.1	2	120.6	16	0.9	171.8

3.2.8.2 Resistencia de diseño a tracción

Utilizando la ecuación (3.18) y la ecuación (3.19) se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 3.37 Resistencia de diseño a tracción.

Elementos atracción largo de la estructura				
Elemento	Fy (ksi)	Ag (cm ²)	φ	Pt=φ*Fy*Ag (kN)
qk (arriostre)	36	7.7	0.9	171.5
lk (viga)	36	16	0.9	354.5

3.2.8.3 Resistencia de ángulos simples a compresión

Como se utilizan los mismos perfiles angulares que de la Propuesta N°1, las resistencias de diseño serán las mismas que de la **Tabla 3.20**

3.2.8.4 Comprobación de los estados límites últimos de la estructura longitudinal

El pandeo fuera del plano de la celosía se analiza en el plano de la estructura longitudinal. Por lo cual este elemento será analizado con la ecuación (3.13), pero considerando que este sujeto a momentos flectores con respecto a su eje menor.

Tabla 3.38 Ratio de elementos críticos tubulares y arriostres

Análisis en el plano longitudinal de elementos críticos tubulares						
Tipo	Elem	Comb	carga axial	Pr (kN)	Pc (kN)	ratio
Colum	pk	13	Comp	44.3	1302.2	1.7%
Viga	lk	23	Comp	13.7	260.4	2.6%
	lk	24	Trac.	10.9	354.5	1.6%
Análisis fuera del plano longitudinal de elementos críticos tubulares						
Tipo	Elem	Comb	carga axial	Pr (kN)	Pc (kN)	ratio
Viga	lk	23	Comp	13.7	171.8	3.97%
Análisis en el plano longitudinal de arriostres.						
Tipo	Elem	Comb	carga axial	Pr (kN)	Pc (kN)	ratio
arriostre	qk	13	Trac	15.9	171.5	4.7%
Análisis fuera del plano longitudinal de arriostres.						
Tipo	Elem	Comb	carga axial	Pr (kgN)	Pc (kN)	ratio
arriostre	qk	14	Comp	15.9	4.1	387%
					16.5	96.8%

Se observa que los elementos cumplen ELS y ELU. Por lo cual, los perfiles seleccionados trabajan adecuadamente. Se debe de mencionar, que al igual que para los arriostres de la Propuesta N°1, estos son diseñados a tracción, pero se tiene en consideración que es lo que les sucede a estos elementos trabajando bajo cargas de compresión. Por ello, se disminuye la longitud de pandeo a la mitad utilizando un perno en la intersección de un par de arriostres.

3.2.9 FRECUENCIA NATURAL DE LA PROPUESTA N°2

Al igual que en la propuesta N°1, solo se analizará el plano de la estructura de celosía, la cual debe seguir las recomendaciones de la *Steel design guide 3*.

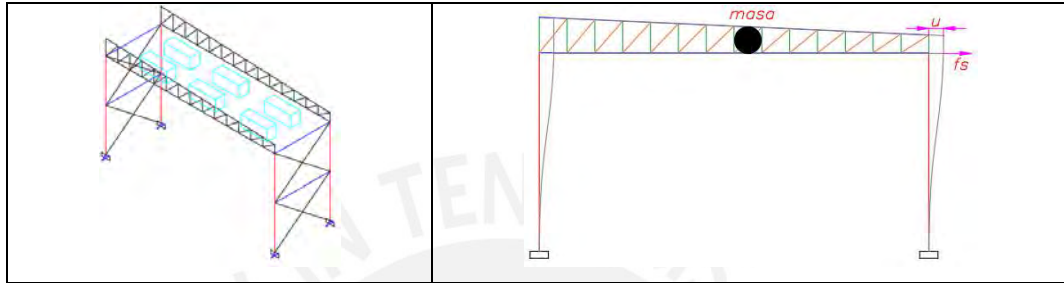


Figura 3.34 Esquema de celosías para análisis de frecuencia natural

Debido a que cada columna tiene apoyos empotrado-empotrado la rigidez lateral se calcula de la siguiente manera:

$$K_{col} = (12 * E * I) / (L_{col}^3) \quad (3.36)$$

Además, la frecuencia natural se calcula con la ecuación (3.26)

Tabla 3.39 Frecuencia natural de celosías

Masa (kg)		K_{col1} (kN/mm)	K_{col2} (kN/mm)
6 evaporadores (88kg c/u)	528	$K_{col1} = \frac{12 * E * I}{L_{col1}^3}$	$K_{col2} = \frac{12 * E * I}{L_{col2}^3}$
Dos celosías (kg)	1343	0.46	0.46
3214		$K_{eq} = 2 * K_{col1} + 2 * K_{col2} = 1.82$	
W_n (RPM)	f_n (Hz)	f_{motor} (Hz)	
227	23.8	188.5	

Como se observa la frecuencia natural de la estructura es menor a la mitad de la frecuencia de giro del motor. Por lo cual, la estructura no presentara problemas debido a la vibración.

CAPÍTULO 4 INGENIERÍA DE DETALLE

Para la ingeniería de detalle, la cual abarca las conexiones y el diseño de correas, se utilizan recomendaciones de las guías de diseño de la AISC y de la norma NTE-0.90. Dichas recomendaciones se utilizan en los cálculos realizados desde el **ANEXO 30** al **ANEXO 44**. Además, se utilizan las siguientes ecuaciones para este capítulo:

$$R_c \geq R_u \quad (4.1)$$

$$M_c \geq M_u \quad (4.2)$$

Soldadura

$$R_c = \min(R_{c_{sold}}, R_{c_{mb}}) \quad (4.3)$$

$$R_{c_{sold}} = \phi_s * 0.6 * F_{exx} * \left(1 + 0.5 * (\text{sen}(\theta))^{1.5}\right) * A_{we} \quad (4.4)$$

Pernos a tracción o corte

$$R_c = 0.75 * F_{nt} * A_b \text{ o } R_c = 0.75 * F_{nv} * A_b \quad (4.5)$$

Pernos a tracción y corte

$$R_c = 0.75 * F_{nt}' * A_b \quad (4.6)$$

Conexión empernada en deslizamiento crítico

$$R_c = 1 * \mu * D_u * h_f * T_b * n_s \quad (4.7)$$

Resistencia al aplastamiento de agujeros de Pernos

$$R_c = 0.75 * \min[(1.5L_c * t_{fp} * F_u); (3db * t_{fp} * F_u)] \quad (4.8)$$

4.1 CONEXIÓN TIPO EMPALME PROPUESTA N°1

Se realiza en dos posiciones de la viga BC, ya que debido a su longitud no es factible fabricar ni transportar un perfil de 15.4m. Para el diseño de esta conexión se evaluará la envolvente de todas las combinaciones, pero se compara con la Comb.7

Combinación 7

Envolvente

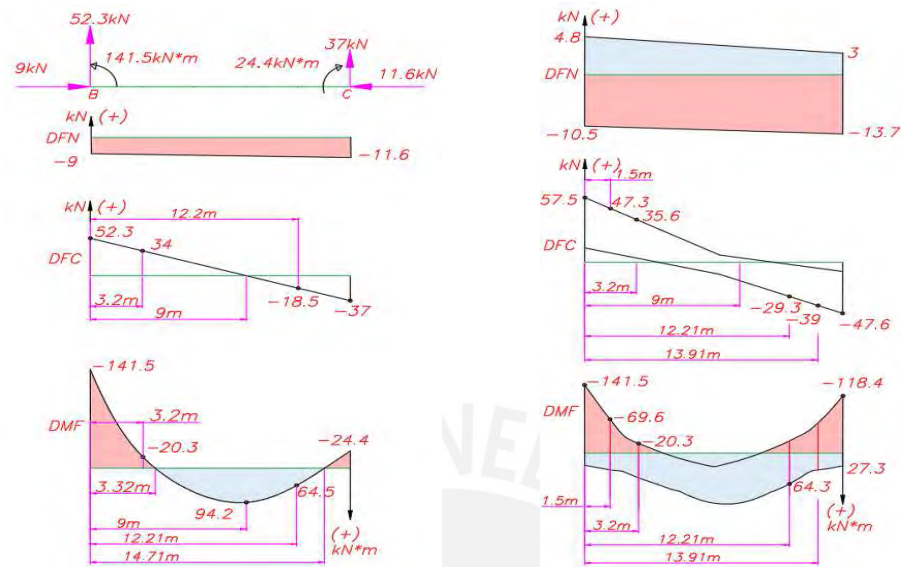
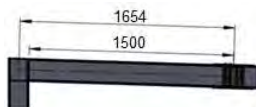


Figura 4.1 Graficas de fuerzas internas en la viga BC.

Analizando la **Figura 4.1**, se propone como lugar idóneo para la conexión a 1.65 m (muñones de viga de 1.5 m), ya que se tiene que las sollicitaciones de momento son menores al 50% del momento máximo y con un cortante del alrededor al 30% del máximo. Asimismo, optar por esta solución facilita el transporte de las columnas. Además, Para esta conexión se utilizan perfiles W14x53 de formato de 9 m (9.14 m de longitud). Con lo cual, se utilizaría 2 perfiles para implementar los muñones de vigas y 8 perfiles, de formato 9 m, para la sección de viga restante.

Empalme izquierdo



Empalme derecho



Empalme



Figura 4.2 Posición de empalme 1.65 m y configuración

Para el diseño de la conexión se considerará que la cortante fluye por el alma y el momento es soportado por las alas de la viga. Siendo el momento de diseño el 50% del momento máximo y el cortante de diseño el 30% del máximo.

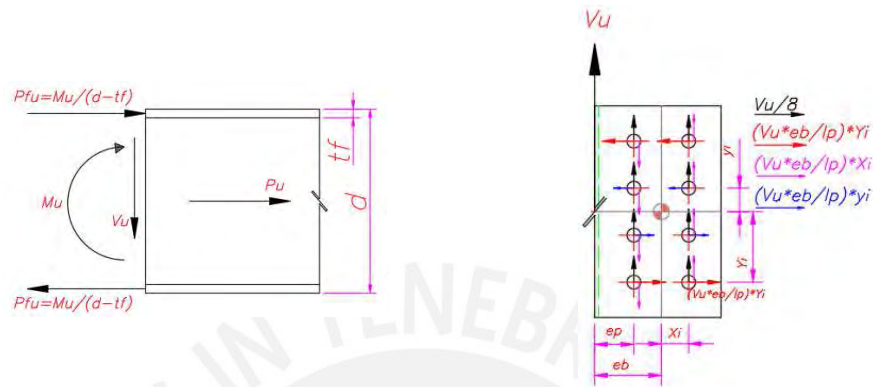


Figura 4.3 Viga empalmada con placa de corte de alma

4.1.1 DISEÑO DE ELEMENTOS CONECTADOS AL ALA.

De la **Figura 4.3**, se aprecia que los elementos del ala soportan la fuerza P_{uf} . Estas planchas serán diseñadas considerando como si estuvieran a tracción. Por lo cual se realizaron en el **ANEXO 30** los siguientes cálculos y comprobaciones:

Tabla 4.1 Comprobación-elementos conectados al ala (empalme)

Comprobación	Fórmula	resultado
Fuerza axial de diseño	$P_{uf} = \frac{Mu}{d - tf}$, $Mu = 50\% * 141.5kN * m$	206.2 kN
db_req	$db_{req} = \sqrt{(4 * P_{uf}) / (\phi * F_v * \pi * n_{pc})}$	½ plg
Rotura por flexión de la viga empalmada	$F_y * A_{fn} \geq Y_t * F_y * A_{fg} \rightarrow 1116 kN > 853kN$	No aplica
Aplastamiento de agujeros Resistencia-tracción Bloque de corte	$\min(Rc_{aplas}, Rc_{tr}, Rc_{bl}) \geq P_{uf}$ $\rightarrow 457kN > 206.2$	ratio = 45%

4.1.2 DISEÑO DE ELEMENTOS CONECTADOS AL ALMA

De la **Figura 4.3**, se aprecia que la fuerza cortante es transferida a partir de los elementos conectados por el alma. Por lo cual, estos elementos se diseñarán a corte y se realizó los siguientes cálculos y comprobaciones en el **ANEXO 30**.

Tabla 4.2 Comprobación-elementos conectados al alma (empalme)

Comprobación	Fórmula	resultado
Vi	$V_i = \sqrt{V_{iy}^2 + V_{ix}^2}$	12kN
Db_req	$db_{req} = \sqrt{((4 * V_i) / (nw_p * \phi * \pi * F_v))}$	½ plg
Aplastamiento de agujeros	$\phi d * R_n \geq V_i, \phi d \rightarrow 1042kN > 12kN$	ratio = 1.1%
Flexión de plancha del alma	$menor[(M_{c_{yeld}}); (M_{c_{frac}})] \geq M_{up} \rightarrow 49kN > 2.4kN$	ratio = 4.8%
Corte de plancha de alma	$menor[(R_{c_{yeld}}); (R_{c_{frac}})] \geq V_u \rightarrow 434kN > 47kN$	ratio = 1.1%
Resistencia-bloque de corte	$menor[R_{c_{yeld}}; R_{c_{rotura}}] \geq V_u \rightarrow 664kN > 47kN$	ratio = 7.1%

4.2 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA PROPUESTA N°1

4.2.1 EN EL PLANO DEL PÓRTICO ABCD

Se tiene una conexión viga columna soldada, la cual es rigidizada por placas de continuidad como se observa en la **Figura 4.4**. Las comprobaciones que se realizan para el diseño de esta conexión se encuentran en mayor detalle en el **ANEXO 31**. Se debe de mencionar que las solicitaciones de la conexión son extraídas de la grafica de la envolvente **Figura 4.1**.



Figura 4.4 Conexión de viga columna.

4.2.1.1 DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA A MOMENTO Y CORTE

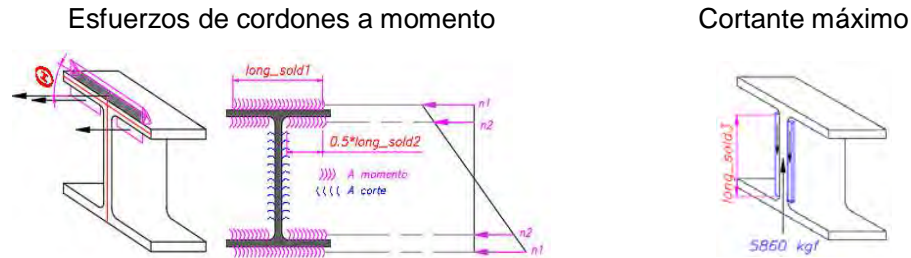


Figura 4.5 Esfuerzo en los cordones a momento y cortante máximo.

Se realizó las siguientes comprobaciones:

Tabla 4.3 Comprobación de conexión soldada de viga-columna

Comprobación	T sold	Fórmula	Resultado
Conexión soldada a momento	9mm	$\min(R_{c_{weld}}; R_{c_{mb}}) \geq T1_w \rightarrow 273kN > 224kN$	ratio = 81.8%
Conexión soldada a corte	5mm	$\min(R_{c_{weld}}; R_{c_{mb}}) \geq Vu \rightarrow 60kN > 57.5kN$	ratio = 95%

4.2.1.2 Diseño de placas de continuidad



Figura 4.6 DCL Viga-columna

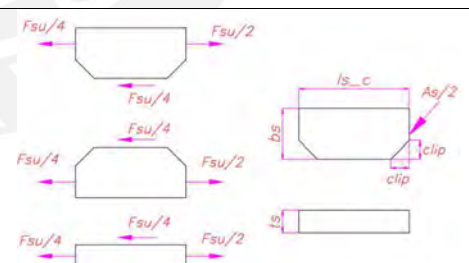


Figura 4.7 Placa de continuidad superior e inferior para diseño a tracción

$$F_{su} = T - \min(R_c)$$

$$F_{su} = 421kN - 229kN = 192kN$$

$$A_s = \frac{F_{su}}{\varphi * F_y} = 9cm^2, t_s = 12.7mm$$

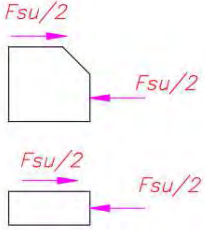
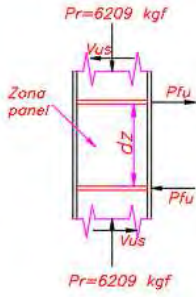
 <p>Figura 4.8 Placa de continuidad inferior (cercana a arriostre) para diseño a corte</p>	$l_{s_c} = \frac{d_{col}}{2} - t_{f_col} = 138\text{mm}$ $R_v = 3896\text{kN}$
 <p>Figura 4.9 Análisis de la zona panel</p>	$V_{us} = \frac{M_u}{8.5\text{m}} = 17\text{kN} \cdot \text{m}$ $V_u = T - V_{us} = 404\text{kN}$

Tabla 4.4 Comprobación de placas de continuidad

Comprobación	Fórmula		Resultado
¿Se requiere placa de continuidad?	Flexión local-patín	$R_c = 330\text{kN}$	ratio = 184% ¡Requiere placas de continuidad!
	Fluencia local- alma	$R_c = 229\text{kN}$	
	Aplastamiento-alma	$R_c = 869\text{kN}$	
	Pandeo-alma	$R_c = 638\text{kN}$	
	$\min(R_c) > T = 229\text{kN} < 421\text{kN}!$		
Tracción-placas de continuidad	$(bf - tw)/2 > bs_{req}$ $bs_{req} = (As + 2 * ts)/(2 * ts)$		147mm > 69mm →ok!
Corte-placas de continuidad	$\varphi * R_v \geq F_{su}; \varphi = 1 \rightarrow 389\text{kN} > 192\text{kN}$		ratio = 49.4%
Sold tracción	$t_{sold}: 8\text{mm}$	$\min(R_{c_{weld}}, R_{c_{mb}}) \geq 0.5F_{su}$ →106kN > 96kN	ratio = 91% (ts = 16mm)
Sold corte	$t_s = 16\text{mm}$	$t_{sold} = 0.6 * F_y * t_s / (2 * \varphi * F_w * \sqrt{2})$	$t_{sold} = 6\text{mm}$
Zona panel		$R_{c_{panel}} > V_u \rightarrow 408\text{kN} > 404\text{kN}$	ratio = 99%

4.2.2 EN EL PLANO LONGITUDINAL

En este plano la estructura se tiene elementos que solo transmiten cargas axiales. Por lo tanto, no se utilizarán conexiones a momento. El análisis se realiza a la viga lk, la cual es la peor cargada para la combinación 23 ($R_u=14\text{kN}$ compresión) y la combinación 14 ($R_t=12\text{kN}$ tracción), ver **ANEXO 32** para cálculos a detalle.

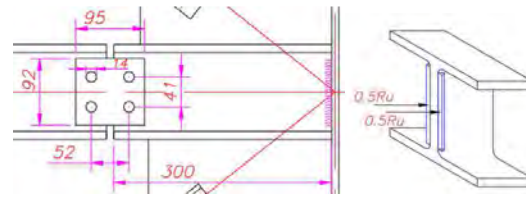


Figura 4.10 Conexión de viga longitudinal.

La longitud total de la viga es de 5m, pero para facilitar el montaje se suelda, a través del alma de la viga, un fragmento de 30cm de viga a cada columna. Para posteriormente utilizar una conexión emperrada, las cuales serán fabricadas para trabajar solo a tracción.

4.2.2.1 Diseño de conexión emperrada

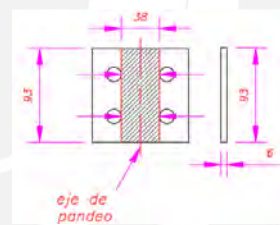


Figura 4.11 Sección de placa a pandeo

Tabla 4.5 Comprobación de conexión emperrada-viga plano longitudinal

Comprobación		
Aplastamiento-agujeros	$\phi d * Rn \geq Ru, \phi d = 0.75 \rightarrow 75\text{kN} > 14\text{kN}$	ratio = 19%
Corte-pernos	$\phi * Fnv * Ab \geq Ru, \phi = 0.75 \rightarrow 174\text{kN} > 14\text{kN}$	ratio = 8%
Pandeo de placa	$l_{pand} = 38\text{mm}$ $k = 1$	$\phi * Rn \geq Ru, \phi = 0.9 \rightarrow 122\text{kN} > 14\text{kN}$ ratio = 12%
Tracción-placa		$\min(Rc_{yeld}; Rc_{frac}) \geq Rt \rightarrow 116\text{kN} > 12\text{kN}$ ratio = 10%

4.2.2.2 Diseño de conexión soldada

Se realiza las siguiente comprobacion:

Tabla 4.6 Comprobación soldadura-viga plano longitudinal

Comprobación	T sold	Fórmula	Resultado
Conexión soldada en alma	3mm	$\min(Rc_{weld}; Rc_{mb}) \geq Ru \rightarrow 90.3N > 14kN$	ratio = 16%

4.3 CONEXIÓN DE PLACA BASE PROPUESTA N°1.

La placa base es diseñada acorde a la consideración de apoyo articulado. Por lo cual, los pernos de anclaje no generan un par de fuerzas considerables en ninguno de los planos. Es decir, se diseñará la placa a fuerza axial pura, ver **ANEXO 33**.

4.3.1 EN EL PLANO LONGITUDINAL

Como la estructura longitudinal presenta una mayor carga axial para la Comb.13 (60.8kN) que para la Comb.7, la placa de anclaje será diseñada para la Comb.13. Sin embargo, la soldadura que une el alma de la columna a la placa de anclaje es diseñada para la cortante de la Comb.7 (23kN) y la soldadura del ala para la cortante de la Comb.23 (17kN).

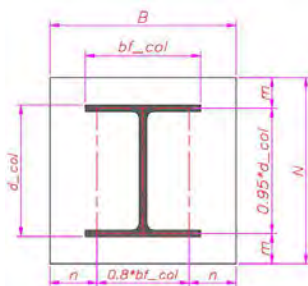


Figura 4.12 Geometría de la placa de anclaje

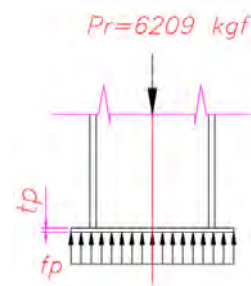


Figura 4.13 Columna sujeta a Comb.13

A continuación, se presentan los resultados del diseño de la placa base y sus soldaduras a corde a los cálculos realizados en el **ANEXO 33**.

Tabla 4.7 Comprobación de placa base PN°1

Comprobación		Resultado
Área mínima de placa	$A1 = Pr / (1.7 * \varphi_c * f'c)$	$A1 = 25cm^2$
Dimensiones de placa	$B * N \geq A1, B > bf_{col}, N > d_{col}$	$B = N = 40cm$
	$m = 0.5 * (N - 0.95 * d_{col}), n = 0.5 * (B - 0.8 * bf_{col})$	$m = 54mm$ $n = 78mm$
	$tp = \max(m, n) * \sqrt{(2 * Pr) / (0.9 * Fy * B * N)} \rightarrow tp > 1cm$	$tp = 16mm$
Soldadura alma-placa	$tsold = 5mm$ $\min(Rc_{weld}; Rc_{mb}) \geq 23kN \rightarrow 221 > 23$	ratio = 10%
Soldadura ala-placa	$tsold = 6mm$ $\min(Rc_{weld}; Rc_{mb}) \geq 17kN \rightarrow 401 > 17$	ratio = 4.2%

4.4 PERNOS DE ANCLAJE PROPUESTA N°1

Debido a que la OSHA (*Occupational Safety and Helth Administration*) recomienda un mínimo de 4 pernos, requerimientos de seguridad, por columna se tendrá en consideración esto para el cálculo de los pernos de anclaje.

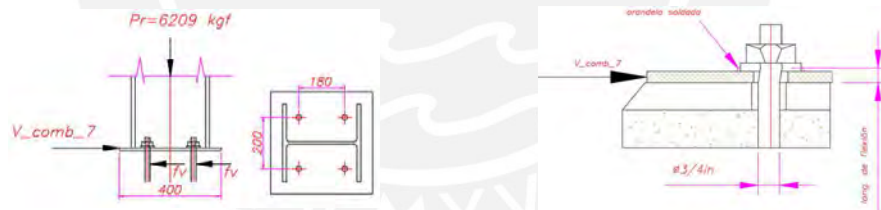


Figura 4.14 Pernos de anclaje sujetos a corte y perno de anclaje sujeto a flexión por corte

Para simular una conexión articulada, la distancia de los centros de gravedad de los pernos no debe de superar a $2/3bf$ ó $2/3d$, plano de la articulación (Universitat Politècnica de València - UPV, 2017). Además, el material para estos pernos es ASTM-A36, ya que debido a su buena soldabilidad facilita el trabajo en campo. Por otro lado, de los cálculos realizados en el **ANEXO 34**, los pernos fueron diseñados bajo la combinación de corte y tracción debido a la flexión que experimenta el perno producto de las fuerzas de corte.

Tabla 4.8 Comprobación de pernos de anclaje PN°1.

Comprobación		Resultado
Tensión por corte	$f_v = V_{comb_7} / (A_b * number_bolt)$	$f_v = 19.7 N/mm^2$
Flexión por corte	$M_{tb} = V_{comb_7} * k' * l_a / (number_bolt)$	$M_{tb} = 54 N * m$
Tensión por flexión	$f_t = f_{tb} = \frac{M_{tb}}{Z_a} = \frac{54 N * m}{1.15 cm^3}$	$f_{tb} = 5 kN/cm^2$
Corte y tracción	$mi n(\phi F_{nt}^{\wedge'}, \phi F_{nt}) \geq f_t \rightarrow 22.5 kN/cm^2 > 5 kN/cm^2$	$ratio = 20.8\%$

4.5 CONEXIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO PROPUESTA N°1

Los arriostramientos del plano longitudinal van conectados a las cartelas de las columnas y vigas mediante pernos. Estos arriostres son de perfiles angulares L 2.5x2.5x1/4 y las comprobaciones de las conexiones para el diseño de los arriostres se encuentran en el **ANEXO 35**.

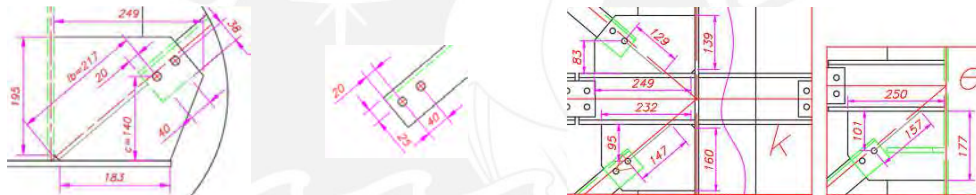


Figura 4.15 Dimensiones de conexiones arriostradas

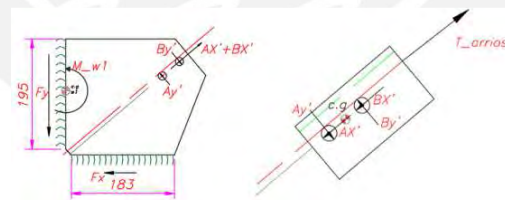


Figura 4.16 DCL de cartela y arriostre a tracción.

4.5.1 ESPESOR REQUERIDO DE CARTELA-EN PANDEO

Debido a que el diseño de la conexión y del arriostre se realiza bajo cargas de tracción, se tiene en cuenta la capacidad de la cartela y de esta manera el espesor requerido $t\beta$ para que la cartela sea menos propensa al pandeo. Por lo cual, de los cálculos del **ANEXO 35** se tiene que:

$$t\beta = 1.5 * \sqrt{(F_y * c^3)/(E * I_b)} \quad (4.9)$$

$$t_p \geq t\beta \quad (4.10)$$

Tabla 4.9 Comprobación de espesor de cartela de arriostre-columna PN°1

Comprobación	Resultado
$t\beta$ cartela-columna	$t\beta = 5.9mm$
$t\beta$ cartela viga-columna	$t\beta = 4mm$
Espesor propuesto	$t_p \geq \max(t\beta) \rightarrow 6 > 5.9$ ok!

4.5.2 CONEXIÓN EMPERNADA

Como el arriostre y la cartela tienen el mismo espesor, se analizará el aplastamiento de los agujeros solo en el arriostre ($db = 0.5in$, ASTM-A325).

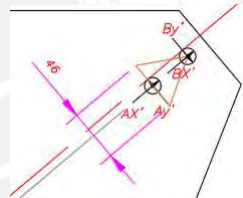


Figura 4.17 Sección crítica de Whitmore de la conexión emperrada en la cartela (46mm)

Tabla 4.10 Comprobación de conexión emperrada de arriostre PN°1

Comprobación			
Arriostre	Fluencia-área bruta	$Rc = P1 = 172kN$	
	Ruptura-área neta	$Rc = P2 = 203kN$	
	Bloque de corte	$Rc = P3 = 72kN$	
	$\min(Rc) \geq T_{arrios} \rightarrow 72kN > 21kN$		ratio = 29%
Aplastamiento-agujeros	$\phi d * Rn \geq T_{arrios}, \phi d = 0.75 \rightarrow 109kN > 21kN$		ratio = 19%
Corte-pernos	$\phi * Fnv * Ab \geq 0.5 * T_{arrios}, \phi = 0.75 \rightarrow 39kN > 10.5kN$		ratio = 27%
Cartela	Fluencia-área bruta	$Rc = P1 = 62kN$	
	Ruptura-área neta	$Rc = P2 = 57kN$	
	Bloque de corte	$Rc = P3 = 75kN$	
	$\min(Rc) \geq T_{arrios} \rightarrow 57kN > 21kN$		ratio = 37%

4.5.3 CONEXIÓN SOLDADA-CARTELA

La cartela se encuentra soldada con electrodo E60 a la columna y la placa base, para de esta manera transferirlas cargas. Por lo cual, en el **ANEXO 35** se calculó esta conexión. Como se observa en la **Figura 4.16** la soldadura vertical se encuentra sujeta a momento y a corte, pero la soldadura horizontal solo a corte. Asimismo, las longitudes verticales y horizontales de las soldaduras de las otras cartelas no son menores a las obtenidas para la cartela de la columna.

Tabla 4.11 Comprobación de soldaduras de cartela PN°1

Comprobación			Resultado
Soldadura vertical	$tsold = 3mm$	$min(Rc_{weld}; Rc_{mb}) \geq 18kN \rightarrow 110 > 18$	ratio = 17%
	$long1 = 139mm$		
Soldadura Horizontal	$tsold = 3mm$	$min(Rc_{weld}; Rc_{mb}) \geq 16kN \rightarrow 145 > 16$	ratio = 11%
	$long1 = 183mm$		

4.6 CONEXIÓN DIAGONAL Y MONTANTE PROPUESTA N°2

La viga de tipo celosía de esta propuesta esta conformada por perfiles tubulares, cuyas conexiones son diseñadas de acuerdo a las solicitaciones de cargas. Es decir, determinar el tipo de conexión que se tiene conforme al Capítulo 11 de la NTE-0.90. Por lo cual, en el **ANEXO 36** se calculó las conexiones críticas de la viga tipo celosía.

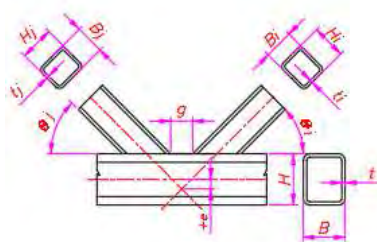


Figura 4.18 Conexión K con garganta

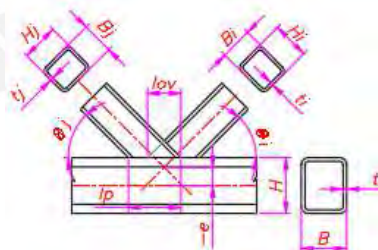


Figura 4.19 Conexión K traslapada

4.6.1 Conexiones de los nodos de la celosía

Tabla 4.12 Ratio de utilización de las conexiones de la celosía.

Nodo	Clase de conexión	Estado Límite crítico	Resultado
o	X	Plastificación de la pared de la brida	<i>ratio</i> = 40.9%
ad	T	Plastificación de la pared de la brida	<i>ratio</i> = 40.9%
p	2 ramas Y	Plastificación de la pared de la brida	<i>ratio</i> = 42.7%
ac	K_ut	Fluencia local de rama	<i>ratio</i> = 36.6%
z	K_t	Fluencia local de rama	<i>ratio</i> = 29.5%
d	K_t_mix	Fluencia local de rama y Plastificación de la pared de la brida	<i>ratio</i> = 46.6%

4.6.2 Soldadura de los nodos de la celosía

De los cálculos realizados en el **ANEXO 36**, se extrae la siguiente información para la **Tabla 4.13**. Esta soldadura se realiza con electrodo E70.

Tabla 4.13 Comprobación de conexión soldada de diagonal y montante.

Nodo	Clase de conexión	Long sold (mm)	tsold (mm)	Fórmula	Resultado
o	X	$le = 139$	$tsold = 3$	$Rc \geq Pr \rightarrow 64kN > 50kN$	<i>ratio</i> = 78%
ad	T				
p	2 ramas Y				
ac	K_ut	$lej = 135$ $lei = 232$	$tsold = 3$	$Rc \geq Pr \rightarrow 62kN > 39kN$	<i>ratio</i> = 63%
z	K_t	$lej = 90$	$tsold = 3$	$Rc \geq Pr \rightarrow 42kN > 26kN$	<i>ratio</i> = 63%
d	K_t_mix	$lei = 168$			

4.7 CONEXIÓN CORDÓN-COLUMNA PROPUESTA N°2

La unión cordón inferior y columna se realiza mediante un asiento, el cual está diseñado para resistir las cargas de flexión de este cordón, ya que debido a que se ha considerado que el cordón inferior y superior transmiten momentos flectores. Por lo cual, se realizaron los cálculos en el **ANEXO 37**.

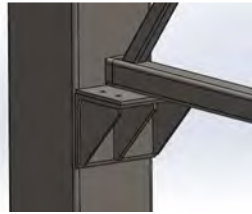


Figura 4.20 Cordón-columna Propuesta N°2



Figura 4.21 Agujero para penos.

Tabla 4.14 Comprobación cordón-columna PN°2

Comprobación		Fórmula	ratio
Asiento de viga	Ala	$F_c \geq \tau_T \rightarrow 134MPa > 84MPa$	ratio = 62.7%
	Rigidizador	$V_c \geq V_u \rightarrow 278kN > 34.7kN$	ratio = 12.5%
Conexión emperrada	Tracción-corte en pernos	$R_c \geq R_u \rightarrow 59kN > 40kN$	ratio = 68.2%

Tabla 4.15 Comprobación soldaduras de cordón-columna PN°2

Soldadura	Long (mm)	Garganta (mm)	Fórmula	ratio
cordón-placa (E60)	170	5/16R=3.9	$R_c \geq Pr \rightarrow 251kN > 193kN$	ratio = 77%
Soldadura	Long (mm)	tsold (mm)	Fórmula	ratio
viga-columna (E60)	203	tsold = 6	$R_c/A \geq Pr/A \rightarrow 131MPa > 131MPa$	ratio = 100%

4.8 CONEXIÓN PLACA BASE PROPUESTA N°2

La placa base es diseñada acorde a la consideración de apoyo empotrado, plano de la celosía y articulado, plano longitudinal. Es decir, la placa base será diseñada para momentos. Por lo cual, se siguieron estas consideraciones en los cálculos realizados en el ANEXO 38 y se obtiene las siguientes dimensiones:

Tabla 4.16 Comprobación placa base PN°2

	B (mm)	N (mm)	m (mm)	n (mm)
	406	457	84	102
	e (mm)		$e_{critico}$ (mm)	
	1260		227	
	Columna de grandes momentos			
Pr (kN)	Y (mm)	$Tper$ (kN)	t_p (mm)	
37	14	94	25	

En el plano de la celosía las soldaduras a momento se ubican paralelos a la longitud de 406mm y las de corte, paralelas a la longitud de 457mm y se diseñan para la Comb.7. En el plano longitudinal las soldaduras son paralelas a la longitud 406 y son diseñadas para la Comb.23

Tabla 4.17 Comprobación soldadura placa base PN°2

Coenxi3n soldada					
Plano de la celosía					
Momento	<i>tsold</i> (mm)	<i>long</i> (mm)	<i>Rc</i> (kN)	<i>T</i> (kN)	<i>ratio</i>
	5	229	324	303	93.5%
Corte	5	279	367	13	3.5%
Plano longitudinal					
Corte	<i>tsold</i> (mm)	<i>long</i> (mm)	<i>Rc</i> (kN)	<i>T</i> (kN)	<i>ratio</i>
	5	229	301	17.8	5.9%

4.9 PERNOS DE ANCLAJE PROPUESTA N°2

Los apoyos de las columnas tienen que ser empotrados y articulados en dos planos distintos. Por lo cual, en el **ANEXO 39** se realizan los cálculos considerando una adecuada distribución de pernos, para de esta manera comportarse como las consideraciones del diseño. Por ello, en el plano longitudinal la separación entre pernos debe de ser menor a $\frac{2}{3} * 254mm$.

Tabla 4.18 Comprobación pernos de anclaje PN°2

<i>db</i> (in)	<i>Espa</i> (mm)	<i>Espa</i> (mm)
3/4	377	166
<i>V</i> (kN)	<i>max</i> (<i>Vcomb7</i> , <i>Vcomb23</i>) = 18kN	
Resultados		
Tensi3n por corte	<i>fv</i> = 15.6N/mm ²	
Flexi3n por corte	<i>Mtb</i> = 63N * m	
Tensi3n por flexi3n	<i>ftb</i> = 5kN/cm ²	
Tensi3n por carga axial	<i>fta</i> = 16kN/cm ²	
Tensi3n total-axial	<i>ft</i> = 22kN/cm ²	
Corte y tracci3n	<i>min</i> ($\phi Fnt'$, ϕFnt) $\geq ft$ 22.5kN/cm ² > 22kN/cm ²	
<i>ratio</i> = 97%		

4.10 CONEXIÓN DE ARRIOSTRAMIENTO PROPUESTA N°2

Esta conexión tiene los mismos elementos que la Propuesta N°1, solo varía las dimensiones de la cartela. Sin embargo, el espesor de las cartelas no será menor al espesor de las cartelas de la primera propuesta. Por ello, no se realiza el análisis de resistencia de la conexión emperrada en los cálculos del **ANEXO 40**.

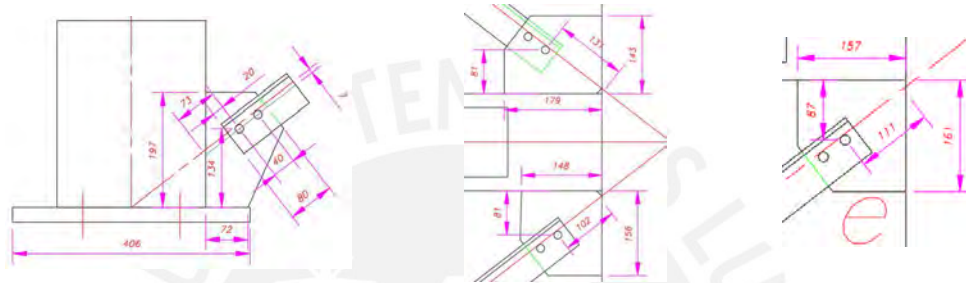


Figura 4.22 Dimensiones de conexiones de los arriostramientos

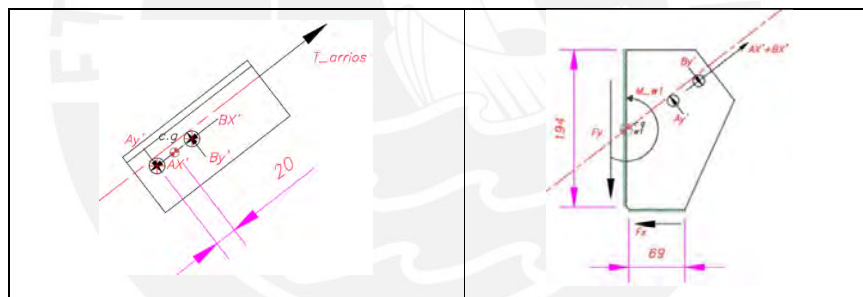


Figura 4.23 DCL de arrioste y de cartela de columna

Tabla 4.19 Comprobación de conexión arriostada Propuesta N°2

Espesor requerido de cartela-en pandeo									
$t\beta$ cartela-columna		9.5mm		$t_p \geq t\beta \rightarrow 10\text{mm} > 9.5\text{mm}$ ok!					
t_p cartela-columna		10mm							
$t\beta$ cartela-viga		4mm		$t_p \geq t\beta \rightarrow 6\text{mm} > 4\text{mm}$ ok!					
t_p cartela-viga		6mm							
Soldaduras									
T_{arrios} (kN)	Fy' (kN)	M_{w1} (kN * m)	Fx (kN)	Más críticas	$tsold$ (mm)	$long$ (mm)	Rc (kN)	Ru (kN)	ratio
16	10	0.11	13	Vertical	3	286	113	10.4	9.6%
				Horizontal	3	138	54	13	23%

La longitud de soldadura es de un par de cordones paralelos

4.11 CONEXIÓN VIGA COLUMNA A LO LARGO PROPUESTA N°2

Al igual que para la Propuesta N°1, las vigas del plano longitudinal se dividen en secciones para facilitar el montaje. Además, las vigas solo transmiten fuerzas axiales. Es decir, la conexión de la viga no debe de transferir momentos. Por lo cual, en los cálculos realizados en el **ANEXO 41**, se siguieron estas consideraciones de diseño y no se realizó el análisis a tracción de los pernos, ya que la carga es menor a la resistencia del perno A325.

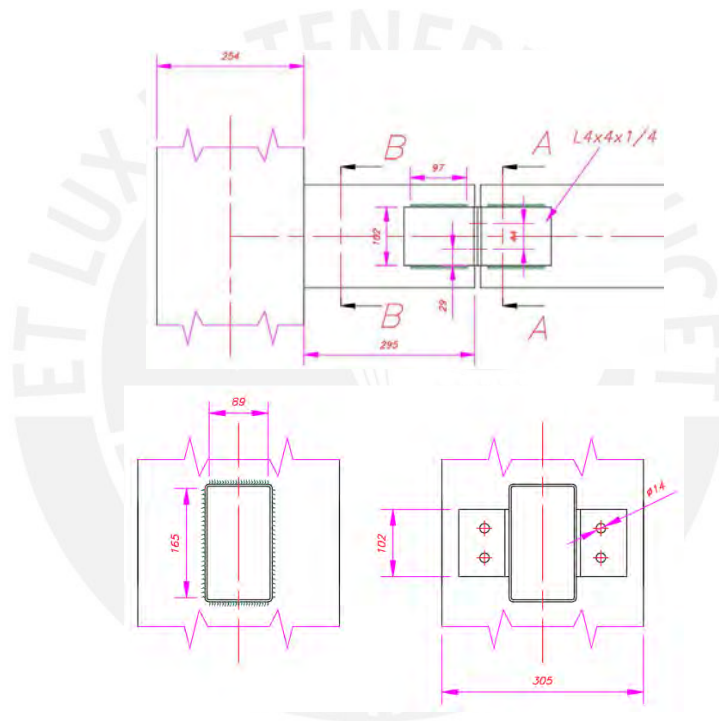


Figura 4.24 Conexión viga columna-Propuesta N°2-plano longitudinal

Tabla 4.20 Compropaciones de conexión Viga – Columna en el plano longitudinal P N°2

	t_{sold} (mm)	$long$ (mm)	R_c (kN)	R_u (kN)	$ratio$
Ángulo de unión mensula-viga	3	388	360	14	3.8%
Mensula-columna	3	508	1203	14	1.1%

4.12 VIGAS DE EVAPORADOR

Las vigas del evaporador son diseñadas para soportar la carga de los evaporadores y de la carga adicional que se genera debido al movimiento rotativo del motor. Por lo cual, se utilizó las recomendaciones de diseño de la *Steel design guide 3, chapter 6* en los cálculos realizados en el **ANEXO 42**.

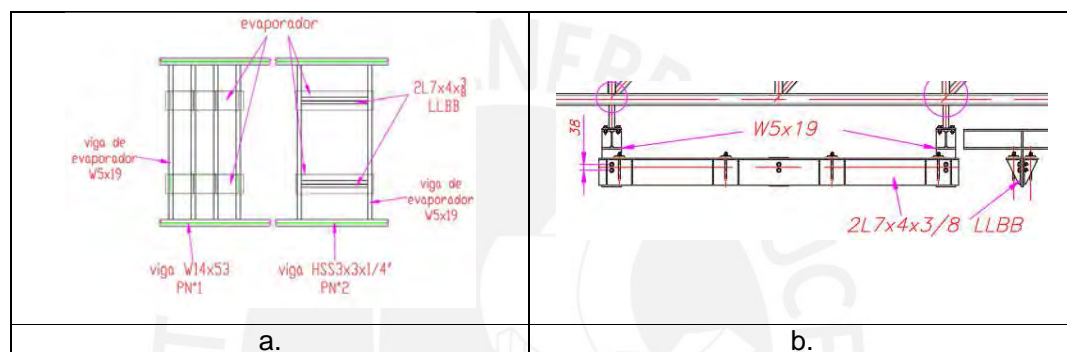


Figura 4.25 a. Distribución de vigas de evaporador PN°1 y PN°2, b. Ángulo 2L 7x4x3/8"

$$W_n < 0.5 * f_{motor} \quad \vee \quad W_n > 1.5 * f_{motor} \quad (4.11)$$

Como se observa de la Figura 4.25, para la Propuesta N°2 se utilizan solo dos vigas W5x19, por lo cual se tendrá este diseño como caso crítico. Además, se utiliza combinación que aumente la carga 1.6 veces.

Tabla 4.21 Comprobación de Ángulo 2L7x4x3/8 LLBB PN°2

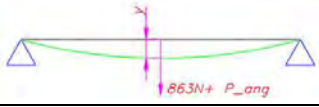

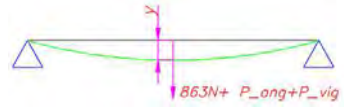

Efectos estáticos				
	P_{ang} (kN)	y (mm)	$L/180$ (mm)	
	0.87	2.2	11.6	
ELS		2.2 mm < 27.97mm ok!		
Ángulo- evaporador	Masa (kg)	Rigidez (kN/cm)	Wn (Hz)	f_{motor} (Hz)
2L7x4- evaporador	177	154	295	188
Comprobar frecuencia	$Wn > 1.5 * f_{motor} \rightarrow 295\text{Hz} < 188\text{Hz}$ ok!			
Efectos dinámicos				
	Ay (kN)	By (kN)	P (kN)	ξ (N)
	0.88	0.88	1.73	31.6
ELU	Mc (kN * m)	$Mmin$ (kN * m)	Mu (kN * m)	ratio
Fluencia en flexión	52	52	2	3.8%
Pandeo lateral torcional	464			
ELS	No es necesario analizar, carga dinámica muy baja 32N no afecta a la flecha del análisis estático			

Tabla 4.22 Comprobación de Viga de evaporador W5x19

Efectos estáticos				
	P_{ang} (kN)	P_{vig} (kN)	y (mm)	$L/180$ (mm)
	0.87	1.4	3.81	27
ELS		2.2 mm < 27.97mm ok!		
Viga- evaporador	Masa (kg)	Rigidez (kN/cm)	Wn (Hz)	f_{motor} (Hz)
2L7x4- evaporador	320	8.2	51	188
Comprobar frecuencia	$Wn < 0.5 * f_{motor} \rightarrow 51\text{Hz} < 94\text{Hz}$ ok!			
Efectos dinámicos				
	Ay (kN)	By (kN)	P (kN)	ξ (N)
	1.56	1.56	3.1	2.9
ELU	Mc (kN * m)	$Mmin$ (kN * m)	Mu (kN * m)	ratio
Fluencia en flexión	42.5	31.3	6	20.2%
Pandeo lateral torcional	31.3			
ELS	No es necesario analizar, carga dinámica muy baja 3N no afecta a la flecha del análisis estático			

4.12.1 CONEXIÓN DE VIGA DE EVAPORADOR PROPUESTA N°1

Para estas conexiones se utilizan conexiones tipo deslizamiento crítico, ya que este tipo de conexión es la adecuada para cargas vibratorias generadas por el motor.



Figura 4.26 Conexión de evaporador-Propuesta N°1

Tabla 4.23 Comprobación de conexión de viga de evaporador Propuesta N°1

	A_y (kN)	R_c (kN)	ratio
Deslizamiento crítico Ángulo-Alma de W5x19	0.9	72	1.25%
Deslizamiento crítico Ángulo-Alma de W14x53	0.9	36	2.5%
Ángulo	0.9	44	2%

4.12.2 CONEXIÓN DE VIGA DE EVAPORADOR PROPUESTA N°2

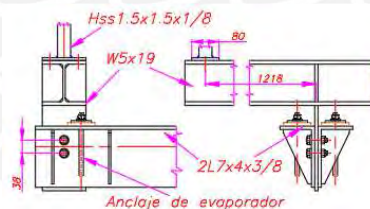


Figura 4.27 Conexión de viga de vaporador-Propuesta N°2

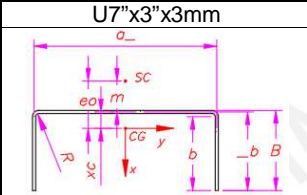
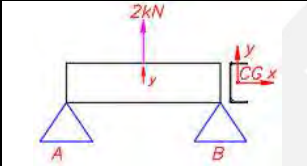
Tabla 4.24 Comprobación de viga de evaporador de Propuesta N°2

Viga W5x19			
	A_y (kN)	R_c (kN)	ratio
Conexión emperrada	1.56	118	1.3%
Soldadura	1.56	88	1.8%
Ángulo 2L 7x4x3/8 LLBB			
Conexión emperrada	0.88	72	1.2%

4.13 CORREAS DE PARED

Las correas de pared transfieren las cargas de viento hacia la estructura. Estos elementos son fabricados con perfiles conformados en frío, los cuales son analizados con la norma AISI-S100 en los cálculos realizados en el **ANEXO 43**.

Tabla 4.25 Comprobación de correas de pared.

U7"x3"x3mm	D (mm)	t (mm)	B (mm)	b_- (mm)	b (mm)	a_- (mm)	m (mm)	eo (mm)
	177.8	3	76.2	75	70.2	175	6.5	25.4
	Area (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	r_x (mm)	r_y (mm)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)	C_w (in ⁶)
	9.61	467	54.2	69.7	23.8	52.23	9.47	10.9
Análisis según norma AISI-S100								
	W (kN)	A_y (kN)	B_y (kN)	$M2_A$ (kN * m)	Mc (kN * m)	ratio		
	2	1	1	2.5	10.7	23.9%		
Elemento cumple con AISI-S100								

4.14 CORREAS DE TECHO

4.14.1 CORREAS DE PANDEO LATERAL

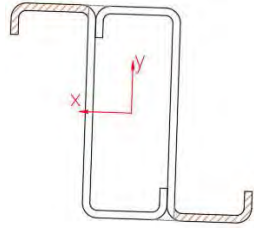
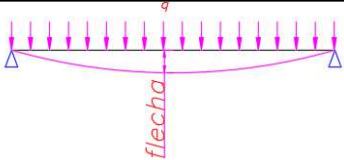
Las correas de pandeo lateral son formadas por 2 perfiles Z, los cuales se unen para formar un solo perfil cerrado que será considerado como si fuese un perfil tubular y se despreciará las secciones de material que queden fuera de la sección tubular. Estas correas soportan cargas axiales que se transfieren a estas debido al pandeo lateral de las vigas de las estructuras y se calculan con la ecuación (4.12) (Universitat Politècnica de València - UPV, 2017). Además, estas correas están sometidas a flexión debido a las cargas de muerta, viva y viento. Por lo cual, en el

ANEXO 44 se realizaron los cálculos siguiendo estas consideraciones.

$$Pr = n * 1.5\% * Nd \quad (4.12)$$

Para determinar el ratio de utilización se utiliza la ecuación (3.9), pero con la diferencia que se le suma la relación M_{ry}/M_{cy}

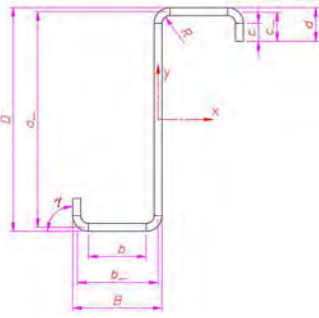
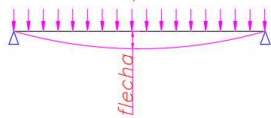
Tabla 4.26 Comprobación de correa de pandeo lateral

		h_- (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm^2)			
		127	50.8	4.4	14.5			
		r_x (mm)	r_y (mm)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)			
		43	21	271	63			
		S_x (cm^3)	S_y (cm^3)	Z_x (cm^3)	Z_y (cm^3)			
		42.6	24.7	55.2	28.7			
ELU								
n	Nd (kN)	Pr (kN)	Mrx (kN * m)	Mry (kN * m)	Pc (kN)	Mcx (kN)	Mcy (kN * m)	ratio
2	163	4.87	4.1	0.13	158	12.3	6.4	37.1 %
ELS								
		q_y ($\frac{N}{m}$)	q_x ($\frac{N}{m}$)	flechay (mm)	flechax (mm)	flecha (mm)	long/180 (mm)	
		964	26	14.9	1.75	15	28	
		Cumple ELS 15mm < 28mm						

4.14.2 CORREAS DE CUBIERTA

Estas correas, de perfil Z, soportan las mismas cargas muerta, viva y de viento que las correas de pandeo lateral, pero no la axial de pandeo lateral. Además, debido a que estas viguetas son perfiles conformados en frío y por ser perfiles abiertos se utilizará la norma AISI-S100 en los cálculos realizados en el **ANEXO 44**.

Tabla 4.27 Comprobación de correa de cubierta

		D (mm)	B (mm)	t (mm)	d (mm)	R (mm)	Ag (cm^2)
		127	50.8	4.5	19	4.5	10.67
		a_- (mm)	b_- (mm)	c_- (mm)	b (mm)	c (mm)	γ
		122.5	46	17	37	12	90°
		r_x (mm)	r_y (mm)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)	S_x (cm^3)	S_y (cm^3)
		48	18.8	247.9	56.9	39	11.64
ELU							
	Mrx (kN * m)	Mry (kN * m)	Mcx (kN)	Mcy (kN * m)	ratio		
	4.1	0.13	5.75	2.5	77 %		
ELS							
		q_y ($\frac{N}{m}$)	q_x ($\frac{N}{m}$)	flechay (mm)	flechax (mm)	flecha (mm)	long /180 (mm)
		964	26	16.3	1.9	16.4	28
		Cumple ELS 16.4mm < 28mm ok!					

CAPÍTULO 5 COSTOS DIRECTOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Los costos directos de fabricación y montaje engloban a los costos de materiales directos, costo de mano de obra directa. Los cuales junto con los costos indirectos determinan el presupuesto de un proyecto. Sin embargo, para objetos de esta tesis, solo se calculará los costos directos.

5.1 METRADO DE AMBAS PROPUESTAS

5.1.1 METRADO PROPUESTA N°1

Tabla 5.1 Metrado Propuesta N°1.

Propuesta N°1 - Perfiles													
N°	Elem	Perfil			Material	Long (m)	Cant Elem	Long total (m)	Formato de perfil		Cant Perfil	Peso-elemento (kg)	Peso a comprar (kg)
		Sec	Dimen	P lineal (kg/m)					N	Long (m)			
1	Col 1	W	12x65	29.5	A36	8.5	6	51	9	9.14	6	1505	1618
2	Col 2	W	12x65	29.5	A36	8	6	48	9	9.14	6	1416	1618
3	Muño-vig 1	W	14x53	24	A36	1.5	12	18	9	9.14	2	432	439
4	Vig 1	W	14x53	24	A36	12.1	6	73	9	9.14	8	1742	1755
5	Vig 2	W	5x19	8.6	A36	5	20	101	6	6.096	20	864	1049
6	Arr v 1	L	2.5x1/4	5.8	A36	3	24	72	6	6.096	12	418	424
7	Arr v 2	L	2.5x1/4	5.8	A36	6	12	72	6	6.096	12	418	424
8	Corr pared	U	7"x3"x3mm	8	LAF	5	60	302	6	6.096	60	2417	2926
9	Corr tech	Z	5"x2"x4.5mm	8	LAF	5.2	45	234	6	6.096	45	1872	2195
10	Corr de pand lateral	2Z	5"x2"x4.5mm	16	LAF	5.2	10	52	6	6.096	10	832	975
11	Vig evap	W	5x19	8.6	A36	5	12	60	6	6.096	12	519	629
12	Arr tech	V	φ1/2"	4	A36	7	18	126	6	6.096	21	504	512
											12939	14563	
Propuespta N°1 - Planchas													
N°	Elem	Perfil	Material	Área (cm ²)	Cant Elem	Área total (cm ²)	Formato de plancha			Porcentaje utilizado (%)	Peso utilizado (kg)		
							Ancho (cm)	Largo (cm)	Peso (kg)				
1	PL 1	210x610x10mm	A36	1281	24	30744	150	300	353	68.32	241		
2	PL 2	270x323x6mm	A36	872.1	24	20930.4	150	300	211	46.51	98		
3	PL3	147x277x16mm	A36	407.19	48	19545.12	150	300	565	43.43	245		
4	PL4	195x250x6mm	A36	488	12	5856	150	300	211	13.01	27		
5	PL5	160x232x6mm	A36	371	12	4452	150	300	211	9.89	21		
6	PL6	139x249x6mm	A36	347	12	4164	150	300	211	9.25	20		
7	PL7	177x250x6mm	A36	442.5	12	5310	150	300	211	11.8	25		
8	PL8	270x300x6mm	A36	810	6	4860	150	300	211	10.8	23		
9	PL9	93x95x6mm	A36	89	80	7120	150	300	211	15.82	33		
10	PL10	400x400x16mm	A36	1600	12	19200	150	300	565	42.67	241		
						122182					975		

Tabla 5.2 Metrado Propuesta N°1 (continuación)

Propuespta N°1- Soldadura								
N°	Descripción	cateto	Long (mm)	Mat.	Volumen (mm ³)	Masa (kg)	Cant.	Masa total (kg)
1	Weld1 (Viga1)	9	768	E60	31104	0.24	12	2.9
2	Weld2 (Viga1)	5	508	E60	6350	0.05	12	0.6
3	Weld3(Viga2)	3	178	E60	801	0.01	40	0.3
4	Weld4 (contin)	8	950	E60	30400	0.24	12	2.9
5	Weld5 (contin)	6	1026	E60	18468	0.14	12	1.7
6	Weld6 (cartaela anclaje)	5	756	E60	9450	0.07	12	0.9
7	Weld7 (PL5, PL6, PL7)	5	2414	E60	30175	0.24	6	1.4
8	Weld8 (placa base)	5	1480	E60	18500	0.15	12	1.7
								12.4
Propuespta N°1- Pernos								
N°	Elem	Perfil		Mat.	Cant			
1	Perno arriostre	φ1/2x1.5"		A325	150			
2	Perno Viga2	φ1/2x2"		A325	160			
3	Perno de anclanje	J φ3/4x12"		A36	48			

5.1.2 METRADO DE PROPUESTA N°2

Tabla 5.3 Metrado Propuesta N°2.

Propuesta N°2 - Perfiles													
N°	Elem	Perfil			Mat.	Long (m)	Cant.	Long total (m)	Formato de perfil		Cantidad de perfiles	Peso de elemento (kg)	Peso a comprar (kg)
		Sec	Dimen	P lineal (kg/m)					N°	Long (m)			
1	Col 1	Hss	10x12x1/4	50.2	A500	9.3	6	56	6	6.096	10	2801.2	3060.2
2	Col 2	Hss	10x12x1/4	50.2	A500	8.5	6	51	6	6.096	9	2560.2	2754.2
3	Cord sup	Hss	3x3x1/4	12.37	A500	15.5	6	93	6	6.096	16	1150.4	1206.5
4	Cord inf	Hss	3x3x1/4	12.37	A500	15.46	6	93	6	6.096	16	1147.4	1206.5
5	Mont	Hss	2x2x3/16	6.03	A500	14.62	6	88	6	6.096	15	529	551.4
6	Diag	Hss	2x1.5x3/16	5.17	A500	20.32	6	122	6	6.096	20	630.3	630.3
7	Viga2	Hss	7x4x1/8	12.47	A500	5.026	20	101	6	6.096	20	1253.5	1520.3
8	Arr v1	L	2.5x1/4	5.8	A36	5.9	12	71	6	6.096	12	410.6	424.3
9	Arr v 2	L	2.5x1/4	5.8	A36	5.9	12	71	6	6.096	12	410.6	424.3
10	Corr pared	U	7"x3"x3mm	8	LAF	5.036	60	302	6	6.096	60	2417.3	2926.1
11	Corr tech	Z	5"x2"x4.5mm	8	LAF	5.2	45	234	6	6.096	45	1872	2194.6
12	Corr de pand lateral	2Z	5"x2"x4.5mm	16	LAF	5.2	10	52	6	6.096	10	832	975.4
13	Vig evap	W	5x19	8.6	A36	5.026	6	30	6	6.096	6	259.3	314.6
14	Ang-evap	L	7x4x3/8"	20.23	A36	2.2	12	26	6	6.096	5	534.1	616.6
15	Arr tech	V	φ1/2"	4	A36	7	18	126	6	6.096	21	504	512.1
16	Asiento	L	8x1/2"	39.76	A36	0.214	12	3	6	6.096	1	102.1	242.4
17	Ángulo (Viga2)	L	4x4x1/4"	9.79	A36	0.102	48	5	6	6.096	1	47.9	59.7
											17462.0	19619.3	

Tabla 5.4 Metrado Propuesta N°2 (continuación)

Propuesta N°2 - Planchas											
N°	Elem	Perfil	Mat.	Área (cm ²)	Cant Elem	Área total (cm ²)	Formato de plancha			Porcentaje utilizado (%)	Peso utilizado (kg)
							Ancho (cm)	Largo (cm)	Peso (kg)		
1	PL 1 (placa cordón)	203x214x10mm	A36	435	12	5220	150	300	353	11.6	40.9
2	PL 2 (para asiento)	178x178x12mm	A36	317	12	3804	150	300	424.4	8.5	35.9
3	PL3 (para asiento)	178x178x6mm	A36	317	24	7608	150	300	211	16.9	35.7
4	PL4 (cartela anclaje)	133x197x10mm	A36	262	12	3144	150	300	353	7.0	24.7
5	PL5	148x156x6mm	A36	231	12	2772	150	300	211	6.2	13.0
6	PL6	143x161x6mm	A36	230	12	2760	150	300	211	6.1	12.9
7	PL7	157x250x6mm	A36	393	12	4716	150	300	211	10.5	22.1
10	PL10 (placa de anclaje)	406x457x25mm	A36	1855	12	22260	150	300	884.3	49.5	437.4
											622.6
Propuesta N°2 - Soldaduras											
N°	Descripción	Cateto	Longitud (mm)	Mat.	Volumen (mm ³)	Masa (kg)	Cantidad	Masta total (kg)			
1	Weld1 (montante)	3	203.2	E70	914.4	0.01	156	1.1			
2	Weld2 (diagonal)	3	203.2	E70	914.4	0.01	168	1.2			
3	Weld3(Cordon-placa)	4	170	E60	1360	0.01	24	0.3			
4	Weld4 (asiento)	6	203	E60	3654	0.03	12	0.3			
5	Weld5 (rigid1-asiento)	6	320	E60	5760	0.05	12	0.5			
6	Weld5 (rigid2-asiento)	3	320	E60	1440	0.01	24	0.3			
7	Weld6 (cartela anclaje)	3	526	E60	2367	0.02	12	0.2			
8	Weld7 (PL5, PL6, PL7)	3	1882	E60	8469	0.07	12	0.8			
9	Weld8 (placa base)	5	1117	E60	13962.5	0.11	12	1.3			
											6.1
Propuespta N°2- Pernos											
N°	Elem	Perfil	Mat.		Cantidad						
1	Perno arriostre	φ1/2x1.5"	A325		150						
2	Perno Viga2	φ1/2x2"	A325		160						
3	Perno de anclaje	J φ3/4x12"	A36		48						

5.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN EL PESO

Para poder estimar el costo directo de fabricación de la estructura, se debe de determinar que tipo de elementos tiene la estructura, ya que de acuerdo al peso lineal de los perfiles estas se clasifican en:

Estructura Liviana: [Peso lineal] ≤30kg/m

Estructura Media: 30kg/m < [Peso lineal] <60kg

Estructura Pesada: 60kg/m < [Peso lineal] <90kg

Estructura Extra pesada: 90kg/m < [Peso lineal]

(Obregón Ortiz, 2012)

Entonces, considerando que esta clasificación se rige para cada elemento que conforma la estructura se tiene lo siguiente:

Tabla 5.5 Tipo de elemento para cada propuesta

Propuesta N°1			
Item	Sección	Peso lineal	Tipo
		(kg/m)	
Viga	W12x65	29.5	Liviana
Columna	W14x53	24	Liviana
Viga 2	W5x19	8.6	Liviana
Arriostre	L 2.5"x2.5"x1/4"	5.8	Liviana
Correa de pared	U 7"x3"x3mm	8	Liviana
Correa de techo	Z 5"x2"x4.5mm	8	Liviana
Correa de pandeo lateral	2Z	16	Liviana
Tensor	Varilla	4	Liviana
Propuesta N°2			
Item	Sección	Peso lineal	Tipo
		(kg/m)	
Columna	Hss 12x10x1/4	50.2	Mediana
Viga	Celosía	224	Extra pesada
Viga 2	Hss 7x4x1/8	12.47	Liviana
Vig evaporador	W5x19	8.6	Liviana
Ang-evap	L 7x4x3/8	20.23	Liviana
Arriostre	L 2.5"x2.5"x1/4"	5.8	Liviana
Correa de pared	U 7"x3"x3mm	8	Liviana
Correa de techo	Z 5"x2"x4.5mm	8	Liviana
Correa de pandeo lateral	2Z	16	Liviana
Tensor	Varilla	4	Liviana

5.3 COSTOS DIRECTOS

Como se mencionó antes, estos se refieren principalmente a los materiales directos y mano de obra directa.

5.3.1 COSTOS DE MATERIALES DIRECTOS

Los materiales directos serán determinados a partir del metrado de la estructura. Posteriormente, se determinará el costo de inversión para adquirir los perfiles que conforman la estructura (para determinar los costos unitarios se realizó 9 cotizaciones a distintas empresas del Perú, ver **ANEXO 45**).

5.3.1.1 Costos de materiales directos Propuesta N°1

Tabla 5.6 Costo de materiales Propuesta N°1.

Propuesta N°1 – Costo perfiles								
N°	Elem	Perfil			Mat.	Peso a comprar (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)
		Sec	Dimen	P lineal (kg/m)				
1	Col 1	W	12x65	29.5	A36	1618	3.25	5258
2	Col 2	W	12x65	29.5	A36	1618	3.25	5258
3	Muño-vig 1	W	14x53	24	A36	439	2.98	1307
4	Vig 1	W	14x53	24	A36	1755	2.98	5230
5	Vig 2	W	5x19	8.6	A36	1049	3.12	3271
6	Arr v 1	L	2.5x1/4	5.8	A36	424	2.6	1112
7	Arr v 2	L	2.5x1/4	5.8	A36	424	2.6	1112
8	Corr pared	U	7"x3"x3mm	8	LAF	2926	4.8	13957
9	Corr tech	Z	5"x2"x4.5mm	8	LAF	2195	4.8	10468
10	Corr de pand lateral	2Z	5"x2"x4.5mm	16	LAF	975	9.5	9305
11	Vig evap	W	5x19	8.6	A36	629	3.1	1963
12	Arr tech	V	φ1/2"	4	A36	512	4.6	2355
Subtotal								60595.8
Propuesta N°1-Costo planchas								
N°	Elem	Perfil		Material	Peso utilizado (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)	
1	PL 1	210x610x10mm		A36	241	2.6	619.8	
2	PL 2	270x323x6mm		A36	98	2.6	252.2	
3	PL3	147x277x16mm		A36	245	2.6	630.7	
4	PL4	195x250x6mm		A36	27	2.6	70.6	
5	PL5	160x232x6mm		A36	21	2.6	53.6	
6	PL6	139x249x6mm		A36	20	2.6	50.2	
7	PL7	177x250x6mm		A36	25	2.6	64.0	
8	PL8	270x300x6mm		A36	23	2.6	58.6	
9	PL9	93x95x6mm		A36	33	2.6	85.8	
10	PL10	400x400x16mm		A36	241	2.6	619.5	
Subtotal								2505
Propuespta N°1- Soldadura filete								
N°	Descripción	Mat.	Masa total (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)			
1	Weld1 (Viga1)	E60	2.9	10	27.5			
2	Weld2 (Viga1)	E60	0.6	10	6.0			
3	Weld3(Viga2)	E60	0.3	10	2.5			
4	Weld4 (contin)	E60	2.9	10	28.7			
5	Weld5 (contin)	E60	1.7	10	17.4			
6	Weld6 (cartaeta anclaje)	E60	0.9	10	8.9			
7	Weld7 (PL5, PL6, PL7)	E60	1.4	10	14.2			
8	Weld8 (placa base)	E60	1.7	10	17.4			
Subtotal								122.7
Propuespta N°1- Pernos								
N°	Elem	Perfil	Mat.	Cantidad	P.U (S/.)	Costo (S/.)		
1	Perno arriostre	φ1/2x1.5"	A325	150	1.09	163.5		
2	Perno Viga2	φ1/2x2"	A325	160	1.09	174.4		
3	Perno de anclaje	J φ3/4x12"	A36	48	5	240.0		
Subtotal								577.9

5.3.1.2 Costos de materiales directos Propuesta N°2

Tabla 5.7 Costo de materiales Propuesta N°2.

Propuesta N°2 – Costo perfiles								
N°	Elem	Perfil			Mat.	Peso a comprar (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)
		Sec	Dimen	P lineal (kg/m)				
1	Col 1	Hss	10x12x1/4	50.2	A500	3060.2	5.46	16709
2	Col 2	Hss	10x12x1/4	50.2	A500	2754.2	5.46	15038
3	Cord sup	Hss	3x3x1/4	12.37	A500	1206.5	3.59	4331
4	Cord inf	Hss	3x3x1/4	12.37	A500	1206.5	3.59	4331
5	Mont	Hss	2x2x3/16	6.03	A500	551.4	3.59	1979
6	Diag	Hss	2x1.5x3/16	5.17	A500	630.3	3.59	2263
7	Viga2	Hss	7x4x1/8	12.47	A500	1520.3	3.59	5458
8	Arr v1	L	2.5x1/4	5.8	A36	424.3	2.6	1103
9	Arr v 2	L	2.5x1/4	5.8	A36	424.3	2.6	1103
10	Corr pared	U	7"x3"x3mm	8	LAF	2926.1	4.8	13957
11	Corr tech	Z	5"x2"x4.5mm	8	LAF	2194.6	4.8	10468
12	Corr de pand lateral	2Z	5"x2"x4.5mm	16	LAF	975.4	9.54	9305
13	Vig evap	W	5x19	8.6	A36	314.6	3.1	975
14	Ang-evap	L	7x4x3/8"	20.23	A36	616.6	2.6	1603
15	Arr tech	V	φ1/2"	4	A36	512.1	4.6	2355
16	Asiento	L	8x1/2"	39.76	A36	242.4	2.6	630
17	Ángulo (Viga2)	L	4x4x1/4"	9.79	A36	59.7	2.6	155
Subtotal								91765
Propuesta N°2 – Costo planchas								
N°	Elem	Perfil	Mat.	Peso utilizado (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)		
1	PL 1 (placa cordón)	203x214x10mm	A36	40.9	2.6	106.5		
2	PL 2 (para asiento)	178x178x12mm	A36	35.9	2.6	93.3		
3	PL3 (para asiento)	178x178x6mm	A36	35.7	2.6	92.7		
4	PL4 (cartela anclaje)	133x197x10mm	A36	24.7	2.6	64.1		
5	PL5	148x156x6mm	A36	13.0	2.6	33.8		
6	PL6	143x161x6mm	A36	12.9	2.6	33.6		
7	PL7	157x250x6mm	A36	22.1	2.6	57.5		
10	PL10 (placa de anclaje)	406x457x25mm	A36	437.4	2.6	1137.3		
Subtotal								1618.8
Propuesta N°2 – Costo soldadura								
N°	Descripción	Mat.	Masta total (kg)	P.U (S/./kg)	Costo (S/.)			
1	Weld1 (montante)	E70	1.1	10	11.2			
2	Weld2 (diagonal)	E70	1.2	10	12.1			
3	Weld3(Cordon-placa)	E60	0.3	10	2.6			
4	Weld4 (asiento)	E60	0.3	10	3.4			
5	Weld5 (rigid1-asiento)	E60	0.5	10	5.4			
6	Weld5 (rigid2-asiento)	E60	0.3	10	2.7			
7	Weld6 (cartela anclaje)	E60	0.2	10	2.2			
8	Weld7 (PL5, PL6, PL7)	E60	0.8	10	8.0			
9	Weld8 (placa base)	E60	1.3	10	13.2			
Subtotal								60.8
Propuespta N°2- Costo Pernos								
N°	Elem	Perfil	Mat.	Cantidad	P.U (S/.)	Costo (S/.)		
1	Perno arriostre	φ1/2x1.5"	A325	150	1.09	163.5		
2	Perno Viga2	φ1/2x2"	A325	160	1.09	174.4		
3	Perno de anclaje	J φ3/4x24"	A36	48	5	240.0		
Subtotal								577.9

5.3.2 COSTO DE MANO DE OBRA DIRECTA

Para determinar el costo de fabricación de cada propuesta, se debe determinar el tiempo que se invierte en dicha actividad. Debido a que el rendimiento (kg-fabricado/hh) dependen del tipo de estructura que se tenga.

Tabla 5.8 Rendimiento de fabricación

Tipo de estructura	Rendimiento (kg/hh)
Pesada/Extra pesada	25
Mediana	17
Liviana	8

Por otro lado, el montaje depende del peso total de cada propuesta.

Tabla 5.9 Horas hombre durante el montaje de estructuras.

Estructuras hasta 20 toneladas	Operario Montador (hh/ton)	Maquinista (hh/ton)	Operario Soldador (hh/ton)	Ayudante (hh/ton)
Descarga	3	1.25	-	1.25
Montaje	4.5	2.5	-	2.5
Conexiónado	Soldar	6	1.75	
	Empernado manual	5	-	-
	18.5	3.75	1.75	3.75

Fuente: (Page, 1999)

5.3.2.1 Costo-Mano de obra directa para la fabricación y montaje Propuesta N°1

A partir de la **Tabla 5.8** y **Tabla 5.9** se obtienen las horas hombre para fabricación y montaje, para posteriormente determinar el costo de mano de obra directa.

Tabla 5.10 Horas hombre invertidos en fabricación Propuesta N°1.

Propuesta N°1				
Item	Tipo	Peso (kg)	Rendimiento (kg/hh)	hh
1	Liviana	13926	8	1741
2	Mediana	0	17	0
3	Pesada	0	25	0
4	Extra pesada	0	25	0

Tabla 5.11 Costo de mano de obra directa para fabricación y montaje Propuesta N°1

Fabricación				
	Porcentaje (%)	hh	P.U ((S./)hh)	Costo (S/.)
Capataz	7.11	123.9	15.6	1932.3
Operario	3.95	68.8	13	894.6
Oficial	31.62	550.5	10	5505.1
Ayudante	45.45	791.4	8.5	6726.6
Soldador	11.86	206.4	19	3922.4
Subtotal				18981.0
Montaje				
Estructura 13.9 ton		hh	P.U ((S./)hh)	Costo (S/.)
Supervisor		100	16.8	1680
Operario montador		257.2	14	3600.8
Maquinista		52.13	14	729.82
Soldador		24.32	22	535.4
Ayudante		52.13	11.2	583.9
Subtotal				7129.9

5.3.2.2 Costo Mano de obra directa para la fabricación y montaje Propuesta N°2

A partir de la **Tabla 5.8** y **Tabla 5.9** se obtienen las horas hombre para fabricación y montaje, para posteriormente determinar el costo de mano de obra directa.

Tabla 5.12 Horas hombre invertidos en fabricación Propuesta N°2.

Propuesta N°2				
Item	Tipo	Peso	Rendimiento	hh
		(kg)	(kg/hh)	
1	Liviana	8643.5	8	1080
2	Mediana	5568.9	17	328
3	Pesada	3664.7	25	147
4	Extra pesada	0	25	0

Tabla 5.13 Costo de mano de obra para fabricación Propuesta N°2

Costo de mano de obra directa para Fabricación				
	Porcentaje (%)	hh	P.U ((S./)hh)	Costo (S/.)
Capataz	7.11	110.6	15.6	1725.9
Operario	3.95	61.5	13	799.0
Oficial	31.62	481.7	10	4917.0
Ayudante	45.45	706.8	8.5	6008.0
Soldador	11.86	184.4	19	3503.4
Subtotal				16953.2
Costo de mano de obra directa para Montaje				
Estructura 18.08 ton	hh	P.U		Costo (S/.)
		((S./)hh)		
Supervisor	130	16.8		2184
Operario montador	334.5	14		4682.72
Maquinista	67.8	14		949.2
Soldador	31.6	22		696.0
Ayudante	67.8	11.2		759.36
Subtotal				9271.36

5.4 COMPARACIÓN DE COSTOS DE AMBAS PROPUESTAS.

Tabla 5.14 Costos de fabricación y montaje

Fabricación			
Propuesta	Peso	hh	Costo
	(ton)	(h)	(S/.)
N°1	13.9	1741	82782.4
N°2	17.8	1547	110875.7
Montaje			
Propuesta	hh		Costo
	(h)		(S/.)
N°1	485.78		7129.9
N°2	623.95		9271.36

CONCLUSIONES

1. Durante el proceso de diseño de las estructuras se observó que ambas propuestas tienen una respuesta similar al diseño por rigidez, pero de los desplazamientos obtenidos del análisis en el plano de la celosía, se tiene que la Propuesta N°2 presenta una deriva de 38mm, siendo inferior en casi 2cm a la deriva en el plano del pórtico de la Propuesta N°1. En síntesis, debido a que se requiere que la cámara refrigerada y la estructura tengan el menor desplazamiento relativo, para evitar el menor movimiento de los evaporadores que se encuentran en el interior de la cámara y sujetos a las estructuras, se opta por la Propuesta N°2.
2. La frecuencia natural de la Propuesta N°1 y la Propuesta N°2 es de 20.7 Hz y 23.8 Hz, respectivamente, las cuales son menores a la mitad de la frecuencia del motor (94 Hz), lo cual cumple con los requerimientos de la AISC. Además, se observa de las ecuaciones de la frecuencia natural, que si se aumenta la masa manteniendo constante la rigidez lateral esto disminuirá la frecuencia natural del sistema. Es por ello, que en base a los resultados obtenidos entre ambas propuestas se sopesa que la Propuesta N°1 es la mejor opción, dado que su frecuencia natural es la menor de ambas propuestas. Sin embargo, las frecuencias de ambas propuestas no difieren considerablemente, 3 Hz de diferencia, lo cual nos indica que la elección debe darse en base a otros parámetros como constructivos o económicos.
3. Del diseño de las vigas de evaporadores se concluye que para evaporadores ligeros el análisis dinámico es poco relevante, ya que sus efectos son menores a 40 N. Por lo tanto, para equipos de bajo peso es recomendable tener un mayor control en los métodos paliativos o supresores de los efectos de vibración que del cálculo analítico. Por ello, se plantea el uso de materiales como caucho (rubber), entre los sujetadores de los evaporadores y las alas de las vigas, para disminuir la transmisibilidad de las vibraciones mecánicas. Además, considerar cumplir con los límites de frecuencia planteados por la norma o guías de diseño.
4. Con respecto al diseño de conexiones, se realizó el cálculo partiendo que la conexión era articulada o rígida (transmite momento), pero no se tenía la certeza de cuan rígida era esta. Por lo cual, se utilizaron recomendaciones constructivas

para que una conexión se comporte como una conexión articulada o rígida, ya que mediante un cálculo analítico no es posible evaluar a detalle los efectos de los momentos que se generan, considerados muchas veces despreciables. Por ejemplo, en el diseño de las placas bases, se espaciaron los pernos de anclaje a una distancia menor a dos terceras partes de la longitud del perfil de la columna en el plano en el cual se requería la articulación.

5. En base a los costos de fabricación, se concluye que la Propuesta N°1 es la idónea, ya que tiene un costo de fabricación S/.82 782 y de montaje de S/.7 130. Lo cual permite tener un ahorro de alrededor de S/.30 234.76 y aumentar los márgenes de utilidad a una empresa del rubro metalmecánico.
6. Con respecto a considerar el cordón superior e inferior como elementos que transmiten momento flector, se observa que estos tienden a ser pequeños en la gran mayoría de nodos pues se alcanzaron valores inferiores a $0.5\text{kN}\cdot\text{m}$, con excepción de los nodos columna-cordón inferior. Por lo cual, asumir que estos son articulados, tiende a tener un error pequeño. Sin embargo, obviar la transmisión de momentos, y no tener consideración de esto en la parte constructiva podría generar fallas inesperadas en la estructura, pues las conexiones y elementos se comportan por como se construyen mas no como se diseñan.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

1. Para la fabricación de las placas de continuidad de la Propuesta N°1, se tiene que no todas abarcan la longitud total disponible en el interior de los perfiles W12x65, ya que las placas de continuidad que se encuentran cercanas a los arriostres solo llegan hasta la mitad de esta longitud disponible, por un tema constructivo.
2. Las cartelas de los arriostres presentan un desfase con respecto al plano medio de los perfiles W o Hss, ya que se requiere que la fuerza axial de los arriostres pase próximo al plano medio de los perfiles
3. Para el diseño de las conexiones de las montantes y diagonales se vario ligeramente la inclinación que se utilizo en el modelo de cálculo, ya que, debido a la geometría de los perfiles, no se satisfacía requerimientos de la NTE-0.90 o de la *Steel Design guide 24* de la AISC.
4. Se recomienda que posteriores trabajos consideren la inclinación, excentricidad, traslape y gargante de las ramas en el modelo de diseño de la viga tipo celosía, para de esta manera obtener una distribución más precisa de las fuerzas internas que experimentan los elementos.
5. Se debe de mencionar que algunos planos cuentan con un código QR, el cual es utilizado para la visualización en realidad aumentada. Por lo cual, se recomienda descargar la aplicación AUGMENT, en el celular, para scanear el código con el objetivo de abrir la visualización 3D, para posteriormente establecer como marcador el código QR que se proporciona y así tener fijo en el plano el modelo en realidad aumentada.

Bibliografía

- Aceros Arequipa. (02 de Mayo de 2016). *Aceros Arequipa*. Obtenido de <http://www.acerosarequipa.com/carpinteria-metalica/productos/tubos/detalle/article/tubo-de-acero-astm-a500-para-estructuras/chash/52387dec271ffe2009cfccf86449c64b.html>
- American institute of steel construction. (2003). *Steel design guide 3*. Austin.
- American iron and steel institute. (1992). *Steel plate engineering data*. Washington D.C.
- American society of civil engineers. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Virginia.
- Andrade B., H. (1998). *VARIETADES DE PAPA EN EL ECUADOR*. QUITO.
- ArcelorMital. (2007). *ArcelorMital*. Obtenido de <http://sections.arcelormittal.com/es/documentacion/catalogos-de-productos.html>
- ASME. (2011). *Steel stacks*.
- Bío Andes. (s.f.). *Varietades de papas nativas y conocimientos campesinos*. Lima.
- Canada department of agriculture. (1967). *Handbook on the storage of fruits and vegetables for farm and commercial use*. Ottawa: Queen's printer and of controller of stationery.
- Charmex. (s.f.). *Charmex*. Obtenido de <http://www.charmex.info/csa/ficha-producto.php?IDP=125>
- Construsoft. (14 de Mayo de 2018). Curso Análisis y diseño de conexiones de acero. *Conceptos fundamentales, parte 1*. Santiago, Chile.
- del Solar Bermejo, J. (1985). Técnicas actuales para el proyecto y construcción de grandes chimeneas. *Informes de la construcción*, 4.
- Dowswell, B. (2006). Effective Length Factors for Gusset Plate Buckling. *Engineering Journal*, 91-101.
- Escuela de refrigeración del Perú. (2018). *Seminario de cálculo y diseño de cámaras frigoríficas*. Lima: ERP.
- García Palencia, A. J., Saffar, A., & Gosoy, L. A. (28 de Octubre de 2015). Curvas de fragilidad debidas a viento para edificaciones industriales metálicas. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 8(2), 165-182. Recuperado el 08 de Agosto de 2018, de Research Gate: https://www.researchgate.net/publication/283297114_CURVAS_DE_FRAGILIDAD_DEBIDAS_A_VIENTO_PARA_EDIFICACIONES_INDUSTRIALES_METALICAS
- Gaylord, C. N., Stallmeyer, J. E., & Gaylord, E. H. (1997). *Structural Engineering Handbook*. New York: McGraw Hill.
- H. Villón, e. a. (2011). *Análisis de la integridad Estructural de una chimenea en una planta cementera*. Guayaquil.

- INDECOPI. (2010). *Norma Técnica Peruana NTP-011.119-2010*. Lima.
- International Potato Center. (12 de 08 de 2018). *International Potato Center*. Obtenido de <https://cipotato.org/es/potato/>
- Kozlowski, A. (2007). *Influence of the flange bolted joint stiffness on the behaviour of steel chimneys*.
- La República. (31 de Mayo de 2017). La papa, oriunda del Perú, se produce más en China, India, Rusia y E.E.U.U. Recuperado el 13 de Agosto de 2018, de <https://larepublica.pe/economia/1046855-la-papa-oriunda-del-peru-se-produce-mas-en-china-india-rusia-y-eeuu>
- Manjunath. (27 de Febrero de 2013). *Slideshare*. Obtenido de Slideshare: <https://www.slideshare.net/manjunathsn16/industrial-chimneys>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. New Jersey: Pearson Education.
- Metecno. (2018). *Metecno Perú*.
- Miatech. (06 de 12 de 2015). *Miatech*. Obtenido de www.pij.cl/index_html_files/drosia_800h_user_guide.pdf
- Ministerio de Agricultura y Riego. (Mayo de 2017). *Papa: Características de la Producción Nacional y de la Comercialización en Lima Metropolitana*. Lima, Perú. Recuperado el 13 de Agosto de 2018
- Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. (2014). *Código NEC-SE-CG*. ECUADOR.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2006). *NTE 0.20*. Lima.
- Navarro, R. (2015). *Diseño estructural de una apilador radial con capacidad para transportar 275 T/H de arena para concreto*.
- Nonnast, R. (1999). *El proyectista de estructuras metálicas*. Madrid.
- Obregón Ortiz, L. E. (2012). *Optimización de recursos para la ejecución del proyecto del terminal de embarque de minerales del puerto del Callao*. Lima.
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y Agricultura. (2003). *Manual para la preparación y venta de frutas y hortalizas del campo al mercado*. Roma: Boletín de servicios agrícolas de la Fao. Recuperado el 14 de Agosto de 2018
- Page, J. S. (1999). *Stimator's general construction man-hour manual*. Houston: Butterworth Heinemann.
- PCI Industry handbook committee. (2004). *PCI design handbook*. Chicago: PCI.
- Universitat Politècnica de València - UPV. (19 de octubre de 2017). *Diseño de correas en cubiertas ligeras*. Obtenido de Archivo de Video: Recuperado de: https://www.youtube.com/watch?v=_t06ntF-aFo&t=324s

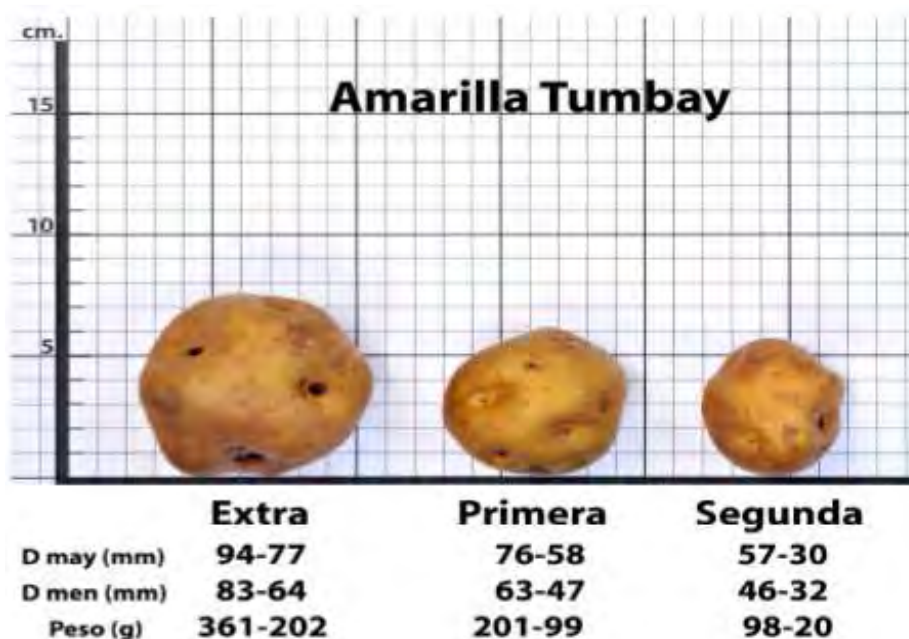
Universitat Politècnica de València - UPV. (19 de Octubre de 2017). *Diseño de placas de anclaje* . Obtenido de Archivo de video: Recuperado de:
<https://www.youtube.com/watch?v=Yk4USK6Y6Qc>

Yu, W. W., & LaBoube, R. (2010). *Cold-formed steel design*. New Jersey: John Wiley and Sons, Inc.



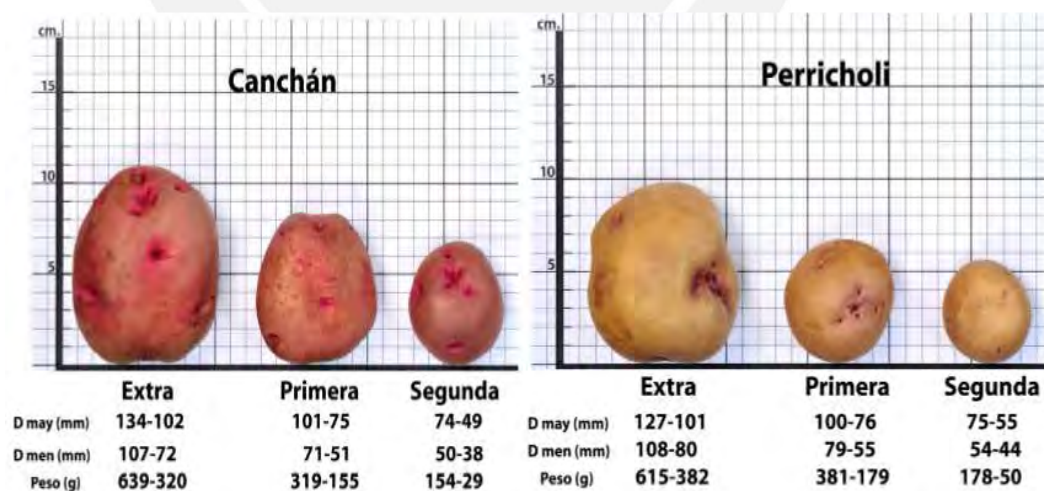
ANEXOS

ANEXO 1: Variedad de papa nativa amarilla Tumbay



Fuente: (INDECOPI, 2010).INDECOPI. (2010). *Norma Técnica Peruana NTP-011.119-2010*.
Lima.

ANEXO 2: Variedad de papa nativa amarilla Tumbay.



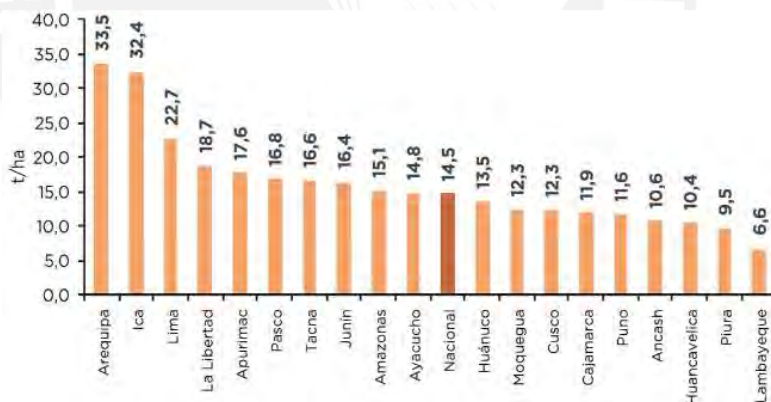
Fuente: (INDECOPI, 2010)INDECOPI. (2010). *Norma Técnica Peruana NTP-011.119-2010*.
Lima.

ANEXO 3: Producción de papa en el Perú.



Producción de papa en Regiones del Perú, 2016.

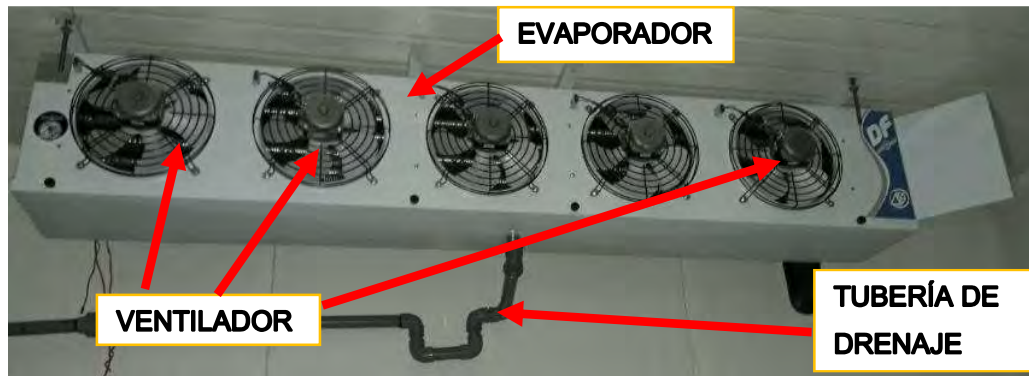
Fuente: Ministerio de Agricultura y Riego. (Mayo de 2017). *Papa: Características de la Producción Nacional y de la Comercialización en Lima Metropolitana*. Lima, Perú. Recuperado el 13 de Agosto de 2018



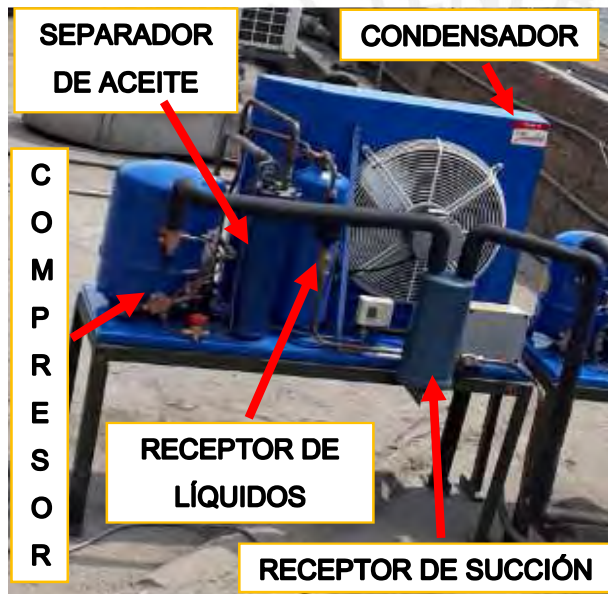
Rendimiento promedio por hectárea.

Fuente: Ministerio de Agricultura y Riego. (Mayo de 2017). *Papa: Características de la Producción Nacional y de la Comercialización en Lima Metropolitana*. Lima, Perú. Recuperado el 13 de Agosto de 2018

ANEXO 4: Componentes del sistema de refrigeración.



Fuente: Elaboración propia.

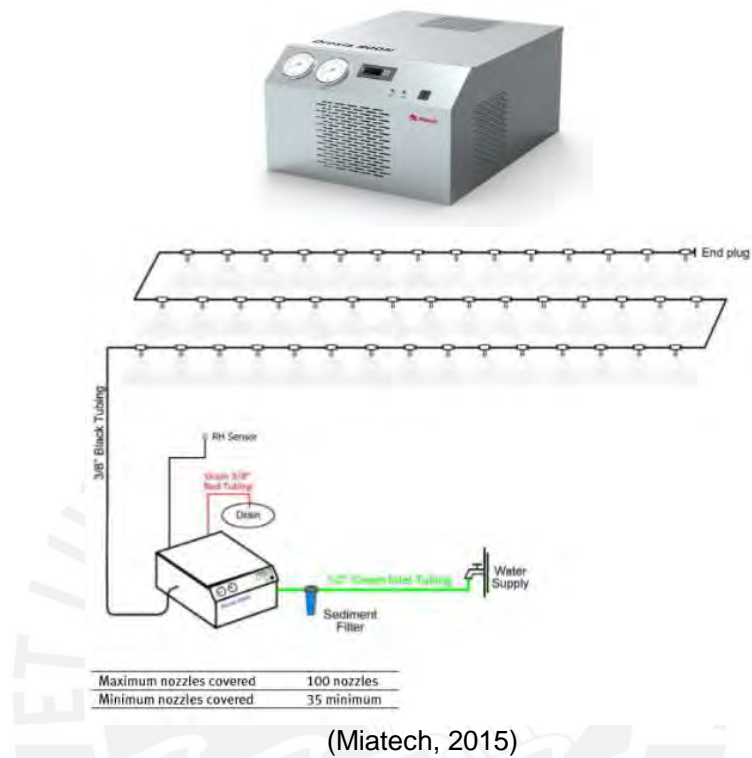


Unidad de condensación Danfoss OP-HJZ064D20Q.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO 5: Sistema de humidificación.

Sistema de humidificación de atomización por alta presión

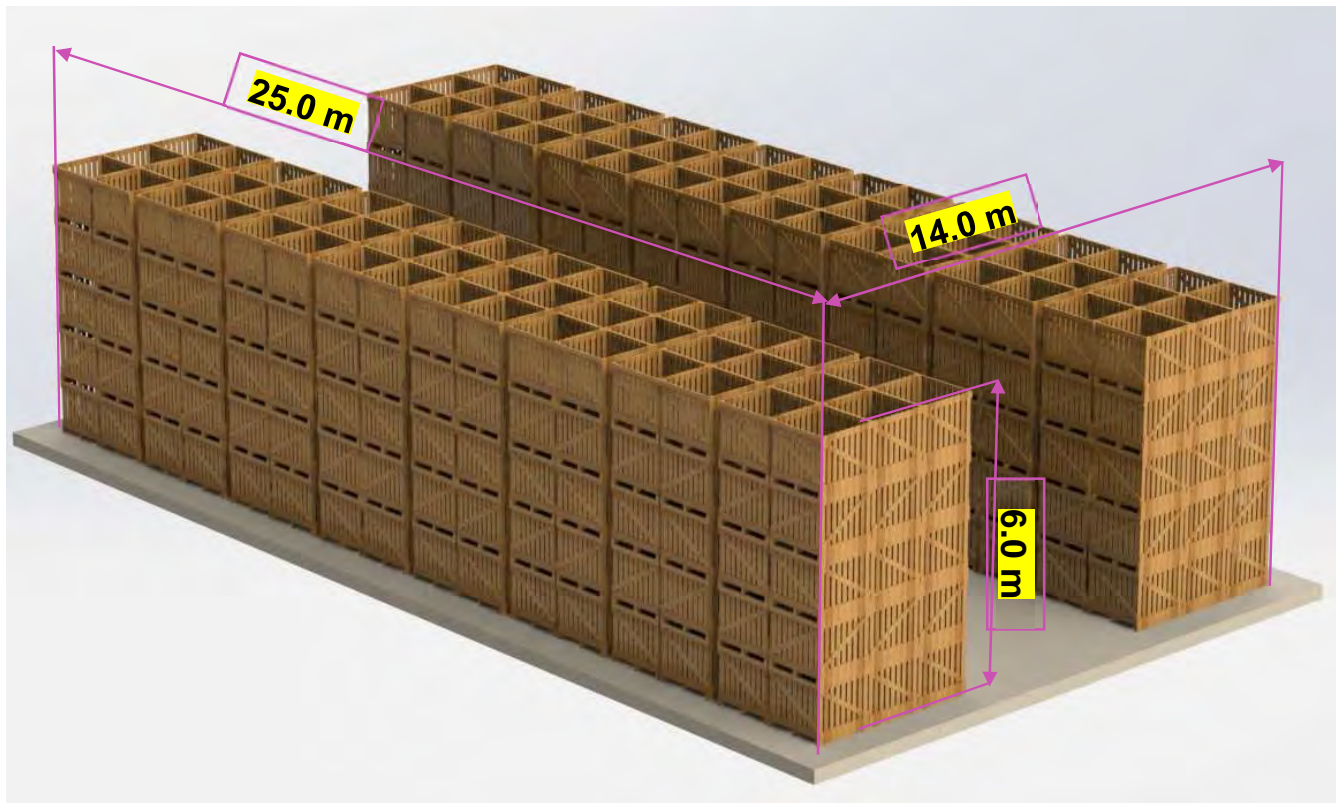


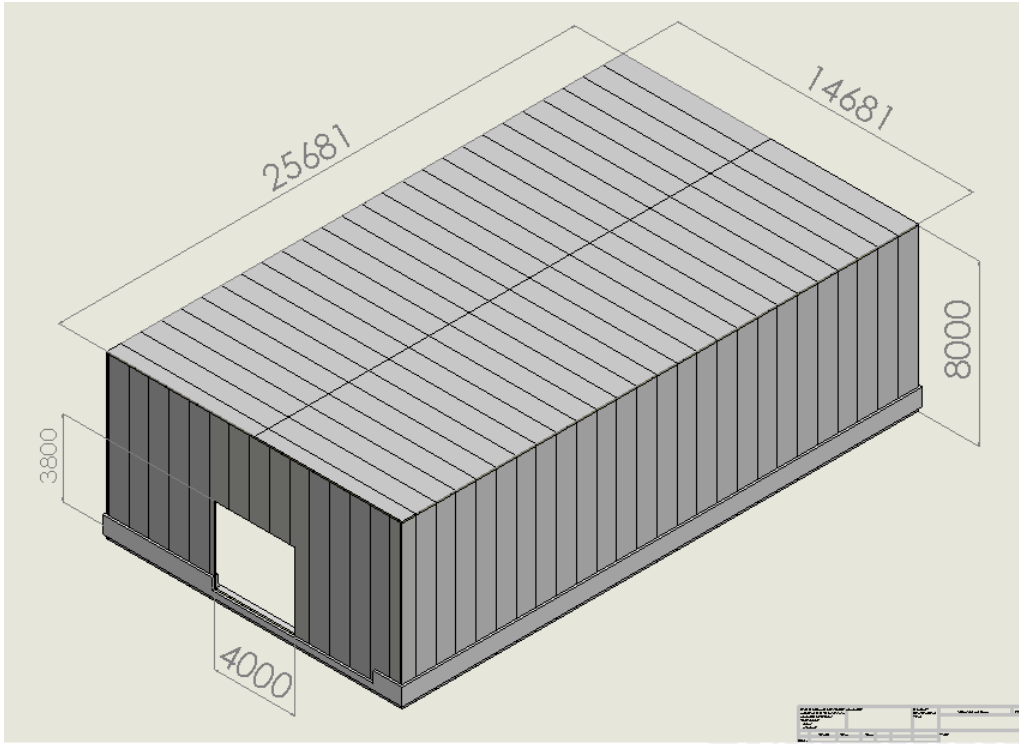
Sistema de humidificación centrífugo



ANEXO 6: Distribución de huacales

Almacenamiento de 480 huacales de capacidad de 1 tonelada por huacal.





ANEXO 7: Estimación de la capacidad frigorífica.

TRANSFERENCIA DE CALOR POR LAS PAREDES

Dimensiones de la cámara:

$$\text{ancho} = 14\text{m}; \text{largo} = 25\text{m}; \text{altura} = 7.5\text{m}$$

Características del panel:

$$ka = \frac{0.018\text{kcal}}{h * m * K}; ea = 80\text{mm}; Tamb = 303.15\text{K}; Tcama = 281.15\text{K}$$

Área total de transferencia de calor:

$$At = (\text{ancho} + \text{largo}) * \text{altura} * 2 + 2 * \text{ancho} * \text{largo} = 1285\text{m}^2$$

$$Qpa = At * \left(\frac{ka}{ea}\right) * (Tamb - Tcama + 7.7\text{K}) * \frac{24h}{\text{day}} = 206088.3 \frac{\text{kcal}}{\text{day}}$$

$$Qpa = 9.987\text{kW}$$

$$QPA = A * U * (Te - Ti + \Delta Ts) * 24$$

INCREMENTO POR RADIACIÓN SOLAR		PAREDES	PAREDES
Superficie	Plano	Este - Oeste	Norte - Sur
negro o color oscuro	25°F	13°F	10°F
roja, ladrillo, verde, azul o color medio	20°F	11°F	9°F
blanco, aluminio o color claro	14°F	9°F	7°F

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

CALOR POR APERTURA DE PUERTAS

Para las entalpías se considera que la cámara y el ambiente tienen una humedad de 90%

Volumen de cámara: $Vol_{cámara} = 2.625 * 10^3 \text{m}^3$

Coefficiente y entalpía:

$$n = \frac{0.065}{h} \quad he = 25.9 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^3} \quad hi = 6.7 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^3}$$

$$Qap = Vol_{cámara} * n * (he - hi) * \frac{24h}{\text{day}} = 7.862 * 10^4 \frac{\text{kcal}}{\text{day}} = 3.81\text{kW}$$

Los valores de n, he, hi se encuentran en las siguientes tablas:

AIR CHANGES IN COLD ROOMS DUE TO OPENING OF DOORS AND INFILTRATIONS

Volume of Room V m ³	Air Changes n x/h
6 - 11	1.25
12 - 21	0.85
22 - 34	0.65
35 - 45	0.50
50 - 75	0.45
80 - 95	0.35
100 - 130	0.30
140 - 190	0.25
200 - 290	0.20
300 - 490	0.175
500 - 790	0.125
800 - 1190	0.100
1200 - 1990	0.085
2000 - 4950	0.065
5000 and more	0.045

General formula: $n = \frac{70}{24 * \sqrt{V}}$
 where n = air changes per hour
 V[m³] = volume of room

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

Temperature °C	Relative Humidity					
	90 %	80 %	70 %	60 %	50 %	40 %
	Enthalpy kcal/m ³					
-45	-16.7	-16.7	-16.7	-16.7	-16.7	-16.7
-42.5	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6	-15.6
-40	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5
-37.5	-13.4	-13.4	-13.4	-13.4	-13.4	-13.4
-35	-12.3	-12.3	-12.3	-12.3	-12.4	-12.4
-32.5	-11.2	-11.2	-11.3	-11.3	-11.4	-11.4
-30	-10.2	-10.2	-10.3	-10.3	-10.4	-10.4
-27.5	-9.2	-9.2	-9.3	-9.3	-9.4	-9.4
-25	-8.2	-8.2	-8.3	-8.3	-8.4	-8.4
-22.5	-7.2	-7.2	-7.3	-7.3	-7.4	-7.4
-20	-6.2	-6.2	-6.3	-6.3	-6.4	-6.4
-17.5	-5.2	-5.2	-5.3	-5.4	-5.5	-5.5
-15	-4.2	-4.2	-4.3	-4.4	-4.5	-4.6
-12.5	-3.1	-3.2	-3.3	-3.4	-3.5	-3.7
-10	-2.1	-2.2	-2.3	-2.4	-2.5	-2.7
-7.5	-1.0	-1.1	-1.3	-1.4	-1.6	-1.7
-5	0.2	0.0	-0.2	-0.4	-0.6	-0.8
-2.5	1.4	1.2	0.9	0.7	0.4	0.2
0	2.7	2.4	2.1	1.8	1.5	1.2
2.5	4.0	3.6	3.3	2.9	2.6	2.2
5	5.3	4.9	4.5	4.1	3.6	3.2
7.5	6.7	6.3	5.8	5.3	4.7	4.2
10	8.2	7.7	7.1	6.5	5.9	5.3
12.5	9.9	9.2	8.5	7.8	7.1	6.4
15	11.7	10.8	10.0	9.2	8.4	7.6
17.5	13.5	12.5	11.6	10.7	9.8	8.8
20	15.5	14.4	13.4	12.3	11.2	10.1
22.5	17.7	16.5	15.3	14.0	12.7	11.5
25	20.2	18.8	17.3	15.8	14.3	12.9
27.5	22.9	21.2	19.5	17.8	16.1	14.4
30	25.9	23.9	21.9	19.9	18.0	16.0
32.5	29.1	26.8	24.5	22.2	20.0	17.7
35	32.7	30.0	27.5	24.8	22.2	19.6
37.5	36.6	33.5	30.6	27.6	24.5	21.6
40	40.9	37.3	33.9	30.5	27.0	23.7
42.5	45.7	41.5	37.6	33.7	29.8	25.9
45	50.8	46.0	41.6	37.3	32.9	28.4

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

CALOR POR EL PRODUCTO

Para los productos se considera que entra 100 toneladas cada semana, esta cantidad se demora 7 días en llegar a la temperatura adecuada.

Ingreso diario: $M = 100 \text{ ton}$ $C_{ea} = 0.94 \text{ kcal}/(\text{kg} * K)$

Condiciones de almacenamiento: $T_{ing} = 295.15K$ $T_{cama} = 8^\circ C$ $t = 7 \text{ day}$

$$Q_{pr} = \frac{M}{t} * (C_{ea} * (T_{ing} - T_{cama})) * \frac{24h}{\text{day}} = 188000 \frac{\text{kcal}}{\text{day}} = 9.11 \text{ kW}$$

CALOR POR HUACALES

Se considera un ingreso de 100 cajas a la semana

Ingreso diario: $\# \text{cajas} = 100$ $\text{pesocaja} = 115 \text{ kg} \Rightarrow M_{cajas} = \# \text{cajas} * \text{pesocaja} = 11500 \text{ kg}$

Condiciones de almacenamiento: $T_{ing} = 295.15K$ $C_{ea} = 0.6 \text{ kcal}/(\text{kg} * K)$ $t = 4 \text{ day}$

$$Q_{caja} = \frac{M_{cajas}}{t} * (C_{ea} * (T_{ing} - T_{cama})) * \frac{24h}{\text{day}} = 24150 \frac{\text{kcal}}{\text{day}} = 1.17 \text{ kW}$$

CALOR POR RESPIRACIÓN

El calor de respiración se produce debido a que se almacenan productos "vivos"

Cantidad de producto:

$$M_{resp} = 480 \text{ ton} \quad C_{resp} = \frac{0.02 \text{ kcal}}{h * kg}$$

$$Q_{resp} = M_{resp} * C_{resp} * \frac{24h}{\text{day}} = \frac{230400 \text{ kcal}}{\text{day}} = 11.17 \text{ kW}$$

El valor de coeficiente de respiración se encuentra en la siguiente tabla:

FRUTAS			LEGUMBRES		
Producto	Temperatura °C	Kcal/h / kg	Producto	Temperatura	Kcal/h / kg
Manzanas	0,00	0.0099	Col	0,00	0.032
	4.44	0.016		4.44	0.052
	15.6	0.066		15.6	0.155
Cerezas	0,00	0.017	Esparragos	0,00	0.019
	15.6	0.138		4.44	0.094
Uvas	0,00	0.0041	Lechuga	0,00	0.133
	4.44	0.0077		4.44	0.183
Naranjes	15.6	0.027	Papas	15.6	0.533
	0	0.0094		0	0.0077
	4.44	0.016		4.44	0.016
Fresas	15.6	0.057	Zanahoria	15.6	0.033
	0,00	0.037		0,00	0.028
	4.44	0.066		4.44	0.04
	15.6	0.199		15.6	0.094

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

CALOR DE PERSONAS

Se considera que hay 2 personas permanentes (inspectores)

Datos:

$$\#personas = 2 \quad Calor_equivalente = 191.52kcal/h$$

$$Q_{pe} = \#personas * Calor_equivalente * 24h/day = 9192.96 kcal/day = 0.445kW$$

El calor equivalente se encuentra en la siguiente tabla:

EQUIVALENTE CALORÍFICO DE OCUPANTES	
TEMPERATURA DE LA SALA °C	CALOR EQUIVALENTE / PERSONA kcal/h
+ 10.0	181.44
+ 4.44	211.68
-1.11	239.4
-6.67	264.6
-12.1	302.4
-17.8	327.6
-27.55	352.86

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

CALOR POR MONTACARGAS

Se usan 2 montacargas, cada montacargas es igual a 3hp, este desprende 743.46kcal/(hp*h) y trabaja 8 horas al día.

Datos:

$$t_{uso} = 8 \frac{h}{day} \quad \#mont = 2 \quad factor = 743.46 kcal/(hp * h) \quad pot_{hp} = 3hp$$

$$Q_{monta_carga} = \#mont * factor * pot_{hp} * t_{uso} = 35686 kcal/day = 1.73kW$$

EQUIVALENTE CALORÍFICO DE MOTORES ELÉCTRICOS			
HP DEL MOTOR	CARGA CONECTADA EN EL ESTADIO REFRIGERADO (1)	PÉRDIDA DEL MOTOR FUERA DEL ESPACIO REFRIGERADO (2)	CARGA CONECTADA FUERA DEL ESPACIO REFRIGERADO (3)
1/8 a 1/2	1071	641.34	428.40
1/2 a 3	932.40	641.34	289.80
3 a 20	743.46	641.34	100.80

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

CAPACIDAD FRIGORÍFICA

Para determinar la capacidad frigorífica se tiene que sumar todas las cargas térmicas y dividir las entre el tiempo de operación de los equipos y se multiplica por el factor de seguridad (1.1 a 1.3).

Datos: $top = 18h/day$

$$Q_o = \frac{Q_{pa} + Q_{ap} + Q_{pr} + Q_{resp} + Q_{monta_carga} + Q_{pe} + Q_{caja}}{top} * 1.23$$

$$Q_o = \frac{52762.99kcal}{h} = 61.36kW = 2.094 * \frac{10^5 BTU}{h}$$

$$\frac{Q_o}{3} = 69793.491 \frac{BTU}{h}$$

ANEXO 8: Selección de los equipos de refrigeración.

Unidad condensadora

Para la selección de los equipos de refrigeración se tendrá en cuenta la capacidad frigorífica calculada en el Anexo 7, la cual es de 61.36 kW. Asimismo, se debe de considerar que los equipos de trabajo son para alta temperatura y que debido a que se trabaja con productos comestibles, la futura eliminación del refrigerante R22, se optará por usar un refrigerante ecológico libre de cloro y que sea de fácil carga al sistema de refrigeración. Es decir, se dejará de lado a los refrigerantes zeótropos de la Serie 400, ya que estos deben de ser cargados en fase líquida y se quiere evitar que el técnico, que realiza la recarga, se olvide el simple paso de girar el balón de refrigerante para cargarlo en fase líquida y no dañar el compresor.

Se sabe que la cámara deberá estar a una temperatura de 8°C, lo cual significa que el refrigerante en el evaporador estará más frío, para poder determinar este delta de temperatura se utilizará la recomendación de la siguiente tabla:

CLASE	DT	H.R. APROX.	DESCRIPCIÓN DE LAS CLASES DE LOS PRODUCTOS
1	7° - 9°F	90%	Resulta una cantidad mínima de evaporación de la humedad durante el almacenamiento, incluye vegetales, productos agrícolas, flores, hielo sin empaque y cuartos para enfriar.
2	10° - 12°F	80-85%	Incluye almacenamiento en general y refrigeradores de tiendas de conveniencia, comida y vegetales empacados, frutas y productos similares. Productos que requieren ligeramente menores niveles de humedad relativa que aquellos de la Clase 1.
3	12° - 16°F	65-80%	Incluye cerveza, vino, farmacéuticos, papas y cebollas, frutas de cáscara dura como son melones y en término corto productos empacados. Estos productos requieren sólo humedades relativas moderadas.
4	17° - 22°F	50-65%	Incluye cámaras de preparación y corte, almacenes de cerveza, dulce o almacenaje de películas y diques de carga. Estas aplicaciones necesitan sólo bajas humedades relativas o aquellas que no son afectadas por la humedad.

Fuente: (Escuela de refrigeración del Perú, 2018)

Con esto se obtiene que el delta de temperatura esta entre 3°C a 5°C (Fahrenheit/1.8=°C).

$$\Delta t = T_{camara} - T_{evaporador}$$

$$T_{evaporador} = 8^{\circ}C - \Delta t = 3^{\circ}C \text{ a } 5^{\circ}C$$

Catálogo Unidades Condensadoras Scroll con R134a (Media y Alta temperaturas)

Modelo	Código por empresa	Compressor	Temperatura ambiente	Capacidad de refrigeración (BTU/h) a temperatura de evaporación							
				-10°C	0°C	5°C	10°C	15°C	18°C	19°C	
OP-HRU076D	114N3409	114N3366	N	32°C (90°F)	7 500	9 500	11 900	14 600	17 600	20 900	24 450
	114N3410	114N3367	Q	30°C (86°F)	7 200	9 200	11 500	14 200	17 100	20 500	23 850
	114N3411	114N3368	R	38°C (100°F)	6 950	8 900	11 150	13 750	16 650	19 800	23 200
	114N3412	114N3370	N	32°C (90°F)	10 300	13 300	16 650	20 400	24 600	29 100	34 500
	114N3413	114N3371	Q	30°C (86°F)	9 900	12 850	16 150	19 800	24 000	28 600	33 650
	114N3414	114N3372	R	38°C (100°F)	9 450	12 400	15 650	19 300	23 500	27 850	32 750
	114N3415	114N3374	N	32°C (90°F)	15 600	19 800	24 800	30 500	36 900	43 950	51 600
	114N3416	114N3375	Q	30°C (86°F)	15 000	19 200	24 100	29 700	35 950	42 850	50 250
	114N3417	114N3376	R	38°C (100°F)	14 450	18 550	23 350	28 800	34 950	41 700	49 100
	114N3418	114N3378	N	32°C (90°F)	18 300	23 050	28 750	35 400	42 850	51 000	59 850
	114N3419	114N3379	Q	30°C (86°F)	17 700	22 300	27 900	34 400	41 700	49 700	58 350
	114N3420	114N3380	R	38°C (100°F)	17 150	21 600	27 050	33 400	40 500	48 350	56 850
OP-HRU076D	114N3421	114N3382	Q	32°C (90°F)	24 100	30 600	37 700	46 100	55 450	65 850	77 250
	114N3422	114N3383	R	30°C (86°F)	23 200	29 300	35 150	43 150	52 100	62 000	72 900
	114N3423	114N3385	Q	30°C (86°F)	28 500	35 800	44 100	53 500	64 050	75 600	88 350
	114N3424	114N3386	R	35°C (95°F)	27 600	34 600	42 600	51 850	62 100	73 500	85 950
	114N3425	114N3388	Q	38°C (100°F)	26 600	33 400	41 200	50 150	60 150	71 250	83 450
	114N3426	114N3389	R	43°C (109°F)	25 000	31 500	38 750	47 250	56 800	67 450	79 150
	114N3427	114N3388	Q	32°C (90°F)	37 800	46 950	57 850	70 400	84 450	100 000	116 850
	114N3428	114N3388	Q	35°C (95°F)	36 450	45 450	56 100	68 150	82 100	97 250	113 650
	114N3429	114N3389	R	38°C (100°F)	35 050	43 850	54 300	66 250	79 650	94 400	110 450
	114N3430	114N3389	R	43°C (109°F)	32 650	41 150	51 150	62 600	75 450	89 600	104 850

Se observa que para las temperaturas de evaporación de 0°C y 5°C la capacidad de refrigeración de 3 unidades condensadores cumplen con la calculada de 69793.49 BTU/h.

OP-HRU076D	114N3425	114N3388	Q	MLZ076	32°C (90°F)	37 800	46 950	57 850	70 400	84 450
	114N3426	114N3389	R		35°C (95°F)	36 450	45 450	56 100	68 350	82 100
					38°C (100°F)	35 050	43 850	54 300	66 250	79 650
					43°C (109°F)	32 650	41 150	51 150	62 600	75 450

SELECCIÓN DE EVAPORADORES

Para la selección de evaporadores se puede realizar de 3 distintas maneras (por UC), las cuales son las siguientes:

- a. 1 solo evaporador que cumpla con la carga total
- b. 2 evaporadores que cada uno cumple con la carga total por unidad de condensación.
- c. 2 evaporadores y cada uno cumple con la mitad de la carga total por unidad de condensación
- d. 2 evaporadores y cada uno cumple con el 70% de la carga total por unidad de condensación.

Datos


$$UC_Capacidad_catálogo = 2.128 * 10^4 \frac{kcal}{h}$$

Se plantea usar dos evaporadores por unidad de condensación

$$\#evapora = 2 \quad Eva_capacidad = \frac{UC_Capacidad_catálogo}{\#evapora} = 10640.521 \frac{kcal}{h}$$

Con esta capacidad se va al catálogo Mipal

Capacidad



Hd DT1 = 10,8°F DT1 = 6°K Kcal/h	Temperatura de evaporación											
	°F		°C		°F		°C		°F		°C	
	-40	-31	-22	-13	-4	5	14	23	32	41	50	
042	1972	2389	2670	2975	3256	3511	3730	3938	4129	4305	4470	
050	2357	2856	3193	3558	3893	4199	4460	4708	4938	5147	5345	
064	3018	3657	4088	4555	4985	5375	5710	6028	6322	6590	6843	
077	3615	4380	4897	5456	5971	6439	6840	7221	7573	7894	8198	
086	4059	4918	5498	6126	6704	7230	7680	8108	8503	8863	9204	
103	4863	5892	6586	7339	8031	8661	9200	9712	10185	10617	11026	
115	5378	6516	7284	8117	8882	9579	10175	10742	11265	11742	12195	
138	6441	7803	8723	9720	10637	11471	12185	12864	13490	14062	14604	
173	7993	9684	10826	12063	13201	14236	15122	15964	16742	17451	18124	
208	9600	11631	13003	14488	15855	17098	18162	19174	20107	20960	21767	
265	12231	14819	16566	18459	20201	21784	23140	24429	25618	26705	27733	
318	14730	17846	19950	22230	24327	26234	27867	29419	30852	32160	33398	

Hd1	Temperatura de evaporación											
	°F		°C		°F		°C		°F		°C	
	-40	-31	-22	-13	-4	5	14	23	32	41	50	
031	1574	1906	2131	2375	2599	2803	2977	3143	3296	3436	3568	
038	1888	2287	2557	2848	3118	3363	3572	3771	3955	4122	4281	
048	2423	2936	3282	3657	4002	4315	4584	4839	5075	5290	5494	
058	2908	3523	3938	4388	4802	5179	5501	5807	6090	6348	6593	
064	3241	3927	4390	4892	5353	5773	6132	6474	6789	7077	7349	
077	3889	4712	5268	5870	6423	6927	7358	7768	8146	8491	8819	
086	4311	5223	5839	6506	7120	7678	8156	8610	9029	9412	9775	
103	5173	6267	7007	7807	8544	9213	9787	10332	10835	11295	11730	
129	6514	7892	8822	9830	10758	11601	12323	13009	13643	14221	14769	
155	7817	9470	10587	11797	12909	13921	14788	15612	16372	17066	17723	
188	9975	12085	13510	15054	16474	17765	18871	19822	20892	21778	22617	
238	11970	14502	16213	18065	19769	21319	22646	23907	25071	26134	27141	

Se tienen 3 posibles opciones, por lo cual se evaluará cual sería la opción recomendable con el delta de temperatura de evaporación y cámara.

Hd-115

$$Capacidad_evaporador_Hd115 = 11742 \frac{kcal}{h}$$

$$\Delta T_evaporador = 6$$

$$V_aire_115 = 2 * \frac{4100m^3}{h} = \frac{V_aire_115 * 6}{25m * 14m * 7.5m} = \frac{18.74}{h}$$

$$\Delta T_posible_Hd115 = Eva_capacidad * \frac{Capacidad_evaporador_Hd115}{Capacidad_evaporador_Hd115} = 5.437$$

Hd-138

$$Capacidad_evaporador_Hd138 = 14062 \frac{kcal}{h}$$

$$\Delta T_evaporador = 6$$

$$V_aire_115 = 2 * \frac{4000m^3}{h} \frac{V_aire_138 * 6}{25m * 14m * 7.5m} = \frac{18.286}{h}$$

$$\Delta T_posible_Hd138 = \frac{Eva_capacidad * \Delta T_evaporador}{Capacidad_evaporador_Hd138} = 4.54$$

Hdl-129

$$Capacidad_evaporador_Hdl1129 = 14221 \frac{kcal}{h}$$

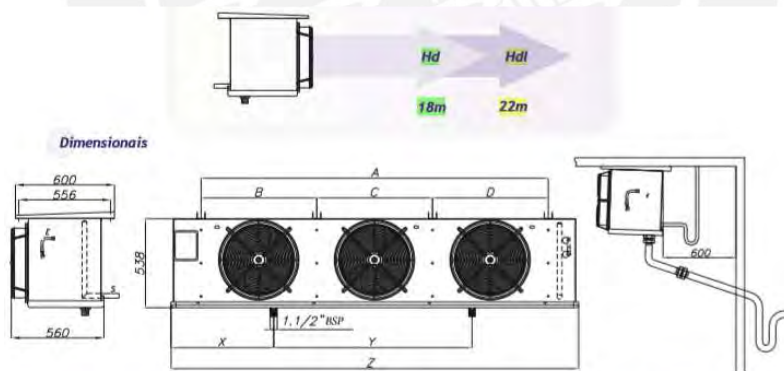
$$\Delta T_evaporador = 6$$

$$V_aire_129 = 3 * \frac{4600m^3}{h} \frac{V_aire_129 * 6}{25m * 14m * 7.5m} = \frac{31.543}{h}$$

$$\Delta T_posible_Hd129 = \frac{Eva_capacidad * \Delta T_evaporador}{Capacidad_evaporador_Hdl129} = 4.54$$

De estas 3 opciones se elige entre evaporador Hdl-129, el cual tiene un delta de temperatura de 4.54 (está dentro del rango de 3°C a 5 °C) y además permite trabajar con un valor cercano a la opción d, en la cual se menciona que es recomendable que el evaporador trabaje con un 70% de la carga total y no con un 50%. Además, permite tener relación caudal entre volumen de cámara de 31.5 y dentro del rango de la siguiente tabla

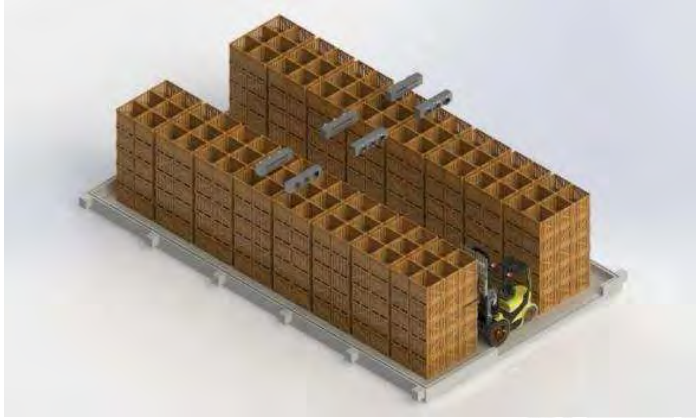
TIPO DE APLICACION	NUMERO DE CAMBIOS DE AIRE RECOMENDADO	
	MINIMO	MAXIMO
Conservación en Congelación	40	80
Conservación al Refrigeración	40	80
Cámaras de corte	20	30
Cámara de enfriamiento de carne	60	120
Maduración de plátano	120	200
Almacenamiento de frutas y vegetales	30	60
Túneles de congelación rápida	160	300
Salas de Proceso	20	30
Almacenamiento de carne sin empacar	30	60



Hd	Hdl	Cantidad de Ventiladores	Dimensión										Pesos						
			A	B	C	D	Z	Ø	Ø	S	X	Y	Hd	Hd	Hd	Hd			
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
042	031	1	530	-	-	-	850	5/8"	5/8"	430	-	29	35	26	31				
050	038	1	530	-	-	-	850	5/8"	1 1/8"	430	-	35	42	31	37				
064	048	1	800	-	-	-	1120	5/8"	1 1/8"	560	-	37	44	34	41				
077	056	1	800	-	-	-	1120	5/8"	1 1/8"	560	-	42	50	40	48				
086	064	2	1060	530	-	530	1380	5/8"	1 1/8"	715	-	53	64	44	53				
103	077	2	1060	530	-	530	1380	5/8"	1 1/4"	715	-	61	73	47	56				
115	086	2	1400	700	-	700	1720	5/8"	1 1/4"	885	-	70	84	62	74				
138	103	3	1400	700	-	700	1720	5/8"	1 3/4"	885	-	75	90	66	79				
173	129	3	2100	700	700	700	2420	5/8"	1 3/4"	622	1200	91	109	88	106				
208	155	3	2100	700	700	700	2420	5/8"	2"	622	1200	97	116	95	114				
265	198	4	3200	800	800(2x)	800	3520	5/8"	2"	860	1750	130	160	115	138				
318	238	4	3200	800	800(2x)	800	3520	5/8"	2"	860	1750	142	170	128	151				

* PH = Peso Neto / PB = Peso Bruto

Se instalarán 6 evaporadores Hdl129, de 88kg cada uno colgados en la estructura, en el centro de la cámara.



ANEXO 9: Análisis matricial del pórtico ABCD Propuesta N°1.

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{cccccc}
 \mathbf{1} & \mathbf{2} & \mathbf{3} & \mathbf{4} & \mathbf{5} & \mathbf{6} \\
 \mathbf{88.4} & \mathbf{0} & \mathbf{-375.6\ m} & \mathbf{-88.4} & \mathbf{0} & \mathbf{-375.6\ m} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{29558.2} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{0} & \mathbf{-29558.2} & \mathbf{0\ m} \\
 \mathbf{-375.6\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{2128.6\ m^2} & \mathbf{375.6\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{1064.3\ m^2} \\
 \mathbf{-88.4} & \mathbf{0} & \mathbf{375.6\ m} & \mathbf{88.4} & \mathbf{0} & \mathbf{375.6\ m} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{-29558.2} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{0} & \mathbf{29558.2} & \mathbf{0\ m} \\
 \mathbf{-375.6\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{1064.3\ m^2} & \mathbf{375.6\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{2128.6\ m^2}
 \end{array}
 \left[\begin{array}{l}
 \mathbf{1} \\
 \mathbf{2} \\
 \mathbf{kgf\ 3} \\
 \mathbf{mm\ 4} \\
 \mathbf{5} \\
 \mathbf{6}
 \end{array} \right]
 \\
 \\
 \begin{array}{cccccc}
 \mathbf{4} & \mathbf{5} & \mathbf{6} & \mathbf{7} & \mathbf{8} & \mathbf{9} \\
 \mathbf{13304} & \mathbf{-431.5} & \mathbf{3.8\ m} & \mathbf{-13304} & \mathbf{431.5} & \mathbf{3.8\ m} \\
 \mathbf{-431.5} & \mathbf{29.1} & \mathbf{116\ m} & \mathbf{431.5} & \mathbf{-29.1} & \mathbf{116\ m} \\
 \mathbf{3.8\ m} & \mathbf{116\ m} & \mathbf{1191.9\ m^2} & \mathbf{-3.8\ m} & \mathbf{-116\ m} & \mathbf{595.9\ m^2} \\
 \mathbf{-13304} & \mathbf{431.5} & \mathbf{-3.8\ m} & \mathbf{13304} & \mathbf{-431.5} & \mathbf{-3.8\ m} \\
 \mathbf{431.5} & \mathbf{-29.1} & \mathbf{-116\ m} & \mathbf{-431.5} & \mathbf{29.1} & \mathbf{-116\ m} \\
 \mathbf{3.8\ m} & \mathbf{116\ m} & \mathbf{595.9\ m^2} & \mathbf{-3.8\ m} & \mathbf{-116\ m} & \mathbf{1191.9\ m^2}
 \end{array}
 \left[\begin{array}{l}
 \mathbf{4} \\
 \mathbf{5} \\
 \mathbf{kgf\ 6} \\
 \mathbf{mm\ 7} \\
 \mathbf{8} \\
 \mathbf{9}
 \end{array} \right]
 \\
 \\
 \begin{array}{cccccc}
 \mathbf{7} & \mathbf{8} & \mathbf{9} & \mathbf{10} & \mathbf{11} & \mathbf{12} \\
 \mathbf{106} & \mathbf{0} & \mathbf{424.1\ m} & \mathbf{-106} & \mathbf{0} & \mathbf{424.1\ m} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{31405.6} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{0} & \mathbf{-31405.6} & \mathbf{0\ m} \\
 \mathbf{424.1\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{2261.7\ m^2} & \mathbf{-424.1\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{1130.8\ m^2} \\
 \mathbf{-106} & \mathbf{0} & \mathbf{-424.1\ m} & \mathbf{106} & \mathbf{0} & \mathbf{-424.1\ m} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{-31405.6} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{0} & \mathbf{31405.6} & \mathbf{0\ m} \\
 \mathbf{424.1\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{1130.8\ m^2} & \mathbf{-424.1\ m} & \mathbf{0\ m} & \mathbf{2261.7\ m^2}
 \end{array}
 \left[\begin{array}{l}
 \mathbf{7} \\
 \mathbf{8} \\
 \mathbf{kgf\ 9} \\
 \mathbf{mm\ 10} \\
 \mathbf{11} \\
 \mathbf{12}
 \end{array} \right]
 \end{array}$$

Ensamble de la matriz de rigidez global de toda la estructura:

Como se observa las matrices en coordenadas globales de cada elemento presentan una numeración en sus filas y columnas, la cual hace referencia a la posición en la que se encontrarán en la matriz global de la estructura la cual es una matriz 12x12.

$$K := \begin{bmatrix} KG_{AB_{0,0}} & KG_{AB_{0,1}} & KG_{AB_{0,2}} & KG_{AB_{0,3}} & KG_{AB_{0,4}} & KG_{AB_{0,5}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ KG_{AB_{1,0}} & KG_{AB_{1,1}} & KG_{AB_{1,2}} & KG_{AB_{1,3}} & KG_{AB_{1,4}} & KG_{AB_{1,5}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ KG_{AB_{2,0}} & KG_{AB_{2,1}} & KG_{AB_{2,2}} & KG_{AB_{2,3}} & KG_{AB_{2,4}} & KG_{AB_{2,5}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ KG_{AB_{3,0}} & KG_{AB_{3,1}} & KG_{AB_{3,2}} & KG_{AB_{3,3}} + KG_{BC_{0,0}} & KG_{AB_{3,4}} + KG_{BC_{0,1}} & KG_{AB_{3,5}} + KG_{BC_{0,2}} & KG_{BC_{0,3}} & KG_{BC_{0,4}} & KG_{BC_{0,5}} & 0 & 0 & 0 \\ KG_{AB_{4,0}} & KG_{AB_{4,1}} & KG_{AB_{4,2}} & KG_{AB_{4,3}} + KG_{BC_{1,0}} & KG_{AB_{4,4}} + KG_{BC_{1,1}} & KG_{AB_{4,5}} + KG_{BC_{1,2}} & KG_{BC_{1,3}} & KG_{BC_{1,4}} & KG_{BC_{1,5}} & 0 & 0 & 0 \\ KG_{AB_{5,0}} & KG_{AB_{5,1}} & KG_{AB_{5,2}} & KG_{AB_{5,3}} + KG_{BC_{2,0}} & KG_{AB_{5,4}} + KG_{BC_{2,1}} & KG_{AB_{5,5}} + KG_{BC_{2,2}} & KG_{BC_{2,3}} & KG_{BC_{2,4}} & KG_{BC_{2,5}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & KG_{BC_{3,0}} & KG_{BC_{3,1}} & KG_{BC_{3,2}} & KG_{BC_{3,3}} + KG_{CD_{0,0}} & KG_{BC_{3,4}} + KG_{CD_{0,1}} & KG_{BC_{3,5}} + KG_{CD_{0,2}} & KG_{CD_{0,3}} & KG_{CD_{0,4}} & KG_{CD_{0,5}} \\ 0 & 0 & 0 & KG_{BC_{4,0}} & KG_{BC_{4,1}} & KG_{BC_{4,2}} & KG_{BC_{4,3}} + KG_{CD_{1,0}} & KG_{BC_{4,4}} + KG_{CD_{1,1}} & KG_{BC_{4,5}} + KG_{CD_{1,2}} & KG_{CD_{1,3}} & KG_{CD_{1,4}} & KG_{CD_{1,5}} \\ 0 & 0 & 0 & KG_{BC_{5,0}} & KG_{BC_{5,1}} & KG_{BC_{5,2}} & KG_{BC_{5,3}} + KG_{CD_{2,0}} & KG_{BC_{5,4}} + KG_{CD_{2,1}} & KG_{BC_{5,5}} + KG_{CD_{2,2}} & KG_{CD_{2,3}} & KG_{CD_{2,4}} & KG_{CD_{2,5}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & KG_{CD_{3,0}} & KG_{CD_{3,1}} & KG_{CD_{3,2}} & KG_{CD_{3,3}} & KG_{CD_{3,4}} & KG_{CD_{3,5}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & KG_{CD_{4,0}} & KG_{CD_{4,1}} & KG_{CD_{4,2}} & KG_{CD_{4,3}} & KG_{CD_{4,4}} & KG_{CD_{4,5}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & KG_{CD_{5,0}} & KG_{CD_{5,1}} & KG_{CD_{5,2}} & KG_{CD_{5,3}} & KG_{CD_{5,4}} & KG_{CD_{5,5}} \end{bmatrix}$$

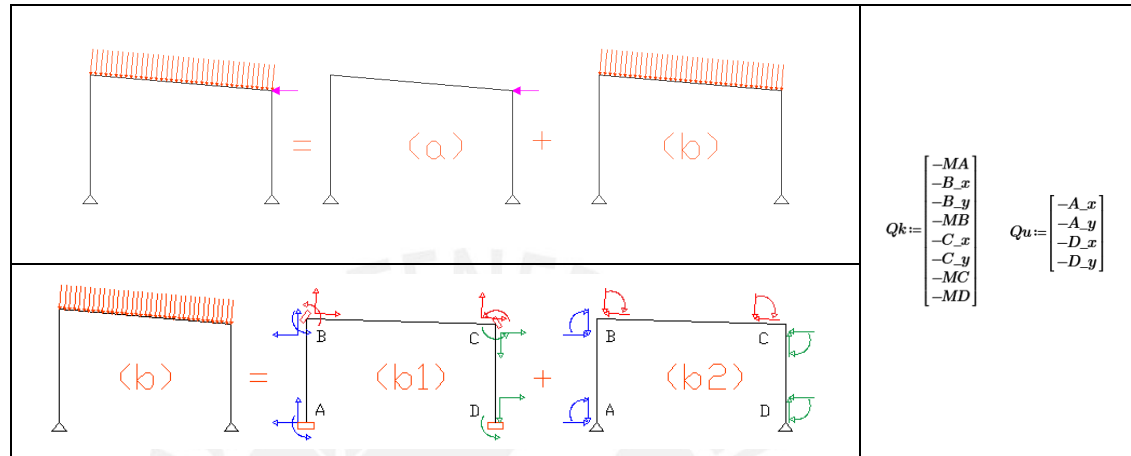
Observar que los elementos tienen subíndices. El primer subíndice hace mención a la fila y el segundo a la columna. Se debe de mencionar que el programa mathcad (para este cálculo) inicia la numeración de filas y columnas desde 0 (cero)

$$K = \begin{bmatrix} 88 & 0 & -376 \text{ m} & -88 & 0 & -376 \text{ m} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 29558 & 0 \text{ m} & 0 & -29558 & 0 \text{ m} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 2129 \text{ m}^2 & 376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1064 \text{ m}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -88 & 0 & 376 \text{ m} & 13392 & -431 & 379 \text{ m} & -13304 & 431 & 4 \text{ m} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -29558 & 0 \text{ m} & -431 & 29587 & 116 \text{ m} & 431 & -29 & 116 \text{ m} & 0 & 0 & 0 \\ -376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1064 \text{ m}^2 & 379 \text{ m} & 116 \text{ m} & 3321 \text{ m}^2 & -4 \text{ m} & -116 \text{ m} & 596 \text{ m}^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -13304 & 431 & -4 \text{ m} & 13410 & -431 & 420 \text{ m} & -106 & 0 & 424 \text{ m} \\ 0 & 0 & 0 & 431 & -29 & -116 \text{ m} & -431 & 31435 & -116 \text{ m} & 0 & -31406 & 0 \text{ m} \\ 0 & 0 & 0 & 4 \text{ m} & 116 \text{ m} & 596 \text{ m}^2 & 420 \text{ m} & -116 \text{ m} & 3454 \text{ m}^2 & -424 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1131 \text{ m}^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -106 & 0 & -424 \text{ m} & 106 & 0 & -424 \text{ m} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -31406 & 0 \text{ m} & 0 & 31406 & 0 \text{ m} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 424 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1131 \text{ m}^2 & -424 \text{ m} & 0 \text{ m} & 2262 \text{ m}^2 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

Se ordenará la matriz global de rigidez y las cargas en la estructura de acuerdo a los desplazamientos conocidos y desconocidos. Debido a que, es una estructura con apoyos fijos (articulados) los cuales son desplazamientos conocidos.

<p style="text-align: center;">Apoyo A $\delta_1 = 0 \text{ m}$ $\delta_2 = 0 \text{ m}$</p> <p style="text-align: center;">Apoyo B $\delta_{10} = 0 \text{ m}$ $\delta_{11} = 0 \text{ m}$</p>	$\delta := \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \\ \delta_7 \\ \delta_8 \\ \delta_9 \\ \delta_{10} \\ \delta_{11} \\ \delta_{12} \end{bmatrix} \Rightarrow \delta u := \begin{bmatrix} \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \\ \delta_7 \\ \delta_8 \\ \delta_9 \\ \delta_{10} \\ \delta_{11} \\ \delta_{12} \end{bmatrix}$
$K_{11} = \begin{bmatrix} 2129 \text{ m}^2 & 376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1064 \text{ m}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 376 \text{ m} & 13392 & -431 & 379 \text{ m} & -13304 & 431 & 4 \text{ m} & 0 \\ 0 \text{ m} & -431 & 29587 & 116 \text{ m} & 431 & -29 & 116 \text{ m} & 0 \\ 1064 \text{ m}^2 & 379 \text{ m} & 116 \text{ m} & 3321 \text{ m}^2 & -4 \text{ m} & -116 \text{ m} & 596 \text{ m}^2 & 0 \\ 0 & -13304 & 431 & -4 \text{ m} & 13410 & -431 & 420 \text{ m} & 424 \text{ m} \\ 0 & 431 & -29 & -116 \text{ m} & -431 & 31435 & -116 \text{ m} & 0 \text{ m} \\ 0 & 4 \text{ m} & 116 \text{ m} & 596 \text{ m}^2 & 420 \text{ m} & -116 \text{ m} & 3454 \text{ m}^2 & 1131 \text{ m}^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 424 \text{ m} & 0 \text{ m} & 1131 \text{ m}^2 & 2262 \text{ m}^2 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$	$K_{12} = \begin{bmatrix} -376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 0 & 0 \\ -88 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -29558 & 0 & 0 \\ -376 \text{ m} & 0 \text{ m} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -106 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -31406 \\ 0 & 0 & -424 \text{ m} & 0 \text{ m} \\ 0 & 0 & -424 \text{ m} & 0 \text{ m} \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$
$K_{21} = \begin{bmatrix} -376 \text{ m} & -88 & 0 & -376 \text{ m} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 \text{ m} & 0 & -29558 & 0 \text{ m} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -106 & 0 & -424 \text{ m} & -424 \text{ m} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -31406 & 0 \text{ m} & 0 \text{ m} \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$	$K_{22} = \begin{bmatrix} 88 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 29558 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 106 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 31406 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$

Debido a que la estructura tiene cargas que no se aplican en los nudos, la estructura será tratada por el principio de superposición. Mediante este principio se tendrá una estructura en las cuales sus elementos están perfectamente empotrados y otra en la cual las reacciones que se obtienen, de este empotramiento perfecto, pasen a esta estructura con sentido contrario. Dichas cargas con sentido cambiado vendrían a ser las cargas actuantes en la estructura debido a la carga distribuida.



En caso se presenten cargas nodulares y en las barras, las fuerzas actuantes será la superposición de (a) y (b2) en coordenadas globales.

Fuerzas externas aplicadas en la estructura

Elemento	D	Lr	W1	W2	W3	W4	Nodos					
N°	Ejes	(kgf/m)	(kgf/m)	(kgf/m)	(kgf/m)	(kgf/m)	(kgf/m)	Ejes	Ejes	Ex	-Ex	
AB	globalx	0	0	-108.38	-108.38	144.5	-126.44	Nodo	global	(kgf)	(kgf)	
BC	globalx	0	0	0	0	0	0	B	4	x	667	-667
BC	globaly	-202	-120	0	0	0	0	B	5	y	0	0
BC	localx	0	0	0	0	0	0	C	7	x	667	-667
BC	localy	0	0	-54.2	126.44	108.38	126.44	C	8	y	0	0
CD	global	0	0	-144.5	-144.5	108.38	126.44					

Desplazamientos obtenidos

Desplazamiento		D	Lr	W1	W2	W3	W4	EX	-EX
δ _k	δ1 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ2 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ10 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ11 (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
δ _u	δ3 (Rad)	0.0021	0.0007	0.0078	0.0063	-0.0085	-0.0002	-0.0079	0.0079
	δ4 (mm)	-2.45	-0.76	-47.91	-43.18	49.80	1.67	52.84	-52.84
	δ5 (mm)	-0.10	-0.03	-0.03	0.02	0.05	0.03	0.02	-0.02
	δ6 (Rad)	-0.0033	-0.0010	0.0018	0.0032	-0.0013	0.0005	-0.0029	0.0029
	δ7 (mm)	0.00	0.00	-0.05	-0.04	0.05	0.00	0.05	-0.05
	δ8 (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ9 (Rad)	0.0035	0.0011	0.0031	0.0012	-0.0038	-0.0008	-0.0033	0.0033
	δ12 (Rad)	-0.0013	-0.0004	0.0078	0.0078	-0.0077	-0.0002	-0.0083	0.0083

ANEXO 10: Fuerzas internas (P. N°1).

Tabla Reacciones en los apoyos en coordenadas globales segunda iteración.

Tipo de carga	Apoyo	Rx (kgf)	Ry (kgf)	Mz (kgf*m)
D	A	675.9	2961.9	0.00
	D	-675.9	2961.9	0.00
Lr	A	210.98	924.49	0.00
	D	-210.98	924.49	0.00
W1	A	1060.87	986.35	0.00
	D	1043.46	-151.67	0.00
W2	A	700.54	-452.96	0.00
	D	1313.47	-1494.22	0.00
W3	A	-1316.82	-1427.73	0.00
	D	-832.66	-241.33	0.00
W4	A	261.79	-973.59	0.00
	D	-261.79	-973.59	0.00
E	A	-630.85	-714.32	0.00
	D	-702.55	714.32	0.00
-E	A	630.85	714.32	0.00
	D	702.55	-714.32	0.00

Tabla Fuerzas internas en las uniones coordenadas locales de cargas D y Lr

D				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	2961.39	-675.9	0.00
	B	-2961.39	675.9	-5745.59
BC	B	579.48	2982.26	5745.59
	C	-771.71	2938.39	-5407.62
DC	D	2961.89	675.9	0.00
	C	-2961.89	-675.9	5407.62
Lr				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	924.49	-210.98	0.00
	B	-924.49	210.98	-1793.36
BC	B	180.87	930.85	1793.36
	C	-240.87	917.15	-1687.87
DC	D	924.49	210.98	0.00
	C	-924.49	-210.98	1687.87
W1				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	986.35	-1060.87	0
	B	-986.35	139.64	-5102.19
BC	B	107.56	990.37	5102.19
	C	-107.56	-155.25	3723.66
DC	D	-151.67	-1043.46	0
	C	151.67	-112.54	-3723.66
W2				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	-452.96	-700.54	0
	B	452.96	-220.69	-2039.37
BC	B	-205.87	-459.88	2039.37
	C	205.87	-1488.32	5883.75
DC	D	-1494.22	-1313.47	0
	C	1494.22	157.47	-5883.75

Tabla Fuerzas internas en coordenadas locales de carga W3, W4, Ex y -Ex

W3				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	-1427.73	1316.82	0.00
	B	1427.73	-88.57	5972.89
BC	B	-42.19	-1429.85	-5972.89
	C	42.19	-240.08	-3193.14
DC	D	-241.33	832.66	0.00
	C	241.33	34.38	3193.14
W4				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	-973.59	-265.41	0.00
	B	973.59	-809.33	2311.69
BC	B	-777.31	-999.34	-2311.69
	C	777.31	-948.86	1922.82
DC	D	-973.59	265.41	0.00
	C	973.59	746.11	-1922.82
Ex				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	-714.32	630.85	0.00
	B	714.32	-630.85	5362.24
BC	B	59.01	-712.78	-5362.24
	C	-59.01	712.78	-5620.39
DC	D	714.32	702.55	0.00
	C	-714.32	-702.55	5620.39
-Ex				
Elemento	Unión	Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
AB	A	714.32	-630.85	0.00
	B	-714.32	630.85	-5362.24
BC	B	-59.01	712.78	5362.24
	C	59.01	-712.78	5620.39
DC	D	-714.32	-702.55	0.00
	C	714.32	702.55	-5620.39

Tabla Fuerzas internas en las uniones en coordenadas locales de las combinaciones de carga

Combo 7 (1.2D+1.3W1+0.5Lr)				
Member No.	Joint No.	Axial (kgf)	Shear (kgf)	Moment (kgf*m)
AB	A	5298.168	-2295.701	0
	B	-5298.168	1098.102	-14424.235
BC	B	925.639	5331.618	14424.235
	C	-1186.315	3782.818	-2492.321
DC	D	3819.342	-439.928	0
	C	-3819.342	-1062.872	2492.321
Combo 11 (1.2D+1Ex)				
Member No.	Joint No.	Axial (kgf)	Shear (kgf)	Moment (kgf*m)
AB	A	2839.348	-180.23	0
	B	-2839.348	180.23	-1532.468
BC	B	754.386	2865.932	1532.468
	C	-985.062	4238.848	-12109.534
DC	D	4268.588	1513.63	0
	C	-4268.588	-1513.63	12109.534

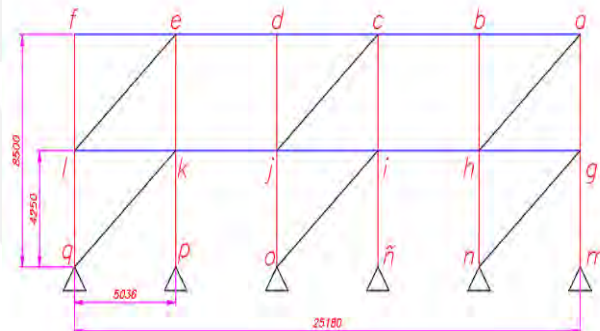
ANEXO 11: Análisis matricial de la estructura longitudinal P.Nº1.

Se considera la estructura como una armadura y las matrices que se obtienen son K1 para las columnas, K2 para las vigas y K4 para los arriostres. El análisis matricial se realiza considerando que los arriostres solo serán analizados a tracción, ya que de esta manera se tiene el perfil adecuado en el caso de que el otro arriostre (gemelo) fallase a compresión. Es decir, se tomará la estructura como si tuviera un solo arriostre y no dos.

$$K1 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 59114 & 0 & -59114 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -59114 & 0 & 59114 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

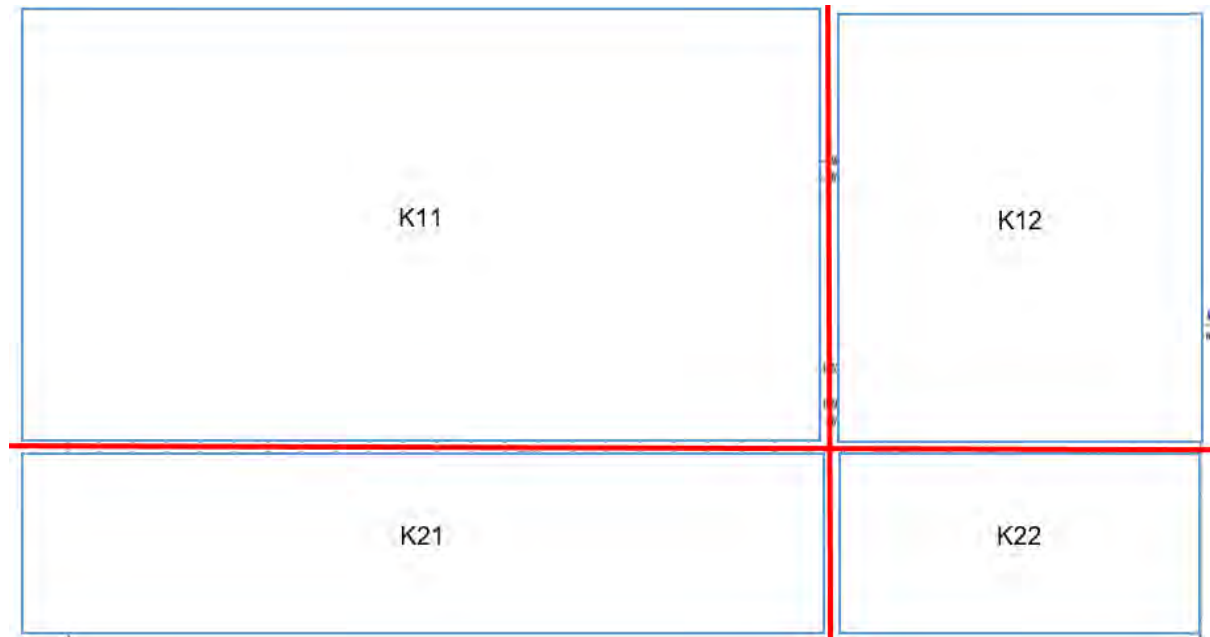
$$K2 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14521.71 & 0 & -14521.71 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -14521.71 & 0 & 14521.71 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

$$K4 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1387 & 1171 & -1387 & -1171 \\ 1171 & 988 & -1171 & -988 \\ -1387 & -1171 & 1387 & 1171 \\ -1171 & -988 & 1171 & 988 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$



Modelo de la estructura con una sola inclinación de arriostre.

Se tiene 18 nodos, incluyendo los apoyos, los cuales tienen 2 ejes de análisis cada uno. Por lo tanto, la matriz global de rigidez de la estructura, de tipo armadura, presenta 36 elementos en su matriz. La matriz global de la estructura K_{tot} es la siguiente:



$$Q_k = K_{11}^G * U_u + K_{12}^G * U_k \implies U_u = (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

$$Q_u = K_{21}^G * U_u + K_{22}^G * U_k \implies Q_u = K_{21}^G * (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

U_k es la matriz de desplazamientos conocidos, la cual es conformada por los apoyos que presentan desplazamientos iguales a cero.

Q_k es la matriz de fuerzas externas (muerta, viva, viento, sismo).

Q_u es la matriz de fuerzas desconocidas (reacciones en los apoyos).

Desplazamiento de las combinaciones de carga.

Despl. de los nodos		Combo13 1.2D + Ey (mm)	Combo14 1.2D – Ey (mm)	Combo23 1.2D + 0.5Lr + 1.3*W4' (mm)	Combo24 1.2D +0.5Lr – 1.3*W4' (mm)	
δ_u	a	δ_{11}	2.04	-1.81	1.21	-0.97
		δ_{12}	-0.18	-0.08	-0.17	-0.12
	b	δ_{13}	2.08	-1.85	1.21	-0.95
		δ_{14}	-0.12	-0.15	-0.14	-0.16
	c	δ_{15}	2.08	-1.86	1.21	-0.94
		δ_{16}	-0.19	-0.08	-0.18	-0.13
	d	δ_{17}	2.12	-1.89	1.23	-0.95
		δ_{18}	-0.12	-0.15	-0.15	-0.16
	e	δ_{19}	2.12	-1.89	1.25	-0.96
		δ_{20}	-0.19	-0.08	-0.17	-0.13
	f	δ_{21}	2.15	-1.93	1.29	-0.99
		δ_{22}	-0.12	-0.14	-0.14	-0.15
	g	δ_{23}	1.10	-0.99	0.82	-0.72
		δ_{24}	-0.10	-0.03	-0.09	-0.05
	h	δ_{25}	1.18	-1.07	0.82	-0.71
		δ_{26}	-0.05	-0.08	-0.07	-0.08
	i	δ_{27}	1.17	-1.06	0.80	-0.68
		δ_{28}	-0.10	-0.03	-0.09	-0.06
	j	δ_{29}	1.25	-1.13	0.85	-0.71
		δ_{30}	-0.05	-0.08	-0.07	-0.08
	k	δ_{31}	1.24	-1.12	0.88	-0.72
		δ_{32}	-0.10	-0.03	-0.09	-0.06
	l	δ_{33}	1.32	-1.21	0.98	-0.80
		δ_{34}	-0.05	-0.08	-0.07	-0.08
δ_k	m	δ_{35}	0.00	0.00	0.00	0.00
		δ_{36}	0.00	0.00	0.00	0.00
	
	q	δ_{35}	0.00	0.00	0.00	0.00
		δ_{36}	0.00	0.00	0.00	0.00

ANEXO 12 Fuerzas internas a lo largo (P. N°1)

Elemento	Inicio-Fin	Combinación 13 (1.2D+E)		Combinación 14 (1.2D-E)		Combinación 23 (1.2D+0.5Lr+1.3W4')		Combinación 24 (1.2D+0.5Lr-1.3W4')	
		Fuerza axial	Compresión o Tracción	Fuerza axial	Compresión o Tracción	Fuerza axial	Compresión o Tracción	Fuerza axial	Compresión o Tracción
1	ga (col)	-4702	compresión	-2946	compresión	-4635	compresión	-3950	compresión
2	ba (vig)	-553	compresión	545	tracción	30	tracción	-203	compresión
3	hb (col)	-3991	compresión	-3991	compresión	-4453	compresión	-4453	compresión
4	ha (arr)	1367	tracción	-1356	compresión	546	tracción	-515	compresión
5	cb (vig)	-62	compresión	54	tracción	30	tracción	-203	compresión
6	ic (col)	-4837	compresión	-3143	compresión	-4763	compresión	-4143	compresión
7	dc (vig)	-546	compresión	540	tracción	-337	compresión	165	tracción
8	jd (col)	-3991	compresión	-3991	compresión	-4453	compresión	-4453	compresión
9	jc (arr)	1312	tracción	-1315	compresión	480	tracción	-481	compresión
10	ed (vig)	-28	compresión	21	tracción	-337	compresión	165	tracción
11	ke (col)	-4797	compresión	-3180	compresión	-4673	compresión	-4215	compresión
12	fe (vig)	-491	compresión	491	tracción	-597	compresión	447	tracción
13	lf (col)	-3820	compresión	-3820	compresión	-4283	compresión	-4283	compresión
14	le (arr)	1249	tracción	-1257	compresión	340	tracción	-370	compresión
15	mg (col)	-5889	compresión	-1762	compresión	-5497	compresión	-3053	compresión
16	hg (vig)	-1162	compresión	1157	tracción	-127	compresión	-130	compresión
17	nh (col)	-3110	compresión	-4865	compresión	-4101	compresión	-4786	compresión
18	ng (arr)	1841	tracción	-1835	compresión	1338	tracción	-1391	compresión
19	ih (vig)	128	tracción	-124	compresión	290	tracción	-524	compresión
20	ñi (col)	-6105	compresión	-1874	compresión	-5343	compresión	-3561	compresión
21	ji (vig)	-1114	compresión	1120	tracción	-714	compresión	482	tracción
22	oj (col)	-3145	compresión	-4839	compresión	-4144	compresión	-4764	compresión
23	oi (arr)	1965	tracción	-1967	compresión	1314	tracción	-1316	compresión
24	kj (vig)	148	tracción	-144	compresión	-347	compresión	114	tracción
25	pk (col)	-6141	compresión	-1833	compresión	-5606	compresión	-3318	compresión
26	lk (vig)	-1200	compresión	1206	tracción	-1453	compresión	1178	tracción
27	ql (col)	-3015	compresión	-4631	compresión	-4063	compresión	-4521	compresión
28	qk (arr)	2085	tracción	-2088	compresión	1447	tracción	-1391	compresión

ANEXO 13: Esbeltez de los elementos y compacidad de los mismos.

Determinar tipo de sección del perfil esbelto o no esbelto (compacta, no compacta)

Tabla Esbeltez en el ala.

Plano del pórtico A-B-C-D								
Elemento	Perfil	Peralte	ancho de ala	espesor de ala	ancho/espesor	Límite de esbeltez	Compacidad de la sección	
		d (in)	bf (in)	tf (in)	bf/(2*tf)	no esbelto $\leq \lambda r <$ esbelto ($\lambda r = 0.56 * (E/Fy)^{0.5}$)	λp $0.38 * (E/Fy)^{0.5}$ compacto	λr $(E/Fy)^{0.5}$ no compacto
Columna (AB)	W12x65	12.1	12	0.605	9.92	15.89	10.8	28.4
Viga (BC)	W14x53	13.9	8.06	0.66	6.11	15.89	10.8	28.4
Columna (AB)	W12x65	12.1	12	0.605	9.92	15.89	10.8	28.4
Estructura a lo largo								
Viga	W5x19	5.15	5.03	0.43	5.85	15.89	10.8	28.4
Elemento	Perfil	Peralte	ancho de ala	espesor de ala	ancho/espesor	Límite de esbeltez	Compacidad de la sección	
		bf (in)	bf (in)	tf (in)	bf/(tf)	no esbelto $\leq \lambda r <$ esbelto ($\lambda r = 0.45 * (E/Fy)^{0.5}$)	λp $0.54 * (E/Fy)^{0.5}$ compacto	λr $0.91 * (E/Fy)^{0.5}$ no compacto
Arriostre	L 2.5x1/4	2.5	2.5	0.25	10	12.77	15.3	25.8


Como se observa las secciones seleccionadas son no esbeltas para cargas de compresión y compactas para compresión debido a la flexión.

Tabla Esbeltez en el alma

Plano del pórtico A-B-C-D								
Elemento	Perfil	Peralte	Altura de alma	Espesor de alma	altura/espesor	Límite de esbeltez	Compacidad de la sección	
		d (in)	h (in)	tw (in)	h/tw	no esbelto $\leq \lambda r <$ esbelto ($\lambda r = 1.49 * (E/Fy)^{0.5}$)	λp $3.76 * (E/Fy)^{0.5}$ compacto	λr $5.7 * (E/Fy)^{0.5}$ no compacto
Columna (AB)	W12x65	12.1	9.125	0.39	23.40	42.29	106.72	161.78
Viga (BC)	W14x53	13.9	10.875	0.37	29.39	42.29	106.72	161.78
Columna (AB)	W12x65	12.1	9.125	0.39	23.40	42.29	106.72	161.78
Estructura a lo largo								
Viga	W5x19	5.15	5.03	0.43	5.85	42.29	106.72	161.78

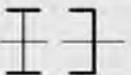
Como se observa las secciones seleccionadas, para el alma, no es esbelta para cargas de compresión axial y es compacta para compresión debido a la flexión.

ANEXO 14: Tabla E1.1 de la AISC 360 Estados límites de análisis a compresión.

TABLE USER NOTE E1.1 Selection Table for the Application of Chapter E Sections				
Cross Section	Without Slender Elements		With Slender Elements	
	Sections in Chapter E	Limit States	Sections in Chapter E	Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB

El perfil debe de ser analizado por pandeo por flexión y pandeo torsional.

ANEXO 15: Tabla F1.1 de la AISC 360 estados límites de análisis a flexión.

TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB

El perfil debe de ser analizado por fluencia y pandeo lateral.

ANEXO 16: Longitud efectiva de pandeo de los elementos.

$$G_{nodo} = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right)}$$

$$= \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)}$$

Plano del pórtico							
Nodo	Columna	Ic (in^4)	Lc (m)	Viga	Ig (in^4)	Lg (m)	G
A	AB	533	8.5	-	0	0	10
B	AB	533	8.5	BC	541	15.41	1.79
C	DC	533	8	BC	541	15.41	1.9
D	DC	533	8	-	0	0	10

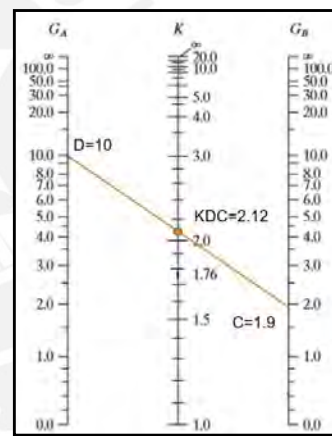
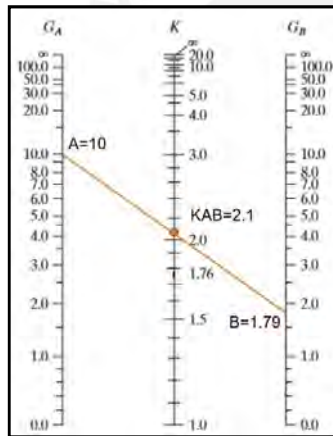
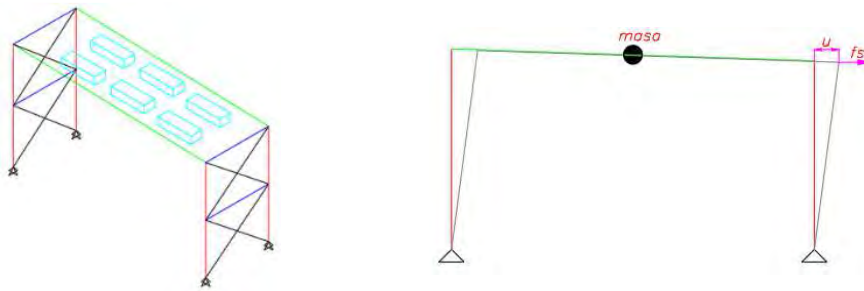


Tabla de factores de longitud efectiva

En el plano del pórtico		Fuera del plano del pórtico (a lo largo de la estructura)	
Elemento	Kx	Elemento	Ky
AB	2.1	mg	1
BC	1	ga	1
DC	2.12	m'g'	1
		g'a'	1

Se considera que $KBC=1$, ya que se asume que la conexión viga-columna no es empotrada en su totalidad ni articulada. Por lo tanto, se asume la peor condición que sería articulada. Para los otros factores de longitud efectiva, de la imagen estructura a lo largo, se asume el valor de 1, ya que no es recomendable calcular los valores G mediante los nomogramas de Jackson y Moreland, los cuales tienen como condición que las conexiones viga columna sean rígidas. Esta condición, conexión rígida, es opuesta a la consideración que se toma para el análisis de la estructura a lo largo, ya que se asume que es una armadura.

ANEXO 17: Frecuencia natural de la Propuesta N°1



Cada columna tiene apoyo articulado-empotrado y utilizando la ecuación (3.25) y la ecuación (3.26)

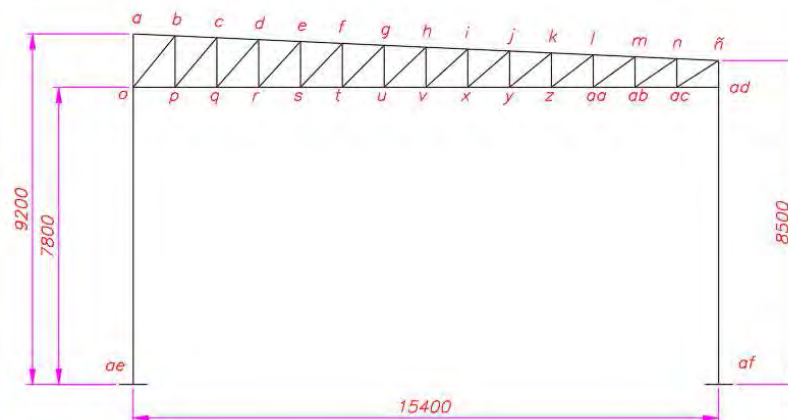
$$\begin{aligned}
 E &:= 29000 \text{ ksi} & I &:= 533 \text{ in}^4 & L_{col1} &:= 8.5 \text{ m} & L_{col2} &:= 8 \text{ m} \\
 K_{col1} &:= 3 \frac{E \cdot I}{L_{col1}^3} = 0.217 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} & K_{col2} &:= 3 \frac{E \cdot I}{L_{col2}^3} = 0.26 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \\
 K_{eq} &:= 2 \cdot (K_{col1} + K_{col2}) = 0.953 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \\
 p\acute{o}rtico &:= 849.15 \text{ kg} \\
 masa &:= 88 \text{ kg} \cdot 6 + 2 \cdot p\acute{o}rtico = (2.226 \cdot 10^3) \text{ kg} \\
 \omega_n &:= \sqrt{\frac{K_{eq}}{masa}} = 20.692 \text{ Hz} & freq_motor &:= 1800 \text{ rpm} = 188.496 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

Como se observa la frecuencia natural de la estructura es menor a la mitad de la frecuencia natural del motor (94Hz).

ANEXO 18: Análisis matricial de la Propuesta N°2

Para el análisis matricial se determina la matriz de rigidez en coordenadas globales de cada elemento para posteriormente poder ensamblar la matriz de rigidez global de la estructura. Como se tienen 59 elementos y 32 nodos la matriz de rigidez global de la estructura es una matriz 96x96. La numeración de los nodos comenzará desde el nodo a, el cual cuál tiene los ejes 1, 2 y 3; el nodo b los ejes 4,5 y 6 hasta llegar al nodo af que tiene los ejes 94, 95 y 96. Por otro lado, los nodos ae y af estarán empotrados por lo cual los desplazamientos en los ejes de sus nodos serán conocidos e iguales a cero.

Esquema de la estructura de celosia



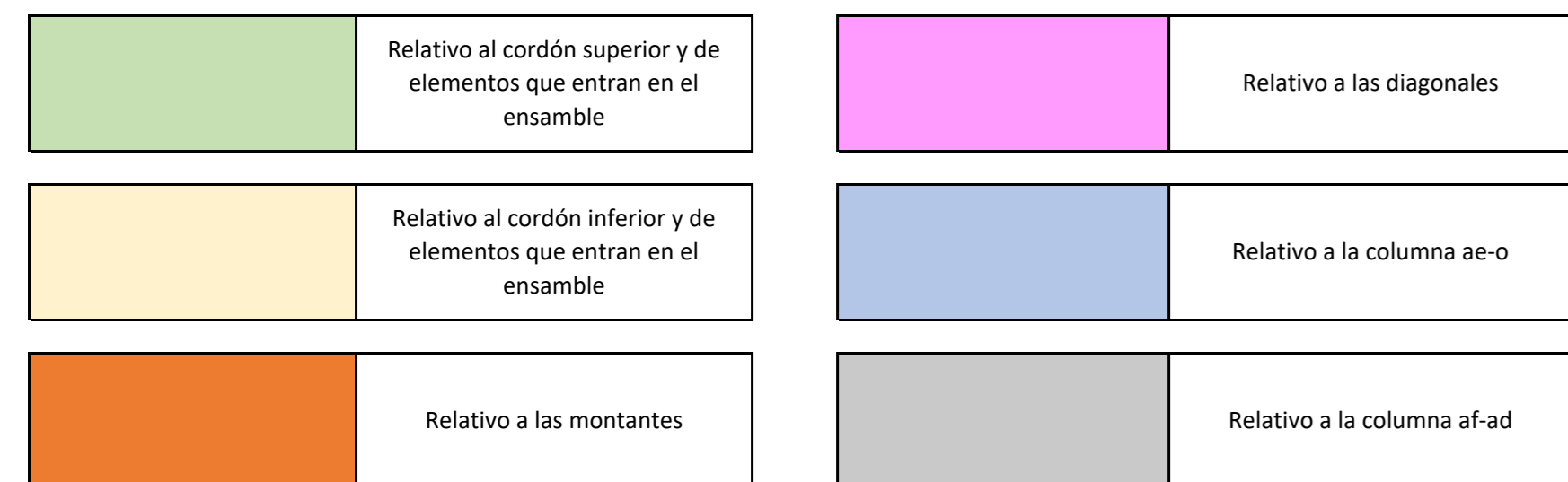
Perfiles utilizados para la estructura de celosia

In.	Fin	E (ksi)	Material	Perfil HSS	Área (mm ²)	Peso lineal (kgf/m)	Long (m)	Peso (kgf)	λ_x	λ_y
a	b	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
b	c	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
c	d	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
d	e	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
e	f	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
f	g	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
g	h	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
h	i	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
i	j	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
j	k	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
k	l	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
l	m	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
m	n	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
n	ñ	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.101	14.326	0.999	-0.045
o	p	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
p	q	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
q	r	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
r	s	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
s	t	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
t	u	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
u	v	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
v	x	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
x	y	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
y	z	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
z	aa	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
aa	ab	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
ab	ac	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000
ac	ad	29000	ASTM-A36	3x3x1/4	1574.19	13.01	1.1	14.311	1.000	0.000

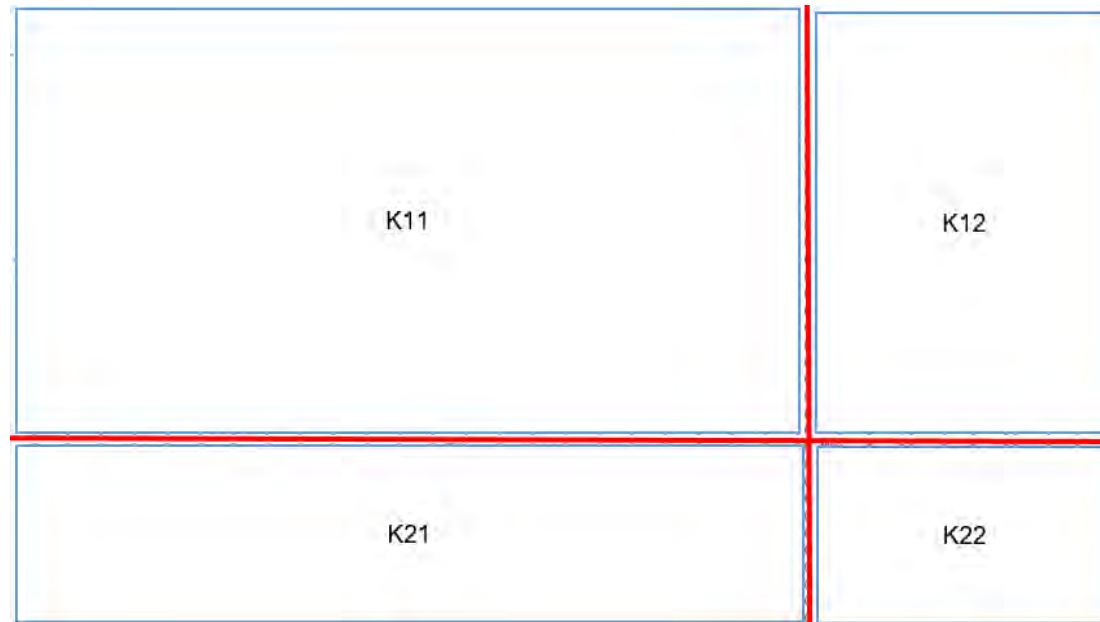
In.	Fin	E (ksi)	Material	Perfil	Área (mm ²)	Peso lineal (kgf/m)	Long (m)	Peso (kgf)	λ _x	λ _y
o	a	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.4	6.334	0.000	1.000
p	b	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.35	6.107	0.000	1.000
q	c	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.3	5.881	0.000	1.000
r	d	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.25	5.655	0.000	1.000
s	e	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.2	5.429	0.000	1.000
t	f	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.15	5.203	0.000	1.000
u	g	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.1	4.976	0.000	1.000
v	h	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1.05	4.750	0.000	1.000
x	i	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	1	4.524	0.000	1.000
y	j	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.95	4.298	0.000	1.000
z	k	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.9	4.072	0.000	1.000
aa	l	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.85	3.845	0.000	1.000
ab	m	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.8	3.619	0.000	1.000
ac	n	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.75	3.393	0.000	1.000
ad	ñ	29000	ASTM-A36	2x2x1/8	541.93	4.52	0.7	3.167	0.000	1.000
o	b	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.74	9.485	0.632	0.775
p	c	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.70	9.276	0.646	0.763
q	d	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.67	9.070	0.661	0.751
r	e	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.63	8.867	0.676	0.737
s	f	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.59	8.668	0.691	0.723
t	g	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.56	8.474	0.707	0.707
u	h	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.52	8.283	0.723	0.690
v	i	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.49	8.098	0.740	0.673
x	j	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.45	7.917	0.757	0.654
y	k	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.42	7.742	0.774	0.633
z	l	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.39	7.572	0.791	0.611
aa	m	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.36	7.409	0.809	0.588
ab	n	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.33	7.252	0.826	0.563
ac	ñ	29000	ASTM-A36	2x1.5x3/16	658.06	5.45	1.30	7.102	0.844	0.537
ae	o	29000	ASTM-A36	12x10x1/4	6387.08	53.57	7.80	417.88	0.000	1.000
af	ad	29000	ASTM-A36	12x10x1/4	6387.08	53.57	7.80	417.88	0.000	1.000

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA DE CELOSIA

Large matrix of numerical values representing the stiffness matrix of a truss structure. The matrix is symmetric and contains values for various degrees of freedom across 96 nodes.



1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 8.00 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.00 16.00 17.00 18.00 19.00 20.00 21.00 22.00 23.00 24.00 25.00 26.00 27.00 28.00 29.00 30.00 31.00 32.00 33.00 34.00 35.00 36.00 37.00 38.00 39.00 40.00 41.00 42.00 43.00 44.00 45.00 46.00 47.00 48.00 49.00 50.00 51.00 52.00 53.00 54.00 55.00 56.00 57.00 58.00 59.00 60.00 61.00 62.00 63.00 64.00 65.00 66.00 67.00 68.00 69.00 70.00 71.00 72.00 73.00 74.00 75.00 76.00 77.00 78.00 79.00 80.00 81.00 82.00 83.00 84.00 85.00 86.00 87.00 88.00 89.00 90.00 91.00 92.00 93.00 94.00 95.00 96.00



$$Q_k = K_{11}^G * U_u + K_{12}^G * U_k \implies U_u = (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

$$Q_u = K_{21}^G * U_u + K_{22}^G * U_k \implies Q_u = K_{21}^G * (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

U_k es la matriz de desplazamientos conocidos, la cual es conformada por los apoyos que presentan desplazamientos iguales a cero.

Q_k es la matriz de fuerzas externas (muerta, viva, viento, sismo).

Q_u es la matriz de fuerzas desconocidas (reacciones en los apoyos).

(La sub matriz K11 es una matriz 90x90, K12 90x6, K21 6x90 y K22 6x6).

Cargas nodales en coordenadas globales

Nudo	Ejes		D (kgf)	Lr (kgf)	Nudo	Ejes		Ex (kgf)
a	Global y	2	-163	-66.07	o	Global x	46	527
b	Global y	5	-326	-132.14	ad	Global x	88	527
c	Global y	8	-326	-132.14				
d	Global y	11	-326	-132.14				
e	Global y	14	-326	-132.14				
f	Global y	17	-326	-132.14				
g	Global y	20	-326	-132.14				
h	Global y	23	-326	-132.14				
i	Global y	26	-326	-132.14				
j	Global y	29	-326	-132.14				
k	Global y	32	-326	-132.14				
l	Global y	35	-326	-132.14				
m	Global y	38	-326	-132.14				
n	Global y	41	-326	-132.14				
ñ	Global y	44	-163	-66.07				

Cargas nodales en coordenadas locales

Nudo	Ejes		W1 (kgf)	W2 (kgf)	W3 (kgf)	W4 (kgf)
a	Local y	2	-29.84	69.61	59.67	69.61
b	Local y	5	-59.68	139.23	119.34	139.23
c	Local y	8	-59.68	139.23	119.34	139.23
d	Local y	11	-59.68	139.23	119.34	139.23
e	Local y	14	-59.68	139.23	119.34	139.23
f	Local y	17	-59.68	139.23	119.34	139.23
g	Local y	20	-59.68	139.23	119.34	139.23
h	Local y	23	-59.68	139.23	119.34	139.23
i	Local y	26	-59.68	139.23	119.34	139.23
j	Local y	29	-59.68	139.23	119.34	139.23
k	Local y	32	-59.68	139.23	119.34	139.23
l	Local y	35	-59.68	139.23	119.34	139.23
m	Local y	38	-59.68	139.23	119.34	139.23
n	Local y	41	-59.68	139.23	119.34	139.23
ñ	Local y	44	-29.84	69.61	59.67	69.61

Cargas distribuidas en los elementos

Elemento		Eje	W1 (kgf/m)	W2 (kgf/m)	W3 (kgf/m)	W4 (kgf/m)
Columna	58	Global x	-108.38	-108.38	144.5	-126.44
Columna	59	Global x	-144.5	-144.5	108.38	126.44

Como se presentan cargas distribuidas en las columnas de la estructura debido a la acción del viento se utilizarán los momentos de empotramiento perfecto, al igual que en el pórtico A-B-C-D, en las columnas.

Desplazamientos de la estructura de celosía debido a las cargas aplicadas

Desplazamientos		D	Lr	W1	W2	W3	W4	Ex	-Ex	
δ_u	a	δ_1 (mm)	1.53	0.62	-27.76	-24.23	28.82	2.49	37.17	-37.17
		δ_2 (mm)	-0.15	-0.06	-0.03	0.06	0.06	0.06	0.00	0.00
		δ_3 (rad)	-3E-03	-1E-03	-4E-04	1E-03	8E-04	1E-03	-2E-04	2E-04
	b	δ_4 (mm)	1.40	0.57	-27.78	-24.17	28.86	2.54	37.16	-37.16
		δ_5 (mm)	-3.02	-1.23	-0.45	1.37	1.02	1.17	-0.14	0.14
		δ_6 (rad)	-3E-03	-1E-03	-4E-04	1E-03	9E-04	1E-03	-7E-05	7E-05
	c	δ_7 (mm)	1.21	0.49	-27.80	-24.08	28.92	2.61	37.15	-37.15
		δ_8 (mm)	-5.96	-2.41	-0.96	2.64	2.10	2.33	-0.15	0.15
		δ_9 (rad)	-3E-03	-1E-03	-5E-04	1E-03	1E-03	1E-03	2E-05	-2E-05
	d	δ_{10} (mm)	0.99	0.40	-27.84	-23.98	29.00	2.70	37.14	-37.14
		δ_{11} (mm)	-8.63	-3.50	-1.46	3.77	3.10	3.39	-0.12	0.12
		δ_{12} (rad)	-2E-03	-9E-04	-4E-04	1E-03	9E-04	9E-04	3E-05	-3E-05
	e	δ_{13} (mm)	0.72	0.29	-27.88	-23.86	29.09	2.81	37.13	-37.13
		δ_{14} (mm)	-10.93	-4.43	-1.90	4.74	3.98	4.32	-0.08	0.08
		δ_{15} (rad)	-2E-03	-8E-04	-4E-04	8E-04	7E-04	8E-04	4E-05	-4E-05
	f	δ_{16} (mm)	0.44	0.18	-27.93	-23.74	29.19	2.92	37.13	-37.13
		δ_{17} (mm)	-12.78	-5.18	-2.26	5.51	4.70	5.06	-0.03	0.03
		δ_{18} (rad)	-1E-03	-6E-04	-3E-04	6E-04	6E-04	6E-04	5E-05	-5E-05
	g	δ_{19} (mm)	0.15	0.06	-27.98	-23.61	29.30	3.05	37.13	-37.13
		δ_{20} (mm)	-14.08	-5.71	-2.53	6.04	5.22	5.60	0.03	-0.03
		δ_{21} (rad)	-9E-04	-4E-04	-2E-04	4E-04	4E-04	4E-04	6E-05	-6E-05
	h	δ_{22} (mm)	-0.14	-0.06	-28.04	-23.49	29.40	3.17	37.13	-37.13
		δ_{23} (mm)	-14.78	-5.99	-2.70	6.30	5.52	5.88	0.10	-0.10
		δ_{24} (rad)	-3E-04	-1E-04	-1E-04	1E-04	2E-04	1E-04	6E-05	-6E-05
	i	δ_{25} (mm)	-0.42	-0.17	-28.09	-23.37	29.51	3.29	37.13	-37.13
		δ_{26} (mm)	-14.80	-6.00	-2.75	6.28	5.58	5.90	0.16	-0.16
		δ_{27} (rad)	3E-04	1E-04	1E-05	-2E-04	-7E-05	-1E-04	6E-05	-6E-05
	j	δ_{28} (mm)	-0.68	-0.27	-28.14	-23.27	29.60	3.39	37.14	-37.14
		δ_{29} (mm)	-14.10	-5.71	-2.66	5.95	5.36	5.63	0.22	-0.22
		δ_{30} (rad)	1E-03	4E-04	1E-04	-4E-04	-3E-04	-4E-04	5E-05	-5E-05
	k	δ_{31} (mm)	-0.89	-0.36	-28.18	-23.18	29.69	3.49	37.14	-37.14
		δ_{32} (mm)	-12.65	-5.13	-2.44	5.30	4.86	5.05	0.27	-0.27
		δ_{33} (rad)	2E-03	7E-04	3E-04	-7E-04	-6E-04	-7E-04	4E-05	-4E-05
	l	δ_{34} (mm)	-1.05	-0.43	-28.22	-23.11	29.75	3.56	37.15	-37.15
		δ_{35} (mm)	-10.45	-4.23	-2.07	4.34	4.07	4.17	0.30	-0.30
		δ_{36} (rad)	2E-03	9E-04	4E-04	-1E-03	-9E-04	-9E-04	1E-06	-1E-06
	m	δ_{37} (mm)	-1.15	-0.47	-28.24	-23.08	29.80	3.60	37.16	-37.16
		δ_{38} (mm)	-7.55	-3.06	-1.54	3.10	3.00	3.01	0.30	-0.30
		δ_{39} (rad)	3E-03	1E-03	5E-04	-1E-03	-1E-03	-1E-03	2E-05	-2E-05
	n	δ_{40} (mm)	-1.16	-0.47	-28.25	-23.08	29.81	3.61	37.18	-37.18
		δ_{41} (mm)	-4.04	-1.64	-0.91	1.58	1.70	1.61	0.30	-0.30
		δ_{42} (rad)	3E-03	1E-03	7E-04	-1E-03	-1E-03	-1E-03	-1E-04	1E-04
	ñ	δ_{43} (mm)	-1.08	-0.44	-28.25	-23.13	29.79	3.58	37.19	-37.19
		δ_{44} (mm)	-0.22	-0.09	-0.05	0.09	0.09	0.09	0.02	-0.02
		δ_{45} (rad)	4E-03	1E-03	8E-04	-1E-03	-2E-03	-1E-03	-3E-04	3E-04
	o	δ_{46} (mm)	-1.65	-0.67	-28.29	-22.84	29.96	3.71	37.13	-37.13
		δ_{47} (mm)	-0.14	-0.06	-0.03	0.06	0.05	0.06	0.00	0.00
		δ_{48} (rad)	7E-05	3E-05	4E-03	4E-03	-5E-03	-1E-03	-7E-03	7E-03
	p	δ_{49} (mm)	-1.60	-0.65	-28.30	-22.87	29.95	3.70	37.14	-37.14
		δ_{50} (mm)	-3.16	-1.28	-0.44	1.46	1.04	1.22	-0.18	0.18
		δ_{51} (rad)	-3E-03	-1E-03	-2E-03	6E-04	2E-03	2E-03	2E-03	-2E-03
	q	δ_{52} (mm)	-1.50	-0.61	-28.29	-22.92	29.92	3.67	37.15	-37.15
		δ_{53} (mm)	-6.10	-2.47	-1.00	2.69	2.16	2.39	-0.13	0.13
		δ_{54} (rad)	-2E-03	-1E-03	-1E-04	1E-03	6E-04	9E-04	-4E-04	4E-04
	r	δ_{55} (mm)	-1.34	-0.54	-28.27	-22.99	29.87	3.62	37.16	-37.16
		δ_{56} (mm)	-8.73	-3.54	-1.48	3.82	3.14	3.44	-0.12	0.12

ANEXO 19: Fuerzas internas de la Propuesta N°2

Fuerzas internas de la combinación 3

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
ab	a	-0.67	-9.15	0.00	op	o	-2609.35	838.55	729.97
	b	0.67	9.15	-10.08		p	2609.35	-838.55	192.84
bc	b	2792.37	22.47	10.08	pq	p	-5927.01	-208.68	-192.84
	c	-2792.37	-22.47	10.08		q	5927.01	208.68	-35.52
cd	c	6112.31	0.01	-14.66	qr	q	-8724.41	56.20	35.52
	d	-6112.31	-0.01	14.67		r	8724.41	-56.20	27.18
de	d	8910.25	4.02	-14.67	rs	r	-11216.53	-10.87	-27.18
	e	-8910.25	-4.02	19.09		s	11216.53	10.87	16.03
ef	e	11402.81	3.12	-19.09	st	s	-13287.90	6.05	-16.03
	f	-11402.81	-3.12	22.53		t	13287.90	-6.05	23.32
fg	f	13474.16	2.94	-22.53	tu	t	-14901.76	1.64	-23.32
	g	-13474.16	-2.94	25.77		u	14901.76	-1.64	25.57
gh	g	15087.54	2.51	-25.77	uv	u	-15987.47	2.53	-25.57
	h	-15087.54	-2.51	28.53		v	15987.47	-2.53	28.59
hi	h	16172.22	1.97	-28.53	vx	v	-16467.72	1.78	-28.59
	i	-16172.22	-1.97	30.7		x	16467.72	-1.78	30.55
ij	i	16650.83	1.05	-30.7	xy	x	-16246.60	1.68	-30.55
	j	-16650.83	-1.05	31.85		y	16246.60	-1.68	32.15
jk	j	16427.35	0.3	-31.85	yz	y	-15209.97	-0.84	-32.15
	k	-16427.35	-0.3	32.18		z	15209.97	0.84	30.72
kl	k	15387.60	-2.34	-32.18	z(aa)	z	-13206.45	4.30	-30.72
	l	-15387.60	2.34	29.60		aa	13206.45	-4.30	34.68
lm	l	13379.80	-1.41	-29.60	(aa)(ab)	aa	-10094.65	-23.16	-34.68
	m	-13379.80	1.41	28.05		ab	10094.65	23.16	8.21
mn	m	10263.04	-10.63	-28.05	(ab)(ac)	ab	-5482.19	75.95	-8.21
	n	-10263.04	10.63	16.34		ac	5482.19	-75.95	90.47
nñ	n	5643.84	-14.84	-16.34	(ac)(ad)	ac	154.06	-338.05	-90.47
	ñ	-5643.84	14.84	0.00		ad	-154.06	338.05	-282.48

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
(ae)o	ae	4583.3	-861	-3346
	o	-4583.3	184.4	-729.9
(af)(ad)	af	4521	-747.6	-2597.3
	ad	-4521	-154	282

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortant (kgf)	Momento (kgf*m)
oa	o	316.04	0.00	0.00	ob	o	4422.80	0.00	0.00
	a	-316.04	0.00	0.00		b	-4422.80	0.00	0.00
pb	p	-2873.64	0.00	0.00	pc	p	5136.16	0.00	0.00
	b	2873.64	0.00	0.00		c	-5136.16	0.00	0.00
qc	q	-3443.75	0.00	0.00	qd	q	4234.46	0.00	0.00
	c	3443.75	0.00	0.00		d	-4234.46	0.00	0.00
rd	r	-2651.6	0.00	0.00	re	r	3688.07	0.00	0.00
	d	-2651.6	0.00	0.00		e	-3688.07	0.00	0.00
se	s	-2182.45	0.00	0.00	sf	s	2996.68	0.00	0.00
	e	2182.45	0.00	0.00		f	-2996.68	0.00	0.00
tf	t	-1609.45	0.00	0.00	tg	t	2282.34	0.00	0.00
	f	1609.45	0.00	0.00		g	-2282.34	0.00	0.00
ug	u	-1037.24	0.00	0.00	uh	u	1500.93	0.00	0.00
	g	1037.24	0.00	0.00		h	-1500.93	0.00	0.00
vh	v	-435.85	0.00	0.00	vi	v	649.04	0.00	0.00
	h	435.85	0.00	0.00		i	-649.04	0.00	0.00
xi	x	191.07	0.00	0.00	xj	x	-292.17	0.00	0.00
	i	-191.07	0.00	0.00		j	292.17	0.00	0.00
yj	y	850.67	0.00	0.00	yk	y	-1339.39	0.00	0.00
	j	-850.67	0.00	0.00		k	1339.39	0.00	0.00
zk	z	1543.04	0.00	0.00	zl	z	-2531.98	0.00	0.00
	k	-1543.04	0.00	0.00		l	2531.98	0.00	0.00
(aa)l	aa	2290.58	0.00	0.00	(aa)m	aa	-3847.73	0.00	0.00
	l	-2290.58	0.00	0.00		m	3847.73	0.00	0.00
(ab)m	ab	3045.75	0.00	0.00	(ab)n	ab	-5582.55	0.00	0.00
	m	-3045.75	0.00	0.00		n	5582.55	0.00	0.00
(ac)n	ac	4000.72	0.00	0.00	(ac)ñ	ac	-6680.71	0.00	0.00
	n	-4000.72	0.00	0.00		ñ	6680.71	0.00	0.00
(ad)ñ	ad	4182.96	0.00	0.00					
	ñ	-4182.96	0.00	0.00					

Fuerzas internas de la combinación 7

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
ab	a	-1.35	-9.14	0.00	op	o	-1919.29	940.76	820.91
	b	1.35	9.14	-10.06		p	1919.29	-940.76	214.05
bc	b	2114.09	19.97	10.06	pq	p	-4717.94	-235.02	-214.05
	c	-2114.09	-19.97	11.93		q	4717.94	235.02	-43.45
cd	c	4913.01	0.03	-11.93	qr	q	-7025.7	62.26	43.45
	d	-4913.01	-0.03	11.96		r	7025.7	-62.26	25.74
de	d	7219.48	3.24	-11.96	rs	r	-9101.43	-12.97	-25.74
	e	-7219.48	-3.24	15.53		s	9101.43	12.97	12.15
ef	e	9293.85	2.63	-15.53	st	s	-10828.42	6.02	-12.15
	f	-9293.85	-2.63	18.42		t	10828.42	-6.02	19.29
fg	f	11019.11	2.44	-18.42	tu	t	-12182.57	1.12	-19.29
	g	-11019.11	-2.44	21.10		u	12182.57	-1.12	20.89
gh	g	12371.14	2.11	-21.10	uv	u	-13104.53	2.16	-20.89
	h	-12371.14	-2.11	23.43		v	13104.53	-2.16	23.47
hi	h	13290.56	1.64	-23.43	vx	v	-13531.47	1.55	-23.47
	i	-13290.56	-1.64	25.23		x	13531.47	-1.55	25.18
ij	i	13714.44	0.98	-25.23	xy	x	-13385.12	1.19	-25.18
	j	-13714.44	-0.98	26.31		y	13385.12	-1.19	26.29
jk	j	13564.45	0.08	-26.31	yz	y	-12570.90	0.31	-26.29
	k	-13564.45	-0.08	26.40		z	12570.90	-0.31	26.22
kl	k	12745.92	-1.14	-26.40	z(aa)	z	-10970.77	-0.12	-26.22
	l	-12745.92	1.14	25.15		aa	10970.77	0.12	25.46
lm	l	11140.69	-3.09	-25.15	(aa)(ab)	aa	-8443.27	-4.12	-25.46
	m	-11140.69	3.09	21.75		ab	8443.27	4.12	20.09
mn	m	8607.10	-3.98	-21.75	(ab)(ac)	ab	-4784.34	3.50	-20.09
	n	-8607.10	3.98	17.36		ac	4784.34	-3.50	22.93
nñ	n	4941.41	-15.77	-17.36	(ac)(ad)	ac	149.49	-40.96	-22.93
	ñ	-4941.41	15.77	0.00		ad	-149.49	40.96	-23.22

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
(ae)o	ae	3798.57	-1297.78	-5015.80
	o	-3798.57	198.81	-820.91
(af)(ad)	af	3688.18	-1315.74	-4571.61
	ad	-3688.18	-149.49	23.22

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortant (kgf)	Momento (kgf*m)
oa	o	258.32	0.00	0.00	ob	o	3353.16	0.00	0.00
	a	-258.32	0.00	0.00		b	-3353.16	0.00	0.00
pb	p	-2131.70	0.00	0.00	pc	p	4332.65	0.00	0.00
	b	2131.70	0.00	0.00		c	-4332.65	0.00	0.00
qc	q	-2919.74	0.00	0.00	qd	q	3493.29	0.00	0.00
	c	2919.74	0.00	0.00		d	-3493.29	0.00	0.00
rd	r	-2189.21	0.00	0.00	re	r	3071.86	0.00	0.00
	d	2189.21	0.00	0.00		e	-3071.86	0.00	0.00
se	s	-1824.47	0.00	0.00	sf	s	2498.46	0.00	0.00
	e	1824.47	0.00	0.00		f	-2498.46	0.00	0.00
tf	t	-1349.25	0.00	0.00	tg	t	1915.06	0.00	0.00
	f	1349.25	0.00	0.00		g	-1915.06	0.00	0.00
ug	u	-881.10	0.00	0.00	uh	u	1274.57	0.00	0.00
	g	881.10	0.00	0.00		h	-1274.57	0.00	0.00
vh	v	-387.51	0.00	0.00	vi	v	576.99	0.00	0.00
	h	387.51	0.00	0.00		i	-576.99	0.00	0.00
xi	x	126.74	0.00	0.00	xj	x	-193.37	0.00	0.00
	i	-126.74	0.00	0.00		j	193.37	0.00	0.00
yj	y	667.07	0.00	0.00	yk	y	-1052.03	0.00	0.00
	j	-667.07	0.00	0.00		k	1052.03	0.00	0.00
zk	z	1236.90	0.00	0.00	zl	z	-2022.20	0.00	0.00
	k	-1236.90	0.00	0.00		l	2022.20	0.00	0.00
(aa)l	aa	1842.18	0.00	0.00	(aa)m	aa	-3125.24	0.00	0.00
	l	-1842.18	0.00	0.00		m	3125.24	0.00	0.00
(ab)m	ab	2487.10	0.00	0.00	(ab)n	ab	-4428.47	0.00	0.00
	m	-2487.10	0.00	0.00		n	4428.47	0.00	0.00
(ac)n	ac	3184.17	0.00	0.00	(ac)ñ	ac	-5848.12	0.00	0.00
	n	-3184.17	0.00	0.00		ñ	5848.12	0.00	0.00
(ad)ñ	ad	3647.22	0.00	0.00					
	ñ	-3647.22	0.00	0.00					

Fuerzas internas de la combinación 9

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
ab	a	3.53	-0.07	0.00	op	o	-1690.27	-274.09	-243.75
	b	-3.53	0.07	-0.08		p	1690.27	274.09	-57.03
bc	b	1780.41	6.48	0.08	pq	p	-3041.89	70.60	57.03
	c	-1780.41	-6.48	7.06		q	3041.89	-70.60	20.80
cd	c	3140.78	-0.05	-7.06	qr	q	-4318.10	-16.26	-21.05
	d	-3140.78	0.05	7.00		r	4318.10	16.26	3.59
de	d	4425.27	2.03	-7.00	rs	r	-5401.94	5.58	-3.59
	e	-4425.27	-2.03	9.23		s	5401.94	-5.58	10.09
ef	e	5517.31	1.28	-9.23	st	s	-6297.20	0.06	-10.09
	f	-5517.31	-1.28	10.64		t	6297.20	-0.06	10.44
fg	f	6420.55	1.32	-10.64	tu	t	-6970.54	1.36	-10.44
	g	-6420.55	-1.32	12.09		u	6970.54	-1.36	12.13
gh	g	7101.65	1.04	-12.09	uv	u	-7392.40	0.96	-12.13
	h	-7101.65	-1.04	13.24		v	7392.40	-0.96	13.28
hi	h	7531.00	0.85	-13.24	vx	v	-7524.89	0.59	-13.28
	i	-7531.00	-0.85	14.21		x	7524.89	-0.59	13.92
ij	i	7670.71	0.15	-14.17	xy	x	-7321.69	1.29	-13.92
	j	-7670.71	-0.15	14.33		y	7321.69	-1.29	15.21
jk	j	7474.33	0.59	-14.33	yz	y	-6731.79	-3.18	-15.21
	k	-7474.33	-0.59	14.98		z	6731.79	3.18	11.47
kl	k	6891.05	-3.29	-14.98	z(aa)	z	-5666.88	12.17	-11.47
	l	-6891.05	3.29	11.36		aa	5666.88	-12.17	24.48
lm	l	5831.73	4.71	-11.36	(aa)(ab)	aa	-4131.31	-52.32	-24.48
	m	-5831.73	-4.71	16.54		ab	4131.31	52.32	-33.5
mn	m	4302.68	-18.26	-16.54	(ab)(ac)	ab	-1612.57	199.47	33.5
	n	-4302.68	18.26	-3.57		ac	1612.57	-199.47	185.20
nñ	n	1787.4	3.24	3.57	(ac)(ad)	ac	176.66	-817.23	-185.20
	ñ	-1787.4	-3.24	0.00		ad	-176.66	817.23	-713.70

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
(ae)o	ae	2047.01	1387.19	4861.97
	o	-2047.01	78.11	243.75
(af)(ad)	af	2184.89	1275.64	4950.26
	ad	-2184.89	-176.66	713.70

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortant (kgf)	Momento (kgf*m)
oa	o	150.9	0.00	0.00	ob	o	2799.4	0.00	0.00
	a	-150.9	0.00	0.00		b	-2799.4	0.00	0.00
pb	p	-1942.05	0.00	0.00	pc	p	2092.48	0.00	0.00
	b	1942.05	0.00	0.00		c	-2092.48	0.00	0.00
qc	q	-1363.38	0.00	0.00	qd	q	1931.82	0.00	0.00
	c	1363.38	0.00	0.00		d	-1931.82	0.00	0.00
rd	r	-1204.22	0.00	0.00	re	r	1603.96	0.00	0.00
	d	1204.22	0.00	0.00		e	-1603.96	0.00	0.00
se	s	-930.43	0.00	0.00	sf	s	1295.18	0.00	0.00
	e	930.43	0.00	0.00		f	-1295.18	0.00	0.00
tf	t	-674.64	0.00	0.00	tg	t	952.25	0.00	0.00
	f	674.64	0.00	0.00		g	-952.25	0.00	0.00
ug	u	-402.28	0.00	0.00	uh	u	583.19	0.00	0.00
	g	402.28	0.00	0.00		h	-583.19	0.00	0.00
vh	v	-120	0.00	0.00	vi	v	179.06	0.00	0.00
	h	120	0.00	0.00		i	-179.06	0.00	0.00
xi	x	174.79	0.00	0.00	xj	x	-268.48	0.00	0.00
	i	-174.79	0.00	0.00		j	268.48	0.00	0.00
yj	y	487.12	0.00	0.00	yk	y	-762.19	0.00	0.00
	j	-487.12	0.00	0.00		k	762.19	0.00	0.00
zk	z	807.54	0.00	0.00	zl	z	-1345.80	0.00	0.00
	k	-807.54	0.00	0.00		l	1345.80	0.00	0.00
(aa)l	aa	1181.26	0.00	0.00	(aa)m	aa	-1898.72	0.00	0.00
	l	-1181.26	0.00	0.00		m	1898.72	0.00	0.00
(ab)m	ab	1465.53	0.00	0.00	(ab)n	ab	-3048.49	0.00	0.00
	m	-1465.53	0.00	0.00		n	3048.49	0.00	0.00
(ac)n	ac	2155.3	0.00	0.00	(ac)ñ	ac	-2120.79	0.00	0.00
	n	-2155.3	0.00	0.00		ñ	2120.79	0.00	0.00
(ad)ñ	ad	1367.6	0.00	0.00					
	ñ	-1367.6	0.00	0.00					

Fuerzas internas de la combinación 11

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
ab	a	0.03	-0.64	0.00	op	o	-2159.5	-267.75	-239.09
	b	-0.03	0.64	-0.71		p	2159.5	267.75	-54.57
bc	b	2235.9	8.93	0.71	pq	p	-3940.94	69.41	54.57
	c	-2235.9	-8.93	9.13		q	3940.94	-69.41	22.34
cd	c	4019.58	-0.06	-9.13	qr	q	-5603.27	-15.49	-22.34
	d	-4019.58	0.06	9.06		r	5603.27	15.49	5.86
de	d	5683.52	2.61	-9.06	rs	r	-7023.54	5.83	-5.86
	e	-5683.52	-2.61	11.94		s	7023.54	-5.83	12.74
ef	e	7105.30	1.68	-11.94	st	s	-8199.18	0.44	-12.74
	f	-7105.30	-1.68	13.79		t	8199.18	-0.44	13.6
fg	f	8282.14	1.73	-13.79	tu	t	-9089.21	1.68	-13.6
	g	-8282.14	-1.73	15.69		u	9089.21	-1.68	15.71
gh	g	9173.11	1.37	-15.69	uv	u	-9654.99	1.27	-15.71
	h	-9173.11	-1.37	17.20		v	9654.99	-1.27	17.24
hi	h	9739.48	1.12	-17.20	vx	v	-9847.81	0.81	-17.24
	i	-9739.48	-1.12	18.42		x	9847.81	-0.81	18.12
ij	i	9932.55	0.25	-18.42	xy	x	-9608.07	1.6	-18.12
	j	-9932.55	-0.25	18.7		y	9608.07	-1.6	19.72
jk	j	9692.53	0.7	-18.7	yz	y	-8869.44	-3.66	-19.72
	k	-9692.53	-0.7	19.47		z	8869.44	3.66	15.38
kl	k	8953.35	-3.89	-19.47	z(aa)	z	-7520.60	14.11	-15.38
	l	-8953.35	3.89	15.18		aa	7520.60	-14.11	30.42
lm	l	7602.71	5.23	-15.18	(aa)(ab)	aa	-5555.97	-60.97	-30.42
	m	-7602.71	-5.23	20.94		ab	5555.97	60.97	-37.21
mn	m	5637.26	-21.42	-20.9	(ab)(ac)	ab	-2365.61	231.63	37.21
	n	-5637.26	21.42	-2.65		ac	2365.61	-231.63	216.66
nñ	n	2442.52	2.41	2.65	(ac)(ad)	ac	74.5	-950.88	-216.66
	ñ	-2442.52	-2.41	0.00		ad	-74.5	950.88	-829.33

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
(ae)o	ae	2668.93	453.27	3296.44
	o	-2668.93	-453.27	239.09
(af)(ad)	af	2807.78	602.27	3868.39
	ad	-2807.78	-602.27	829.33

Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Elemento		Axial (kgf)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)
oa	o	194.95	0.00	0.00	ob	o	3536.64	0.00	0.00
	a	-194.95	0.00	0.00		b	-3536.64	0.00	0.00
pb	p	-2442.5	0.00	0.00	pc	p	2757.88	0.00	0.00
	b	2442.5	0.00	0.00		c	-2757.88	0.00	0.00
qc	q	-1804.11	0.00	0.00	qd	q	2516.30	0.00	0.00
	c	1804.11	0.00	0.00		d	-2516.30	0.00	0.00
rd	r	-1570.71	0.00	0.00	re	r	2101.85	0.00	0.00
	d	1570.71	0.00	0.00		e	-2101.85	0.00	0.00
se	s	-1223.68	0.00	0.00	sf	s	1700.81	0.00	0.00
	e	1223.68	0.00	0.00		f	-1700.81	0.00	0.00
tf	t	-891.27	0.00	0.00	tg	t	1258.69	0.00	0.00
	f	891.27	0.00	0.00		g	-1258.69	0.00	0.00
ug	u	-539.65	0.00	0.00	uh	u	782.16	0.00	0.00
	g	539.65	0.00	0.00		h	-782.16	0.00	0.00
vh	v	-174.84	0.00	0.00	vi	v	260.6	0.00	0.00
	h	174.84	0.00	0.00		i	-260.6	0.00	0.00
xi	x	206.27	0.00	0.00	xj	x	-316.78	0.00	0.00
	i	-206.27	0.00	0.00		j	316.78	0.00	0.00
yj	y	609.59	0.00	0.00	yk	y	-954.36	0.00	0.00
	j	-609.59	0.00	0.00		k	954.36	0.00	0.00
zk	z	1024.51	0.00	0.00	zl	z	-1704.61	0.00	0.00
	k	-1024.51	0.00	0.00		l	1704.61	0.00	0.00
(aa)l	aa	1503.91	0.00	0.00	(aa)m	aa	-2429.27	0.00	0.00
	l	-1503.91	0.00	0.00		m	2429.27	0.00	0.00
(ab)m	ab	1882.64	0.00	0.00	(ab)n	ab	-3861.35	0.00	0.00
	m	-1882.64	0.00	0.00		n	3861.35	0.00	0.00
(ac)n	ac	2735.31	0.00	0.00	(ac)ñ	ac	-2892.29	0.00	0.00
	n	-2735.31	0.00	0.00		ñ	2892.29	0.00	0.00
(ad)ñ	ad	1856.90	0.00	0.00					
	ñ	-1856.90	0.00	0.00					

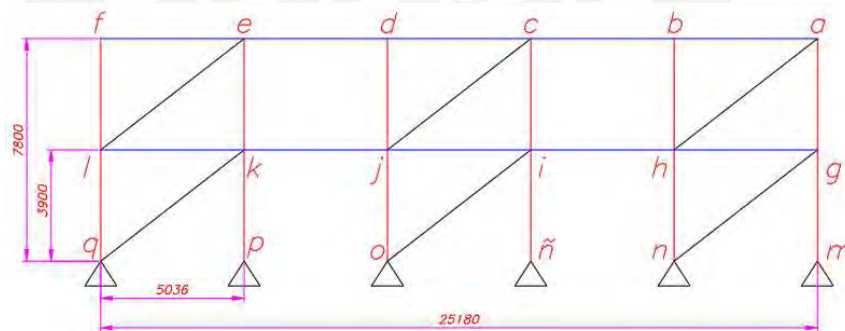
ANEXO 20: Análisis matricial de la estructura a lo largo (P. N°2).

Se considera la estructura como una armadura y las matrices que se obtienen son K1 para las columnas, K2 para las vigas y K4 para los arriostres. El análisis matricial se realiza considerando que los arriostres solo serán analizados a tracción, ya que de esta manera se tiene el perfil adecuado en el caso de que el otro arriostre (gemelo) fallase a compresión. Es decir, se tomará la estructura como si tuviera un solo arriostre y no dos.

$$K1 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 33390 & 0 & -33390 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -33390 & 0 & 33390 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

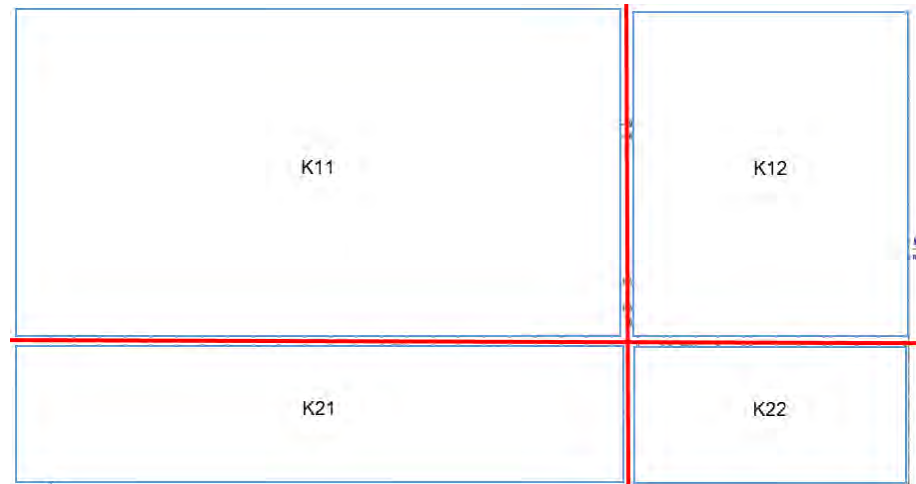
$$K2 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6425 & 0 & -6425 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6425 & 0 & 6425 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

$$K4 = c_{\text{rigidez}} \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) \\ \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 \\ -\lambda_x^2 & -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & \lambda_x^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y \\ -(\lambda_x \cdot \lambda_y) & -(\lambda_y)^2 & \lambda_x \cdot \lambda_y & \lambda_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1536 & 1190 & -1536 & -1190 \\ 1190 & 921 & -1190 & -921 \\ -1536 & -1190 & 1536 & 1190 \\ -1190 & -921 & 1190 & 921 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$



Modelo de la estructura con una sola inclinación de arriostre.

Se tiene 18 nodos, incluyendo los apoyos, los cuales tienen 2 ejes de análisis cada uno. Por lo tanto, la matriz global de rigidez de la estructura, de tipo armadura, presenta 36 elementos en su matriz. La matriz global de la estructura K_{tot} es la siguiente:



$$Q_k = K_{11}^G * U_u + K_{12}^G * U_k \implies U_u = (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

$$Q_u = K_{21}^G * U_u + K_{22}^G * U_k \implies Q_u = K_{21}^G * (K_{11}^G)^{-1} * Q_k$$

U_k es la matriz de desplazamientos conocidos, la cual es conformada por los apoyos que presentan desplazamientos iguales a cero.

Q_k es la matriz de fuerzas externas (muerta, viva, viento, sismo).

Q_u es la matriz de fuerzas desconocidas (reacciones en los apoyos).

Desplazamientos para cargas de servicio de la estructura a lo largo PN°2.

Desplazamientos de los nodos		D + Ey (mm)	D – Ey (mm)	D + 0.5Lr+W4' (mm)	D+0.5Lr - W4' (mm)	
δ_u	a	δ_1	1.51	-1.28	0.93	-0.68
		δ_2	-0.20	-0.08	-0.21	-0.14
	b	δ_3	1.58	-1.35	0.93	-0.66
		δ_4	-0.13	-0.17	-0.17	-0.18
	c	δ_5	1.59	-1.36	0.93	-0.64
		δ_6	-0.21	-0.09	-0.21	-0.15
	d	δ_7	1.65	-1.43	0.98	-0.66
		δ_8	-0.13	-0.17	-0.17	-0.18
	e	δ_9	1.66	-1.43	1.03	-0.69
		δ_{10}	-0.21	-0.09	-0.20	-0.15
	f	δ_{11}	1.72	-1.49	1.10	-0.74
		δ_{12}	-0.13	-0.16	-0.17	-0.18
	g	δ_{13}	0.74	-0.63	0.59	-0.50
		δ_{14}	-0.11	-0.03	-0.11	-0.06
	h	δ_{15}	0.87	-0.75	0.61	-0.49
		δ_{16}	-0.06	-0.09	-0.08	-0.10
	i	δ_{17}	0.84	-0.73	0.57	-0.43
		δ_{18}	-0.12	-0.03	-0.11	-0.06
	j	δ_{19}	0.96	-0.85	0.64	-0.48
		δ_{20}	-0.06	-0.09	-0.08	-0.09
	k	δ_{21}	0.93	-0.82	0.67	-0.49
		δ_{22}	-0.12	-0.03	-0.11	-0.06
	l	δ_{23}	1.07	-0.96	0.84	-0.62
		δ_{24}	-0.06	-0.09	-0.08	-0.09



ANEXO 21 Fuerzas internas a lo largo (P. N°2).

Elem	Inicio-Fin	Combinación1 (1.2D+E)		Combinación 14 (1.2D-E)		Combinación 23 (1.2D+1.3W4'+0.5Lr)		Combinación 24 (1.2D-1.3W4'+0.5Lr)	
		Fuerza axial (kgf)	Compresión o Tracción	Fuerza axial (kgf)	Compresión o Tracción	Fuerza axial (kgf)	Compresión o Tracción	Fuerza axial (kgf)	Compresión o Tracción
1	ga (col)	-3514	compresión	-2269	compresión	-3703	compresión	-3017	compresión
2	ba (vig)	-433	compresión	428	tracción	-7	compresión	-166	compresión
3	hb (col)	-2970	compresión	-2970	compresión	-3432	compresión	-3432	compresión
4	ha (arr)	1020	tracción	-1013	compresión	574	tracción	-545	compresión
5	cb (vig)	-60	compresión	54	tracción	-7	compresión	-166	compresión
6	ic (col)	-3569	compresión	-2370	compresión	-3734	compresión	-3132	compresión
7	dc (vig)	-433	compresión	429	tracción	-397	compresión	221	tracción
8	jd (col)	-2970	compresión	-2970	compresión	-3432	compresión	-3432	compresión
9	jc (arr)	979	tracción	-981	compresión	494	tracción	-489	compresión
10	ed (vig)	-32	compresión	28	tracción	-397	compresión	221	tracción
11	ke (col)	-3524	compresión	-2413	compresión	-3587	compresión	-3257	compresión
12	fe (vig)	-373	compresión	373	tracción	-597	compresión	447	tracción
13	lf (col)	-2889	compresión	-2889	compresión	-3351	compresión	-3351	compresión
14	le (arr)	904	tracción	-909	compresión	252	tracción	-286	compresión
15	mg (col)	-4291	compresión	-1494	compresión	-4024	compresión	-2166	compresión
16	hg (vig)	-817	compresión	814	tracción	-116	compresión	-94	compresión
17	nh (col)	-2346	compresión	-3590	compresión	-3080	compresión	-3766	compresión
18	ng (arr)	1270	tracción	-1265	compresión	1279	tracción	-1390	compresión
19	ih (vig)	176	tracción	-174	compresión	338	tracción	-525	compresión
20	ñi (col)	-4461	compresión	-1477	compresión	-4236	compresión	-2630	compresión
21	ji (vig)	-775	compresión	778	tracción	-621	compresión	433	tracción
22	oj (col)	-2371	compresión	-3570	compresión	-3130	compresión	-3732	compresión
23	oi (arr)	1456	tracción	-1458	compresión	1213	tracción	-1213	compresión
24	kj (vig)	199	tracción	-197	compresión	-231	compresión	47	tracción
25	pk (col)	-4521	compresión	-1415	compresión	-4487	compresión	-2424	compresión
26	lk (vig)	-902	compresión	906	tracción	-1393	compresión	1121	tracción
27	ql (col)	-2335	compresión	-3446	compresión	-3197	compresión	-3526	compresión
28	qk (arr)	1628	tracción	-1631	compresión	1470	tracción	-1359	compresión

ANEXO 22: Esbeltez y compacidad de los elementos (Propuesta N°2).

Esbeltez de la sección debido a carga axial

Elementos de la estructura de celosía								
Elemento	E (ksi)	Fy (ksi)	Ancho (mm)	t (mm)	b (mm)	b/t	no esbelto $\leq \lambda_r <$ esbelto $\lambda_r = 1.4 * (E/Fy)^{0.5}$	Cotejar (b/t)
Cordón superior	29000	36	76.2	6.35	57.15	9	40	No esbelto
Cordón inferior	29000	36	76.2	6.35	57.15	10.00	40	No esbelto
Montante	29000	36	50.8	4.7625	36.5	7.7	40	No esbelto
Diagonal	2900	36	50.8	4.7625	36.5	7.7	40	No esbelto
Diagonal	29000	36	38.1	4.7625	23.8	5	40	No esbelto
Columna	29000	36	304.8	6.35	285.35	45.00	40	Esbelto
Elementos de la estructura a lo largo								
Elemento	E (ksi)	Fy (ksi)	Ancho (mm)	t (mm)	b (mm)	b/t	no esbelto $\leq \lambda_r <$ esbelto $\lambda_r = 1.4 * (E/Fy)^{0.5}$	Cotejar (b/t)
Columna	29000	36	304.8	6.35	285.75	45.00	40	Esbelto
Columna	2900	36	254	6.35	234.95	37	40	No Esbelto
Viga	29000	36	177.8	6.35	165.1	26.00	40	No esbelto
Elemento	E (ksi)	Fy (ksi)	Ancho (mm)	t (mm)	b (mm)	b/t	no esbelto $\leq \lambda_r <$ esbelto $\lambda_r = 0.45 * (E/Fy)^{0.5}$	Cotejar (b/t)
Arriostre	29000	36	63.5	6.35	63.5	10	13	No esbelto

Compacidad del ala a flexión




Compacidad en el ala	E (ksi)	Fy (ksi)	Ancho (mm)	t (mm)	b (mm)	b/t	$1.12 * (E/Fy)^{0.5} \lambda_p$	$1.4 * (E/Fy)^{0.5} \lambda_r$	Cotejar (b/t)
Cordón superior	29000	36	76.2	6.35	57.15	9	31.8	39.74	Compacta
Cordón inferior	29000	36	76.2	6.35	57.15	9	31.8	39.74	Compacta
Columna	29000	36	254	6.35	234.95	37	31.8	39.74	No compacta

Compacidad del alma a flexión

Compacidad en el alma	E (ksi)	Fy (ksi)	Ancho (mm)	t (mm)	b (mm)	b/t	$2.42 * (E/Fy)^{0.5} \lambda_p$	$5.7 * (E/Fy)^{0.5} \lambda_r$	Cotejar
Cordón superior	29000	36	76.2	6.35	57.15	9.00	68.7	161.8	Compacta
Cordón inferior	29000	36	76.2	6.35	57.15	9.00	68.7	161.8	Compacta
Columna	29000	36	304.8	6.35	285.75	45.00	68.7	161.8	Compacta





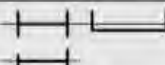

Como se observa los perfiles seleccionados, a excepción de las columnas, son No esbeltas bajo carga axial de compresión. Asimismo, cuando los perfiles trabajen a flexión se tiene que solo las columnas no son compactas en el ala.

ANEXO 23: Tabla E1.1 de AISC 360 Estados límites de análisis a compresión.

TABLE USER NOTE E1.1 Selection Table for the Application of Chapter E Sections				
Cross Section	Without Slender Elements		With Slender Elements	
	Sections in Chapter E	Limit States	Sections in Chapter E	Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E9	FB	E7	LB FB

LB = local buckling, FB = flange buckling, FTB = flange-tension buckling, TB = torsional buckling, FTB = flange-tension buckling

ANEXO 24: Tabla F1.1 de la AISC 360 estados límites de análisis a flexión.

TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB

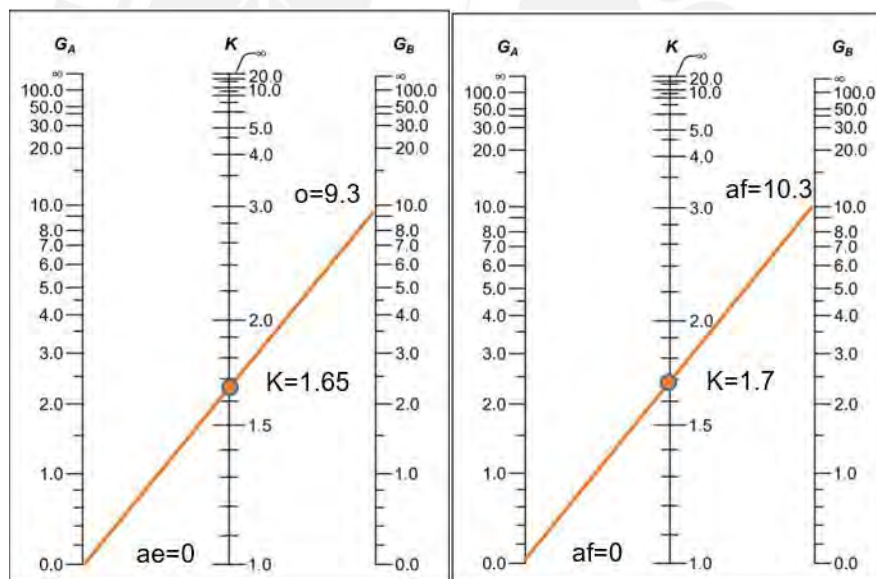
Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling,
TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact,
S = slender

ANEXO 25: Longitud efectiva de pandeo de elementos tubulares (Propuesta N°2).

$$G_{nodo} = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right)} = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_g}{L_g} \right)}$$

Calculo de factores longitud efectiva de las columnas (K)

Plano de la celosía							
Nodo	Columna	Ic (in ⁴)	Lc (m)	Viga	Ig (in ⁴)	Lg (m)	G
(ae)	(ae)o	216	7.8	-	0	0	0
o	(ae)o	216	7.8	op	3.02	1.1	9.3
	oa	0.486	1.4	ob	0.495	1.74	
(ad)	(af)(ad)	216	7.8	(ac)(ad)	3.02	1.1	10.3
	(ad)ñ	0.486	1.4	-	-	-	
af	(af)(ad)	216	7.8	-	0	0	0



Se considerará que el k de pandeo de ambas columnas es 1.7

ANEXO 26: Propiedades de perfiles de estructura de celosía (Propuesta N°2).

In.	Fin	E (ksi)	Perfil	Área (mm ²)	Ixx (in ⁴)	Iyy (in ⁴)	r33 (in)	r22 (in)	Z33 (in ³)	Z22 (in ³)	S33 (in ³)	S22 (in ³)	b (in)	h (in)	t (in)
a	b	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
b	c	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
c	d	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
d	e	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
e	f	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
f	g	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
g	h	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
h	i	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
i	j	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
j	k	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
k	l	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
l	m	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
m	n	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
n	ñ	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.113	1.113	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
o	p	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
p	q	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
q	r	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
r	s	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
s	t	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
t	u	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
u	v	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
v	x	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
x	y	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
y	z	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
z	aa	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
aa	ab	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
ab	ac	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4
ac	ad	29000	HSS3x3x1/4	1574.1904	3.02	3.02	1.1125	1.1125	2.480	2.480	2.013	2.013	3	3	1/4

In.	Fin	E (ksi)	Perfil	Área (mm ²)	Ixx (in ⁴)	Iyy (in ⁴)	r33 (in)	r22 (in)	Z33 (in ³)	Z22 (in ³)	S33 (in ³)	S22 (in ³)	b (in)	h (in)	t (in)
o	a	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
p	b	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
q	c	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
r	d	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
s	e	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
t	f	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
u	g	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
v	h	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
x	i	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
y	j	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
z	k	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
aa	l	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
ab	m	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
ac	n	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
ad	ñ	29000	HSS2x2x3/16	541.93	0.486	0.486	0.7606	0.7606	0.584	0.584	0.486	0.486	2	2	1/8
o	b	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.4173	2	1.5	3/16
p	c	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
q	d	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
r	e	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
s	f	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
t	g	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
u	h	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
v	i	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
x	j	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
y	k	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
z	l	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
aa	m	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
ab	n	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
ac	ñ	29000	HSS2x1.5x3/16	658.06	0.495	0.313	0.6966	0.554	0.639	0.521	0.495	0.417	2	1.5	3/16
ae	o	29000	HSS12x10x1/4	6387.08	216	164	4.671	4.0701	42.100	37.200	36.000	32.800	12	10	1/4
af	ad	29000	HSS12x10x1/4	6387.08	216	164	4.671	4.0701	42.100	37.200	36.000	32.800	12	10	1/4

ANEXO 27: RESISTENCIA DE DISEÑO REQUERIDAS.

Resistencia de diseño requerida a compresión

Pandeo por flexión en el plano de la celosía										
Elemento		Kx	r33 (in)	L (m)	Fe (kgf/mm ²)	Fy/Fe	Fcr (kgf/mm ²)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kgf)
b	c	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
c	d	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
d	e	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
e	f	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
f	g	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
g	h	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
h	i	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
i	j	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
j	k	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
k	l	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
l	m	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
m	n	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
n	ñ	1	1.113	1.101	132.5	0.19	23.366	15.7	0.9	33104.2
ac	ad	1	1.113	1.1	132.8	0.19	23.366	15.7	0.9	33109.7
o	a	1	0.761	1.4	35.6	1.4	19.197	7.68	0.9	12986.2
x	i	1	0.761	1	69.8	2.8	21.74	7.68	0.9	15024.5
y	j	1	0.761	0.95	77.3	3.1	22.07	7.68	0.9	15248.7
z	k	1	0.761	0.9	86.1	3.4	22.38	7.68	0.9	15464.4
aa	l	1	0.761	0.85	96.5	3.8	22.68	7.68	0.9	15671.3
ab	m	1	0.761	0.8	109.0	4.3	22.97	7.68	0.9	15868.8
ac	n	1	0.761	0.75	124.0	4.9	23.24	7.68	0.9	16056.7
ad	ñ	1	0.761	0.7	142.4	5.6	23.50	7.68	0.9	16234.5
o	b	1	0.697	1.74	20.8	1.22	15.2	6.6	0.9	9002.2
p	c	1	0.697	1.70	21.7	1.17	15.542	6.6	0.9	9205.0
q	d	1	0.697	1.67	22.7	1.11	15.879	6.6	0.9	9404.5
r	e	1	0.697	1.63	23.8	1.06	16.21	6.6	0.9	9600.2
s	f	1	0.697	1.59	24.9	1.02	16.533	6.6	0.9	9791.8
t	g	1	0.697	1.56	26.0	0.97	16.849	6.6	0.9	9978.8
u	h	1	0.697	1.52	27.2	0.93	17.156	6.6	0.9	10160.8
v	i	1	0.697	1.49	28.5	0.89	17.454	6.6	0.9	10337.5
ae	o	1.7	4.67	7.8	16.1	1.57	13.113	63.9	0.9	75380.6
af	ad	1.7	4.67	7.8	16.1	1.57	13.113	63.9	0.9	75380.6

Resistencia de diseño requerida a compresión fuera del plano de la celosía

Pandeo por flexión fuera del plano de la celosía										
Elemento		Ky	r22 (in)	L (m)	Fe (kgf/mm ²)	Fy/Fe	Fcr (kgf/mm ²)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fcr*Ag (kgf)
o	b	1	0.554	1.74	13.14	0.519	11.302	6.6	0.9	6693.7
p	c	1	0.554	1.70	13.74	0.543	11.7072	6.6	0.9	6933.7
q	d	1	0.554	1.67	14.37	0.568	12.1108	6.6	0.9	7172.7
r	e	1	0.554	1.63	15.04	0.594	12.5118	6.6	0.9	7410.2
s	f	1	0.554	1.59	15.73	0.622	12.9088	6.6	0.9	7645.3
t	g	1	0.554	1.56	16.47	0.651	13.3007	6.6	0.9	7877.5
u	h	1	0.554	1.52	17.23	0.681	13.6864	6.6	0.9	8105.8
v	i	1	0.554	1.49	18.03	0.712	14.0645	6.6	0.9	8329.8

Resistencia de diseño requerida a flexión

Fluencia de la sección debido a la flexión						
Elem.		Fy (ksi)	Zx (in ³)	Mp=Fy*Zx (kgf*m)	ϕ	Mc= ϕ *Mp (kgf*m)
a	b	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
b	c	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
c	d	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
d	e	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
e	f	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
f	g	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
g	h	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
h	i	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
i	j	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
j	k	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
k	l	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
l	m	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
m	n	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
n	ñ	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
o	p	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
p	q	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
q	r	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
r	s	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
s	t	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
t	u	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
u	v	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
v	x	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
x	y	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
y	z	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
z	aa	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
aa	ab	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
ab	ac	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
ac	ad	36	2.480	1028.6	0.9	925.8
ae	o	36	42.1	17461.6	0.9	15715.4
af	ad	36	42.1	17461.6	0.9	15715.4

El análisis de pandeo local del alma o el ala solo se realiza a elementos que no son compactos

Resistencia de diseño a la flexión para Pandeo local del ala

Pandeo local del ala							
Elem.		Compacidad	Fy (ksi)	S33 (in ³)	Mp (kgf*m)	ϕ	Mc (kgf*m)
ae	o	No compacto	36	36	17461.6	0.9	15807.051
af	ad	No compacto	36	36	17461.6	0.9	15807.051

Resistencia de diseño a la tracción

Elementos atracción					
Elemento		Fy (ksi)	Ag (cm ²)	φ	Pc=φ*Fy*Ag (kgf)
a	b	36	15.7	0.9	35859.2
o	p	36	15.7	0.9	35859.2
p	q	36	15.7	0.9	35859.2
q	r	36	15.7	0.9	35859.2
r	s	36	15.7	0.9	35859.2
s	t	36	15.7	0.9	35859.2
t	u	36	15.7	0.9	35859.2
u	v	36	15.7	0.9	35859.2
v	x	36	15.7	0.9	35859.2
x	y	36	15.7	0.9	35859.2
y	z	36	15.7	0.9	35859.2
z	aa	36	15.7	0.9	35859.2
aa	ab	36	15.7	0.9	35859.2
ab	ac	36	15.7	0.9	35859.2
p	b	36	7.68	0.9	17488.7
q	c	36	7.68	0.9	17488.7
r	d	36	7.68	0.9	17488.7
s	e	36	7.68	0.9	17488.7
t	f	36	7.68	0.9	17488.7
u	g	36	7.68	0.9	17488.7
v	h	36	7.68	0.9	17488.7
x	j	36	6.58	0.9	14990.3
y	k	36	6.58	0.9	14990.3
z	l	36	6.58	0.9	14990.3
aa	m	36	6.58	0.9	14990.3
ab	n	36	6.58	0.9	14990.3
ac	ñ	36	6.58	0.9	14990.3

ANEXO 28: Ratio de los elementos de la estructura de celosía (Propuesta N°2).**Ratio de elementos a Compresión y/o flexión en el plano de la celosía bajo Comb. 3**

Elem.		Comb.3 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
b	c	2777.85	33104.2	0.084	14.82	925.76	0.058
c	d	6082.57	33104.2	0.184	15.55	925.76	0.109
d	e	8869.33	33104.2	0.268	19.33	925.76	0.286
e	f	11352.50	33104.2	0.343	22.96	925.76	0.365
f	g	13415.68	33104.2	0.405	26.07	925.76	0.430
g	h	15022.84	33104.2	0.454	28.81	925.76	0.481
h	i	16103.31	33104.2	0.486	30.92	925.76	0.516
i	j	16580.09	33104.2	0.501	32.04	925.76	0.531
j	k	16357.50	33104.2	0.494	32.32	925.76	0.525
k	l	15321.82	33104.2	0.463	32.32	925.76	0.494
l	m	13321.88	33104.2	0.402	29.73	925.76	0.431
m	n	10217.37	33104.2	0.309	28.10	925.76	0.336
n	ñ	5615.40	33104.2	0.170	16.47	925.76	0.103
ac	ad	154.62	33109.7	0.0047	285.18	925.76	0.310
o	a	311.6	12986.2	0.023	0	-	0.012
x	i	190.31	15024.5	0.013	0	-	0.006
y	j	847.31	15248.7	0.056	0	-	0.0278
z	k	1537	15464.4	0.099	0	-	0.049
aa	l	2281.56	15671.3	0.145	0	-	0.073
ab	m	3033.90	15868.8	0.191	0	-	0.095
ac	n	3985.47	16056.7	0.248	0	-	0.248
ad	ñ	4162.44	16234.5	0.361	0	-	0.256
o	b	4400.07	9002.2	0.489	0	-	0.489
p	c	5112.44	9205.0	0.555	0	-	0.555
q	d	4217.47	9404.5	0.448	0	-	0.448
r	e	3674.25	9600.2	0.383	0	-	0.383
s	f	2984.85	9791.8	0.305	0	-	0.305
t	g	2273.57	9978.8	0.228	0	-	0.228
u	h	1495.11	10160.8	0.147	0	-	0.074
v	i	646.56	10337.5	0.063	0	-	0.031
ae	o	4565.7	75380.6	0.061	3345.89	15715.4	0.24319
af	ad	4503.18	75380.6	0.060	2595.70	15715.4	0.19504

Ratio de los elementos a Compresión fuera del plano de la celosía bajo Comb. 3

Elem.		Comb.3 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
o	b	4400.07	6693.7	0.657	0	-	0.657
p	c	5112.44	6933.7	0.737	0	-	0.737
q	d	4217.47	7172.7	0.588	0	-	0.588
r	e	3674.25	7410.2	0.496	0	-	0.496
s	f	2984.85	7645.3	0.390	0	-	0.390
t	g	2273.57	7877.5	0.289	0	-	0.289
u	h	1495.11	8105.8	0.184	0	-	0.184
v	i	646.56	8329.8	0.078	0	-	0.078

Ratio de los elementos a Compresión y/o flexión bajo Comb. 11

Elem.		Comb.3 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
a	b	0.16	33104.2	0.0	3.97	925.76	0.004
b	c	2218.17	33104.2	0.084	10.70	925.76	0.045
c	d	3988.83	33104.2	0.184	10.70	925.76	0.072
d	e	5642.65	33104.2	0.268	12.28	925.76	0.098
e	f	7055.07	33104.2	0.343	13.93	925.76	0.226
f	g	8224.41	33104.2	0.405	15.84	925.76	0.264
g	h	9109.65	33104.2	0.454	17.31	925.76	0.292
h	i	9672.41	33104.2	0.486	18.51	925.76	0.310
i	j	9864.28	33104.2	0.501	18.77	925.76	0.316
j	k	9625.91	33104.2	0.494	19.48	925.76	0.309
k	l	8891.51	33104.2	0.463	19.48	925.76	0.287
l	m	7549.87	33104.2	0.402	20.77	925.76	0.248
m	n	5596.83	33104.2	0.309	20.77	925.76	0.107
n	ñ	2423.35	33104.2	0.170	2.31	925.76	0.039
ac	ad	74.75	33109.7	0.0023	826.28	925.76	0.894
o	a	190.72	9363.2	0.033	0	-	0.020
x	i	204.9	10720.9	0.018	0	-	0.019
y	j	605.52	10869.3	0.078	0	-	0.056
z	k	1017.99	11012.1	0.140	0	-	0.092
aa	l	1493.71	11148.8	0.205	0	-	0.134
ab	m	1871.21	11279.3	0.269	0	-	0.166
ac	n	2716.60	11403.3	0.350	0	-	0.238
ad	ñ	1842.87	11520.5	0.361	0	-	0.160
o	b	3508.92	9002.2	0.489	0	-	0.390
p	c	2737.33	9205.0	0.555	0	-	0.297
q	d	2501.15	9404.5	0.448	0	-	0.266
r	e	2087.96	9600.2	0.383	0	-	0.217
s	f	1689.98	9791.8	0.305	0	-	0.173
t	g	1250.59	9978.8	0.228	0	-	0.125
u	h	777.18	10160.8	0.147	0	-	0.076
v	i	258.98	10337.5	0.063	0	-	0.025
ae	o	2651.86	75380.6	0.061	3277.27	15715.4	0.226
af	ad	2789.42	75380.6	0.060	3849.18	15715.4	0.263

Ratio de los elementos a Compresión fuera del plano de la celosía bajo Comb. 11

Elem.		Comb.11 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
o	b	3508.92	6693.7	0.524	0	-	0.524
p	c	2737.33	6933.7	0.395	0	-	0.395
q	d	2501.15	7172.7	0.349	0	-	0.349
r	e	2087.96	7410.2	0.282	0	-	0.282
s	f	1689.98	7645.3	0.221	0	-	0.221
t	g	1250.59	7877.5	0.159	0	-	0.159
u	h	777.18	8105.8	0.096	0	-	0.096
v	i	258.98	8329.8	0.031	0	-	0.031

Ratio de los elementos a Tracción bajo Comb. 3

Elem.		Comb.3 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
a	b	0.52	35859.2	0.000	13.58	925.8	0.015
o	p	2594.43	35859.2	0.072	734.42	925.8	0.830
p	q	5896.77	35859.2	0.164	193.30	925.8	0.291
q	r	8682.95	35859.2	0.242	34.69	925.8	0.275
r	s	11165.73	35859.2	0.311	27.45	925.8	0.338
s	t	13228.93	35859.2	0.369	23.64	925.8	0.391
t	u	14836.58	35859.2	0.414	25.88	925.8	0.438
u	v	15918.08	35859.2	0.444	28.84	925.8	0.472
v	x	16396.49	35859.2	0.457	30.77	925.8	0.487
x	y	16176.27	35859.2	0.451	32.31	925.8	0.482
y	z	15143.70	35859.2	0.422	32.31	925.8	0.453
z	aa	13148.03	35859.2	0.367	34.74	925.8	0.400
aa	ab	10048.48	35859.2	0.280	34.74	925.8	0.314
ab	ac	5453.23	35859.2	0.152	90.73	925.8	0.174
p	b	2851.39	17488.7	0.163	0	-	0.081
q	c	3430.15	17488.7	0.2	0	-	0.2
r	d	2642.10	17488.7	0.151	0	-	0.075
s	e	2173.60	17488.7	0.124	0	-	0.062
t	f	1603.36	17488.7	0.092	0	-	0.045
u	g	1033.19	17488.7	0.059	0	-	0.042
v	h	434.20	17488.7	0.0248	0	-	0.012
x	j	290.98	14990.3	0.489	0	-	0.010
y	k	1334.14	14990.3	0.555	0	-	0.045
z	l	2522.06	14990.3	0.448	0	-	0.084
aa	m	3832.59	14990.3	0.383	0	-	0.256
ab	n	5561.73	14990.3	0.305	0	-	0.371
ac	ñ	6647.03	14990.3	0.228	0	-	0.443

Ratio de los elementos a Tracción bajo Comb. 7

Elem.		Comb.7 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
a	b	1.25	35859.2	0.00	12.55	925.8	0.014
o	p	1905.64	35859.2	0.05	823.62	925.8	0.916
p	q	4689.45	35859.2	0.13	213.77	925.8	0.296
q	r	6985.73	35859.2	0.19	42.50	925.8	0.143
r	s	9052.18	35859.2	0.25	25.85	925.8	0.277
s	t	10770.94	35859.2	0.30	19.53	925.8	0.319
t	u	12118.86	35859.2	0.34	21.13	925.8	0.358
u	v	13036.58	35859.2	0.36	23.66	925.8	0.386
v	x	13461.65	35859.2	0.38	25.33	925.8	0.4
x	y	13316.16	35859.2	0.37	26.41	925.8	0.397
y	z	12505.97	35859.2	0.35	26.41	925.8	0.374
z	aa	10913.58	35859.2	0.30	26.30	925.8	0.33
aa	ab	8398.41	35859.2	0.23	25.54	925.8	0.259
ab	ac	4756.44	35859.2	0.13	23.32	925.8	0.092

Ratio de los elementos a Tracción bajo Comb. 11

Elem.		Comb.11 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$r = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $r = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
o	p	2141.74	35859.2	0.060	232.16	925.8	0.281
p	q	3909.90	35859.2	0.109	51.97	925.8	0.111
q	r	5562.23	35859.2	0.155	21.90	925.8	0.101
r	s	6973.12	35859.2	0.194	12.88	925.8	0.111
s	t	8141.27	35859.2	0.227	13.79	925.8	0.240
t	u	9025.56	35859.2	0.252	15.85	925.8	0.267
u	v	9587.74	35859.2	0.267	17.35	925.8	0.284
v	x	9779.37	35859.2	0.273	18.21	925.8	0.290
x	y	9541.26	35859.2	0.266	19.74	925.8	0.285
y	z	8807.42	35859.2	0.246	19.74	925.8	0.265
z	aa	7467.56	35859.2	0.208	30.18	925.8	0.237
aa	ab	5515.36	35859.2	0.154	36.53	925.8	0.116
ab	ac	2346.20	35859.2	0.065	214.95	925.8	0.265

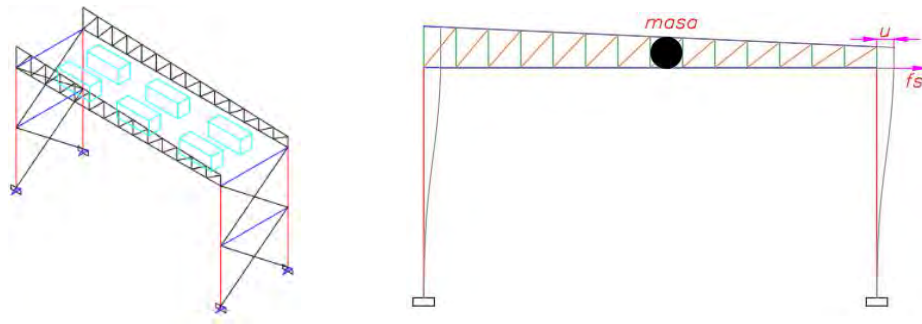
Ratio de las columnas bajo Comb. 7

Elem.		Comb.7 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
ae	o	3780.89	75380.6	0.0502	5015.7	15715.4	0.344
af	ad	3670.42	75380.6	0.0487	4571.12	15715.4	0.315

Ratio de las columnas a bajo Comb. 9

Elem.		Comb.7 Pr (kgf)	Pc (kgf)	Pr/Pc	Mr (kgf*m)	Mc (kgf*m)	$R = Pr/Pc + 8/9 * (Mr/Mc), Pr/Pc \geq 0.2$ ó $R = 0.5 * Pr/Pc + (Mr/Mc), Pr/Pc < 0.2$
ae	o	2029.52	75380.6	0.027	4864.15	15715.4	0.323
af	ad	2166.95	75380.6	0.029	4951.54	15715.4	0.329

ANEXO 29: Frecuencia natural de la Propuesta N°2.

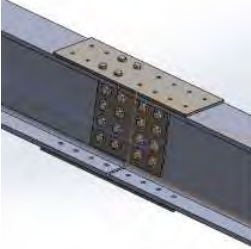


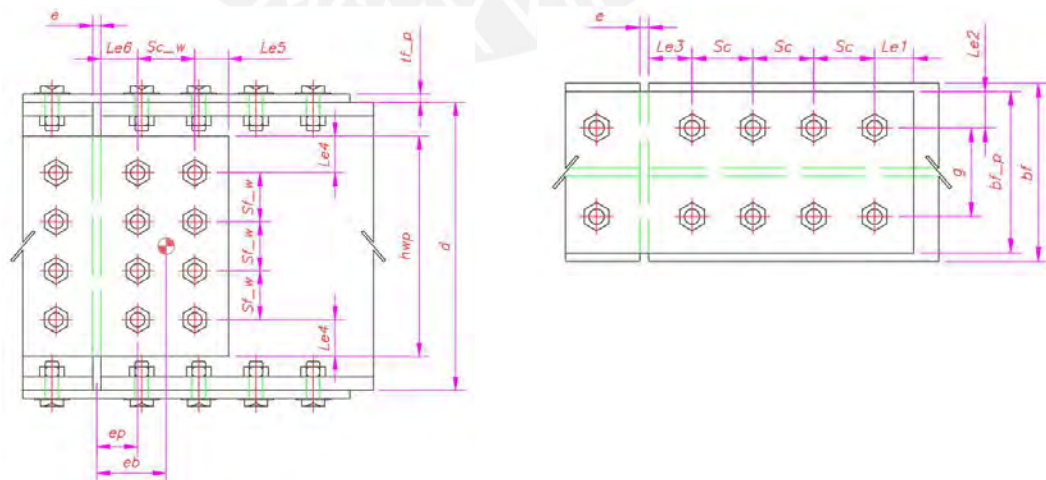
Como cada columna se encuentra empotrada-empotrada la rigidez lateral se calcula con la ecuación (3.36) y la frecuencia natural con la ecuación (3.26)

$$\begin{aligned}
 E &:= 29000 \text{ ksi} \quad I := 216 \text{ in}^4 \quad L_{col1} := 7.8 \text{ m} \quad L_{col2} := 7.8 \text{ m} \\
 K_{col1} &:= 12 \frac{E \cdot I}{L_{col1}^3} = 0.455 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad K_{col2} := 12 \frac{E \cdot I}{L_{col2}^3} = 0.455 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \\
 K_{eq} &:= 2 \cdot (K_{col1} + K_{col2}) = 1.818 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \\
 celosía &:= 1343 \text{ kg} \\
 masa &:= 88 \text{ kg} \cdot 6 + 2 \cdot celosía = (3.214 \cdot 10^3) \text{ kg} \\
 \omega_n &:= \sqrt{\frac{K_{eq}}{masa}} = 23.785 \text{ Hz} \quad freq_motor := 1800 \text{ rpm} = 188.496 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

Como se observa la frecuencia natural de la estructura es menor a la mitad de la frecuencia del motor del evaporador (94 Hz). Por lo tanto, la estructura no es afectada por el movimiento de los motores.

ANEXO 30: Diseño de unión empalmada.

	Propiedades y dimensiones de la viga Perfil: W14x53 (ASTM-A36) Peralte: $d = 13.9 \text{ plg.}$ Ancho: $bf = 8.06 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf = 0.66 \text{ plg.}$ Espesor de alma: $tw = 0.37 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $S_x = 77.8 \text{ plg}^3.$
	Planchas de ala (ASTM-A36) Número de filas de pernos: $nf = 2$ Número de columnas de pernos: $nc = 4$ Esp. tentativo de las planchas: $tf_p = 10 \text{ mm}$ Ancho de la plancha: $bf_p = 8.06 \text{ plg}$ Gramil de pernos internos: $g = 102 \text{ mm}$ Sep. entre filas de pernos: $Sf = 0 \text{ mm}$ Sep. entre columnas de pernos: $Sc = 70 \text{ mm}$ Dist. al borde plancha (ancho): $Le1 = 45 \text{ mm}$ Dist. al borde lateral plancha (largo): $Le2 = 51 \text{ mm}$ Dist. al borde de la viga (viga-muñon): $Le3 = 50 \text{ mm}$ Separación de vigas: $e = 10 \text{ mm}$
	Planchas de alma (ASTM-A36) Número de planchas de alma: $n_{wp} = 2$ Número de filas de pernos: $nf_w = 4$ Número de columnas de pernos: $nc_w = 2$ Esp. tentativo de planchas: $tw_p = 6 \text{ mm}$ Sep. entre filas de pernos: $Sf_w = 60 \text{ mm}$ Sep. entre columnas de pernos: $Sc_w = 70 \text{ mm}$ Dist. vert. al borde plancha: $Le4 = 45 \text{ mm}$ Dist. hori. borde lateral plancha: $Le5 = 41.4 \text{ mm}$ Dist. al borde de la viga: $Le6 = 45 \text{ mm}$ Altura de la plancha: $h_{wp} = 270 \text{ mm}$
	Tipo de Acero: ASTM-A36 Esfuerzo de fluencia: $F_y = 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo último: $F_u = 58 \text{ ksi}$
	Pernos de conexión (ala y alma) A325-x: $F_v = 4220 \text{ kgf/cm}^2$
Solicitaciones de diseño: Momento flector: $M_u = 0.5 * 14424 = 7212 \text{ kgf} * m$ Fuerza cortante: $V_u = 4825 \text{ kgf}$	



Diseño de planchas de ala y pernos de unión

1. Fuerza de diseño en cada ala

$$Puf = \frac{Mu}{d - tf_p} = \frac{7212 \text{kgf} \cdot \text{m}}{13.9 \text{plg} \cdot 25.4 \frac{\text{mm}}{\text{plg}} - 10 \text{mm}} = 21 \text{tonf}$$

2. Cálculo del diámetro db requerido para los pernos, (AISC 360-10, Cap J, Sec J3.6)

$$Rn = Fn \cdot Ab = Fv \cdot Ab$$

$$Ab = \frac{\pi}{4} \cdot db^2 \cdot npc$$

$$Puf = \phi \cdot Rn = \phi \cdot Fv \cdot \frac{\pi}{4} \cdot db^2 \cdot npc$$

$$db_{req} = \sqrt{\frac{4 \cdot Puf}{\phi \cdot Fv \cdot \pi \cdot npc}}$$

- Fv : resistencia nominal en corte.
- npc : número de planos de corte ($npc = nf \cdot nc = 4 \cdot 2 = 8$).
- ϕ : factor de reducción para pernos en corte ($\phi = 0.75$).

$$db_{req} = \sqrt{\frac{4 \cdot 21 \text{tonf}}{0.75 \cdot 4220 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \pi \cdot 8}} = 10.3 \text{mm}$$

El diámetro requerido debe de ser de por lo menos 10.3mm, por lo cual se propondrá utilizar pernos de ½ pulgada. Por lo tanto, se tendrían agujeros de:

$$db = \frac{1}{2} \text{plg}$$

$$dh = db + \frac{1}{16} \text{plg} = 14.3 \text{mm}$$

3. Verificación de la rotura de la viga empalmada, (AISC 360-10, Cap F, Sec. F13.1):

El estado límite de rotura en tracción de la viga debido a la flexión de la viga lo cual origina los esfuerzos de tracción. Asimismo, las perforaciones para los pernos disminuyen la resistencia del perfil.

Si se obtiene que $Fu \cdot Afn \geq Yt \cdot Fy \cdot Afg$, no se produce la rotura en tracción. Caso contrario, $Mn = Fu \cdot Afn / Afg \cdot Sx$.

- Fu : esfuerzo último del acero ASTM-A36. (58ksi)
- Fy : esfuerzo de fluencia del acero ASTM-A36. (36ksi)
- Afn : área neta sujeta a tracción.
- Afg : área bruta sujeta a tracción.
- Sx : Módulo de sección elástico de la sección.
- Yt : 1 para $Fy/Fu \leq 0.8$, 1.1 para otros casos. (1, ya que $Fy/Fu=0.62$)

$$Afg = tf \cdot bf = 16.76 \text{mm} \cdot 204.7 \text{mm} = 34.32 \text{cm}^2$$

$$Afn = Afg - nf \cdot dh \cdot tf = 34.32 \text{cm}^2 - 2 \cdot (14.3 \cdot 16.76) \text{mm}^2 = 29.53 \text{cm}^2$$

$$58 \text{ksi} \cdot 29.53 \text{cm}^2 \geq 1 \cdot 36 \text{ksi} \cdot 34.32 \text{cm}^2 \Rightarrow 120 \text{tonf} > 87 \text{tonf}$$

Como se observa se cumple la relación planteada. Por lo cual, no se produce la rotura.

4. Verificación de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento, (AISC 360-10, Cap J Sec. J3.10).

Se utiliza la ecuación J.3-6b, del capítulo antes mencionado de la AISC 360-10, ya que no se tiene considerada la deformación del agujero bajo cargas de servicio. Este análisis se realizará en la plancha del ala, ya que el ala del perfil tiene más espesor.

$$\phi d \cdot Rn \geq Puf, \quad \phi d = 0.75$$

$$Rn = \text{menor}[(1.5 \cdot Lc \cdot tf_p \cdot Fu); (3 \cdot db \cdot tf_p \cdot Fu)]$$

- Lc : distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material ($Le1 < Le3 < Sc$).
- tf_p : espesor de la plancha de ala.

Como se tiene que los pernos internos y externos presentan distintas distancias libres se dividirá el cálculo en 2

$$\phi d * n_i * R_{ni} + \phi d * n_o * R_{no} \geq P_{uf}, \quad \phi d = 0.75$$

- n_o : número de pernos externos. ($n_o = 4$)
- n_i : número de pernos internos. $n_i = n_{pc} - n_o = 4$

Resistencia al aplastamiento: $A_{plas} = 3 * 0.5 p l g * 10 mm * 58 ksi = 15536 kgf$

Desgarramiento del borde de la plancha pernos externos:

$$L_{c_o} = L_{e1} - dh * 0.5 = 37.8 mm$$

$$L_{c_i} = S_c - dh * 0.5 = 55.7 mm$$

$$R_{no} = 1.5 * L_{c_o} * t_{f_p} * F_u = 23156 kgf$$

$$R_{ni} = 1.5 * L_{c_i} * t_{f_p} * F_u = 57127 kgf$$

Como se observa domina Aplastamiento $R_{ni} = R_{no} = 15536 kgf$

$$R_c = (0.75 * 4 + 0.75 * 4) * 15536 kgf = 208362 kgf$$

$$ratio = \frac{21023 kgf}{208362 kgf} = 0.1 < 1 \implies ok!$$

5. Resistencia a tracción de las planchas del ala, (AISC 360-10, Cap J Sec. J4.1)

La resistencia de diseño será el menor valor entre cedencia en tracción y rotura en tracción.

$$R_c = menor [R_{c_{yeld}}; R_{c_{rotura}}]$$

A. Cedencia en tracción

$$R_{c_{yeld}} = \phi_{yeld} * F_y * A_{g_p}, \quad \phi_{yeld} = 0.9$$

$$A_{g_p} = t_{f_p} * b_{f_p} = 20.47 cm^2$$

$$R_{c_{yeld}} = 46635 kgf$$

B. Rotura en tracción

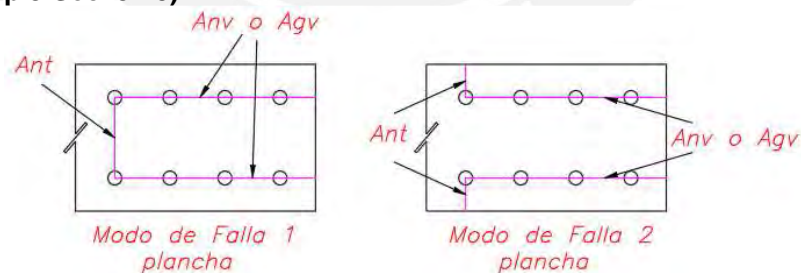
$$R_{c_{rotura}} = \phi_{rotura} * F_u * A_e, \quad \phi_{rotura} = 0.75$$

$$A_e = menor \left[\left(t_{f_p} * (b_{f_p} - n_f * dh) \right); (0.85 * A_g) \right] = 17.4 cm^2$$

$$R_{c_{rotura}} = 53220 kgf$$

$$R_c = 46635 kgf \implies ratio = \frac{21023 kgf}{46635 kgf} = 0.45 < 1 \implies ok!$$

6. Resistencia por bloque de corte en plancha y ala de la viga, (AISC 360-10, Cap J Sec. J4.3)



De la ecuación J.4-5 que se encuentra en la norma AISC 360:

$$R_n = menor \left[(0.6 * F_u * Anv + U_{bs} * F_u * Ant); (0.6 * F_y * Agv + U_{bs} * F_u * Ant) \right]$$

Se observa que el menor valor de R_n será determinado por el modo de falla que presente el menor Ant .

$$Ant_{mod1} = (g - dh) * t_{f_p} = 8.77 cm^2$$

$$Ant_{mod2} = 2 * (Le2 - 0.5 * dh) = 8.77 cm^2$$

Debido a que ambos modos de fallas presentan el mismo calor de Ant, se deduce que ambos modos de fallas tendrán el mismo valor de resistencia de diseño. Por ende, la misma probabilidad que ocurra cualquiera de estos modos de falla.

$$\begin{aligned}
 Agv &= 2 * (Sc * (nc - 1) + Le1) * tf_p = 51cm^2 \\
 Anv &= Agv - 2 * (0.5 * dh + (nc - 1) * dh) * tf_p = 41cm^2 \\
 Rn &= 113218 \text{ kgf} \\
 Rc &= \phi * Rn, \quad \phi = 0.75 \implies Rc = 84913 \text{ kgf} \\
 ratio &= \frac{21023 \text{ kgf}}{84913 \text{ kgf}} = 0.248 < 1 \implies ok!
 \end{aligned}$$

Debido a que la plancha tiene menor espesor que el ala de la viga y que su ancho no puede ser mayor que el ancho del ala del perfil, no será necesario analizar el ala de la viga.

Diseño de planchas de corte en el alma y pernos de unión

1. Cálculo del diámetro "db" requerido para los pernos. (AISC 360-10, Cap J, Sec J3.6):

Excentricidad del grupo de pernos: $eb := Le6 + \frac{(Sc_w \cdot (nc_w - 1) + e)}{2} = 85 \text{ mm}$

Número de pernos: $nb := nf_w \cdot nc_w = 8$

Coordenadas del perno más alejado en el grupo: $xi := \frac{Sc_w \cdot (nc_w - 1)}{2} = 35 \text{ mm}$
 $yi := \frac{Sf_w \cdot (nf_w - 1)}{2} = 90 \text{ mm}$

Momento inercia del grupo de pernos:

$$I_p = \sum_{i=1}^{nb} (xi^2 + yi^2) = 458cm^2$$

Fuerza cortante vertical en el perno más alejado:

$$Viy := \frac{Vu}{nb} + \frac{Vu \cdot eb}{I_p} \cdot xi = 916.539 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante horizontal en el perno más alejado:

$$Vix := \frac{Vu \cdot eb}{I_p} \cdot yi = 805.922 \text{ kgf}$$

Fuerza de corte resultante en el perno más alejado:

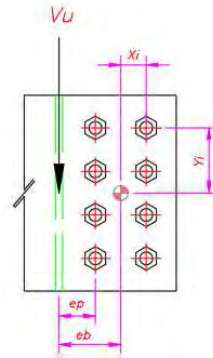
$$Vi := \sqrt{Viy^2 + Vix^2} = 1220.473 \text{ kgf}$$

Diámetro requerido para los pernos:

$$\phi := 0.75 \quad db_{req2} := \sqrt{\frac{4 \cdot Vi}{n_w \cdot \phi \cdot \pi \cdot Fv_{alma}}} = 4.955 \text{ mm}$$

Pernos seleccionados: $db_2 := \frac{1}{2} \text{ in}$

Diámetro nominal del agujero: $dh_2 := db_2 + \frac{1}{16} \text{ in} = 14.288 \text{ mm}$



2. Verificación de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento, (AISC 360-10, Cap J Sec. J3.10)

Se utiliza la ecuación J.3-6b, ya que no se tiene considerada la deformación del agujero bajo cargas de servicio. Al igual que la cuarta verificación que se realizó de la plancha del ala se dividirá la ecuación para pernos internos y externos. Se hará la verificación en las planchas del alma

$$\phi d * Rn \geq Vi$$

$$Rn = \text{menor}[(1.5 * Lc * tw_p * Fu); (3 * db_2 * tw_p * Fu)]$$

Resistencia al aplastamiento: $Aplas = 3 * 0.5plg * 6mm * 58 ksi = 18644 \text{ kgf}$

Desgarramiento del borde de la plancha pernos externos:

$$Lc_o = Le4 - dh * 0.5 = 37.8mm$$

$$Lc_i = Sfw - dh * 0.5 = 45.7mm$$

$$Rno = 1.5 * Lc_o * tf_p * Fu = 23156 \text{ kgf}$$

Desgarramiento interno entre agujeros:

$$Rni = 1.5 * Lc_i * tf_p * Fu = 16766 \text{ kgf}$$

Como se observa domina el aplastamiento en los pernos externos y el desgarramiento en los pernos internos:

$$Rni = 16766 \text{ kgf}; Rno = 18644 \text{ kgf}$$

$$Rc = \phi d * ni * Rni + \phi d * no * Rno \geq Puf, \quad \phi d = 0.75$$

$$Rc = 0.75 * 4 * 16766 + 0.75 * 4 * 18644 = 106230 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} = \frac{1220.47 \text{ kgf}}{106230 \text{ kgf}} = 0.011 < 1 \implies \text{ok!}$$

3. Verificación de la resistencia a flexión de la plancha de alma, (AISC 360-10, Cap J Sec. J3.10).

Se produce por la excentricidad de la fuerza cortante. Se considera que la zona crítica a analizar es la de la primera columna de pernos.

$$Mc = \text{menor}[(Mc_{yeld}); (Mc_{frac})]$$

$$Mc \geq Mu_p$$

$$ep = Le6 + \frac{e}{2} = 50 \text{ mm} \quad Mu_p = Vu * ep = 241 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

A. Cedencia en flexión

$$Mc_{yeld} = \phi * Mn = \phi * Fy * Zw_p, \quad \phi = 0.9$$

$$Z_{w_p} = \frac{n_{w_p} \cdot t_{w_p} \cdot h_{wp}^2}{4} = 218.7 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_{y_p} \cdot Z_{w_p} = 553540.7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{c_yeld} = 4982 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

B. Fractura en flexión

$$M_{c_frac} = \varphi \cdot M_n = \varphi \cdot F_u \cdot Z_{net}, \quad \varphi = 0.75$$

$$Z_{net} = \frac{n_{w_p} \cdot t_{w_p}}{4} \left(h_{wp}^2 - \frac{S_{f_w}^2 \cdot n_{f_w} \cdot (n_{f_w}^2 - 1) \cdot dh_2}{h_{wp}} \right) = 184.41 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_{u_p} \cdot Z_{net} = 751987.8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{c_frac} = 5640 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{ratio} = \frac{M_c = 4982 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{4982 \text{ kgf} \cdot \text{m}} = 0.048 < 1 \implies \text{ok!}$$

4. Resistencia al corte de la plancha de alma, (AISC 360-10, Cap J Sec. J4.2).

$$R_c = \text{menor}[(R_{c_yeld}); (R_{c_frac})]$$

$$R_c \geq V_u$$

A. Cedencia por corte

$$R_{c_yeld} = \varphi \cdot R_n = \varphi \cdot 0.6 \cdot n_{w_p} \cdot F_y \cdot A_g; \quad \varphi = 0.9$$

$$A_g := t_{w_p} \cdot h_{wp} = 16.2 \text{ cm}^2 \quad R_n := 0.6 \cdot n_{w_p} \cdot F_{y_p} \cdot A_g = 49204 \text{ kgf}$$

$$R_{c_yeld} = 44283 \text{ kgf}$$

B. Fractura por corte

$$R_{c_frac} = \varphi \cdot R_n = \varphi \cdot 0.6 \cdot n_{w_p} \cdot F_u \cdot A_{n_v}; \quad \varphi = 0.75$$

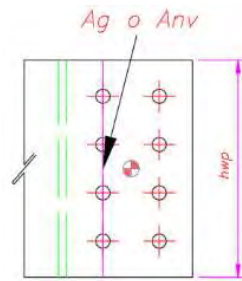
$$A_{n_v} := t_{w_p} \cdot (h_{wp} - dh_2 \cdot n_{f_w}) = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot n_{w_p} \cdot F_{u_p} \cdot A_{n_v} = 62493 \text{ kgf}$$

$$R_{c_frac} = 46870 \text{ kgf}$$

$$R_c = R_{c_yeld} = 44283 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} = \frac{4825 \text{ kgf}}{44283 \text{ kgf}} = 0.11 < 1 \implies \text{ok!}$$



5. Resistencia al bloque de corte de la plancha de alma, (AISC 360-10, Cap J Sec. J4.3).

Al igual que el análisis del bloque de corte de las planchas del ala, se tendrá un área a corte y un área a tracción.

$$Rn = \text{menor}[(0.6 \cdot Fu \cdot Anv + U_{bs} \cdot Fu \cdot Ant); (0.6 \cdot Fy \cdot Agv + U_{bs} \cdot Fu \cdot Ant)]$$

$$Rc = \phi \cdot Rn \geq Vu$$

$$Agv := (Le4 + Sf_w \cdot (nf_w - 1)) \cdot tw_p = 13.5 \text{ cm}^2$$

$$Anv := Agv - tw_p \cdot \left((nf_w - 1) \cdot dh_2 + 1 \cdot \frac{dh_2}{2} \right) = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$Ant := \left(Sc_w \cdot (nf_w - 1) + Le5 - \left(dh_2 \cdot (nf_w - 1) + \frac{dh_2}{2} \right) \right) \cdot tw_p = 12.1 \text{ cm}^2$$

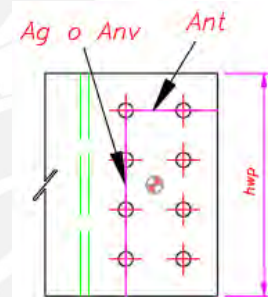
$$U_{bs} := 0.5$$

$$a := 0.6 \cdot Fu_p \cdot Anv + U_{bs} \cdot Fu_p \cdot Ant$$

$$b := 0.6 \cdot Fy_p \cdot Agv + U_{bs} \cdot Fu_p \cdot Ant$$

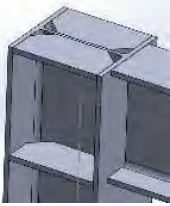
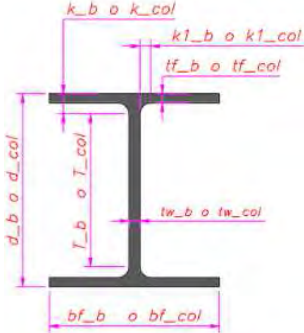
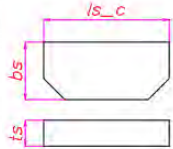
$$Rn := n_{w_p} \cdot \min(a, b) = 90278 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{Vu}{\phi \cdot Rn} = 0.071$$



ANEXO 31: Diseño de conexión viga-columna en el plano del pórtico propuesta N°1.

Se utilizarán soldaduras de filetes para unir la viga a la columna, ya que estas soldaduras son mucho más económicas que soldaduras de penetración completa o parcial e inclusive los ensayos no destructivos que se le realizan son más baratos.

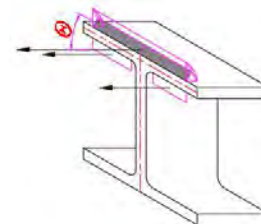
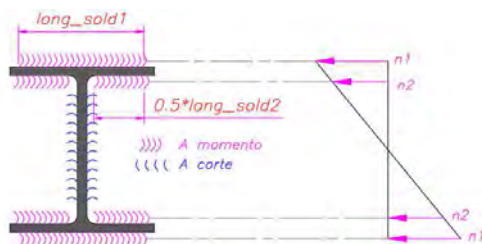
	<p>Propiedades y dimensiones de la viga Perfil: W14x53 (ASTM-A36) Peralte: $d_b = 13.9 \text{ plg.}$ Ancho: $bf_b = 8.06 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf_b = 0.66 \text{ plg}$ Espesor de alma: $tw_b = 0.37 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $Sx_b = 77.8 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de la columna Perfil: W12x65 (ASTM-A36) Peralte: $d_col = 12.1 \text{ plg.}$ Ancho: $bf_col = 12 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf_col = 0.605 \text{ plg}$ Espesor de alma: $tw_col = 0.39 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $Sx_col = 87.9 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de las placas de continuidad (ASTM-A36) Largo: $ls_c = lsc_{propuesto}$ Espesor: $ts = ts_{propuesto}$</p> <p>Tipo de Acero: ASTM-A36 Esfuerzo de fluencia: $Fy = 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo último: $Fu = 58 \text{ ksi}$</p> <p>Solicitaciones de diseño: Momento flector: $Mu = 14424 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Fuerza cortante: $Vu = 5860 \text{ kgf}$ (de la envolvente)</p>

1. Diseño de soldaduras a momento

A. Determinar la fuerza que soporta cada cordón

Las fuerzas que soporta cada cordón a momento depende del momento inercia de los cordones a momento y del área de la sección del cordón.

$$n = \frac{M}{W} = \frac{M}{I} \cdot \text{dist. centroide} \implies T = n \cdot \text{área}$$



$$t_{sold} = 9 \text{ mm}$$

$$long_sold2 := bf_b - 2 \cdot k1_b = 153.9 \text{ mm} \quad long_sold1 := 153.9 \text{ mm}$$

$$Awe_flex1 := t_{sold} \cdot 0.707 \cdot long_sold1 = 979.3 \text{ mm}^2$$

$$Awe_flex2 := t_sold \cdot 0.707 \cdot long_sold2 = 979.4 \text{ mm}^2$$

$$I1 := 2 \cdot \left(\frac{bf_b \cdot (t_sold \cdot 0.707)^3}{12} + \left(\frac{(d_b + t_sold \cdot 0.707)^2}{2} \cdot bf_b \cdot t_sold \cdot 0.707 \right) \right)$$

$$I2 := 2 \cdot \left(\frac{(bf_b - 2 \cdot k1_b) \cdot (t_sold \cdot 0.707)^3}{12} + \left(\frac{(d_b - 2 \cdot tf_b - t_sold \cdot 0.707)^2}{2} \right) \cdot (bf_b - 2 \cdot k1_b) \cdot t_sold \cdot 0.707 \right)$$

$$I := I1 + I2 = (1.1 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$W1 := \frac{I}{\frac{(d_b + t_sold \cdot 0.707)}{2}} = 619.3 \text{ cm}^3 \quad W2 := \frac{I}{\frac{d_b}{2} - tf_b - \frac{t_sold \cdot 0.707}{2}} = 710.8 \text{ cm}^3$$

$$n1 := \frac{M}{W1} = 2329 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n2 := \frac{M}{W2} = 2029 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$T1_w := n1 \cdot Awe_flex1 = 22808 \text{ kgf}$$

$$T2_w := n2 \cdot Awe_flex2 = 19876 \text{ kgf}$$

- t_sold : tamaño de soldadura
- $long_sold1$ o $long_sold2$: longitud de cordón
- Awe_flex1 o Awe_flex2 : área en la que se produce la cizalladura.
- $T1_w$ o $T2_w$: Fuerza que soporta cada cordón.

B. Verificar resistencia del cordón y del material base (AISC 360-10 Cap J, Sec. J.2.4).

La resistencia de diseño se determinará como el menor valor que se obtenga entre el cordón de soldadura y el material base

$$Rc = \text{menor}(Rc_{weld}; Rc_{mb})$$

• Resistencia de diseño del cordón de soldadura

Para conexiones soldadas se observa que de la TABLA J2.5 de la AISC 360-10 las soldaduras de filete deben de ser analizadas por corte considerando un factor de reducción de: $\phi = 0.75$. Se debe de mencionar que en el método de cálculo utilizado en el método LRFD, la resistencia del cordón para un grupo lineal de soldaduras, cargados a través del centro de gravedad será:

$$Rn = Fnw \cdot Awe$$

Considerando los cordones 1 y 2 de manera independiente, se encuentran cargados por sus centros de gravedad con una inclinación de $\theta = 90^\circ$ con respecto al eje longitudinal del cordón.

$$Fnw := 0.6 \cdot E60 \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5}) = 3797 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn1 := Fnw \cdot Awe_flex1 = 37179 \text{ kgf}$$

$$Rn2 := Fnw \cdot Awe_flex2 = 37184 \text{ kgf}$$

$$Rc1 := \phi \cdot Rn1 = 27884 \text{ kgf}$$

$$Rc2 := \phi \cdot Rn2 = 27888 \text{ kgf}$$

- Fnw : esfuerzo nominal de la soldadura
- Awe : área de la carganta de soldadura (Awe_flex1 o Awe_flex2).
- $E60$: resistencia del metal de aporte (60ksi)
- $\theta = 90^\circ$

• Resistencia del material base (viga)

El metal base será analizado por tracción parte de la sección de la viga.

$$Rc_{mb} = \text{menor}(Rc_{yeld}; R_{frac})$$

$$Rc_{yeld} = \phi_{yeld} \cdot Fy \cdot Agv; \quad \phi_{yeld} = 0.90$$

$$Rc_{frac} = \phi_{frac} \cdot Fu \cdot Ae; \quad \phi_{frac} = 0.75$$

Considerando que $A_e = A_g = \text{long_sold2} \cdot t_f_b$

$$R_{c_yeld} := \varphi_{yeld} \cdot 36 \text{ ksi} \cdot \text{long_sold2} \cdot t_f_b = 58780 \text{ kgf}$$

$$R_{c_frac} := \varphi_{frac} \cdot 0.6 \cdot 58 \text{ ksi} \cdot \text{long_sold2} \cdot t_f_b = 47350 \text{ kgf}$$

$$R_c = \text{menor}(27884 \text{ kgf}; 47350 \text{ kgf}) = 27884 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} = \frac{T1_w}{27884 \text{ kgf}} = \frac{22808 \text{ kgf}}{27884 \text{ kgf}} = 0.818 < 1 \implies \text{ok!}$$

2. Diseño de soldadura para corte

Como se menciono las soldaduras del alma resistirán completamente la fuerza cortante de la viga (la fuerza cortante es paralela a los cordones de soldadura).

$$R_c = \text{menor}(R_{c_sold}; R_{c_mb})$$

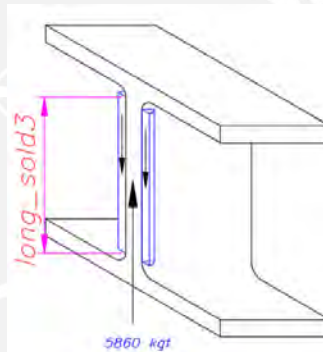
$$R_{c_sold} = \varphi \cdot R_n = \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we}; \quad \varphi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 \cdot E60$$

$$E60 = 60 \text{ ksi} \quad F_{nw} = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{long_sold3} := 60 \text{ mm} \quad t_{\text{sold3}} = 5 \text{ mm}$$

$$A_{we} = 2 \cdot t_{\text{sold3}} \cdot 0.707 \cdot \text{long_sold3} = 4 \text{ cm}^2$$

$$R_{c_sold} := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 7670 \text{ kgf}$$



$$\varphi_{yeld} := 1 \quad \varphi_{frac} := 0.75$$

$$R_{c_mb_yeld} := \varphi_{yeld} \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{we} = 6136 \text{ kgf}$$

$$R_{c_mb_frac} := \varphi_{frac} \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{we} = 7414 \text{ kgf}$$

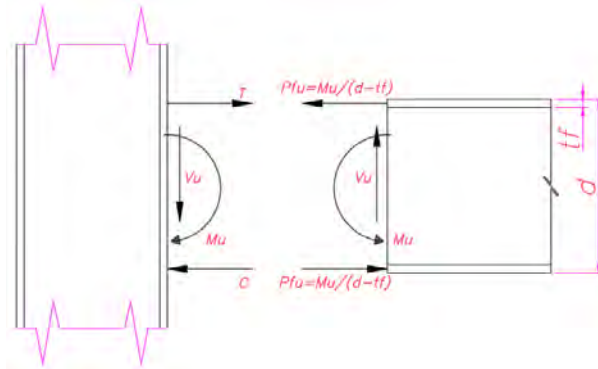
$$R_c = 6135 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} = \frac{5860 \text{ kgf}}{6135 \text{ kgf}} = 0.95$$

3. Diseño de placas de continuidad de la columna

Se debe de analizar si las alas y alma de la columna resisten las cargas originadas por la conexión viga columna, ya que de no resistir se debe de proceder al diseño de placas de continuidad. Para el diseño se determinará la fuerza que transfiere el ala de la viga a la columna debido al momento flector. Es decir, se determinará la fuerza P_{fu} .

$$T = P_{fu} = \frac{M_u}{d - t_f}$$



$$T = 42891 \text{ kgf}$$

A. Flexión local del patín (AISC 360-10 Cap J, Sec. J.10.10).

$$R_c = \phi * R_n = \phi * 6.25 * F_y * t_{f_col}; \quad \phi = 0.9$$

$$R_c := \phi * 6.25 * F_y * t_{f_col}^2 = 33620 \text{ kgf}$$

B. Fluencia local del alma (AISC 360-10 Cap J, Sec. J.10.10).

Como se suelda directamente la viga a la columna se considera que la carga concentrada es resistida a una distancia igual al peralte de la columna. Por lo tanto, se tiene que la resistencia de diseño es:

$$R_c = \phi * R_n = \phi * F_y * t_{w_col} * (2.5 * k_{col} + l_b), \quad \phi = 1$$

$$l_b := t_{f_b} = 16.8 \text{ mm}$$

$$R_c := \phi * F_y * t_{w_col} * (2.5 * k_{col} + l_b) = 23308 \text{ kgf}$$

C. Aplastamiento del alma (AISC 360-10 Cap J, Sec. J.10.10).

Como se menciona anteriormente, la carga es aplicada a una distancia del extremo de la columna mayor a la mitad del peralte de la columna. Entonces la resistencia de diseño es:

$$R_c := \phi * 0.8 * t_{w_col}^2 * \left(1 + 3 * \frac{l_b}{d_{col}} + \left(\frac{t_{w_col}}{t_{f_col}} \right)^{1.5} \right) * \sqrt{\frac{E * F_y * t_{f_col}}{t_{w_col}}} = 88565 \text{ kgf}$$

D. Resistencia al pandeo del alma (AISC 360-10 Cap J, Sec. J.10.10).

Debido a que el momento se transmite como una carga de compresión hacia la columna esta puede ocasionar la compresión del alma de la columna. La resistencia de diseño al pandeo local es la siguiente:

$$\phi := 0.9 \quad R_c := \phi * \frac{24 * t_{w_col}^3 * \sqrt{E * F_y}}{T_{col}} = 65077 \text{ kgf}$$

Se observa que la columna requiere del uso de placas de continuidad, ya que el ratio es mayor que la unidad.

$$R_{cmin} = 23308 \text{ kgf} \implies \text{ratio} = \frac{42891 \text{ kgf}}{23308 \text{ kgf}} = 1.8$$

E. Resistencia a la tracción de las placas de continuidad (AISC-Design guide 13)

Para el diseño a tracción y/o compresión de las placas de continuidad se considera que la carga de diseño será igual a la carga de exceso que no pueda soportar la columna.

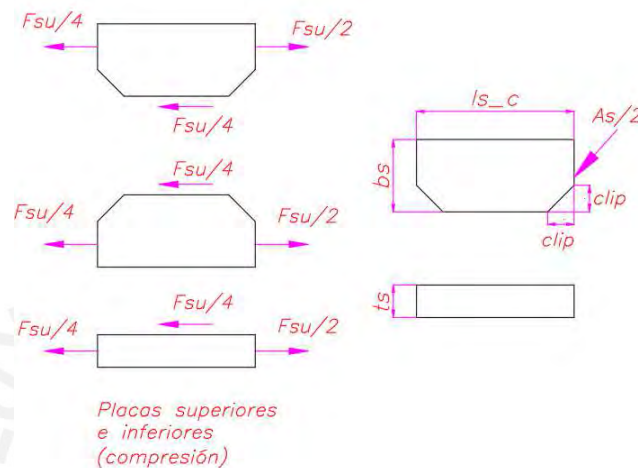
$$F_{su} := T - R_{cmin} = 19582 \text{ kgf}$$

$$\phi_s := 0.9 \quad F_{ys} := 36 \text{ ksi}$$

$$As_{requerida} := \frac{Fsu}{\phi_s \cdot Fys} = 9 \text{ cm}^2 \quad As := As_{requerida}$$

$$ts_{propuesto} := 0.5 \text{ in} \quad clip := k_{col} + 5 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

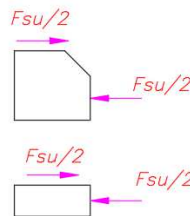
$$bs_{requerido} := \frac{As_{requerida} + 2 \cdot ts_{propuesto} \cdot clip}{2 \cdot ts_{propuesto}} = 69 \text{ mm} \quad bs := bs_{requerido}$$



F. Resistencia al corte (AISC-Design guide 13)

De igual manera que para tracción la carga de corte que soportan las placas de continuidad será el exceso. Del DCL de las placas se observa que cada una soporta $Fsu/4$. Sin embargo, debido a que uno de los rigidizadores inferiores, que se encuentra a compresión, será cortado, ya que la conexión superior de los arriostres no permite que una de estas placas sea soldada a ambas alas, se diseñará como si tuviese la mitad de longitud.

$$\phi \cdot Rv \geq Fsu; \quad \phi = 1$$



$$lsc_{propuesto} := \frac{d_{col}}{2} - tf_{col} = 138 \text{ mm}$$

$$n_{atie} := 2$$

$$Rv = n_{atie} \cdot 0.6 \cdot Fys \cdot ts_{propuesto} \cdot (lsc_{propuesto} - clip) = 39662 \text{ kgf}$$

$$ratio := \frac{Fsu}{Rv} = 49.4\% \quad ratio < 100\% \implies ok!$$

G. Requisitos adicionales de estabilidad para el espesor de planchas.

Según AISC 360-10 Cap. J, Sec. J.8:

$$ts_{propuesto} > \max\left(\frac{tf_b}{2}, \frac{bs}{16}\right)$$

$$ts_{propuesto} > \max\left(\frac{tf_b}{2}, \frac{bs}{16}\right)$$

cotejar_ts_propuesto = "cumple AISC J10.8"

Espesor mínimo para prevenir pandeo local Tabla B4.

1a de la AISC 360 Cap J:

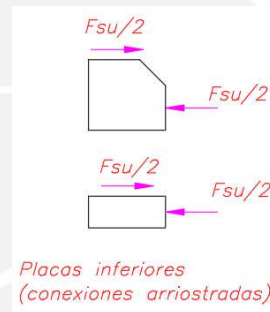
Considerando el rigidizador como la mitad del ala de una viga W

$$\frac{bs}{ts_{propuesto}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fys}}$$

cotejar_ts_min = "cumple AISC Tabla B4.1a"

4. Diseño de soldadura de placas de continuidad

Se elegirá utilizar soldaduras de filete en las placas de continuidad y se diseñará dichas soldaduras como si fueran el caso de las placas de continuidad que se recortan por los arriostramientos.



Soldaduras a tracción:

Se propone una soldadura de filete de tamaño 8mm

$$\theta = 90^\circ \quad \varphi = 0.75 \quad t_{sold} = 8 \text{ mm}$$

$$Awe_{trac} = 2 \cdot t_{sold} \cdot 0.707 \cdot (bs - clip) = 379.2 \text{ mm}^2$$

$$F_{nw} = 0.6 \cdot E60 \cdot \left(1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)\right)^{1.5} = 3797 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Rc_{trac} = \varphi \cdot F_{nw} \cdot Awe_{trac} = 10797 \text{ kgf}$$

Material base a tracción:

Se debe de aumentar el espesor de la plancha de la placa de continuidad a 16mm

$$ts_{propuesto} = 16 \text{ mm}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$Rcmb_{trac} = \varphi \cdot Fy \cdot ts_{propuesto} \cdot (bs - clip) = 12217 \text{ kgf}$$

$$ratio = \frac{Fsu \cdot 0.5}{\min(Rc_{trac}, Rcmb_{trac})} = 0.91 \quad ratio = 0.91 < 1 \implies ok!$$

Soldaduras a corte:

Para el diseño de soldaduras se igualará la resistencia a corte del material con la resistencia a corte de la soldadura

$$ts_{propuesto} = 16 \text{ mm} \quad tamaño_{sold} := \frac{0.6 \cdot F_{ys} \cdot ts_{propuesto}}{2 \cdot \phi \cdot F_w \cdot \sqrt{2}} = 5 \text{ mm}$$

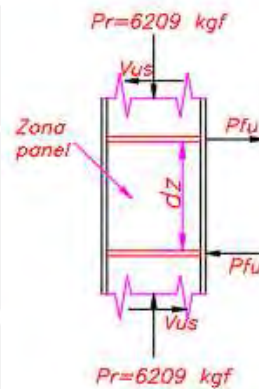
De acuerdo con la AISC 360-10 para planchas de 13mm de espesor el tamaño mínimo de soldadura es de 6mm, por lo cual se opta por este tamaño.

$$tamaño_{sold} = 6 \text{ mm}$$

5. Verificar la zona panel (AISC 360-10 Cap.J, Sec. J10.10).

La fuerza cortante que soporta la zona panel será calculada como la diferencia entre la carga que ejerce la fuerza P_{fu} que transfiere la viga y la fuerza cortante que experimenta la columna en los límites de la zona panel V_{us} .

$$altura_{col} := 8.5 \text{ m} \quad V_{us} := \frac{M_u}{altura_{col}} = 1697 \text{ kgf} \quad V_u := T - V_{us} = 41194 \text{ kgf}$$



La resistencia de diseño de la columna se determina de acuerdo a la carga axial de la columna y su relación con el 40% de la resistencia axial de fluencia de la columna ($0.4 \cdot A_g \cdot F_y$).

$$P_y := A_g \cdot F_y = 311890 \text{ kgf} \quad 0.4 \cdot P_y = 124756 \text{ kgf}$$

$$P_r := 6209 \text{ kgf}$$

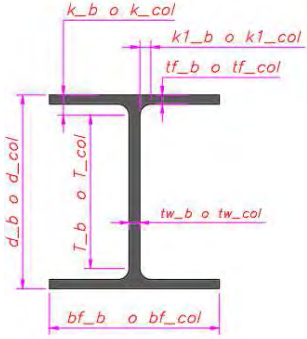
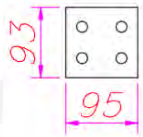
La carga axial que resiste la columna es menor que $0.4 \cdot P_y$. Por lo cual se utiliza la ecuación J10-9 de la AISC 360:

$$\phi := 0.9 \quad R_{c_{panel}} := \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d_{col} \cdot t_w \cdot col = 41611 \text{ kgf}$$

$$ratio := \frac{V_u}{R_{c_{panel}}} = 99\% \quad ratio < 100\% ==> ok!$$

Por lo tanto, no requiere el uso de planchas adozadas en la zona panel.

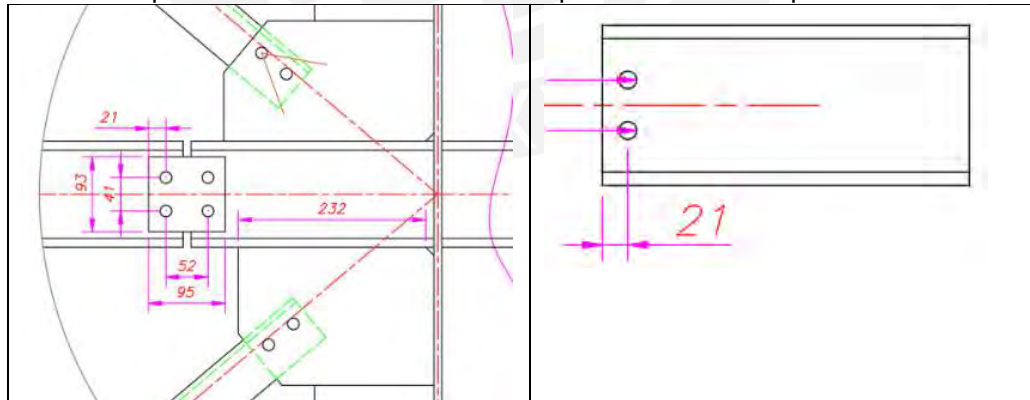
ANEXO 32: Diseño de conexión viga-columna en el plano longitudinal propuesta N°1.

	<p>Propiedades y dimensiones de la viga Perfil: W5x19 (ASTM-A36) Peralte: $d_b = 5.15 \text{ plg.}$ Ancho: $bf_b = 5.03 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf_b = 0.43 \text{ plg.}$ Espesor de alma: $tw_b = 0.27 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $Sx_b = 10.2 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de la columna Perfil: W12x65 (ASTM-A36) Peralte: $d_col = 12.1 \text{ plg.}$ Ancho: $bf_col = 12 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf_col = 0.605 \text{ plg.}$ Espesor de alma: $tw_col = 0.39 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $Sx_col = 87.9 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de la PLACA DE CONEXIÓN (ASTM-A36) Largo: $lar = 95 \text{ mm}$ Ancho: $anch = 93 \text{ mm}$</p> <p>Tipo de Acero: ASTM-A36 Esfuerzo de fluencia: $Fy = 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo último: $Fu = 58 \text{ ksi}$</p> <p>Solicitaciones de diseño: Fuerza axial compresión: $Ru_{comp} = 1430 \text{ kgf}$ Fuerza axial tracción: $Ru_{trac} = 1204 \text{ kgf}$</p>

1. Diseño de conexión emperrada

A. Aplastamiento de agujeros (AISC 360-10 Cap J, Sec J10.3)

Considerando que la placa a utilizar tiene el mismo espesor que el perfil y que se usarán dos placas de corte. Se analizará el aplastamiento en el perfil.



Se usará la ecuación:

$$R_c = \phi * \text{menor}[(1.5 * L_c * t * Fu); (3 * d * t * Fu)] \geq Fu; \phi = 0.75$$

Y esta se dividirá entre la suma de resistencias de pernos externos e internos, debido a que los dos pernos son considerados como externos, no será necesario hacer el cálculo para pernos internos.

$$t_w_b := 6 \text{ mm} \quad d_{\text{bolt}} := 0.5 \text{ in} \quad d_{\text{agujero}} := d_{\text{bolt}} + \frac{1}{16} \text{ in} = 14.3 \text{ mm}$$

$$F_u := 58 \text{ ksi} \quad R_{u_{\text{comp}}} := 1430 \text{ kgf} \quad R_{u_{\text{trac}}} := 1204 \text{ kgf}$$

$$L_{c_o} := 21 \text{ mm} - \frac{d_{\text{agujero}}}{2} = 13.856 \text{ mm}$$

$$\text{Aplastamiento} := 3 \cdot d_{\text{bolt}} \cdot \text{esp_perfil} \cdot F_u_{\text{viga}} = 9322 \text{ kgf}$$

$$\text{desgarro} := 1.5 \cdot L_{c_o} \cdot t_w_b \cdot F_u = 5085 \text{ kgf}$$

$$R_{no} := \min(\text{Aplastamiento}, \text{desgarro}) = 5085 \text{ kgf}$$

$$\varphi := 0.75 \quad R_c := 2 \cdot \varphi \cdot R_{no} = 7628 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{R_{u_{\text{comp}}}}{R_c} = 0.187 \quad \text{ratio} = 0.187 < 1 \implies \text{ok}$$

B. Resistencia al corte de los pernos (AISC 360-10 Cap J, Sec. J3.6)

El par de pernos conectado a cada sección de viga esta sometido a corte. Por lo cual se usa la ecuación J3-1 de la AISC 360, la cual es la siguiente:

$$R_c = \varphi \cdot F_{nv} \cdot A_b; \quad \varphi = 0.75$$

Se utilizarán pernos estructurales A325 del grupo A con rosca excluida del plano de corte
 $F_{nv} = 457 \text{ Mpa}$

$$A_b := \frac{\pi}{4} \cdot (2 \cdot d_{\text{bolt}})^2 = 507 \text{ mm}^2$$

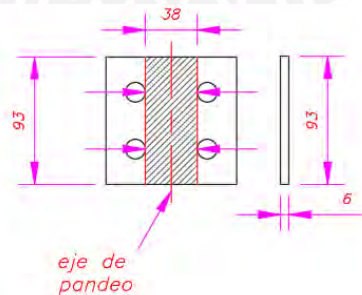
$$R_c := \varphi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 17710 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{R_{u_{\text{comp}}}}{R_c} = 0.081 \quad \text{ratio} = 0.081 < 1 \implies \text{ok!}$$

Como se observa el ratio es del 8% esto nos indicaría que el perno esta sobre dimensionado, pero esta es la menor medida posible de pernos estructurales y el menor número de pernos por conexión de elementos (recomendación de la OSHA).

C. Pandeo de la placa de conexión (AISC 360-10 Cap.J, Sec. J5.3)

Se considera que la sección entre los agujeros es la que se encuentra sometida a compresión. Por lo cual se debe de determinar su esbeltez



$$E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 36 \text{ ksi}$$

$$l_{\text{pandeo}} := 38 \text{ mm} \quad k := 1 \quad \# \text{placas} := 2$$

$$\text{altura} := 6 \text{ mm} \quad \text{base} := 93 \text{ mm} \quad A_g := \text{base} \cdot \text{altura}$$

$$I_- := \frac{1}{12} \cdot \text{base} \cdot (\text{altura})^3 \quad i := \left(\frac{I_-}{Ag} \right)^{0.5}$$

$$\frac{\text{base}}{\text{altura}} = 15.5 \quad 0.56 \cdot \left(\frac{E}{Fy} \right)^{0.5} = 15.89$$

Como $15.5 < 15.89$ la placa se considera como no esbelto. Por lo cual será analizada por pandeo por flexión.

$$Rc = \varphi \cdot Fcr \cdot Ag, \quad \varphi = 0.9$$

$$Fe := \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{k \cdot l_{\text{pandeo}}}{i} \right)^2} = 418 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

como $\frac{Fy}{Fe} < 2.25$ entonces se calcula el Fcr de la siguiente manera:

$$Fcr := 0.658 \frac{Fy}{Fe} \cdot Fy = 25 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$Rc := \varphi \cdot Fcr \cdot Ag = 12393 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{Ru_{\text{comp}}}{Rc} = 0.115$$

$\text{ratio} < 1 \implies \text{ok!}$

D. Resistencia de componentes a tracción (AISC 360-10 Cap.J, Sec.J4.1)

Se tiene que realizar el análisis de la por fluencia (área bruta) y fractura (área neta) de la sección a tracción. por lo cual se tiene que:

$$Rc = \text{menor}(Rc_{\text{yeld}}; Rc_{\text{frac}})$$

$$\varphi_{\text{yeld}} := 0.9 \quad \varphi_{\text{frac}} := 0.75$$

$$An := \min(Ag - 2 \cdot d_{\text{agujero}} \cdot \text{altura}, 0.85 \cdot Ag) = 387 \text{ mm}^2$$

$$Rc_{\text{yeld}} := \varphi_{\text{yeld}} \cdot Fy \cdot Ag = 12711 \text{ kgf}$$

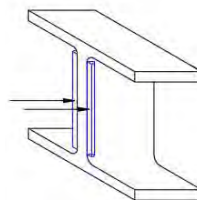
$$Rc_{\text{frac}} := \varphi_{\text{frac}} \cdot Fu \cdot An = 11822 \text{ kgf}$$

$$Rc := \min(Rc_{\text{yeld}}, Rc_{\text{frac}}) = 11822 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{Ru_{\text{trac}}}{Rc} = 0.102$$

2. Diseño de conexión soldada viga columna

Como la viga esta cargada axialmente las soldaduras tendrán una distribución de esfuerzos uniformes y no como para una conexión a momento. Debido a que la carga más grande que experimenta la viga es a compresión se diseñará esta soldadura para esta carga.



Para determinar la resistencia de diseño se debe de evaluar entre la resistencia del material base y la de la soldadura. Por lo cual, se tiene la siguiente ecuación:

$$Rc = \min(Rc_{\text{sold}}; Rc_{\text{mb}})$$

Para el material base

$$\varphi := 0.9 \quad A_{g_{mb}} := \text{long}_{\text{sold}} \cdot t_{w_b} = 914 \text{ mm}^2$$

$$R_{cmb} := \varphi \cdot F_y \cdot A_{g_{mb}} = 20830 \text{ kgf}$$

Para la soldadura

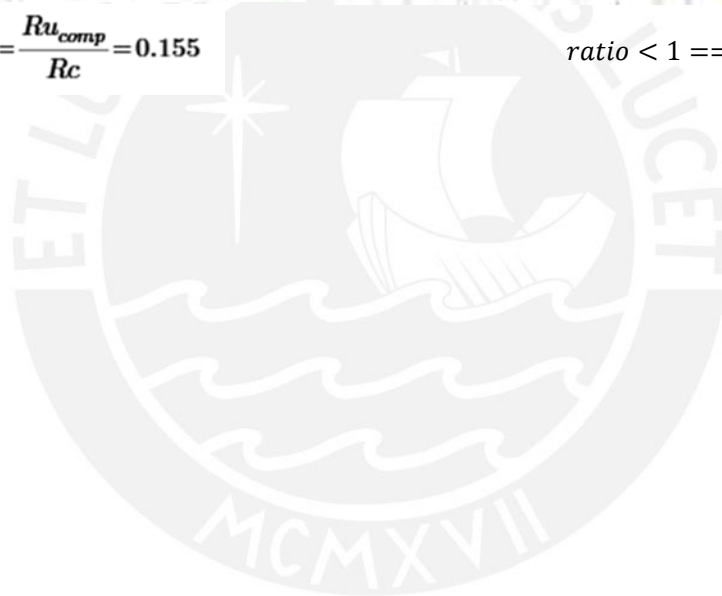
$$\varphi := 0.75 \quad E60 := 60 \text{ ksi} \quad t_{\text{sold}} := 3 \text{ mm}$$

$$\text{long}_{\text{sold}} := 2 \cdot 3 \text{ in} = 152 \text{ mm} \quad A_{we} := t_{\text{sold}} \cdot 0.707 \cdot \text{long}_{\text{sold}} = 323 \text{ mm}^2$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(90^\circ)) = 3797 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

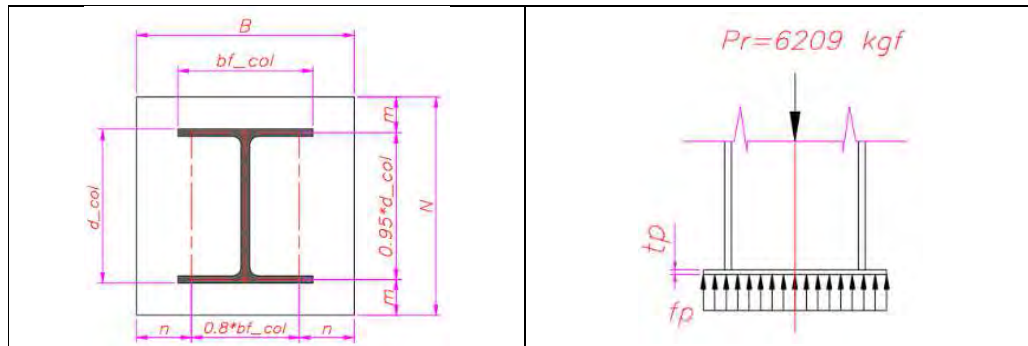
$$R_{c_{\text{sold}}} := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 9204 \text{ kgf} \quad R_c := \min(R_{c_{\text{sold}}}, R_{cmb}) = 9204 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{R_{u_{\text{comp}}}}{R_c} = 0.155 \quad \text{ratio} < 1 \implies \text{ok!}$$



ANEXO 33: Diseño de placa de anclaje propuesta N°1 (AISC- Design guide N°1).

El diseño de la placa de anclaje se desarrollará bajo la consideración de que las columnas están sometidas a cargas concéntricas, ya que estas no transmiten momento a la cimentación.



1. Determinar el área mínima de la placa base

El área requerida de la placa se obtiene cuando la fuerza que resiste la columna iguala a la resistencia de diseño del concreto del pedestal.

$$d_{col} = 12.1 \text{ in} \quad bf_{col} = 12 \text{ in} \quad 0.95 \cdot d_{col} = 11.495 \text{ in} \quad 0.8 \cdot bf_{col} = 9.6 \text{ in}$$

$$P_u = 6209 \text{ kgf} \quad \phi_c = 0.7$$

$$f'_c = 3 \text{ ksi} \quad A_1 = \frac{P_u}{1.7 \cdot \phi_c \cdot f'_c} = 25 \text{ cm}^2$$

2. Determinar las Dimensiones B y N

Se determina estas dimensiones considerando que m y n tienden a ser iguales.

$$\Delta = 0.5 \cdot (0.95 \cdot d_{col} - 0.8 \cdot bf_{col}) = 24 \text{ mm} \quad N = \sqrt{A_1} + \Delta = 74 \text{ mm} \quad B = \frac{A_1}{N} = 34 \text{ mm}$$

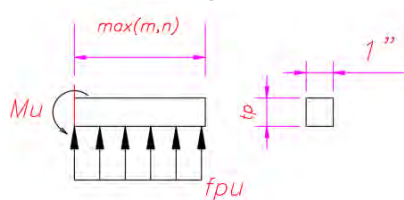
Debido a que las dimensiones de B y N son menores que las dimensiones del peralte y ancho de la columna, se optará por utilizar las siguientes medidas:

$$B = 400 \text{ mm} \quad N = 400 \text{ mm} \quad A_1 = B \cdot N = 1600 \text{ cm}^2$$

3. Determinar m y n

$$m = \frac{N - 0.95 \cdot d_{col}}{2} = 54.014 \text{ mm} \quad n = \frac{B - 0.8 \cdot bf_{col}}{2} = 78.08 \text{ mm}$$

4. Determinar espesor mínimo de placa base



$$\begin{aligned} f_{pu} &= \frac{P_u}{B \cdot N} \\ M_u &= \phi \cdot M_p = 0.9 \cdot M_p = 0.9 \cdot F_y \cdot Z_x \\ M_u &= 0.9 \cdot F_y \cdot \left(1 \cdot \frac{tp^2}{4}\right) \\ M_u &= 0.5 \cdot f_{pu} \cdot (\max(m, n))^2 \end{aligned}$$

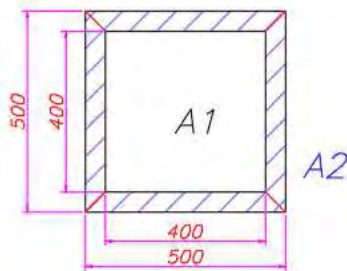
despejando tp se obtiene:

$$tp = \max(m, n) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{0.9 \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 4.558 \text{ mm}$$

Debido a que el alma de la columna tiene un espesor mínimo de alrededor de 10mm, se optará por usar una plancha de 10mm de espesor por cuestiones de procesos de soldadura.

5. Cálculo de la zona de concreto que es afectada por la carga de la placa de anclaje (A2).

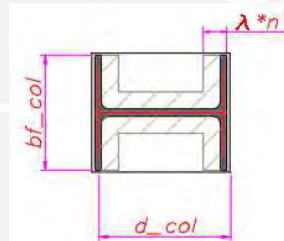
Trazando líneas con una inclinación de 45° e interceptándolas con los bordes del pedestal se obtiene que el área A2 viene a ser la misma que la del pedestal.



$$A2 := 500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = 2500 \text{ cm}^2$$

6. Análisis de la flexión de la placa entre las alas de la columna

Para este análisis se considera como si la placa base tuviera dimensiones cercanas a las del peralte y ancho de la columna



$$\phi_c = 0.7$$

$$P_p := \min\left(0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 1.7 \cdot f'_c \cdot A_1\right) = 358565 \text{ kgf}$$

$$X := \frac{4 \cdot d_{col} \cdot bf_{col}}{(d_{col} + bf_{col})^2} \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_p} = 0.025 \quad \lambda := \min\left(\frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}, 1\right) = 0.158$$

Como se observa el espesor requerido es

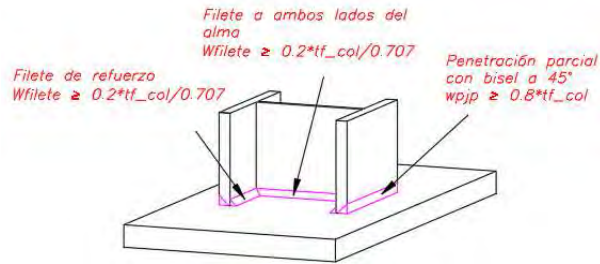
$$n' := \frac{1}{4} \cdot \sqrt{d_{col} \cdot bf_{col}} = 77 \text{ mm} \quad tp2 := \max(m, n, \lambda \cdot n') \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{0.9 \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 5 \text{ mm}$$

menor que el espesor del alma y menor que el del ala. Debido a que se desea permitir tamaños de soldadura de filete adecuados para el ala y alma de la columna se utilizara un espesor de placa de 16mm.

$$tp := 16 \text{ mm}$$

7. Cálculo de soldadura columna placa de anclaje.

Se recomienda que para que la conexión soldada entre la columna y placa base tenga una buena respuesta ante sollicitaciones de sismo, se siga las siguientes limitaciones dimensionales para el tamaño de la soldadura.



$$e_{ala_weld_cj} := 0.8 \cdot t_f = 12.294 \text{ mm}$$

$$e_{ala_weld_filet} := \frac{0.2 \cdot t_f}{0.707} = 4.347 \text{ mm}$$

$$e_{alma_weld_filet} := \frac{0.2 \cdot t_f}{0.707} = 4.347 \text{ mm}$$

A. Diseño de unión alma placa base

Se redondeará el tamaño de soldadura de filete obtenida a 5mm. Asimismo, este es el tamaño mínimo recomendado para placas de este espesor. Este cordón se diseñará para la fuerza cortante, de la combinación 7, en el plano del pórtico.

$$V_{comb_7} := 2295 \text{ kgf}$$

Para el material de aporte:

$$t_{sold_w} := 5 \text{ mm} \quad long_{sold_w} := 2 \cdot 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \quad \varphi := 0.75$$

$$E60 := 60 \text{ ksi} \quad F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \quad A_{we} := 2 \cdot t_{sold_w} \cdot long_{sold_w} = 30 \text{ cm}^2$$

$$R_{c_sold_w} := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 56948.636 \text{ kgf}$$

Para el material base:

$$t_{w_col} := 0.39 \text{ in} \quad A_g := \frac{long_{sold_w}}{2} \cdot t_{w_col} \quad \varphi := 1$$

$$R_{cmb_w} := \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_g = 22565 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño será el menor valor:

$$R_{c_w} := \min(R_{c_sold_w}, R_{cmb_w}) = 22565 \text{ kgf}$$

$$ratio := \frac{V_{comb_7}}{R_{c_w}} = 0.102 \quad ratio < 1 ==> ok!$$

B. Diseño de unión ala placa base.

Para este diseño se considera que la fuerza cortante máxima del plano longitudinal es soportada por los cordones tipo filetes. Por otro lado, los cordones de penetración parcial en el alma serán considerados que soportan la carga axial de la columna. Se debe mencionar que la fuerza cortante crítica que soportan la soldadura de filete es la de combinación 23.

Material de aporte

$$V_{comb_23} := 1719 \text{ kgf}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot E60$$

$$k1_col := 1 \text{ in}$$

$$\varphi := 0.75$$

$$long_filet_ala := bf_col - 2 \cdot k1_col = 254 \text{ mm}$$

$$A_{we} := 2 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 0.707 \cdot (long_filet_ala)$$

$$Rc_sold_filet := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 40907 \text{ kgf}$$

Material base:

$$tf_col := 0.605 \text{ in}$$

$$A_g := long_filet_ala \cdot tf_col$$

$$\varphi := 1$$

$$R_{cmb_ala} := \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_g = 59275 \text{ kgf}$$

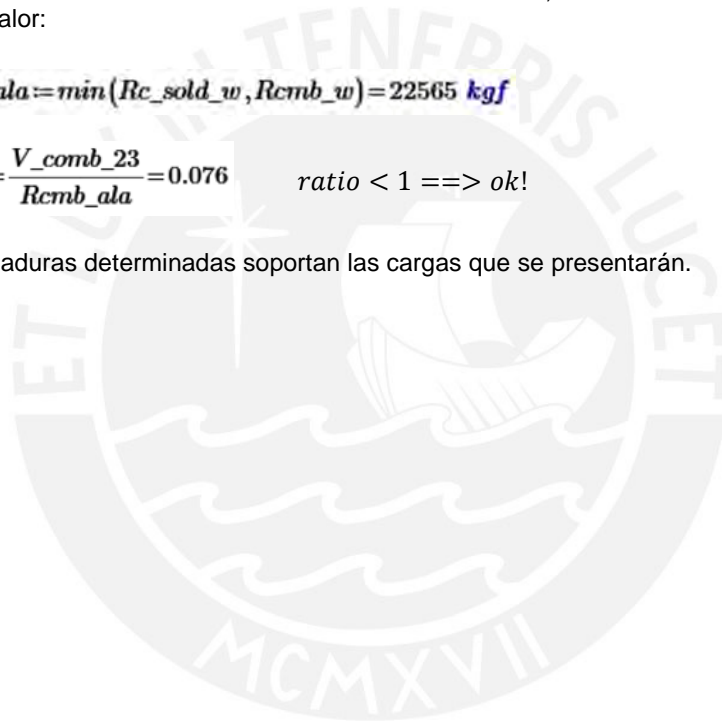
Por lo tanto, la resistencia de diseño será el menor valor:

$$R_{cmb_ala} := \min(Rc_sold_w, R_{cmb_w}) = 22565 \text{ kgf}$$

$$ratio := \frac{V_{comb_23}}{R_{cmb_ala}} = 0.076$$

$$ratio < 1 \implies ok!$$

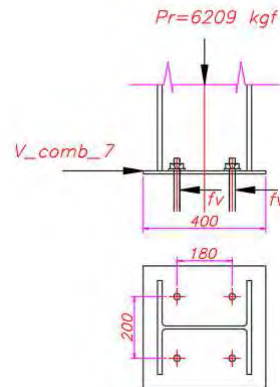
Las soldaduras determinadas soportan las cargas que se presentarán.



ANEXO 34: Cálculo de pernos de anclaje propuesta N°1 (AISC- Design guide 1).

Para el cálculo de los pernos de anclaje se considera que las fuerzas cortantes que transfiere la columna a las placas, son transferidas a la cimentación mediante estos pernos de anclajes. Es decir, los pernos de anclajes serán calculados solo a corte, ya que la carga axial de compresión es transferida directamente a la cimentación por la placa de anclaje. La fuerza de corte de diseño será la de la combinación 7

$$V_{comb_7} = 2295 \text{ kgf}$$



Se considera que los pernos tienen un espaciamiento de menos de 200 mm, ya que con esto se cumple que el espaciamiento sea menor a $2/3 \cdot d_{col}$ (articulación en el plano del pórtico) y de $2/3 \cdot bf_{col}$ (articulación en el plano longitudinal). Además, se plantea usar perno de anclaje ASTM-A36, ya que presentan una buena soldabilidad.

$$F_u := 58 \text{ ksi} \quad d_{bolt} := \frac{3}{4} \text{ in} \quad \text{number_bolt} := 4$$

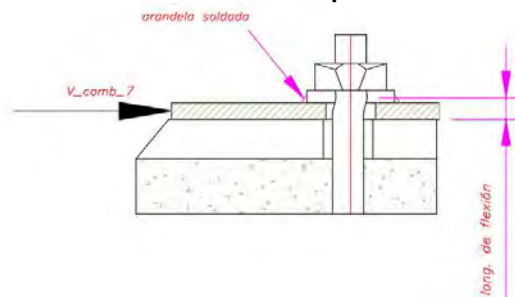
$$F_{nv} := 0.45 \cdot F_u = 1835 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad F_{nt} := 0.75 \cdot F_u = 3058 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

A. Corte puro de los pernos

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_{bolt}^2}{4} = 285 \text{ mm}^2 \quad V_n := F_{nv} \cdot A_b = 5230 \text{ kgf}$$

$$f_v := \frac{V_{comb_7}}{A_b \cdot \text{number_bolt}}$$

B. Flexión debido a las fuerzas de corte en los pernos



El momento que se produce debido a la acción de esta fuerza cortante se calcula de la siguiente manera:

$$M_{tb} = \frac{V_u \cdot k' \cdot l_a}{\text{number_bolt}}$$

Este momento genera que el perno experimente una tensión axial

$$f_{tb} = M_{tb}/Z_a$$

- k' : factor que prevee la doble curvatura que se produce en el perno.
- l_a : longitud de flexión.
- $number_bolt$: número de pernos a corte.
- Z_a : módulo de sección plástica del perno.

$$k' := 0.5 \quad t_p = 16 \text{ mm} \quad t_{arandela} := \frac{1}{4} \text{ in} \quad l_a := t_p + 0.5 \cdot t_{arandela}$$

$$M_{tb} := \frac{V_{comb_7} \cdot k' \cdot l_a}{number_bolt} = 6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Z_a := \frac{d_{bolt}^3}{6} = 1.15 \text{ cm}^3 \quad f_{tb} := \frac{M_{tb}}{Z_a} = 477 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_t := f_{tb}$$

Se tiene que cumplir la siguiente ecuación de pernos a corte y tracción:

$$f_t \leq \phi F_{nt}' = \phi \left[1.3 F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \right) f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$f_t \leq \text{menor}(\phi * F_{nt}'; \phi * F_{nt})$$

$$\phi := 0.75 \quad F_{nt}' := \min \left(1.3 \cdot F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \right) \cdot f_v, F_{nt} \right) = 3058 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

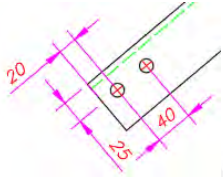
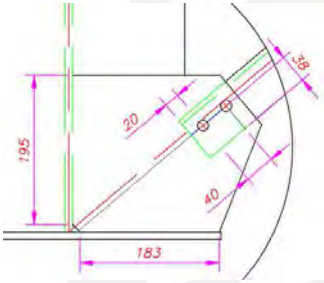
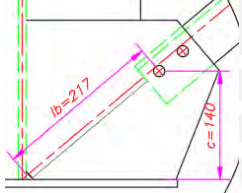
$$ratio := \frac{f_t}{\phi \cdot F_{nt}'} = 0.208 \quad ratio < 1 ==> \text{ok!}$$

ANEXO 35: Diseño de conexión de arriostramento propuesta N°1.

Como ya se ha mencionado anteriormente, los arriostros se conectarán a sus respectivas cartelas mediante pernos. Por lo cual se diseñarán las conexiones de arriostre-columna y conexión arriostre-viga. Asimismo, se debe de señalar que debido a que las longitudes comerciales para los arriostres es de 6m los arriostres de las columnas de 8.5m llevarán una cartela central.

1. Arriostre-columna

Debido a la longitud disponible de los perfiles comerciales se obtiene las siguientes dimensiones de cartela y ubiaciones de pernos:

	<p>Propiedades y dimensiones del arriostre Perfil: L2.5x1/4 (ASTM-A36) Ala: $bf = 2.5 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $esp_perfil = 0.25 \text{ plg}$ Módulo de sección elástico: $Sx_L = 0.39 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de la columna Perfil: W12x65 (ASTM-A36) Peralte: $d_col = 12.1 \text{ plg.}$ Ancho: $bf_col = 12 \text{ plg.}$ Espesor de ala: $tf_col = 0.605 \text{ plg}$ Espesor de alma: $tw_col = 0.39 \text{ plg.}$ Módulo de sección elástico: $Sx_col = 87.9 \text{ plg}^3.$</p>
	<p>Propiedades y dimensiones de la cartela de columna (ASTM-A36) Ancho: $anch = 195 \text{ mm}$ Largo: $lar = 183 \text{ mm}$ Espesor: $t_p = 6 \text{ mm}$ Esp. agujeros: $Sc = 40 \text{ mm}$</p> <p>Tipo de Acero: ASTM-A36 Esfuerzo de fluencia: $Fy = 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo último: $Fu = 58 \text{ ksi}$</p> <p>Solicitaciones de diseño: Fuerza axial tracción: $T_arrios = 2133 \text{ kgf}$</p>

Para determinar el espesor requerido (t_b) de las cartelas, para que estas no panden ante eventuales cargas de compresión, se tendrá que cumplir con la siguiente relación de compacidad de la sección propuesta por (Dowswell, 2006).

$$Fy = 36 \text{ ksi} \quad E = 29000 \text{ ksi} \quad l_b = 217 \text{ mm} \quad c = 140 \text{ mm} \quad t\beta = 1.5 \sqrt{\frac{Fy * c^3}{E * l_b}}$$

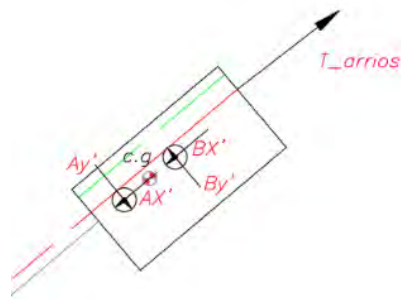
Como el espesor propuesto (t_p) es mayor al espesor requerido, se tiene que

$$t_p = 6 \text{ mm}$$

Análisis del arrioste

Se debe de cumplir que $R_u \leq R_c, R_c = \min(P1, P2, P3)$

DCL del Arriostamiento



$$\begin{aligned} \sum Fx' &= 0 \\ Ax' + Ay' &= T_arrios \\ \sum Fy &= 0 \\ Ay' &= By' \\ \sum M_{c.g} &= 0 \\ T_arrios * exc &= Ay' * Sc \end{aligned}$$

$$Ax' = \frac{T_arrios}{2} = 1067kgf \quad Bx' = \frac{T_arrios}{2} = 1067kgf \quad exc = 7mm$$

$$Ay' = \frac{T_arrios * exc}{Sc} = 373kgf \quad By' = Ay' = 373kgf$$

A. Fluencia de área bruta

$$Ag = 1.19in^2$$

$$P1 = 0.9 * Fy_arrios * Ag = 17tonf$$

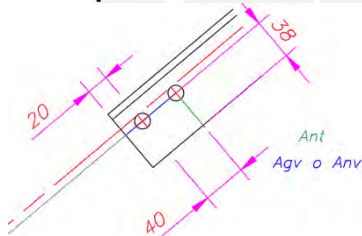
B. Ruptura de área neta

$$d_bolt = 0.5in \quad d_agujero = \frac{9}{16}in \quad esp_perfil = \frac{1}{4}in$$

$$An = Ag - d_agujero * espe_perfil = 677mm^2$$

$$P2 = 0.75 * Fu_arrios * An = 21tonf$$

C. Bloque de cortante



$$Ant = \left(38mm - \frac{d_agujero}{2} \right) * esp_perfil = 196mm^2$$

$$Agv = 60mm * esp_perfil = 381mm^2$$

$$Anv = Agv - \left(d_agujero + \frac{d_agujero}{2} \right) * esp_perfil = 245mm^2$$

$$Ubs = 0.5$$

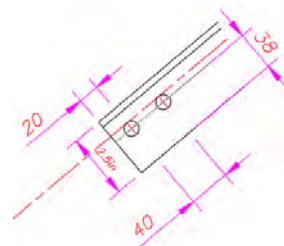
$$Condicion1 = 0.6 * Fu_arrios * Anv + Ubs * Fu_arrios * Ant$$

$$Condicion2 = 0.6 * Fy_arrios * Agv + Ubs * Fu_arrios * Ant$$

$$P3 = \varphi2 * \min(Condicion1, Condicion2) = 7tonf$$

$$Rc = \min(P1, P2, P3) = 7336kgf \quad ratio = \frac{T_arrios}{Rc} = 29\% \quad ok!$$

D. Desgarramiento y aplastamiento de agujeros



Resistencia al aplastamiento:

$$Aplastamiento = 3 * d_bolt * esp_perfil * Fu_arrios = 10 \text{ tonnef}$$

Desgarramiento del agujero más cercano al borde:

$$Lc_o := 20 \text{ mm} - \frac{d_{\text{agujero}}}{2} = 13 \text{ mm}$$

$$Rn_o := 1.5 \cdot Lc_o \cdot esp_{\text{perfil}} \cdot Fu_{\text{arrios}} = 5 \text{ tonnef}$$

$$Rno := \min(Rn_o, \text{Aplastamiento}) = 5 \text{ tonnef}$$

Desgarramiento del agujero más lejano al borde:

$$Sc = 40 \text{ mm} \quad Lc_i := Sc - d_{\text{agujero}} = 26 \text{ mm}$$

$$Rn_i := 1.5 \cdot Lc_i \cdot esp_{\text{perfil}} \cdot Fu_{\text{arrios}} = 10 \text{ tonnef}$$

$$Rni := \min(Rn_i, \text{Aplastamiento}) = 10 \text{ tonnef}$$

$$no := 1 \quad ni := 1$$

$$Rn := ni \cdot Rni + no \cdot Rno = 15 \text{ tonnef}$$

$$ratio := \frac{T_{\text{arrios}}}{\phi d \cdot Rn} = 19\%$$

$$ratio < 100\% \implies \text{ok!}$$

Desgarramiento del agujero en sentido transversal (debido a momento):

La menor distancia al borde es de 25.5mm

$$Lc_{\text{tra}} := 2.5 \text{ in} - 38 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$Rn_{\text{tra}} := 1.5 \cdot Lc_{\text{tra}} \cdot esp_{\text{perfil}} \cdot Fu_{\text{arrios}} = 10 \text{ tonnef}$$

$$Rn_{\text{tra}} := \min(Rn_{\text{tra}}, \text{Aplastamiento}) = 10 \text{ tonnef}$$

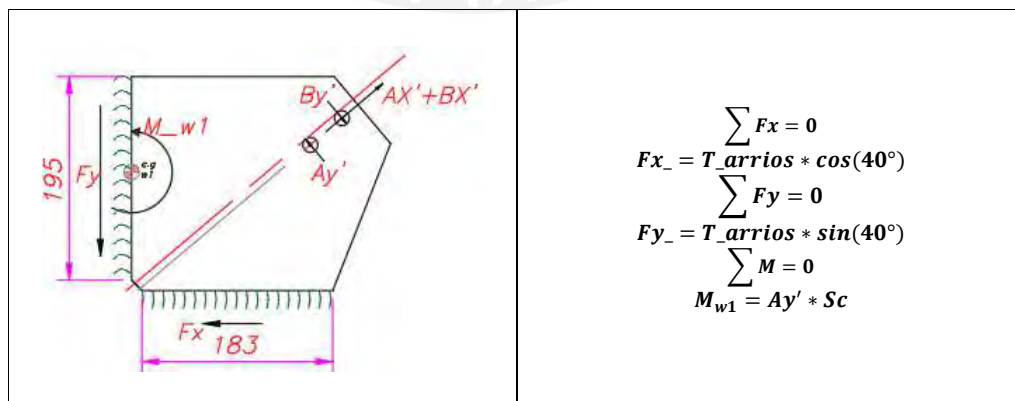
$$ratio := \frac{Ay'}{Rn_{\text{tra}}} = 4\%$$

$$ratio < 100\% \implies \text{ok!}$$

Como se observa no se produce el aplastamiento de los agujeros ni por la fuerza axial ni por el par de fuerzas.

Análisis de la cartela de columna

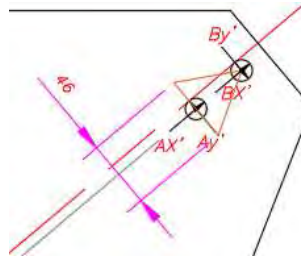
DCL de cartela



$$Fy := T_{\text{arrios}} \cdot \sin(40^\circ) = 1371 \text{ kgf} \quad Fx := T_{\text{arrios}} \cdot \cos(40^\circ) = 1634 \text{ kgf} \quad \text{La}$$

$$M_{w1} := Ay' \cdot Sc = 15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

cartela debe de ser diseñada para que la sección crítica de whitmore y las soldaduras soporten las solicitaciones.



A. Fluencia de la sección a tracción

$$t_p = 6 \text{ mm} \quad Ag_p := 46 \text{ mm} \cdot t_p = 276 \text{ mm}^2 \quad \phi_1 := 0.9$$

$$P1 := \phi_1 \cdot Fy_p \cdot Ag_p = 6.29 \text{ tonnef}$$

B. Ruptura de la sección a tracción

$$An_p := Ag_p - d_{\text{agujero}} \cdot t_p = 190 \text{ mm}^2 \quad \phi_2 := 0.75$$

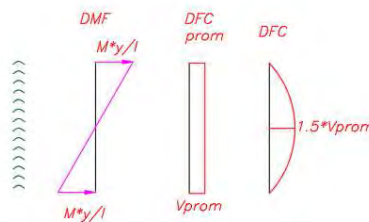
$$P2 := \phi_2 \cdot Fu_p \cdot An_p = 5.82 \text{ tonnef}$$

$$Rc := \min(P1, P2) = 5.82 \text{ tonnef} \quad \text{ratio} := \frac{T_{\text{arrios}}}{Rc} = 37\% \quad \text{ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$$

Análisis de soldura de cartela

Se analizarán las dos soldaduras de la cartela, ya que se presenta una horizontal que soporta una fuerza cortante horizontal y otra vertical que soporta tanto fuerza cortante como momento.

Cuando se tienen soldaduras verticales a cortante y flexión, el cortante que experimenta la soldadura no es uniforme y adquiere una distribución parabólica. Además, se debe de notar que el máximo esfuerzo de flexión y de cortante no coinciden en el mismo punto. Por lo cual, se recomienda sumar vectorialmente los esfuerzos de momento y cortante uniforme (McCormac & Csernak, 2013).



A. Diseño de las soldaduras de la cartela

La longitud de soldadura vertical será de 139mm y la de la horizontal de 183mm y se utilizarán electrodos E60 con un tamaño de soldadura de 5mm.

$$\begin{aligned} long1 &= 139 \text{ mm} & long2 &= 183 \text{ mm} & E60 &= 60 \text{ ksi} & t_w &= 5 \text{ mm} \\ Awe1 &= t_w * 0.707 * 2 * long1 & Awe2 &= t_w * 0.707 * 2 * long2 & Fnw &= 0.6 * E60 \\ Rn1 &= Fnw * Awe1 = 25 \text{ tonf} & Rn2 &= Fnw * Awe2 = 33 \text{ tonf} \\ Rc1 &= \phi * Rn1 = 19 \text{ tonf} & Rc2 &= \phi * Rn2 = 25 \text{ tonf} \end{aligned}$$

B. Análisis del material base

Fluencia por corte del metal base

$$t_p = 6\text{mm} \quad \varphi = 1$$

$$Rc_{mb_1_yeld} = \varphi * 0.6 * Fy_p * t_p * long1 = 13\text{tonf}$$

$$Rc_{mb_2_yeld} = \varphi * 0.6 * Fy_p * t_p * long2 = 17\text{tonf}$$

Ruptura por corte del material base

$$\varphi = 0.75$$

$$Rc_{mb_1_rup} = \varphi * 0.6 * Fu_p * t_p * long1 = 15\text{tonf}$$

$$Rc_{mb_2_rup} = \varphi * 0.6 * Fu_p * t_p * long2 = 20\text{tonf}$$

Fuerzas en la soldadura vertical (Fr) y horizontal (Fx)

$$fv = \frac{Fy_-}{Awe1} = 1.4 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} \quad fb = \frac{M_{w1} * \frac{long1}{2}}{I_{w1}} = 1.31 \quad fr = \sqrt{fv^2 + fb^2} = 2 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$Fr = fr * Awe1 = 1882\text{kgf} \quad Fx = 1.63\text{tonf}$$

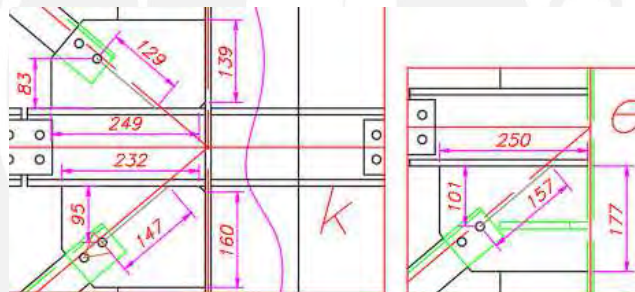
$$Rc1 = \min(Rc1, Rc_{mb_1_yeld}, Rc_{mb_1_rup} = 13\text{tonf}$$

$$Rc2 = \min(Rc2, Rc_{mb_2_yeld}, Rc_{mb_2_rup} = 17\text{tonf}$$

$$ratio1 = \frac{Fr}{Rc1} = 15\% \quad ratio2 = \frac{Fx}{Rc2} = 10 \quad OK!$$

2. Arriostre-viga

Debido a que las cartelas de las vigas tienen el mismo espesor que la cartela de columna, la misma distribución de pernos y proporcionan una longitud de soldadura mayor que la calculada, solo se debe de corroborar de que estas no pandearán.



$$Fy = 36 \text{ ksi}$$

$$c_{sup} = 83 \text{ mm}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$l_{bsup} = 129 \text{ mm}$$

$$t\beta_s = 1.5 \sqrt{\frac{Fy \cdot c_{sup}^3}{E \cdot l_{bsup}}} = 4 \text{ mm}$$

$$c_{inf} = 95 \text{ mm} \quad l_{binf} = 147 \text{ mm} \quad t\beta_{inf} = 1.5 \sqrt{\frac{Fy \cdot c_{inf}^3}{E \cdot l_{binf}}} = 4 \text{ mm}$$

$$c_e = 95 \text{ mm} \quad l_e = 147 \text{ mm}$$

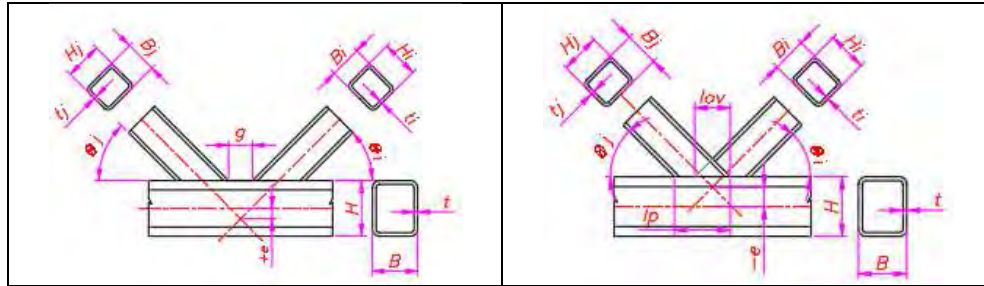
$$t\beta_e = 1.5 \sqrt{\frac{Fy \cdot c_e^3}{E \cdot l_e}} = 4 \text{ mm}$$

Como se observa, el espesor requerido para evitar el pandeo es de 4mm, el cual es inferior al propuesto. Por lo tanto, tendrá un espesor de 6mm.

ANEXO 36: Diseño de conexión montante diagonal propuesta N°2.

1. Clasificación de las conexiones (AISC Design guide 24 Cap 8, Sec 8.3)

Luego de haber dimensionado la celosía, se debe de ajustar ciertos parámetros como la inclinación de las diagonales y de la excentricidad de las montantes y diagonales, ya que por motivos constructivos no será posible satisfacer el modelo de diseño (no hay excentricidad entre los elementos).



La clasificación de las conexiones depende de las cargas que experimentan las ramas "j" e "i" y de la forma de la conexión en segundo grado. Por lo tanto, se realizará el diseño de las conexiones para las combinaciones críticas, las cuales son comb.3, comb.7, comb.11.

Clasificación de conexión	Definición
X	La carga de punzonamiento es equilibrada por una carga en el lado opuesto del cordón.
Y	Cuando la carga de punzonamiento es equilibrada por el cortante del cordón y $\theta < 90^\circ$
T	Lo mismo que para Y, pero $\theta = 90^\circ$
K_ut	Cuando la carga de punzonamiento es equilibrada por las cargas en la otra rama y hay presencia de la garganta (g)
K_ut_mix	Se comporta como K_ut y como conexión X o Y o T
K_t	Cuando la carga de punzonamiento es equilibrada por las cargas en la otra rama y hay traslape
K_t_mix	Se comporta como K_t y como X o Y o T

Nudo	θ_j (°)	θ_i (°)	exc (mm)	$\theta_j > 30^\circ$	$\theta_i > 30^\circ$	g (mm)
a	87	-	0.0	cumple	-	
b	87	53.43	-39.1	cumple	cumple	
c	87	53.49	-10.0	cumple	cumple	
d	87	50.75	-8.0	cumple	cumple	
e	87	51	58.0	cumple	cumple	24
f	87	49.85	55.0	cumple	cumple	
g	87	46.6	-20.0	cumple	cumple	
h	87	46.1	-4.0	cumple	cumple	
i	87	45.14	34.0	cumple	cumple	14
j	87	43.87	-24.0	cumple	cumple	
k	87	40.61	-19.0	cumple	cumple	
l	87	40.88	35.0	cumple	cumple	24
m	87	38.95	32.0	cumple	cumple	24
n	87	36.36	-33.4	cumple	cumple	
ñ	87	35.07	-17.7	cumple	cumple	
o	90	50.83	104.4	cumple	cumple	57.91
p	90	50.89	63.0	cumple	cumple	24
q	90	48.15	-14.0	cumple	cumple	
r	90	48.4	-19.0	cumple	cumple	
s	90	47.25	-15.0	cumple	cumple	
t	90	44	-17.0	cumple	cumple	
u	90	43.5	-2.0	cumple	cumple	
v	90	42.53	-25.0	cumple	cumple	
x	90	41.26	39.0	cumple	cumple	24
y	90	38	-21.0	cumple	cumple	
z	90	38.27	-18.0	cumple	cumple	
aa	90	36.34	-23.0	cumple	cumple	
ab	90	33.76	18.8	cumple	cumple	14
ac	90	32.47	17.7	cumple	cumple	15
ad	90	-	0.0	cumple	-	

Nudo	Clase	Nudo	Clase	Nudo	Clase
a	Y	k	K_t_mix	t	K_t
b	K_t_mix	l	2 ramas Y	u	K_t
c	K_t	m	2 ramas Y	v	K_t
d	K_t_mix	n	K_t_mix	x	2 ramas Y
e	2 ramas Y	ñ	K_ut	y	K_t
f	2 ramas Y	o	X	z	K_t
g	K_t_mix	p	2 ramas Y	aa	K_t
h	K_t_mix	q	K_t	ab	K_ut
i	X	r	K_t	ac	K_ut
j	K_t_mix	s	K_t	ad	T

Se deben de corroborar los límites de aplicación de la AISC

Clase	$-0.55 < e/H \leq 0.25$	$\theta \geq 30^\circ$	B/t y $H/t \leq 35$	$B/t \leq 30$	$H/t \leq 35$	$0.5 \leq H/B \leq 2$
K_ut	ok!	Ok!	Ok!	-	-	ok!
X	-	Ok!	Ok!	-	-	ok!
T	-	Ok!	Ok!	-	-	ok!
Y	-	Ok!	Ok!	-	-	ok!
2 ramas Y	-	Ok!	Ok!	-	-	ok!
K_t	-	Ok!	-	ok!	ok!	ok!
K_ut_mix	-	-	-	-	-	-
K_t_mix	ok!	Ok!	-	ok!	ok!	ok!

Nota: H, B, t son valores del cordón

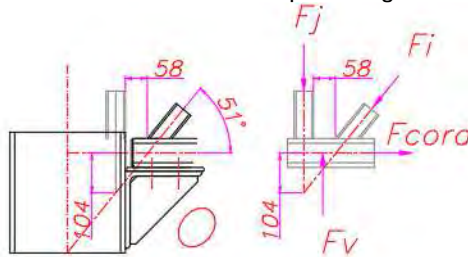
Clase	Rama a tracción	Rama en compresión	
	B/t y $H/t \leq 35$	B/t y $H/t \leq \min(35; 1.25 * (E/F_y)^{0.5})$	B/t y $H/t \leq 1.1 * (E/F_y)^{0.5}$
K_ut	ok!	ok!	-
X	ok!	ok!	-
T	ok!	ok!	-
Y	ok!	ok!	-
2 ramas Y	ok!	ok!	-
K_t	ok!	-	ok!
K_ut_mix	-	-	-
K_t_mix	ok!	-	ok!

Nota: B, H, t, E y F_y son valores de la rama

Clase	$B(j \text{ or } i)/B \geq 25$	$H(j \text{ or } i)/B \geq 25$	$0.5 \leq H(j \text{ or } i)/B(j \text{ or } i) \leq 2$	$0.25 \leq l_o/l_p \leq 1$	t_i/t_j
K_ut	-	-	ok!	-	-
X	ok!	ok!	ok!	-	-
T	ok!	ok!	ok!	-	-
Y	ok!	ok!	ok!	-	-
2 ramas Y	ok!	ok!	ok!	-	-
K_t	ok!	ok!	ok!	ok!	ok!
K_ut_mix	-	-	-	-	-
K_t_mix	ok!	ok!	ok!	ok!	ok!

1. Conexión en X en el nodo "o"

Se analizará el nodo que se encuentra peor cargado, el cual es el nodo "o", que para las combinaciones 3 y 7 sus elementos se encuentran peor cargados.



Se debe de notar que debido a que la celosía se unirá mediante un asiento rigidizado a la columna, ya no será necesario utilizar el montante "oa", sino en su lugar se extenderá la columna y esta se utilizará como montante. Sin embargo, se diseñará como si la cara del montante coincidiera con la cara de la columna.

Fuerza	Comb.3	Comb. 7 (kgf)	tipo de carga
Fj (kgf)	311.6	255	Compresión
Fi (kgf)	4401	3332	Compresión
Fv (kgf)	4565	3781	Compresión
Fcord (kgf)	2594.3	1906	tracción
Mcord (kgf*m)	734	824	Superficie de conexión a tracción

Debido a que los estados límites para el análisis de la conexión depende de la relación de ancho (β), se deberá de determinar este valor:

$\beta_1 = B_j/B$	$\beta_2 = B_i/B$
$2/3=0.667$	$1.5/3=0.5$

Debido a que $\beta < 0.85$ solo se podrá producir el estado límite de plastificación de la pared de la brida (AISC 360, Cap K, Sec. K2.2, Tabla K2.2).

$$P_n * \text{sen}(\theta) = F_y * t^2 * \left(\frac{2 * \eta}{1 - \beta} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta}} \right) * Q_f$$

Debido a que se está considerando que los cordones transmiten momentos, se observa que la superficie de conexión del nudo "o" se encuentra a tracción. Por lo tanto, se cumple lo siguiente:

<p>$Q_f = 1$, cara de la conexión se encuentra a tracción.</p> $\eta_1 = \frac{H_j}{B * \text{sen}(\theta_j)} = 0.667$ $\eta_2 = \frac{H_i}{B * \text{sen}(\theta_i)} = 0.859$ $P_{n1} = F_y * t^2 * \left(\frac{2 * \eta_1}{1 - \beta_1} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta_1}} \right) * \frac{Q_f}{\text{sen}(\theta_j)}$ $= 11.15 \text{ tonnef}$ $P_{n2} = F_y * t^2 * \left(\frac{2 * \eta_2}{1 - \beta_2} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta_2}} \right) * \frac{Q_f}{\text{sen}(\theta_i)}$ $= 11.98 \text{ tonnef}$	<p>→ continuación</p> $P_n = \min(P_{n1}, P_{n2}) = 11.15 \text{ tonnef}$ $P_c = \phi * P_n, \quad \phi = 1$ $P_c = 11.15 \text{ tonnef}$ $\text{ratio} = \frac{F_v}{P_c} = \frac{4565 \text{ kgf}}{11150 \text{ kgf}} = 40.9\%$ $\text{ratio} < 100\% \Rightarrow \text{ok!}$
---	--

2. Conexión en T e Y

Se analizará la conexión peor cargada de las T e Y, ya que estas solo difieren en la inclinación del ángulo de su única rama. Por ello, se analizará la conexión az, la cual es una conexión "T". La cual será analizada para la comb.11 y comb.3.

	Fuerza	Comb.3 (kgf)	Comb. 11 (kgf)	tipo de carga
	Fj (kgf)	4162	1843	Compresión
	Fv (kgf)	4566	2789	Compresión
	Fcord (kgf)	155	75	tracción
	Mcord (kgf*m)	285	826	Superficie de conexión a tracción

Para esta clase de conexiones se aplican las mismas formulas que para la conexión en X. Además, como son los mismos perfiles y como la cara de la conexión está a tracción se tiene que:

$$Pn1 = Fy * t^2 * \left(\frac{2 * \eta1}{1 - \beta1} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta1}} \right) * \frac{Qf}{\text{sen}(\theta j)} = 11.15 \text{ tonnef}$$

$$Pc = \varphi * Pn1, \quad \varphi = 1$$

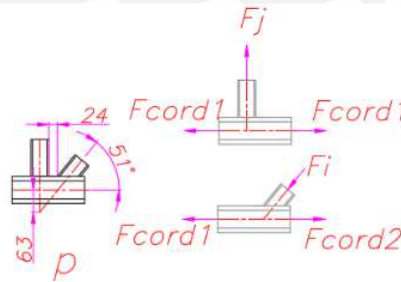
$$Pc = 11.15 \text{ tonnef}$$

$$\text{ratio} = \frac{Fv}{Pc} = \frac{4566 \text{ kgf}}{11150 \text{ kgf}} = 40.9\% \implies \text{ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$$

3. Conexión en 2 ramas Y

Esta conexión se presenta cuando una conexión tipo K_ut tiene una garganta y excentricidad mayor a la del límite. Es decir, presenta una garganta grande. Por lo cual, se analizan cada rama como una conexión en Y.

Las mayores sollicitaciones para los elementos de esta conexión son el comb.3 y comb.7.



Rama izquierda			
Fuerza	Comb.3	Comb. 7 (kgf)	tipo de carga
Fj (kgf)	2851	2113	tracción
Fcord 1 (kgf)	2594	1905	tracción
Mcord (kgf*m)	193.3	214	Superficie de conexión a compresión
Rama derecha			
Fuerza	Comb.3	Comb. 7 (kgf)	tipo de carga
Fi (kgf)	5112	4309.7	Compresión
Fcord1 (kgf)	2594	1905	tracción
Fcord2 (kgf)	5897	4689	tracción
Mcord (kgf*m)	193.3	214	Superficie de conexión a compresión

Como la superficie de conexión se encuentra a compresión se debe de calcular el valor de Qf:

$$Qf = \min(1.3 - 0.4 \cdot \frac{U}{\beta}, 1)$$

$$U = \left| \frac{Pu}{Fy \cdot Ag} + \frac{Mu}{Fy \cdot Sx} \right|$$

La rama izquierda esta sometida aun mayor momento para la comb. 7 y presenta una menor carga axial para esta combinación. Por lo cual, esta es la combinación crítica de análisis.

$$U1 := \left| \frac{-1905 \text{ kgf}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.44 \text{ in}^2} + \frac{214 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.88 \text{ in}^3} \right| = 0.131 \quad U2 := \left| \frac{-1905 \text{ kgf}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.44 \text{ in}^2} + \frac{214 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.88 \text{ in}^3} \right| = 0.131$$

$$Qf1 := \min\left(1.3 - 0.4 \cdot \frac{U1}{\beta1}, 1\right) = 1$$

$$Qf2 := \min\left(1.3 - 0.4 \cdot \frac{U2}{\beta2}, 1\right) = 1$$

$$\theta_j = 90^\circ$$

$$\theta_i = 51^\circ$$

$$\eta1 := \frac{Hj}{B \cdot \sin(\theta_j)} = 0.667$$

$$\eta2 := \frac{Hi}{B \cdot \sin(\theta_i)} = 0.859$$

$$Pn1 := Fy \cdot t^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \eta1}{1 - \beta1} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta1}} \right) \cdot \frac{Qf1}{\sin(\theta_j)}$$

$$Pn2 := Fy \cdot t^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \eta2}{1 - \beta2} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta2}} \right) \cdot \frac{Qf2}{\sin(\theta_i)}$$

$$Pn1 = 11.15 \text{ tonnef}$$

$$Pn2 = 11.96 \text{ tonnef}$$

Considerando que estos valores son para ambas combinaciones de cargas se obtendrán los ratios de utilización.

$$\text{ratio1} := \frac{2851 \text{ kgf}}{\varphi \cdot Pn1} = 25.6\%$$

$$\text{ratio2} := \frac{5112 \text{ kgf}}{\varphi \cdot Pn2} = 42.7\%$$

ratio1 y ratio2 < 100% ==> ok!

4. Conexión en K_ut en el nodo "ac"

Las conexiones que se fabricarán para ser tipo K_ut serán las conexiones "ab" y "ac". Ambas conexiones presentan, en sus cordones, momentos flectores que provocan que la cara de la conexión se encuentren en compresión. Sin embargo, el cordón de la conexión "ac" presenta mayores momentos flectores y una carga axial de compresión mayor. Por todo esto, este nodo es el más propicio para el análisis. Además, esta conexión será analizada para las comb.3 y comb.11.

Fuerza	Comb.3	Comb. 11 (kgf)	tipo de carga
Fj (kgf)	3985	2717	Compresión
Fi (kgf)	6647	2870	tracción
Fcord1 (kgf)	5453	2346	tracción
Fcord2 (kgf)	155	75	compresión
Mcord (kgf*m)	90.73	215	Superficie de conexión a compresión

Adicionalmente las limitaciones antes planteadas, se deben de cotejar las siguientes relaciones para conexiones K con garganta.

$$\gamma = \frac{B}{2t} = \frac{3 \text{ in}}{2 \cdot 0.25 \text{ in}} = 6$$

$$\beta_{eff} = \frac{(Bj + Hj) + (Bi + Hi)}{4 \cdot B} = \frac{(4 + 3.5) \text{ in}}{4 \cdot 3 \text{ in}} = 0.625$$

Relación de anchos	$\min\left(\frac{B_j}{B}, \frac{H_j}{B}, \frac{B_i}{B}, \frac{H_i}{B}\right) \geq 0.1 + \frac{\gamma}{50}$	$0.5 \geq 0.22$	Ok!
	$\beta_{eff} \geq 0.35$	$0.625 \geq 0.35$	Ok!
Relación de garganta	$\zeta = g/B \geq 0.5 * (1 - \beta_{eff})$	$0.19 \geq 0.18$	Ok!
garganta	$g \geq t_j + t_i$	$15 \text{ mm} \geq 9.5 \text{ mm}$	Ok!

Según la Tabla K2.2 de la AISC 360 se tiene que analizar los siguientes estados límites:

1. Plastificación de la pared de la brida

Para toda relación de ancho (β) se realizará este análisis.

$$P_{c1} = \varphi_1 * F_y * t^2 * (9.8 * \beta_{eff} * \gamma^{0.5}) * Q_f, \quad \varphi_1 = 0.9$$

$$Q_f = 1.3 - 0.4 * \frac{U}{\beta_{eff}}$$

$$U_1 := \left| \frac{155 \text{ kgf}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.44 \text{ in}^2} + \frac{90.73 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.88 \text{ in}^3} \right| = 0.08 \quad U_2 := \left| \frac{75 \text{ kgf}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.44 \text{ in}^2} + \frac{215 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{36 \text{ ksi} \cdot 2.88 \text{ in}^3} \right| = 0.182$$

$$U := \max(U_1, U_2) = 0.182$$

$$Q_f := \min\left(1.3 - 0.4 \cdot \frac{U}{\beta_{eff}}, 1\right) = 1$$

$$\varphi_1 = 0.9 \quad P_{c1} := \frac{\varphi_1 \cdot F_y \cdot t^2 (9.8 \cdot \beta_{eff} \cdot \gamma^{0.5}) \cdot Q_f}{\sin(\theta_i)} = 25.7 \text{ tonnef}$$

2. Fluencia por corte (punzonamiento)

Este análisis se realiza cuando $\max(B_j, B_i) < B - 2 * t$. Sin embargo, no se debe de verificar para ramas cuadradas. Por lo cual, solo se verificará para la rama i.

$$P_{c2} = \frac{\varphi_2 * 0.6 * F_y * t * B (2 * \eta * \beta * \beta_{eop}) * Q_f}{\sin(\theta_i)}, \quad \varphi_2 = 0.95$$

$$\beta_{eop} = \min\left(\frac{5 * \beta}{\gamma}, \beta\right)$$

$$\varphi_2 = 0.95 \quad \eta_2 := \frac{H_i}{B \cdot \sin(\theta_i)} = 1.242 \quad \beta_{eop} := \min\left(\frac{5 \cdot \beta_2}{\gamma}, \beta_2\right) = 0.417$$

$$P_{c2} := \frac{\varphi_2 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot t \cdot B \cdot (2 \cdot \eta_2 + \beta_2 + \beta_{eop}) \cdot Q_f}{\sin(\theta_i)} = 44.2 \text{ tonnef}$$

3. Corte de paredes laterales de la brida (AISC 360, Cap. G, Sec. G5)

$$P_{c3} = \varphi_3 * F_y * A_w * C_v, \quad \varphi_3 = 0.9$$

$$A_w = 2 * h * t = 2 * (3 \text{ in} - 2 * 0.25 \text{ in}) * 0.25 = 1.13 \text{ in}^2$$

$$k_v = 5$$

$$\frac{h}{t} \leq 1.1 * \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}, \quad 9 < 70 \implies C_v = 1$$

$$P_{c3} := \varphi_3 \cdot \frac{0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v}{\sin(\theta_i)} = 18.5 \text{ tonnef}$$

4. Fluencia local de rama.

Esto se produce debido a la distribución desigual de las cargas. No es necesario verificar para ramas cuadradas o si el cordón presenta una relación $B/t \geq 15$. En el caso en cuestión esta relación es de 12 y solo se realizará el análisis en la rama i por no ser cuadrada.

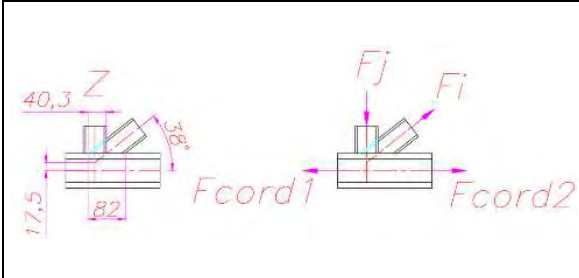
$$P_{c4} = \varphi_4 * F_y * t_i * (2 * H_i + B_i + beoi - 4 * t_i) = 18.2 \text{ tonf} \quad \varphi_4 = 0.95$$

$$beoi = \min\left(10 * \frac{t}{B} * \left(\frac{F_y * t}{F_y * t_i}\right) * B_i, B_i\right) = \min(1.67 \text{ in}, 1.5 \text{ in}) = 1.5 \text{ in}$$

$$P_c = \min(P_{c1}, P_{c2}, P_{c3}, P_{c4}) = 18.2 \text{ tonf} \quad \text{ratio} = \frac{667 \text{ kgf}}{P_c} = 36.6\% \text{ ok!}$$

5. Conexión en K_t el nodo "z"

Este nodo es de clase K traslapado, el cual presenta las mayores solicitaciones para las comb.3.

	Fuerza	Comb.3	tipo de carga
	Fj (kgf)	1537	compresión
	Fi (kgf)	2522	tracción
	Fcord1 (kgf)	15143.7	tracción
	Fcord2 (kgf)	13148	tracción
Mcord (kgf*m)	30.87	Superficie de conexión a compresión	

Com respecto a los estados límites de análisis, este tipo de conexión solo presenta fluencia local de la rama, la cual depende de la relación entre la longitud traslapada y la longitud proyectada (ov).

$$ov = \frac{40.3 \text{ mm}}{82 \text{ mm}} = 49.1\%$$

Debido a que la relación ov es mayor al 30% y menor al 50%, de la Tabla K2.2 de la AISC 360, la resistencia de diseño será calculada con la siguiente fórmula:

$$P_{ni} = F_y \cdot t_i \cdot \left(\frac{ov}{50} \cdot (2 \cdot H_i - 4 \cdot t_i) + beoi + beov \right)$$

$$beoi = \min \left(\frac{10 \cdot t}{B} \cdot \left(\frac{F_y \cdot t}{F_y \cdot t_i} \right) \cdot B_i, B_i \right) = 38.1 \text{ mm}$$

$$beov = \min \left(\frac{10 \cdot t_j}{B_j} \cdot \left(\frac{F_y \cdot t_j}{F_y \cdot t_i} \right) \cdot B_i, B_i \right) = 35.7 \text{ mm}$$

$$P_{nj} = P_{ni} \cdot (F_y \cdot A_j) / (F_y \cdot A_i)$$

$$P_{ni} = F_y \cdot t_i \cdot \left(\frac{ov}{50} \cdot (2 \cdot H_i - 4 \cdot t_i) + beoi + beov \right) = 9 \text{ tonnef}$$

$$P_{nj} = P_{ni} \cdot \frac{(F_y \cdot A_j)}{F_y \cdot A_i} = 10.5 \text{ tonnef}$$

$$P_{ci} = \varphi \cdot P_{ni} = 8.5 \text{ tonnef}$$

$$P_{cj} = \varphi \cdot P_{nj} = 10 \text{ tonnef}$$

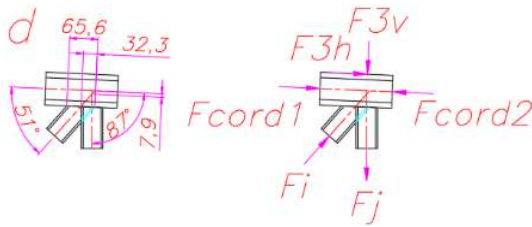
$$ratio1 = \frac{1537 \text{ kgf}}{P_{cj}} = 15.4\%$$

$$ratio2 = \frac{2522 \text{ kgf}}{P_{ci}} = 29.5\%$$

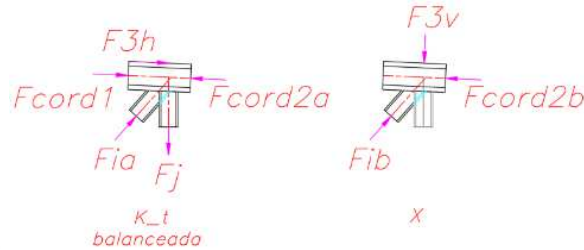
como $ratio1$ y $ratio2 < 100\%$ ==> ok!

6. Conexión en K_t_mix el nodo "d"

La conexión traslapada mixta, se comportará como una conexión traslapada y en cruz al mismo tiempo, ya que las carga en el eje vertical de una rama no es balanceada por la carga en el eje vertical de la otra rama, sino que es sobrepasada en más de un 20%. Esto conlleva a que el excedente sea equilibrado por una carga opuesta en el otro lado del cordón.



Como se observa aparece una componente horizontal F_{3h} , ya que, al descomponer las cargas gravitatorias, teniendo como eje x al cordón, producen dos componentes. El análisis se dividirá como si fuera una conexión K_t y la otra X a la vez. Esto produce que las cargas se repartan dejando en un lado una conexión en K_t balanceada y del otro una conexión en X.



Fuerza	Comb.3	tipo de carga
Fj (kgf)	2642	tracción
Fi (kgf)	4217	compresión
Fcord 1 (kgf)	6083	compresión
Fcord 2 (kgf)	8869	compresión
Mcord (kgf*m)	15.55	Superficie de conexión a tracción

$$\frac{F_j * \sin(\theta_j)}{F_i * \sin(\theta_i)} = 1.24 \implies K_{t_mix}$$

Fuerza	Comb.3	tipo de carga
Fj (kgf)	2642	tracción
Fia (kgf)	3408	compresión
Fcord 1 (kgf)	6083	compresión
Fcord 2a (kgf)	8357	compresión
F3h (kgf)	27	externa
Fib (kgf)	809	compresión
Fcord 2b (kgf)	512	compresión
F3v (kgf)	659	externa
Mcord (kgf*m)	15.55	Superficie de conexión a tracción

- Para la conexión K_t se debe de determinar el valor de O_v , si este es mayor al 30% y menor al 50% se utilizará la misma ecuación de la conexión antes calculada.

$$O_v = \frac{32.3 \text{ mm}}{65.6 \text{ mm}} = 49.23\%$$

Debido a esto, se utilizará las mismas ecuaciones y se obtiene:

$$\begin{array}{l}
 P_{ni} = F_y \cdot t_i \cdot \left(\frac{O_v}{50} \cdot (2 \cdot H_i - 4 \cdot t_i) + beoi + beov \right) \\
 P_{ni} = 9 \text{ tonnef} \\
 P_{ci1} = \varphi \cdot P_{ni} = 8.5 \text{ tonnef}
 \end{array}
 \quad \left| \quad
 \begin{array}{l}
 P_{nj} = P_{ni} \cdot \frac{(F_y \cdot A_j)}{F_y \cdot A_i} \\
 P_{nj} = 10.5 \text{ tonnef} \\
 P_{cj} = \varphi \cdot P_{nj} = 10 \text{ tonnef}
 \end{array}$$

- Para la conexión en X se calculará como la primera conexión antes calculada y se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 P_{n2i} &= F_y \cdot t^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \eta^2}{1 - \beta^2} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta^2}} \right) \cdot \frac{1}{\sin(\theta_i)} = 11.9 \text{ tonnef} \\
 \varphi &= 1 \\
 P_{c2i} &= \varphi \cdot P_{n2} = 11.9 \text{ tonnef}
 \end{aligned}$$

Para determinar el ratio de los elemento se debe de realizar una suma de los ratios que sufre cada elemento en los dos análisis.

$$\begin{aligned}
 \text{ratio } i &= \frac{3408 \text{ kgf}}{8546 \text{ kgf}} + \frac{809 \text{ kgf}}{11990 \text{ kgf}} = 46.6\% \\
 \text{ratio } j &= \frac{2642 \text{ kgf}}{9970 \text{ kgf}} = 26.5\%
 \end{aligned}$$

como $\text{ratio } i$ y $\text{ratio } j < 100\% \implies ok!$

7. Soldadura conexión en X, T, Y, 2 Ramas Y.

Se considera que la menor longitud posible de soldar para la rama será para la rama que presenta una inclinación igual o cercana a 90° . Por lo tanto, este diseño se realizará para las montantes. Se debe de calcular la longitud efectiva (le)

$$le = 2 \cdot \frac{H_j}{\sin(\theta_j)} + 2 \cdot beoi = 139.7 \text{ mm}$$

$$R_c = \varphi \cdot F_{nw} \cdot t_{sold} \cdot 0.707 \cdot le, \quad \varphi = 0.75$$

Considerando utilizar una soldadura de filete con electrodo E70 de cateto 3mm se obtiene que:

$$\begin{array}{l}
 E70 := 70 \text{ ksi} \quad F_{nw} := 0.6 \cdot E70 = 2952.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 t_{sold} := 3 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$R_c := \varphi \cdot F_{nw} \cdot t_{sold} \cdot 0.707 \cdot le = 6562 \text{ kgf}$$

Considerando que la fuerza interna más grande es la que se obtiene en la rama i de la conexión de "2 Ramas Y" se obtiene que el ratio es de:

$$\text{ratio} := \frac{5112 \text{ kgf}}{R_c} = 78\% \quad \text{como } \text{ratio} < 100\% \implies ok!$$

8. Soldadura conexión en K_ut.

La conexión que se da en el nodo "ac" y se calculará la longitud efectiva para ambas ramas.

$$lej = 2 * \frac{Hj - 1.2tj}{\sin(\theta_j)} + (Bj - 1.2 * tj) = 135 \text{ mm}$$

$$lei = 2 * \frac{Hi - 1.2tj}{\sin(\theta_i)} + 2(Bi - 1.2 * ti) = 232 \text{ mm}$$

De igual manera se considera soldadura de filete con un cateto de 3 mm.

$$\varphi = 0.75$$

$Rcj := \varphi \cdot Fnw \cdot tsold \cdot 0.707 \cdot lej = 6351 \text{ kgf}$	$Rci := \varphi \cdot Fnw \cdot tsold \cdot 0.707 \cdot lei = 10898 \text{ kgf}$
$ratioj := \frac{3985 \text{ kgf}}{Rcj} = 63\%$	$ratioi := \frac{6647 \text{ kgf}}{Rci} = 61\%$

Como $ratioj$ y $ratioi < 100\% \implies ok!$

9. Soldadura conexión en K_t y K_t_mix.

Para conexiones K_t y K_t_mix, se tiene que cuando la rama j presenta una inclinación mayor a 50° la longitud efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$lej = 2 * \frac{Hj - 1.2 * tj}{\sin(\theta_j)} = 90.17 \text{ mm}$$

Para la rama i se tiene que esta depende del factor Ov, por lo cual se aplica la siguiente formula:

$$lei = 2 * \left[\left(1 - \frac{Ov}{100} \right) * \left(\frac{Hi}{\sin(\theta_i)} \right) + \frac{Ov}{100} * \left(\frac{Hi}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + beoi + beov$$

$$beoi = \min \left(\frac{10 * t}{B} * \left(\frac{Fy * t}{Fy * ti} \right) * Bi, Bi, 4ti \right) = 19 \text{ mm}$$

$$beov = \min \left(\frac{10 * tj}{Bj} * \left(\frac{Fy * tj}{Fy * ti} \right) * Bi, Bi, 4tj \right) = 19 \text{ mm}$$

Se realizará el cálculo para la conexión d, ya que presenta las mayores solicitaciones entre d y z

$$lei = 2 * \left(\left(1 - \frac{Ov}{100} \right) * \left(\frac{Hi}{\sin(\theta_i)} \right) + \frac{Ov}{100} * \left(\frac{Hi}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right) + beoi + beov = 168.4 \text{ mm}$$

Considerando soldadura de filete de electrodo E70 y cateto de soldadura de 3 mm:

$$tsold = 3 \text{ mm} \quad \varphi = 0.75$$

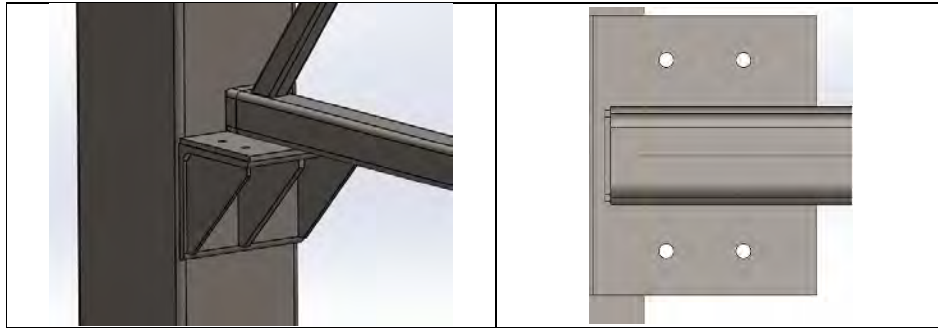
$$Rcj := \varphi \cdot Fnw \cdot tsold \cdot 0.707 \cdot lej = 4236 \text{ kgf} \quad Rci := \varphi \cdot Fnw \cdot tsold \cdot 0.707 \cdot lei = 7912 \text{ kgf}$$

$$ratioj := \frac{2642 \text{ kgf}}{Rcj} = 62\% \quad ratioi := \frac{4217 \text{ kgf}}{Rci} = 53\%$$

Como $ratioj$ y $ratioi < 100\% \implies ok!$

ANEXO 37: Diseño de conexión cordón-asiento propuesta N°2.

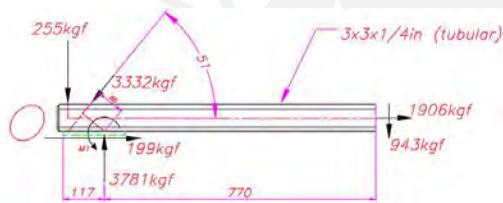
Esta conexión es diseñada con un ángulo de L8x8x0.5 in esta conexión será analizada como si el ala en la cual se apoya el cordón fuese una viga con 3 apoyos



Como se observa en la imagen el cordón inferior transmitirá la carga mediante una placa base soldada, mediante soldadura flare bevel.

1. Cordón-placa (AISC 360, Cap.J, Sec. J2, Tabla J2.2)

Se conecta mediante soldadura flare bevel la cual tiene una garganta efectiva de $5/16R$, $R=2 \cdot \text{espesor del cordón}$.



Se tiene que el cordón está sometido a momento (M_1) y cortante.

$$M1_E := 1906 \text{ kgf} \cdot \frac{H}{2} + 943 \text{ kgf} \cdot (770 \text{ mm}) - 255 \text{ kgf} \cdot 104 \text{ mm} - 3332 \text{ kgf} \cdot 80 \text{ mm} = 505.649 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{long}_w &:= 170 \text{ mm} & \text{num_cordo} &:= 2 & R &:= \frac{1}{2} \text{ in} & \varphi_w \text{ filete} &:= 0.75 \\ A_{w1} &:= \text{long}_w \cdot \text{num_cordo} \cdot \frac{5}{16} \cdot R & V1 &:= 199 \text{ kgf} & E60 &:= 60 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\varphi_{\text{weld}} := 0.75$$

$$R_c := \varphi_{\text{weld}} \cdot R_n \cdot w1 \cdot A_{w1} = 25615 \text{ kgf}$$

$$I_{\text{weld}} := 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{5}{16} \cdot R \cdot \text{long}_w^3 \right) = 325 \text{ cm}^4$$

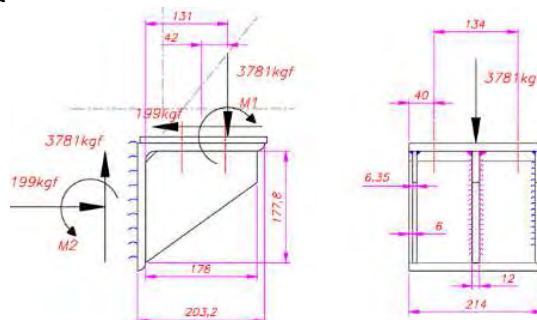
$$f_{v_1} := \frac{V1}{A_{w1}} = 14.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{b_1} := \frac{M1_E \cdot \text{long}_w}{I_{\text{weld}}} = 1461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{r_1} := \sqrt{f_{v_1}^2 + f_{b_1}^2} = 1461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{r_1} \cdot A_{w1} = 19719 \text{ kgf}$$

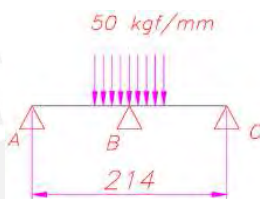
$$\text{ratio} := \frac{19719 \text{ kgf}}{R_c} = 76.98\%$$

2. Asiento de viga

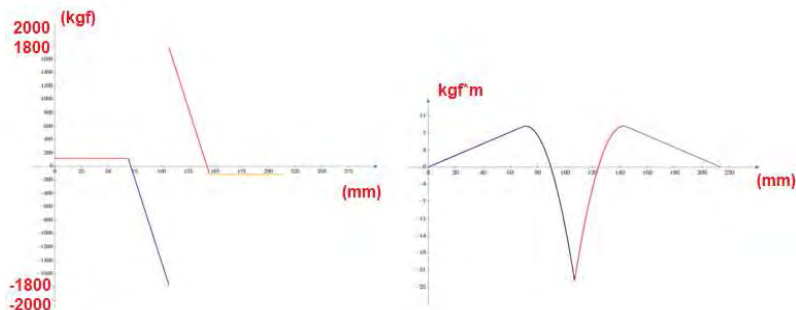
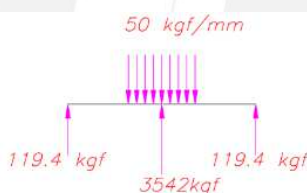


A. Ala de la viga sometida a la fuerza de 3781 kgf

El ala que soporta a la celosía será analizada como si fuera una viga con 3 apoyos los cuales deberán soportar las siguientes cargas:



Mediante el análisis matricial de la viga se obtiene las siguientes reacciones :



Esta viga se analizará considerando que solo se producirá fluencia pues tiene un lado restringido (unido a su otra ala restringida por la columna).

$$t := 203 \text{ mm} \quad d := 0.5 \text{ in} \quad I := \frac{1}{12} \cdot t \cdot d^3 = 0.083 \text{ in}^4$$

$$S_{33} := \frac{I}{\frac{d}{2}} = 5457 \text{ mm}^3 \quad Z_{33} := \frac{t \cdot d}{2} \cdot \frac{d}{2} = 8185 \text{ mm}^3$$



$$Mn_fluencia = \min(Fy \cdot Z33, 1.6 \cdot My) = 207.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b = 0.9$$

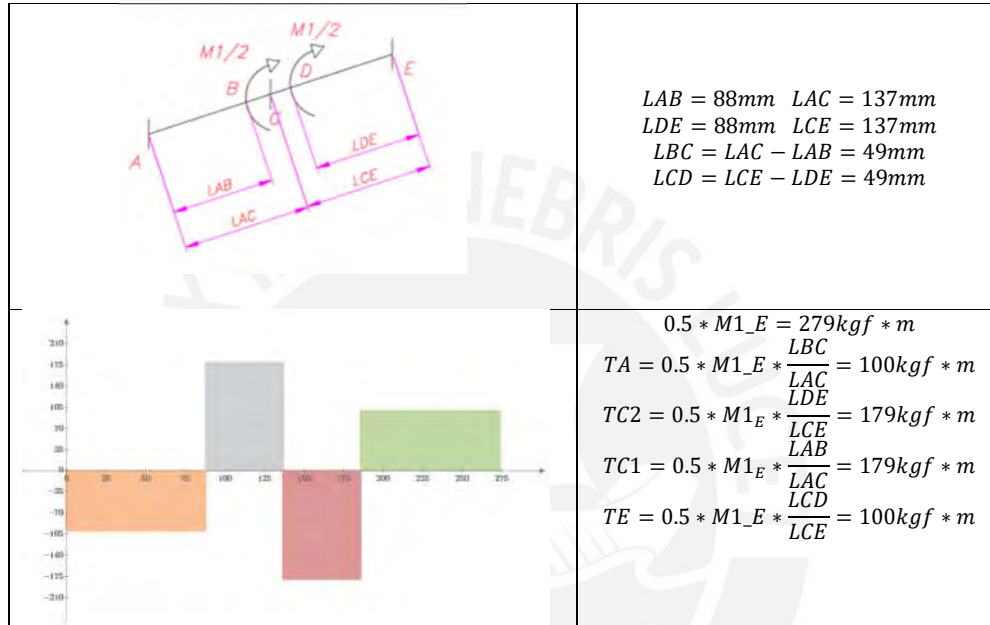
$$Mc := \phi_b \cdot Mn_fluencia = 186.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M2(107 \text{ mm}) = -23 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{ratio} := \frac{|M2(107 \text{ mm})|}{Mc} = 0.125$$

B. Análisis por torsión de la viga

El momento flector M1 genera una torsión en el ala del asiento y en la placa que esta conectada al cordón inferior. Por lo cual se analizará si estas unión de placas resisten esta soliciación.



De el diagrama de momento torsor, se observa que este es máximo en el apoyo c (rigidizador central). Por lo tanto, para calcular el esfuerzo torsor máximo se determinará con el torsor en el apoyo central. Asimismo, se considerará, de manera conservadora, que no todo el espesor de la placa soldada al cordón interviene para resistir este torsor, sino solo un 50% de el espesor total.

$$\tau_T = \frac{T}{c1 * t * d^2}$$

en donde el coefiente c1 es obtenido de la Tabla 3.1 del libro Mecánica de materiales Beer and Johnston.

a/b	C ₁	C ₂
1	0.208	0.1406
1.2	0.219	0.1661
1.5	0.231	0.1958
2	0.246	0.229
2.5	0.258	0.249
3	0.267	0.263
4	0.282	0.281
5	0.291	0.291
10	0.312	0.312
∞	0.333	0.333

$$d := 12.7 \text{ mm} + 0.5 \cdot 10 \text{ mm} \quad \frac{t}{d} = 11.5 \quad ==> \quad c1 := 0.33$$

$$\tau_T := \frac{TC1}{c1 \cdot t \cdot d^2} = 855 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

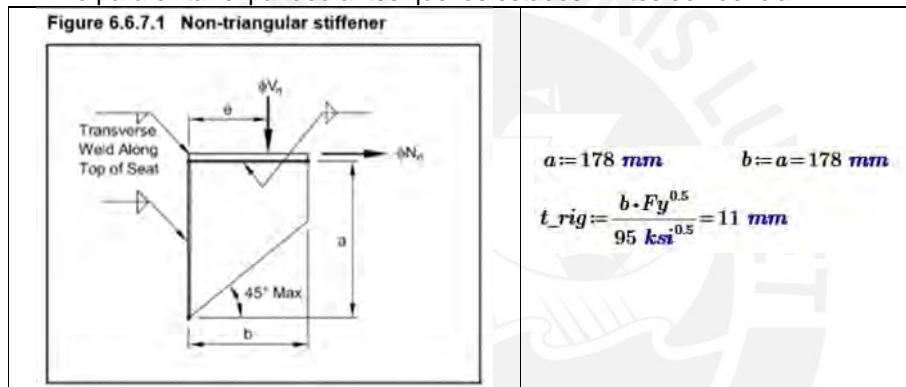
El esfuerzo de diseño a torsión (AISC 360, CapH, Sec. H3.3) será:

$$\varphi_T := 0.9 \quad F_c := \varphi_T \cdot 0.6 F_y = 1367 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{ratio} := \frac{\tau_T}{F_c} = 62.6\% \quad \text{como ratio} < 100\% ==> \text{ok!}$$

C. Rigidizadores de asiento

De acuerdo al *PCI Industry handbook committee* los rigidizadores deben de tener un espesor mínimo para evitar el pandeo antes que los estados límites de fluencia.



Considerando que la carga normal no es soportada por los rigidizadores y que esta no será determinante para el diseño de los rigidizadores.

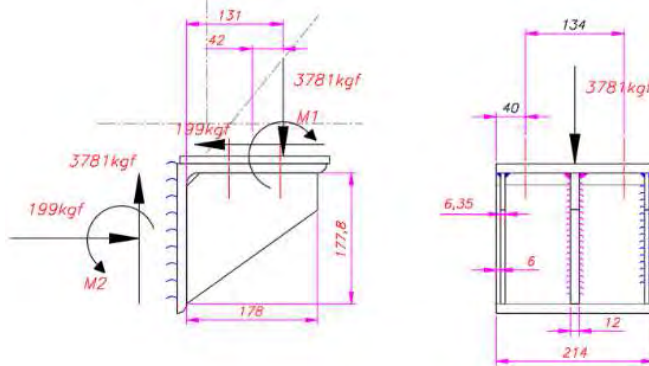
$$fb = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I} \leq \varphi \cdot 1.8 \cdot F_y \quad (\varphi \cdot 1.8 F_y) = \frac{\varphi \cdot V_n}{ts \cdot b} + \frac{\varphi \cdot V_n \cdot \left(e - \frac{b}{2}\right) \cdot \frac{b}{2}}{ts \cdot \frac{b^3}{12}}$$

Despejando V_n se obtiene:

$$\begin{aligned} \text{carga}_V &= 3542 \text{ kgf} & A_{rig} &= t_{rig} \cdot b & e_{rig} &= 131 \text{ mm} & y_{rig} &= b/2 = 89 \text{ mm} \\ & & I_{rig} &= 1/12 \cdot t_{rig} \cdot b^3 = 528 \text{ cm}^4 & & & & \\ V_n &= \frac{1}{\frac{1}{t_{rig} \cdot b} + \left(e_{rig} - \frac{b}{2}\right) \cdot \frac{y_{rig}}{I_{rig}}} \cdot \varphi \cdot 0.75 \cdot V_c = \varphi \cdot V_n = 28304 \text{ kgf} \\ \text{ratio} &= \frac{\text{carga}_V}{V_c} = 12.5\% \text{ ok!} \end{aligned}$$

Se debe de mencionar que el espesor de la plancha central será mayor a 11mm, ya que el espesor más cercano es de 12mm. Por lo cual, se utilizará 12mm de espesor para el rigidizador central y 6mm para los otros dos rigidizadores que soportan menos carga.

3. Asiento de viga- Columna



El asiento de la celosía presenta una soldadura vertical externa (vista de perfil), la cual deberá de transmitir las cargas de momento (M_2) y la fuerza de corte de 3781 kgf. La soldadura que se utilizará será de tipo filete y se determinará el tamaño necesario para soportar estas cargas.

$$long_w2 := 8 \text{ in} \quad num_cordo := 2 \quad M2_E := 1074 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$A_w2 := long_w2 \cdot num_cordo = 40.6 \text{ cm} \quad V2 := P = 3781 \text{ kgf}$$

$$fv_2 := \frac{V2}{A_w2} = 9.3 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

$$I_weld := 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot long_w2^3 \right) = 1398 \text{ cm}^3$$

$$fb_2 := \frac{M2_E \cdot \frac{long_w2}{2}}{I_weld} = 78 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

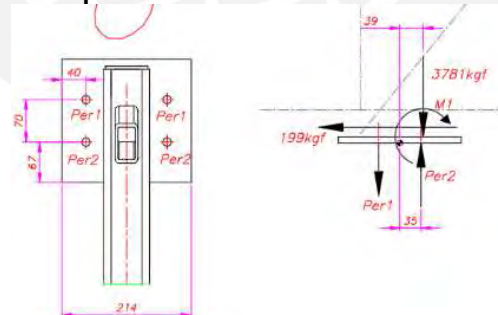
$$fr_2 := \sqrt{fv_2^2 + fb_2^2} = 79 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

$$Rn_w2 := 0.707 \cdot 0.6 \cdot E60 = 25.452 \text{ ksi}$$

$$\varphi_filet = 0.75$$

$$tamaño_filete := \frac{fr_2}{\varphi_filet \cdot Rn_w2} = 6 \text{ mm}$$

4. Diseño de conexión emperrada



A. Pernos sujetos a corte y tracción

Cálculo de fuerza axial

$$2 \cdot Per2 = 2 \cdot Per1 + 3781 \text{ kgf}$$

$$2 \cdot Per1 \cdot 35 \text{ mm} + 2 \cdot Per2 \cdot 35 \text{ mm} - M1_E - 3781 \text{ kgf} \cdot 39 \text{ mm} = 0 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$Per1 := 4099 \text{ kgf} \quad Per2 := 5989 \text{ kgf}$$

Cálculo de fuerza cortante

$$V_{placa} := 199 \text{ kgf} \quad n_{pernos} := 4$$

$$V_{perno} := \frac{V_{placa}}{n_{pernos}} = 49.75 \text{ kgf}$$

Considerando que se utilizan pernos estructurales ASTM-A325 de 0.5 pulgadas de diámetro:

$$db := 0.5 \text{ in} \quad Ab := \frac{\pi}{4} \cdot db^2 \quad \varphi_{perno} := 0.75 \quad frv := \frac{V_{perno}}{Ab} = 39 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fnt' := \min \left(1.3 \cdot Fnt - \frac{Fnt}{\varphi_{perno} \cdot Fnv} \cdot frv, Fnt \right) = 63 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$Rn_{per} := Fnt' \cdot Ab = 8009 \text{ kgf} \quad Rc_{perno} = \varphi_{perno} \cdot Rn_{per} = 6007 \text{ kgf}$$

$$Ratio := \frac{Per1}{Rc_{perno}} = 68.2\%$$

B. Resistencia de la placa

Debido a que para la unión empalmada se utiliza una placa de la misma sección transversal y con la misma cantidad de pernos y del mismo diámetro, no es necesario realizar esta cotejación. Además, la carga que soporta esta placa es de 199kgf, la cual es mucho menor a la soportada por la unión empalmada.

ANEXO 38: Diseño de placa de anclaje propuesta N°2 (AISC- Design guide 1).

Debido a que la columna si transmite momento en uno de sus planos, debe de determinarse si es una columna de momentos pequeños o momentos grandes

1. Dimensionar la placa de anclaje y pedestal

Se considera que el concreto tiene una resistencia de 3ksi

	$d := 12 \text{ in} \quad bf := 10 \text{ in} \quad \text{espesor} := \frac{1}{4} \text{ in}$ $A2 := 500 \text{ mm} \cdot 449 \text{ mm} \quad f'c := 3 \text{ ksi}$ $B := bf + 2 \cdot 3 \text{ in} = 16 \text{ in} \quad N := d + 2 \cdot 3 \text{ in} = 18 \text{ in}$ $A1 := B \cdot N$ $m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 83.8 \text{ mm}$ $n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 101.6 \text{ mm}$
--	--

2. Determinar la excentricidad y la excentricidad crítica

Como la columna presenta las mayores solicitaciones a momento para la combinación 7 se realizará el diseño para esa combinación.

	$M2_E := 1074 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $M_ae = 4766 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $e := \frac{M_comb_7}{Pr} = 1260 \text{ mm}$ $fp_max := \max \left(0.65 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}}, 0.65 \cdot 1.7 \cdot f'c \right) = 233.068 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $Pr := Ay_comb_7 = 3781 \text{ kgf}$ $e_critico := \frac{N}{2} \cdot \frac{Pr}{2 \cdot B \cdot fp_max} = 227 \text{ mm}$ $fp := fp_max$
--	---

Como la excentricidad crítica es menor a la excentricidad que experimenta la columna, se diseñará la columna para momentos grandes

3. Determinar la longitud de la placa a compresión y la tensión del perno

	$e = 1260 \text{ mm}$ $d_borde := 40 \text{ mm}$ $f := \frac{N}{2} - d_borde = 188.6 \text{ mm}$
--	--

Se debe de verificar que las dimensiones de la placa sean adecuadas:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \cdot Pr \cdot (e+f)}{fp_{max} \cdot B} \quad \left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 1741 \text{ cm}^2 \quad \frac{2 \cdot Pr \cdot (e+f)}{fp_{max} \cdot B} = 115.7 \text{ cm}^2$$

Como se observa se cumple la desigualdad, lo cual valida las dimensiones propuestas para la placa. Por lo cual, se calculará la longitud de la placa a compresión.

$$Y := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot Pr \cdot (e+f)}{fp_{max} \cdot B}} = 14 \text{ mm}$$

Luego de calcular la longitud a compresión se determinará la tensión que experimenta el perno a tracción.

$$q_{max} := fp_{max} \cdot B = 947.2 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}}$$

$$Tu := q_{max} \cdot Y - Pr = 9577 \text{ kgf} \quad 4. \quad \text{Determinar el espesor de placa requerido.}$$

Como Y es menor a los valores de m y n se calculará el espesor requerido. Dicho espesor requerido depende de las dimensiones de m o n (se elegirá el que resulte en el mayor espesor).

$tp_{req_1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{fp_{max} \cdot Y \cdot \left(\frac{m-Y}{2}\right)}{Fy}} = 21 \text{ mm}$	$tp_{req_2} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{fp_{max} \cdot Y \cdot \left(\frac{n-Y}{2}\right)}{Fy}} = 23 \text{ mm}$
---	---

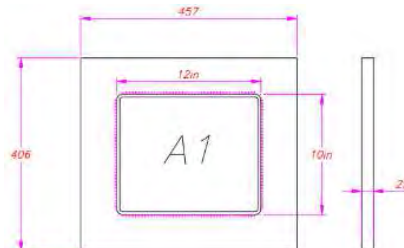
Como se obser el espesor mayor es de 23mm. Sin embargo, este espesor no es comercial y se utilizará de 25mm. Además de estos valores, se debe de determinar el espesor requerido de la interfaz tensión. En esta interfaz, el esfuerzo de tensión que experimenta el perno a tensión produce un momento que es repartido por toda la longitud B.

$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{\text{espesor}}{2} = 39 \text{ mm} \quad M_{pl_placa} := \frac{Tu \cdot x}{B} = 927.9 \text{ kgf}$$

$$tp_{req_3} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{M_{pl_placa}}{Fy}} = 12.8 \text{ mm}$$

Como se observa el espesor de 25mm es adecuado para soportar el momento que se produce en la interfaz a tensión.

5. Cálculo de cordones de soldadura.



A. En el plano de la celosía

Soldaduras a momento

Se considera que los cordones de soldadura que son paralelos a la longitud B de 406 mm. El tipo de soldadura que se utilizará es de filete con electrodo E60 y debido a que el menor espesor de los elementos a soldar tiene un espesor de $\frac{1}{4}$ plg. se utilizará una soldadura de cateto 5mm.

	$L_{weld_momento} := bf - 4 \cdot espesor = 229 \text{ mm}$ $e_{min} := 5 \text{ mm} \quad gar := 0.707 \cdot e_{min} = 3.5 \text{ mm}$ $I_{sold} := \left(\frac{1}{12} \cdot Lw_M \cdot (gar)^3 + Lw_M \cdot gar \cdot \left(\frac{d}{2} + \frac{gar}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 = 3841 \text{ cm}^4$ $W_{sold} := \frac{I_{sold}}{\frac{d}{2} + \frac{gar}{2}} = 249 \text{ cm}^3 \quad T := \frac{M_{ae}}{W_{sold}} \cdot Awe = 30910 \text{ kgf}$
--	--

$$E60 := 60 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \cdot \left(1 + 0.5 \cdot \sin(90^\circ)^{1.5} \right) \quad Awe := 2 \cdot 0.707 \cdot e_{min} \cdot L_{weld_momento}$$

$$R_n := F_{nw} \cdot Awe = 61.1 \text{ tonnef}$$

$$\varphi := 0.75 \quad R_c := \varphi \cdot R_n \quad ratio := \frac{T}{R_c} = 67.2\%$$

Como $ratio < 100\%$ \Rightarrow ok!

Resistencia del material base a Fluencia a la tracción

Se considera que esta carga que resiste los cordones de momento tienen que ser soportadas también por el material base, el cual, en este caso, será considerado soportado por la sección de la longitud de la soldadura a momento con el espesor del perfil tubular.

$$\varphi_{yield} := 0.9$$

$$R_{c_m_yield} := \varphi_{yield} \cdot F_y \cdot Lw_M \cdot 0.25 \text{ in} = 33066.9 \text{ kgf}$$

Resistencia del material base a ruptura por tracción

$$F_u := 58 \text{ ksi} \quad \varphi := 0.75 \quad R_{c_m_rup} := \varphi \cdot F_u \cdot (0.85 \cdot Lw_M \cdot 0.25 \text{ in}) = 37736 \text{ kgf}$$

Como se observa el menor valor es el de fluencia por tracción y se obtiene el siguiente ratio:

$$ratio := \frac{30910 \text{ kgf}}{R_{c_m_yield}} = 93.5\% \quad \text{Como } ratio < 100\% \Rightarrow ok!$$

Soldaduras a cortante

Se considera que las soldaduras que son paralelas a la longitud N de 457mm resistirán la fuerza cortante en el plano del pórtico.

	$E60 := 60 \text{ ksi} \quad T_ := d - 4 \cdot espesor = 27.9 \text{ cm}$ $F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \quad Awe := 2 \cdot 0.707 \cdot e_{min} \cdot T_ = 19.8 \text{ cm}^2$ $\varphi := 0.75$ $R_c := \varphi \cdot F_{nw} \cdot Awe = 37498 \text{ kgf} \quad ratio := \frac{1299 \text{ kgf}}{R_c} = 3.5\%$ <p>Como $ratio < 100\%$ \Rightarrow ok!</p>
--	--

Se observa que la carga es pequeña y que la sección que resistirá esta carga casi dos veces el área que resiste los momentos. Por lo cual, no es necesario realizar el análisis para el material base.

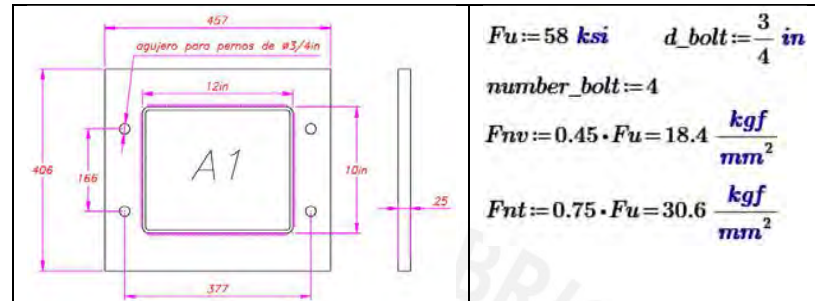
B. En el plano longitudinal

En este plano solo se presentan fuerzas cortantes, las cuales serán transmitidas a la placa mediante los cordones paralelos a la longitud B de 406 mm. Además, este análisis se realiza para la combinación 23. Se utiliza soldaduras de filete de 5 mm de cateto (e_{min})

	$F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \quad \varphi := 0.75$ $Awe := 2 \cdot 0.707 \cdot e_{min} \cdot (bf - 4 \text{ espesor}) = 16.2 \text{ cm}^2$ $R_c := \varphi \cdot F_{nw} \cdot Awe = 30680 \text{ kgf} \quad ratio := \frac{1814 \text{ kgf}}{R_c} = 5.9\%$ <p>Como la carga de corte es pequeña y de igual manera que en el otro plano es soportada por un área mayor que el área que soporta las soliciones de momento, no será necesario analizarla.</p>
--	---

ANEXO 39: Diseño de pernos de anclaje propuesta N°2

Para el diseño de los pernos de anclaje se debe de considerar las suposiciones de diseño, ya que se planteo que la estructura es empotrada en el plano de la celosía y articulada en el longitudinal. Por lo cual, se debe de distribuir adecuadamente los pernos para que la conexión trabaje como empotrada y articulada. Por ello, los pernos en el plano longitudinal deben de tener una distancia entre pernos menor a $\frac{2}{3} * 254mm$ para de esta manera comportarse como un apoyo articulado. Por el contrario, en el plano de la celosía debe de ser superior a $\frac{2}{3} * 203mm$.



A. Corte puro de los pernos

Se utilizan pernos de $\frac{3}{4}$ plg ASTM A-36 los cuales serán calculados para el cortante de la combinación 23, ya que es mayor que el cortante de la comb. 7.

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_{\text{bolt}}^2}{4} = 285 \text{ mm}^2 \quad V_n := F_{nv} \cdot A_b = 5230 \text{ kgf}$$

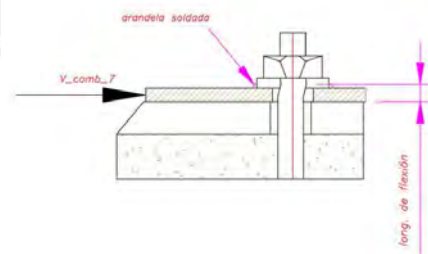
$$V_{\text{pernos}} := 1814 \text{ kgf} \quad \varphi := 0.75$$

$$V_c := \varphi \cdot V_n = 3923 \text{ kgf} \quad \text{ratio} := \frac{V_{\text{pernos}}}{\text{number_bolt} \cdot V_c} = 11.6\%$$

$$f_v := \frac{V_{\text{pernos}}}{A_b \cdot \text{number_bolt}} = 159.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

B. Flexión debido a las fuerzas de corte en los pernos

Como se analizó para los pernos de anclaje de la propuesta N°1, se presenta una sección del perno que experimenta flexión.



El momento que se produce debido a la acción de esta fuerza cortante se calcula de la siguiente manera:

$$M_{tb} = \frac{V_u}{k' \cdot l_a \cdot \text{number_bolt}}$$

Este momento genera que el perno experimente una tensión axial

$$f_{tb} = M_{tb}/Z_a$$

- k' : factor que prevee la doble curvatura que se produce en el perno.
- l_a : longitud de flexión.
- number_bolt : número de pernos a corte.
- Z_a : módulo de sección plástica del perno.

$$k' := 0.5$$

$$t_p = 25 \text{ mm} \quad t_{\text{arandela}} := \frac{1}{4} \text{ in} \quad l_a := t_p + 0.5 \cdot t_{\text{arandela}} = 28.2 \text{ mm}$$

$$M_{tb} := \frac{V_{\text{pernos}} \cdot k' \cdot l_a}{\text{number_bolt}} = 6.4 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad n_t := 2$$

$$Z_a := \frac{d_{\text{bolt}}^3}{6} = 1.2 \text{ cm}^3 \quad f_{tb} := \frac{M_{tb}}{Z_a} = 554.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_{ta} := \frac{T_u}{A_b \cdot n_t} = 1680 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_t := f_{tb} + f_{ta} = 2234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se tiene que cumplir la siguiente ecuación de pernos a corte y tracción:

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left[1.3 F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \right) f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$f_t \leq \text{menor}(\phi * F'_{nt}; \phi * F_{nt})$$

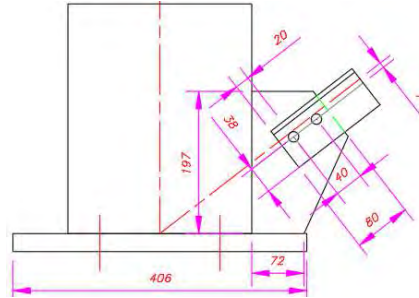
$$\phi := 0.75 \quad F_{nt}' := \min \left(1.3 \cdot F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \right) \cdot f_v, F_{nt} \right) = 3058 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{ratio} := \frac{f_t}{\phi \cdot F_{nt}'} = 97.4\%$$

$$\text{ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$$

ANEXO 40: Diseño de conexión de arriostamiento propuesta N°2.

Los arriostres de la propuesta N°2 tendrán los mismos perfiles y la una distribución de pernos similar que de la propuesta N°1. Es decir, tendrán la misma distancia entre pernos y usarán el mismo diámetro de pernos.



Además de presentar la misma distribución de pernos, la conexión esta sometida a una carga de tracción menor que la soportada por el arriostre de la Propuesta N°1. Por ello, no será necesario realizar el análisis de resistencia de la conexión. Sin embargo, se debe de determinar el espesor requerido de las cartelas para evitar el pandeo y las longitudes de soldadura para las cartelas.

1. Arriostre-columna

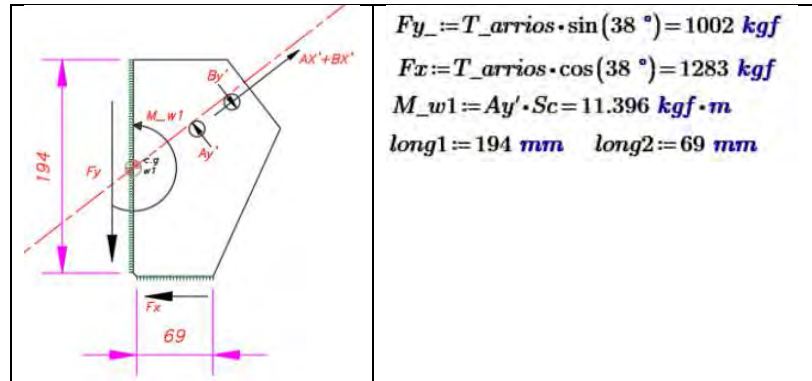
A. Espesor requerido de cartela para evitar pandeo

	$F_y := 36 \text{ ksi} \quad c := 134 \text{ mm} \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad l_b := 73 \text{ mm}$ $t\beta := 1.5 \sqrt{\frac{F_y \cdot c^3}{E \cdot l_b}} = 9.595 \text{ mm} \quad t_p := 10 \text{ mm}$
--	--

Como se observa el espesor de la cartela de columna serpa de 10mm y este es mayor al espesor del espesor de la Propuesta N°1.

B. Cálculo de cordones de soldadura

	$T_{\text{arrios}} = 1628 \text{ kgf} \quad S_c = 40 \text{ mm}$ $A_{x'} := \frac{T_{\text{arrios}}}{2} = 814 \text{ kgf} \quad B_{x'} := \frac{T_{\text{arrios}}}{2} = 814 \text{ kgf}$ $A_{y'} := \frac{T_{\text{arrios}} \cdot 7 \text{ mm}}{2 \cdot \frac{S_c}{2}} = 285 \text{ kgf} \quad B_{y'} := A_{y'} = 284.9 \text{ kgf}$
--	--



Soldaduras a momento

Se usarán soldadura de filete de cateto 3mm realizada con electrodo E60

$$E60 := 60 \text{ ksi} \quad t_w := 3 \text{ mm} \quad Awe1 := (t_w \cdot 0.707) \cdot 2 \cdot long1 = 8 \text{ cm}^2$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot E60 = 25 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 0.75 \quad Rc1 := \varphi \cdot F_{nw} \cdot Awe1 = 15622 \text{ kgf}$$

De igual manera que para la Propuesta N°1 se calculará la suma vectorial de la acción del cortante y del momento.

$$I_{w1} := 2 \cdot 0.707 \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (long1)^3 + t_w \cdot (long1) \cdot \left(\frac{t_p}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right) = 262 \text{ cm}^4$$

$$fv := \frac{Fy}{Awe1} = 1.3 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} \quad fb := \frac{M_{w1} \cdot \frac{long1}{2}}{I_{w1}} = 0.44 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$fr := \sqrt{fv^2 + fb^2} = 1.4 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} \quad Fr := fr \cdot Awe1 = 1113.7 \text{ kgf}$$

$$ratio := \frac{Fr}{Rc1} = 7.1\% \quad \text{Como } ratio < 100\% \implies \text{ok!}$$

Soldaduras a corte

$$Awe2 := (t_w \cdot 0.707) \cdot 2 \cdot long2 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$\varphi := 0.75 \quad Rc2 := \varphi \cdot F_{nw} \cdot Awe2 = 5556 \text{ kgf} \quad ratio := \frac{Fx}{Rc2} = 24\%$$

Fluencia por corte del material base

$$Rc_{mb_1_yeld} := 1 \cdot 0.6 \cdot Fy_p \cdot t_p \cdot long1 = 29.5 \text{ tonnef}$$

$$Rc_{mb_2_yeld} := 1 \cdot 0.6 \cdot Fy_p \cdot t_p \cdot long2 = 10.5 \text{ tonnef}$$

Ruptura por corte del material base

$$\varphi := 0.75$$

$$Rc_{mb_1_rup} := \varphi \cdot 0.6 \cdot Fu_p \cdot t_p \cdot long1 = 35.6 \text{ tonnef}$$

$$Rc_{mb_2_rup} := \varphi \cdot 0.6 \cdot Fu_p \cdot t_p \cdot long2 = 12.7 \text{ tonnef}$$

$$Rn_mb_1 := \min(Rc_mb_1_yeld, Rc_mb_1_rup) = 29461 \text{ kgf}$$

$$Rn_mb_2 := \min(Rc_mb_2_yeld, Rc_mb_2_rup) = 10479 \text{ kgf}$$

$$ratio1 := \frac{Fr}{Rn_mb_1} = 3.8\% \quad ratio2 := \frac{Fx}{Rn_mb_2} = 12.9\%$$

Como $ratio1$ y $ratio2 < 100\%$ ==> ok!

2. Arriostre-viga

Se debe de determinar el espesor requerido para evitar el pandeo de la cartela.

	$Fy := 36 \text{ ksi}$ $c_sup := 81 \text{ mm}$ $E := 29000 \text{ ksi}$ $l_b_{sup} := 131 \text{ mm}$	
	$t\beta := 1.5 \sqrt{\frac{Fy \cdot c_sup^3}{E \cdot l_b_{sup}}} = 3.4 \text{ mm}$	$t_p_sup := 6 \text{ mm}$
	$c_inf := 81 \text{ mm}$ $l_b_{inf} := 102 \text{ mm}$	
	$t\beta := 1.5 \sqrt{\frac{Fy \cdot c_inf^3}{E \cdot l_b_{inf}}} = 3.8 \text{ mm}$	$t_p_inf := 6 \text{ mm}$

Debido a que el espesor necesario para evitar el pandeo es menor al espesor comercial se utilizarán 6 mm de espesor para estas cartelas. Además, se usará soldadura de filete de 3 mm de cateto con electrodo E60. Se debe de mencionar que solo debe de corroborar que las soldaduras verticales trabajen adecuadamente, ya que las soldaduras horizontales para estas cartelas tienen mayor longitud.

	$long1 := 143 \text{ mm}$
	$E60 := 60 \text{ ksi}$ $t_w := 3 \text{ mm}$
	$Fnw := 0.6 \cdot E60 = 25.3 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$
	$Awe1 := (t_w \cdot 0.707) \cdot 2 \cdot long1 = 6 \text{ cm}^2$
	$\varphi := 0.75$ $Rc1 := \varphi \cdot Fnw \cdot Awe1 = 11515 \text{ kgf}$
	$I_w1 := 2 \cdot 0.707 \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (long1)^3 + t_w \cdot (long1) \cdot \left(\frac{t_p + t_w}{2} \right)^2 \right)$
	$I_w1 = 104.6 \text{ cm}^4$
	$f_v := \frac{Fy}{Awe1} = 1.652 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$ $f_b := \frac{M_w1 \cdot \frac{long1}{2}}{I_w1} = 77.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	$f_r := \sqrt{f_v^2 + f_b^2} = 182.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $Fr := f_r \cdot Awe1 = 1108 \text{ kgf}$
	$ratio := \frac{Fr}{Rc1} = 9.6\%$
<p>Como $ratio < 100\%$ ==> ok!</p>	

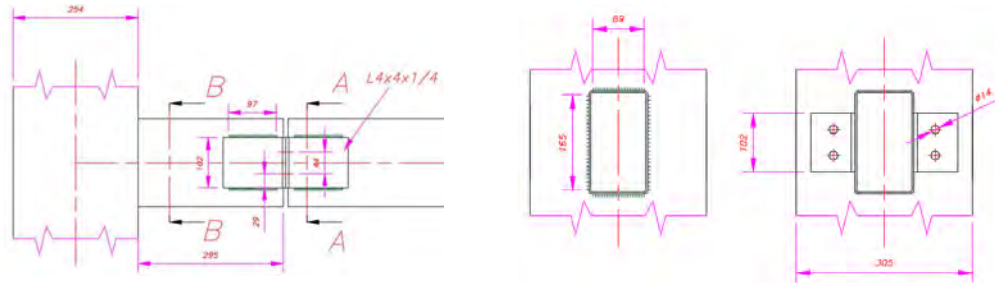
Debido a que la longitud que soporta cortante y momento de la Propuesta N°1 es mayor que la de esta propuesta, no es necesario el análisis del material base de estas cartelas.

ANEXO 41: Conexión viga columna a lo largo propuesta N°2

En el plano longitudinal se tendrá que una sección de la viga tubular será soldada a la columna de Hss12x10x1/4in. Estas vigas estarán más cargadas para la comb.23 y comb.24

$$F_{comb23} := -1393 \text{ kgf}$$

$$F_{comb24} := 1121 \text{ kgf}$$



De estas combinaciones se elige analizar la conexión para la combinación 23 sobre la 24, ya que esta carga es mayor.

1. Conexión mensula-viga

A. Soldadura

Se utilizan ángulos de 4x4x1/4 para realizar la conexión y se utilizará una soldadura de filete de cateto 3mm realizada con electrodo E60.

$$E60 := 60 \text{ ksi} \quad t_w := 3 \text{ mm} \quad long1 := 4 \cdot 97 \text{ mm}$$

$$A_{we1} := (t_w \cdot 0.707) \cdot 4 \cdot long1 = 32.9 \text{ cm}^2 \quad F_{nw} := 0.6 \cdot E60 = 25.3 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 0.75 \quad R_{c1} := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we1} = 62488 \text{ kgf}$$

B. Fluencia en tracción del material base

$$F_y := 36 \text{ ksi} \quad area := 2 \cdot 127 \text{ mm} \cdot \frac{1}{4} \text{ in} = (1.613 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \varphi := 0.9$$

$$R_{c_mb} := \varphi \cdot F_y \cdot area = 360.306 \text{ kN}$$

$$ratio1 := \frac{|F_{comb23}|}{\min(R_{c1}, R_{c_mb})} = 3.8\%$$

Como $ratio < 100\% \Rightarrow ok!$

2. Conexión mensula-columna

A. Soldadura

Se va a soldar la sección de viga directamente a la columna mediante soldadura de file de cateto 3mm con electrodo E60.

$$E60 := 60 \text{ ksi} \quad t_w := 3 \text{ mm} \quad long2 := 2 \cdot (165 \text{ mm} + 89 \text{ mm}) = 508 \text{ mm}$$

$$A_{we2} := (t_w \cdot 0.707) \cdot 4 \cdot long2 = 43 \text{ cm}^2$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(90^\circ)^{1.5}) = 38 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 0.75 \quad R_{c2} := \varphi \cdot F_{nw} \cdot A_{we2} = 123 \text{ tonnef}$$

$$ratio := \frac{|F_{comb23}|}{R_{c2}} = 1.1\%$$

Como $ratio < 100\% \Rightarrow ok!$

ANEXO 42: VIGAS DE EVAPORADOR

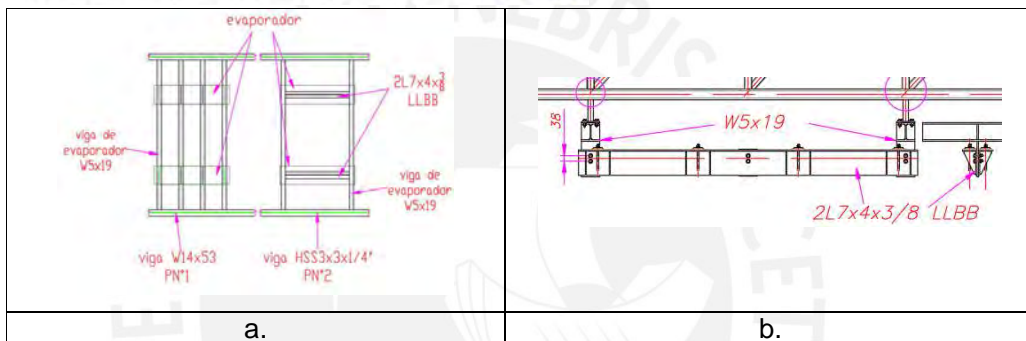
Se propone utilizar un perfil W5x19 ASTM A-36 para ambas propuestas.

$d := 5.15 \text{ in}$	$bf := 5.03 \text{ in}$	$tf := 0.43 \text{ in}$	$tw := 0.27 \text{ in}$
$I_x := 26.3 \text{ in}^4$	$S_x := 10.2 \text{ in}^3$	$r_x := 2.17 \text{ in}$	$long := 5036 \text{ mm}$
$I_y := 9.13 \text{ in}^4$	$S_y := 3.63 \text{ in}^3$	$r_y := 1.28 \text{ in}$	
$Z_x := 11.6 \text{ in}^3$		$peso_lineal_viga := 19 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$	

Ángulo 2L 7x4x3/8 LLBB

$P_{viga} := peso_lineal_viga \cdot long = 142.393 \text{ kgf}$			
$d := 7 \text{ in}$	$bf := 4 \text{ in}$	$tf := 0.375 \text{ in}$	$tw := 0.375 \text{ in}$
$I_x := 41.1 \text{ in}^4$	$S_x := 8.83 \text{ in}^3$	$r_x := 2.27 \text{ in}$	$long := 2200 \text{ mm}$
$I_y := 16.298 \text{ in}^4$	$S_y := 4.0745 \text{ in}^3$	$r_y := 1.54 \text{ in}$	
$Z_x := 15.7 \text{ in}^3$		$peso_lineal_viga := 27.2 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$	

$$P_{angulos} := peso_lineal_viga \cdot long = 89.052 \text{ kgf}$$



1. Cálculo de rigidez y Frecuencia natural PN°1

Cada evaporador cuenta con 4 puntos de anclaje, los cuales serán conectados a la viga mediante varillas redondas de $\frac{1}{2}$ plg y estas contarán en la conexión con la viga de un elemento que absorba parte de la vibración (rubber). Asimismo, se diseñará la viga de evaporador con apoyos articulados para evitar transmitir momentos a la estructura.

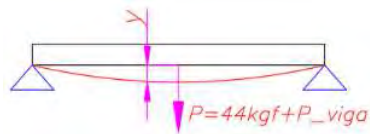
$$P_{eva} := 88 \text{ kgf}$$

El peso del evaporador se dividirá entres los cuatro apoyos por lo cual cada viga solo soportará 44kgf (cada viga soporta 2 evaporadores).

$$P := 2 \cdot \frac{P_{eva}}{4} + P_{viga} = 1828 \text{ N}$$

$$y_{max} := \frac{P \cdot long^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = 2.22 \text{ mm}$$





Para poder determinar la respuesta de la viga a la vibración se debe de determinar la rigidez de esta y su frecuencia natural. De acuerdo con la *Steel design guide 3*, de la *American institute of steel construction*, los elementos que soporten maquinas que induzcan vibración deberán tener una frecuencia natural menor a la mitad de la frecuencia de la maquina o superior a una vez y media de la frecuencia de la máquina.

$$k := \frac{P}{y_{max}} = (8.388 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad W_n := \sqrt{\frac{g}{y_{max}}} = 634 \text{ rpm}$$

Entonces, se obtuvo una frecuencia natural de la viga de 634rpm rpm, por lo cual se debe de verificar que la velocidad de giro de los motores sea al menos el doble de esta frecuencia

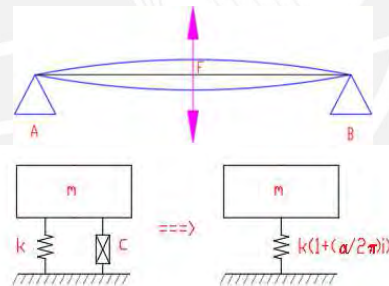
Del catálogo del fabricante se sabe que es un motor de 4polos asíncrono.

$$f := 60 \text{ Hz} \quad \# \text{polos} := 4 \quad ns := \frac{120 \cdot f}{\# \text{polos}} \text{ rpm} = 1800 \text{ rpm}$$

$$\frac{ns}{W_n} = 2.837$$

Como se observa la frecuencia del motor es mucho mayor que el doble de la frecuencia natural de la viga. Por lo cual, los efectos de la vibración han sido mitigados para esta viga.

2. Efectos dinámicos



Como la carga debido a las acciones dinámicas es ocasionada por un motor, que presenta un desbalance (fabricación), esta carga será de tipo armónica y se tendrá la siguiente ecuación de movimiento:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F_0 \cdot \cos(\omega t)$$

Asimismo, la solución particular tendrá la siguiente ecuación:

$$x_p(t) = -X \cdot \cos(\omega t - \phi)$$

$$\dot{x} = \frac{d}{dt} x_p(t) = X \cdot \omega \cdot \sin(\omega t - \phi)$$

$$\ddot{x} = \frac{d}{dt} \left(\frac{d}{dt} x_p(t) \right) = X \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega t - \phi)$$

Con estos valores determinados de la primera y segunda derivada de x y con las siguientes relaciones:

$$\cos(\omega t - \phi) = \cos(\omega t) \cdot \cos(\phi) + \sin(\omega t) \cdot \sin(\phi)$$

$$\sin(\omega t - \phi) = \sin(\omega t) \cdot \cos(\phi) - \sin(\omega t) \cdot \sin(\phi)$$

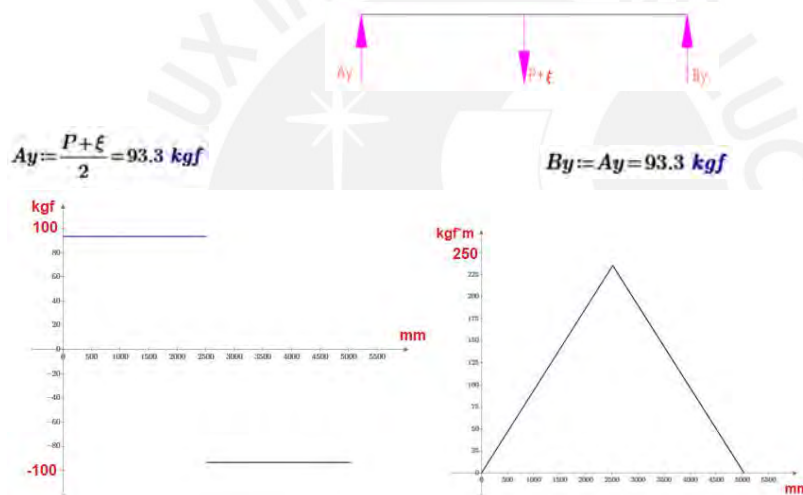
$$X[(m \cdot \omega^2 - k) \cdot \cos(\phi) - c \cdot \omega \cdot \sin(\phi)] \cos(\omega t) + \sin(\omega t) (c \cdot \omega \cdot \cos(\phi) + (m \cdot \omega^2 - k) \cdot \sin(\phi)) \\ = F_0 \cdot \cos(\omega t) + 0 \cdot \sin(\omega t)$$

Igualando los coeficientes con $\cos(\omega t)$ y con $\sin(\omega t)$ se obtiene:

$$X((m \cdot \omega^2 - k) \cdot \cos(\phi) - c \cdot \omega \cdot \sin(\phi)) = F_0 \cdot \cos(\omega t) \\ X(c \cdot \omega \cdot \cos(\phi) + (m \cdot \omega^2 - k) \cdot \sin(\phi)) = 0$$

resolviendo las ecuaciones se obtendrá que:

$$X = \frac{F_0}{\sqrt{(m \cdot \omega^2 - k)^2 + (c \cdot \omega)^2}} \quad \text{ó} \quad k \cdot X = \frac{F_0}{\sqrt{\left(\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{\alpha}{2 \cdot \pi}\right)^2}} \\ k \cdot x_0 := \sqrt{\frac{Fuerza^2}{\left(\left(\frac{ms}{Wn}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{\alpha}{2 \cdot \pi}\right)^2}} = 2.661 \text{ N} \quad \xi := k \cdot x_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{\alpha}{2 \cdot \pi}} = 0.271 \text{ kgf}$$



Se considerará que estas fuerzas internas serán multiplicadas por 1.6 para de esta manera ser más críticos que con las combinaciones que multiplican la carga muerta por 1.2. Asimismo, se debe de determinar si el ala y alma del perfil son compactos o no compactos. Para de esta manera determinar que estados límites aplicar.

$\frac{bf}{2 \cdot tf} = 5.8 < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.8$ <p>Compacto ala</p>	$\frac{d - 2 \cdot tf}{tw} = 15.9 < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.7$ <p>Compacto alma</p>
---	--

Como es compacto en ala y alma solo se deben de analizar estados límites de fluencia en flexión y pandeo lateral torsional.

3. Fluencia en flexión

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 4811 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{n1} := M_p = 4811 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

4. Pandeo lateral torsional

Para pandeo lateral torsional se debe de determinar la longitud entre puntos que están arriostrados (L_b), ya que conforme esta sea menor o mayor que ciertas longitudes se producirá el pandeo acorde a las zonas 1, 2 y 3.

Para que el pandeo se produzca en la zona 1 L_b debe de ser menor que L_p

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.6 \text{ m}$$

No se opta por esta opción, ya que significaría utilizar al menos 5 arriostres (aumenta costo). Para que el pandeo se produzca en la **zona 2** L_b debe de ser mayor que L_p y menor que L_r

$$h_o := d - t_f = 119.9 \text{ mm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 36.9 \text{ mm} \quad J_x := 5.072 \text{ cm}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_x}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_x}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 6.4 \text{ m}$$

Debido a que la longitud límite es de 6.4m se optará por realizar el cálculo como si la longitud L_b fuese la longitud de toda la viga W5x19. Por lo cual, se obtienen los siguientes valores:

$$L_b := \text{long} = 5036 \text{ mm}$$

$$M_{max} := \left| M2_A \left(\frac{\text{long}}{2} \right) \right| = 235 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_A := \left| M2_A \left(\frac{1}{4} \cdot \frac{\text{long}}{2} \right) \right| = 58.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_C := \left| M2_A \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{\text{long}}{2} \right) \right| = 176.3 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_B := \left| M2_A \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\text{long}}{2} \right) \right| = 117.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.67$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_p \right)$$

$$M_{n2} = 3544 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_n := \min(M_{n1}, M_{n2}) = 3544 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

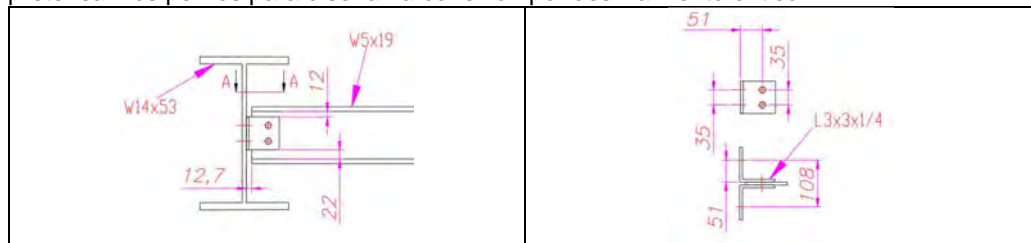
$$\phi := 0.9 \quad M_c := \phi \cdot M_n = 3189 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{combo_evaporador} := 1.6 \cdot M2_A \left(\frac{\text{long}}{2} \right) = 376 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{ratio} := \frac{\text{combo_evaporador}}{M_c} = 11.79\% \quad \text{como ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$$

5. Cálculo de Conexión Slip-critical Propuesta N°1

Se diseñarán estas conexiones considerando slip critical pues se sigue las recomendaciones de la *specification for structural joints using ASTM A-325 or ASTM A490 bolts*. Por lo cual, se pretensan los pernos para diseñar la conexión por deslizamiento crítico.



A. Ángulos-alma de W5x19

Como se observa la conexión de los ángulos con el alma de la viga W5x19 es compuesta por dos placas de relleno (las alas de los ángulos).

$$\varphi := 1 \quad \mu := 0.3 \quad Du := 1.13 \quad hf := 1 \quad Tb := 12 \text{ kip}$$

$$n_{\text{placas}} := 2 \quad n_{\text{pernos}} := 2$$

$$n_{\text{corte}} := n_{\text{placas}} \cdot n_{\text{pernos}}$$

$$Rc := \varphi \cdot \mu \cdot Du \cdot hf \cdot Tb \cdot n_{\text{corte}} = 7381 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{Ay}{Rc} = 1.3\% \quad \text{Como ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$$

B. Ángulos-alma de W14x53

Si bien se produce un momento que es alrededor del 20% al de un empotramiento perfecto, esta conexión es considerada como articulada. Por lo cual, para el diseño de la conexión no se considera los efectos de estos momentos.

$$\varphi := 1 \quad \mu := 0.3 \quad Du := 1.13 \quad hf := 1 \quad Tb := 12 \text{ kip} \quad n_{\text{placas}} := 1 \quad n_{\text{pernos}} := 2$$

$$n_{\text{corte}} := n_{\text{placas}} \cdot n_{\text{pernos}} \quad Rc := \varphi \cdot \mu \cdot Du \cdot hf \cdot Tb \cdot n_{\text{corte}} = 3690 \text{ kgf}$$

$$\text{ratio} := \frac{Ay}{Rc} = 2.5\%$$

Resistencia a corte de los ángulos.

<ul style="list-style-type: none"> • Fluencia por corte $\varphi := 1 \quad Agv := 3 \text{ in} \cdot \frac{1}{4} \text{ in} = 483.87 \text{ mm}^2$ $Rc1 := \varphi \cdot 0.6 \cdot Fy \cdot Agv = 7348 \text{ kgf}$	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura por corte $\varphi := 0.75$ $Agv := Agv - \frac{1}{4} \text{ in} \cdot \left(0.5 \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in}\right) = 393.144 \text{ mm}^2$ $Rc2 := \varphi \cdot 0.6 \cdot Fy \cdot Agv = 4478 \text{ kgf}$ $Rc := \min(Rc1, Rc2) = 4478 \text{ kgf}$ $\text{ratio} := \frac{Ay}{Rc} = 2.1\%$
--	---

Como $\text{ratio} < 100\% \implies \text{ok!}$

6. Análisis para la Propuesta N°2

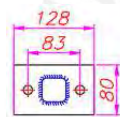
Como se observa para la Propuesta N°2, cada evaporador es anclado a un perfil 2L 7x4x3/8" utilizando 4 varillas de ½ plg que contarán con un elemento que desfavorezca la transmisibilidad de la vibración (rubber), este perfil 2L se conectará a un par de vigas de evaporador W5x19. Dicha viga W5x19 estará conectada al tijeral por dos puntos de apoyo que se consideran articulados. Por lo tanto, aplicando los pasos del 1 a 2 se obtienen las fuerzas que soportan los elementos de que conforman el soporte para el evaporador.

<p>W5x19</p>	<p>2L 7x4x3/8 LLBB</p>
$P := 2 \cdot \frac{P_{eva}}{2} + P_{viga} + P_{angulos} = 3133 \text{ N}$ $y_{max} := \frac{P \cdot long^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = 3.81 \text{ mm}$ $k := \frac{P}{y_{max}} = 8.226 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$ $W_n := \sqrt{\frac{g}{y_{max}}} = 51 \text{ Hz} \quad ns = 188 \text{ Hz}$ $k_{.xo} := \sqrt{\frac{Fuerza^2}{\left(\left(\frac{ns}{W_n}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{\alpha}{2 \cdot \pi}\right)^2}} = 2.932 \text{ N}$ $\xi := k_{.xo} \cdot \sqrt{1 - \frac{\alpha}{2 \cdot \pi}} = 0.298 \text{ kgf}$	$P := P_{eva} + P_{angulos} = 1736 \text{ N}$ $y_{max} := \frac{P \cdot long^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = 0.11 \text{ mm}$ $k := \frac{P}{y_{max}} = 154.194 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$ $W_n := \sqrt{\frac{g}{y_{max}}} = 295 \text{ Hz} \quad ns = 188 \text{ Hz}$ $k_{.xo} := \sqrt{\frac{Fuerza^2}{\left(\left(\frac{ns}{W_n}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{\alpha}{2 \cdot \pi}\right)^2}} = 31.7 \text{ N}$ $\xi := k_{.xo} \cdot \sqrt{1 - \frac{\alpha}{2 \cdot \pi}} = 3.226 \text{ kgf}$
$Ay := \frac{P + \xi}{2} = 1567.8 \text{ N} \quad By := Ay = 1567.8 \text{ N}$	$Ay := \frac{P + \xi}{2} = 884 \text{ N} \quad By := Ay = 884 \text{ N}$
$\frac{bf}{2 \cdot tf} = 5.8 < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.8$ <p>Compacto ala</p> $\frac{d - 2 \cdot tf}{tw} = 15.9 < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.7$ <p>Compacto alma</p>	$\frac{bf}{tf} = 10.7 < 0.54 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.3$ <p>Compacto ala</p> $\frac{d}{tw} = 18.7 < 0.54 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.3$ <p>No compacto alma</p>

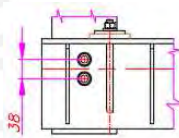
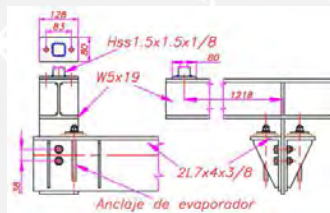
7. Cálculo de Perfiles Propuesta N°2

W5x19	2L 7x4x3/8 LLBB
<p>Fluencia $M_p := F_y \cdot Z_x = 4811 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $M_{n1} := M_p = 4811 \text{ kgf} \cdot \text{m}$</p> <p>Pandeo lateral $L_p = 1.6 \text{ m}$ $L_r = 6.4 \text{ m}$ $L_b := \text{long} = 5036 \text{ mm}$ $C_b := \frac{12.5 \cdot M_{\text{max}}}{2.5 M_{\text{max}} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} = 1.67$ $M_{n2} = 3544 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $M_n := \min(M_{n1}, M_{n2}) = 3544 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $\varphi = 0.9$ $M_c := \varphi \cdot M_n = 31 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\text{combo_evaporador} := 1.6 \cdot M_2 \cdot A \left(\frac{\text{long}}{2} \right) = 6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\text{ratio} := \frac{\text{combo_evaporador}}{M_c} = 20.2\%$</p>	<p>Fluencia $M_p := \min(F_y \cdot Z_x, 1.6 \cdot F_y \cdot S_x) = 5860 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $M_{n1} := M_p = 57 \text{ kN} \cdot \text{m}$</p> <p>Pandeo lateral $J_x := 0.4 \text{ in}^4$ $G := 77200 \text{ MPa}$ $L_b := \text{long} = 2200 \text{ mm}$ $B := 2.3 \cdot \left(\frac{d}{L_b} \right) \cdot \sqrt{\frac{I_y}{J_x}}$ $M_{cr} := \frac{\pi \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J_x}}{L_b} \cdot (B + \sqrt{1 + B^2}) = (5.265 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $M_{n2} := M_{cr} = 516.294 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_n := \min(M_{n1}, M_{n2}) = 57 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\varphi = 0.9$ $M_c := \varphi \cdot M_n = 52 \text{ m} \cdot \text{kN}$ $\text{combo_evaporador} := 1.6 \cdot M_2 \cdot A \left(\frac{\text{long}}{2} \right) = 2 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $\text{ratio} := \frac{\text{combo_evaporador}}{M_c} = 3\%$</p>

8. Cálculo de Conexión Propuesta N°2



Viga de evaporador-cordón inferior



2L 7x4x3/8-viga de evaporador

Conexión Viga de evaporador W5x19 - cordón inferior	
<p>A. Conexión emperrada $F_{nt} := 620 \text{ MPa}$ $db := 0.5 \text{ in}$ $Ab = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot db^2 = 253 \text{ mm}^2$ $R_n := F_{nt} \cdot Ab = 157.079 \text{ kN}$ $\varphi := 0.75$ $R_c := \varphi \cdot R_n = 117.809 \text{ kN}$ $A_y = 1.568 \text{ kN}$ $\text{ratio} := \frac{A_y}{R_c} = 1.331\%$</p>	<p>B. Resistencia conexión soldada Soldadura $t_{\text{wsold}} := 3 \text{ mm}$ $E60 := 60 \text{ ksi}$ $\varphi := 0.75$ $A_{\text{sold}} := 0.707 \cdot t_{\text{wsold}} \cdot 1.5 \text{ in} \cdot 4 = 323.24 \text{ mm}^2$ $F_{nw} := 0.6 \cdot E60 \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(90^\circ)^{1.5}) = 54 \text{ ksi}$ $R_n := F_{nw} \cdot A_{\text{sold}} = 120 \text{ kN}$ $R_{\text{cweld}} := \varphi \cdot R_n = 90 \text{ kN}$ Material base $A_g := 0.61 \text{ in}^2$ $R_n := F_y \cdot A_g$ $\varphi := 0.9$ $R_{\text{cmb}} := \varphi \cdot R_n = 87.9 \text{ kN}$ $R_c := \min(R_c, R_{\text{cmb}}) = 88 \text{ kN}$ $\text{ratio} := \frac{A_y}{R_c} = 1.8\%$ Como $\text{ratio} < 100\% \Rightarrow \text{ok!}$</p>
Conexión Ángulo 2L 7x4x3/8-Viga de evaporador W5x19	
<p>A. Cálculo de pernos $\varphi := 1$ $\mu := 0.3$ $D_u := 1.13$ $h_f := 1$ $T_b := 12 \text{ kip}$ $n_{\text{placas}} := 2$ $n_{\text{pernos}} := 2$ $n_{\text{corte}} := n_{\text{placas}} \cdot n_{\text{pernos}}$ $R_c := \varphi \cdot \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_{\text{corte}} = 72 \text{ kN}$ $\text{ratio} := \frac{A_y}{R_c} = 1.2\%$</p>	<p>B. Conexión a corte Fluencia a corte $\varphi = 1$ $A_{gv} = 1137 \text{ mm}^2$ $R_{c1} = \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 169 \text{ kN}$ Rotura a corte $\varphi = 0.75$ $A_{gv} = 1001 \text{ mm}^2$ $R_{c2} = \varphi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 112 \text{ kN}$ $R_c = \min(R_{c1}, R_{c2})$ $\text{ratio} = \frac{A_y}{R_c} = 0.8\%$ Como $\text{ratio} < 100\% \Rightarrow \text{ok!}$</p>

ANEXO 43: CORREAS DE PARED

Como las correas de pared son elaboradas con perfiles conformados en frío, cuyo diseño debe de ser realizado bajo los parámetros de la norma AISI-S100 para perfiles conformados en frío.

$D := 7 \text{ in} = 177.8 \text{ mm}$	$I_x := 467 \text{ cm}^4$	
$B := 3 \text{ in} = 76.2 \text{ mm}$	$S_x := 52.23 \text{ cm}^3$	
$t := 3 \text{ mm} = 0.118 \text{ in}$	$r_x := 6.97 \text{ cm}$	
$\text{Area} := 9.61 \text{ cm}^2$	$I_y := 54.23 \text{ cm}^4$	
$R := t = 0.118 \text{ in}$	$S_y := 9.47 \text{ cm}^3$	
	$r_y := 2.38 \text{ cm}$	
$C_w := \frac{a_-^2 \cdot b_-^2 \cdot t}{12} \cdot \left(\frac{2 \cdot a_-^3 \cdot b_- + 3 \cdot a_-^2 \cdot b_-^2}{6 \cdot a_-^2 \cdot b_- + a_-^3} \right) = 10.9 \text{ in}^6$		

$$a_- := D - t = 175 \text{ mm} \quad b_- := B - \left(\frac{t}{2} \right) = 75 \text{ mm}$$

Debido a que para diseño de perfiles conformados en frío se necesita el módulo de sección elástico de la sección efectiva a compresión (S_e) se debe de determinar este valor a partir de ubicar la distancia del eje neturo hacia la cara a compresión.

$fl_{top} := \frac{t}{2} \quad \text{curv}_{top} := 2.97 \text{ mm} \quad \text{web} := \frac{D}{2}$ $fl_{bott} := D - \frac{t}{2} \quad \text{curv}_{bott} := D - \text{curv}_{top}$ $A_{fl} := (B - 2 \cdot R) \cdot t$ $A_{curv} := \frac{\pi \cdot (A \cdot R^2 - R^2)}{4} = 21.2057504 \text{ mm}^2$ $A_{web} := (D - 4 \cdot R) \cdot t$ $\text{Area} := A_{fl} \cdot 2 + A_{curv} \cdot 2 + A_{web} = 9.61 \text{ cm}^2$	
--	--

$$Y_{cg} := \frac{A_{fl} \cdot fl_{top} + A_{curv} \cdot \text{curv}_{top} + A_{web} \cdot \text{web} + A_{curv} \cdot \text{curv}_{bott} + A_{fl} \cdot fl_{bott}}{\text{Area}}$$

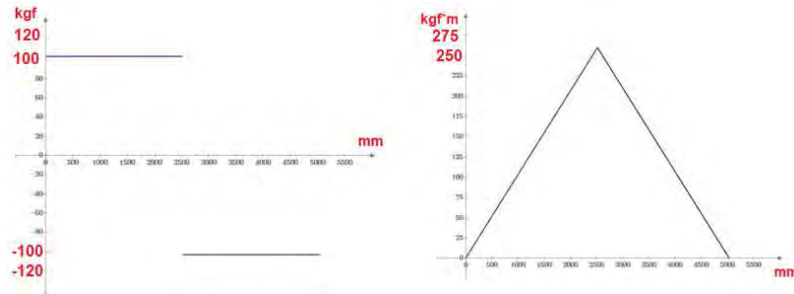
$$Y_{cg} = 88.9 \text{ mm}$$

$$S_e := \frac{I_x}{Y_{cg}} = 52.531 \text{ cm}^3 \quad S_e := \min(S_e, S_x) = 52.23 \text{ cm}^3$$

Como el valor de momento inercia obtenido del catálogo de distribuidores de perfiles conformados en frío es menor, se utilizará este para realizar los cálculos.

Considerando que el perfil será analizado para carga de viento W de 144.5 kgf/m y que presenta el siguiente esfuerzo de fluencia:

	$F_y = 33 \text{ ksi} \quad E = 29000 \text{ ksi} \quad W = \frac{144.5 \text{ kgf}}{m} \quad \text{ancho} = 1.1 \text{ m}$ $P = 1.3W \cdot \text{ancho} = 206.64 \text{ kgf} \Rightarrow A_y = B_y = \frac{P}{2} = 103 \text{ kgf}$
--	---



$$M2_A(long/2) = 260 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

1. Fluencia por flexión

$$Mn_yeld := Se \cdot Fy = 1211.8 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \varphi := 0.9$$

$$Mc_yeld := \varphi \cdot Mn_yeld = 1090.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

2. Pandeo lateral torsional

$$Mmax = \left| M2_A \frac{long}{2} \right| = 260 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M1 = \left| M2_A \left(\frac{1}{4} \cdot \frac{long}{2} \right) \right| = 65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M3 = M \left| M2_A \left(\frac{3}{4} \cdot \frac{long}{2} \right) \right| = 195 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M2 = \left| M2_A \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{long}{2} \right) \right| = 130 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$eo = 44.3 \text{ mm} \quad ro = \sqrt{rx^2 + ry^2 + eo^2} = 8.6 \text{ cm}$$

$$Cb = \frac{12.5 Mmax}{2.5 |Mmax| + 3 |M3| + 4 |M2| + 3 |M1|} = 1.7 \quad Kt = 1 \quad Ly = \frac{Long}{2} = 2.5 \text{ m} \quad Lt = Ly \quad J_- = 0.28 \text{ cm}^4$$

$$G = 11300 \text{ ksi} \quad \sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{ky \cdot Ly}{ry} \right)^2} = \frac{18 \text{ kgf}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_t = \frac{G \cdot J_- + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot Cw}{(Kt \cdot Lt)^2}}{Area \cdot ro^2} = \frac{16 \text{ kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$Fe = \frac{Cb \cdot r_{\square} \cdot Area}{Sx} \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t} = 0.45 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

$Fc := \begin{cases} \text{if } Fe \geq 2.78 \cdot Fy & = 31.4 \text{ ksi} \\ \ Fy \\ \text{else if } 2.78 \cdot Fy > Fe > 0.56 \cdot Fy & \\ \ \frac{10}{9} \cdot Fy \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{Fy}{36 \cdot Fe} \right) \\ \text{else if } Fe \leq 0.56 \cdot Fy & \\ \ Fe \end{cases}$	$yc = 0.5 \cdot \frac{D}{Fy} \cdot Fc = 84.7 \text{ mm} \quad Sc = \frac{Ix}{yc} = 55.1 \text{ cm}^3$ $Mn_t = Sc \cdot Fc = 1219 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $Mc_t = Mn_t \cdot \varphi = 1097 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ $Mc = \min(Mc_yeld, Mc_t)$
---	--

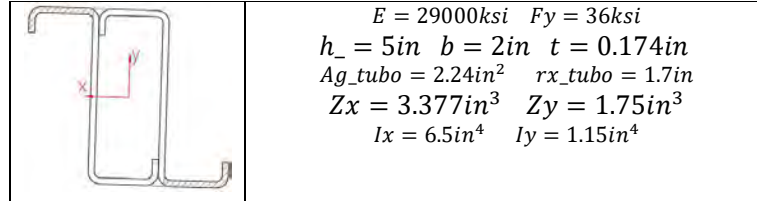
$$ratio = \frac{Mmax}{Mc} = 23.9\%$$

Como ratio < 100% ==> ok!

ANEXO 44: Correas de techo

1. Cálculo de correas para pandeo lateral

Para el diseño de estas correas se considera que estas tienen apoyos articulados. Es decir, se produce un reparto isostático. Además, estas viguetas serán formadas por dos perfiles Z soldados que formarán una sección cerrada. Esta sección será asumida como si fuera una sección tubular.



A. Cargas axiales aplicadas

Como estas viguetas evitarán que las vigas de las Propuestas N°1 y N°2 fallen por pandeo lateral. Por ello, se analizarán para soportar las cargas axiales que se originan para evitar el pandeo lateral de las estructuras. Esta carga axial se calcula de la siguiente manera:

$$Pr = n * 1.5\% * Nd$$

De las fuerzas internas que experimentan la Propuesta N°1 y Propuesta N°2 se determina que la mayor fuerza axial es experimentada para la segunda propuesta (16580kgf). Por lo tanto, el diseño de estos arriostres será rigido para la estructura número dos.

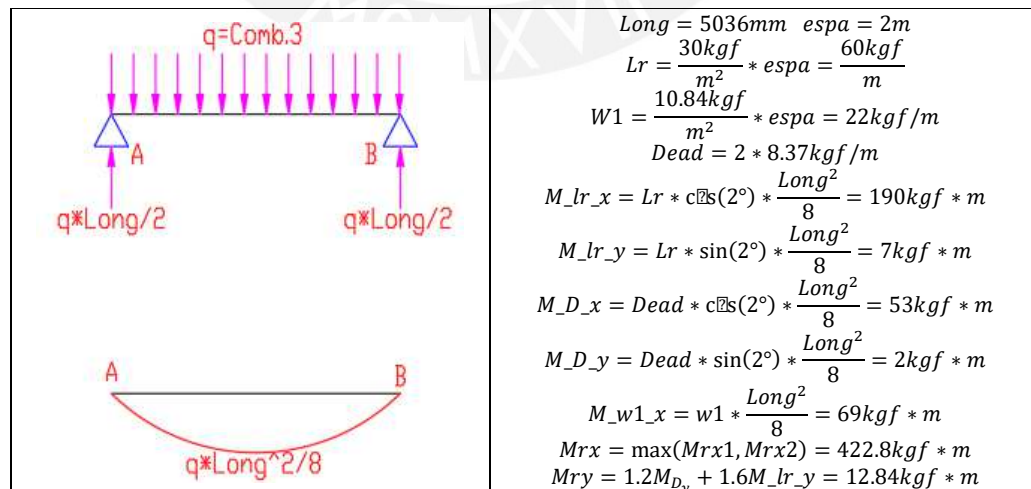
Considerando que las viguetas tienen reparto isostático, estas viguetas solo evitarán el pandeo lateral de 2 pórticos o tijerales ($n=2$).

$$n = 2 \quad Nd2 = 16580kgf \quad Pr2 = n * 1.5\% * Nd2 = 497kgf$$

B. Momentos soportados

Como estas viguetas soportan cargas gravitatorias y de viento, el análisis se debe de realizar en los dos ejes principales utilizando la combinación 3, ya que de esta manera la viga soportará momentos mayores. Además, se debe de mencionar que la carga viva utilizada será de 30kgf/m.

Se considera que el ancho tributario será de 2m



C. Resistencias de diseño Axial (Pc)

Se debe de determinar si la sección del perfil es esbelta o no esbelta. Por lo cual, se debe evaluar si la relación de la altura (h) y el ancho (b) del perfil con el espesor (t) y un valor límite para después determinar que límites de análisis aplicar, ver **ANEXO 14**.

$$\frac{b}{t} = 11 \quad \frac{h}{t} = 29 \quad 1.4 \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} = 40$$

Como las relaciones son menores al límite de 40, la sección del perfil es no esbelta. Por ende, se analizará el estado límite de pandeo en flexión.

$$k = 1 \quad F_{e_tubo} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * Long}{r_{x_tubo}} \right)^2} = 1.479 * 10^3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_{e_tubo}} = 1.7 \Rightarrow \frac{F_y}{F_{e_tubo}} \leq 2.25 \Rightarrow \left(F_{cr} \leftarrow 0.658 \frac{F_y}{F_{e_tubo}} \right) F_y = \frac{12.4 \text{ kgf}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi = 0.9 \quad P_n = F_{cr} * A_{g_tubo} = 17874.3 \text{ kgf} \quad P_c = \varphi * P_n = 16086.9 \text{ kgf}$$

D. Resistencia de diseño en flexión (Mc)

Se debe de determinar que tipo de sección se cuenta utilizando las mismas relaciones de altura con espesor y ancho con espesor. Sin embargo, en este caso se tiene otro límite para determinar si es una sección compacta. Luego de determinar si es compacta o no, se determina que estados límites de análisis se son los que rigen el diseño, ver **ANEXO 15**.

$$1.12 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} = 32$$

Como se observa el límite es 32, el cual es superior a los valores antes obtenidos de las relaciones ancho espesor y alto espesor. Por lo tanto, la sección del perfil es compacta en flexión. Por ende, solo se debe de analizar el estado límite de fluencia en flexión.

$$M_{nx} = F_y * Z_x = 1398 \text{ kgf} * m \quad M_{ny} = F_y * Z_y = 726 \text{ kgf} * m$$

$$\varphi = 0.9 \quad M_{cx} = \varphi * M_{nx} = 1258 \text{ kgf} * m \quad M_{cy} = \varphi * M_{ny} = 653 \text{ kgf} * m$$

$$\frac{Pr_2}{P_c} = 0.031 \Rightarrow \frac{Pr_2}{P_c} < 0.2 \quad \text{ratio} = \frac{Pr_2}{2 * P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 37.1\%$$

Como $\text{ratio} < 100\% \Rightarrow \text{ok!}$

E. Estado límites de servicio

$$q_{flecha_y} = Lr * \cos(2^\circ) + W1 + Dead * \cos(2^\circ) = \frac{964.71 \text{ N}}{m}$$

$$q_{flecha_x} = Lr * \sin(2^\circ) + Dead * \sin(2^\circ) = \frac{26.26 \text{ N}}{m}$$

$$flecha_x = \frac{5 * q_{flecha_x} * Long^4}{384 * E * I_y} = 1.75 \text{ mm}$$

$$flecha_y = \frac{5 * q_{flecha_y} * Long^4}{384 * E * I_x} = 14.94 \text{ mm}$$

$$flecha = \sqrt{flecha_x^2 + flecha_y^2} = 15.03 \text{ mm} \quad \frac{Long}{180} = 28 \text{ mm}$$

Como flecha es menor que 28mm, la correa de pandeo lateral cumple con ELS.

2. Cálculo de correas para cubierta

Se utilizarán perfiles Z, los mismo que son utilizados para armar la sección tubular, los cuales tendrán un espaciamiento de 2 m y solo soportarán cargas que producen la flexión del perfil. Además, se considera que al igual que para las correas de pandeo lateral tendrán apoyos articulados y que actúan las mismas cargas.

Se debe de mencionar que, para las correas Z simple, se considerará que si es perfil conformado en frío y que su esfuerzo de fluencia será de 33ksi. Por ello se debe de utilizar la norma AISI-S100.

	$D = 5 \text{ in} \quad B = 2 \text{ in} \quad d = 19 \text{ mm} \quad t = 4.5 \text{ mm} \quad \gamma = 90^\circ$
	$R = t = 4.5 \text{ mm} \quad \alpha = 1 \quad d = 19 \text{ mm} \quad F_y = 33 \text{ ksi}$ $r_x = 1.89 \text{ in}^4 \quad r_y = 0.7438 \text{ in} \quad A_g = 10.67 \text{ cm}^2$ $S_x = 39.04 \text{ cm}^3 \quad S_y = 11.64 \text{ cm}^3 \quad I_x = 247.9 \text{ cm}^4$ $I_y = 56.9 \text{ cm}^4 \quad a = D - (2R + t) = 114 \text{ mm}$ $a_- = D - t = 122.5 \text{ mm}$ $b = B - \left(R + \frac{t}{2} + \alpha \left(R + \frac{t}{2} \right) * \tan \left(\frac{\gamma}{2} \right) \right) = 37 \text{ mm}$ $b_- = B - \left(\frac{t}{2} + \alpha \left(\frac{t}{2} \right) * \tan \left(\frac{\gamma}{2} \right) \right) = 46 \text{ mm}$ $c = \alpha \left(d - \left(R + \frac{t}{2} \right) * \tan \left(\frac{\gamma}{2} \right) \right) = 12 \text{ mm}$ $c_- = \alpha \left(d - \left(\frac{t}{2} \right) * \tan \left(\frac{\gamma}{2} \right) \right) = 17 \text{ mm}$

Como el perfil es abierto se deberá de determinar la constante de warping:

$$\begin{aligned} \text{with_lips} = & b_-^2 (4 \cdot c_-^4 + 16 b_- \cdot c_-^3 + 6 a_-^3 \cdot c_- + 4 a_-^2 \cdot b_- \cdot c_- + 8 a_- \cdot c_-^3) \downarrow \\ & + 6 a_- \cdot b_- \cdot c_-^2 \cdot (a_- + b_-) \cdot (2 \cdot b_- \cdot \sin(\gamma) + a_- \cdot \cos(\gamma)) \downarrow \\ & + 4 a_- \cdot b_- \cdot c_-^3 \cdot (2 a_- + 4 b_- + c_-) \sin(\gamma) \cdot \cos(\gamma) \downarrow \\ & + c_-^3 \cdot (2 a_-^3 + 4 a_-^2 b_- - 8 a_- \cdot b_-^2 + a_-^2 c_- - 16 b_-^3 - 4 b_-^2 \cdot c_-) \cdot \cos(\gamma)^2 \end{aligned}$$

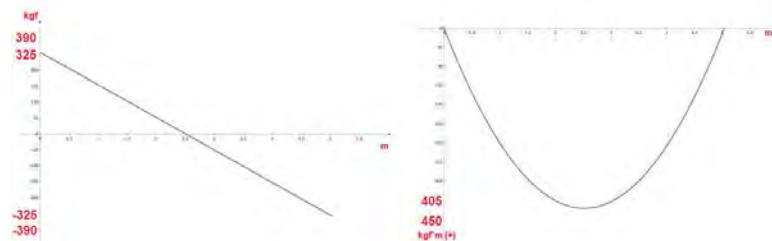
$$C_w := \frac{t}{12} \frac{(a_-^3 \cdot b_-^3 \cdot (2 \cdot a_- + b_-) + \alpha \cdot \text{with_lips})}{a_- + 2 \cdot (b_- + \alpha \cdot c_-)} = 6.2 \text{ in}^6$$

Al igual que para la correa de pared se debe de determinar el módulo de sección elástico Se .

	$fl_top = 2.25 \text{ mm} \quad curv_top = 4.22 \text{ mm} \quad lip_top = 14 \text{ mm}$ $wed = 63.5 \text{ mm} \quad curv_bott = 122.77 \text{ mm} \quad fl_bolt = 124.74 \text{ mm}$ $lip_bolt = 122.99 \text{ mm} \quad A_fl = b \cdot t = 168 \text{ mm}^2$ $A_web = b \cdot t = 168 \text{ mm}^2 \quad A_curv = \frac{\pi((2 \cdot R)^2 - R^2)}{4} = 48 \text{ mm}^2$ $A_lip = d \cdot t = 85.5 \text{ mm}^2$ $fl_top \cdot A_fl + 2 \cdot curv_top \cdot A_curv + lip_top \cdot A_lip + wed \cdot A_web \downarrow$ $Y_{cg} := \frac{+ 2 \cdot curv_bott \cdot A_curv + fl_bolt \cdot A_fl + lip_bolt \cdot A_lip}{A_g}$ $Y_{cg} = 51.5 \text{ mm} \quad Se = \frac{I_x}{Y_{cg}} = 48.1 \text{ cm}^3$
--	--

Como el modulo de sección elástico, que se plantea al inicio, es de los catálogos de distribuidores de estos perfiles, se optará por utilizar el del proveedor.

$$Se := \min(Se, S_x) = 39.04 \text{ cm}^3$$



A. Fluencia por flexión

$$\begin{aligned} \varphi = 0.95 \quad Mn_yield &= Se \cdot F_y = 905.78 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mc_yield = \varphi \cdot Mn_yield = 860 \text{ kgf} \cdot \text{m} \\ Mn_yield_y &= S_y \cdot F_y = 270.06 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mc_yield_y = \varphi \cdot Mn_yield_y = 256.6 \text{ kgf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

B. Pandeo lateral torsional

Se presenta este estado límite ya que el perfil tiene una sección abierta, la cual es más susceptible a que el pandeo lateral domine el diseño. Para el diseño de este elemento se considera que este presenta arriostamiento lateral que disminuye la longitud de pandeo a la mitad de la longitud total del elemento.

$$Long = 5036mm \quad Ly = \frac{Long}{2} = 2518mm$$

La ecuación de momento es la siguiente:

$$M(x) = \frac{comb3 * Long}{2} + \frac{comb3}{2} * x^2 \quad Mmax = |Mrx| = 423kgf * m$$

$$MA = M\left(\frac{Long}{2}\right) = -423kgf * m \quad MB = M\left(\frac{Long}{2} + \frac{Long}{2}\right) = -317kgf * m$$

$$MC = M\left(\frac{Long}{2} + 3 * \frac{Long}{4}\right) = -185kgf * m$$

Debido a que el momento de diseño depende de otras variables se debe de calcular primero la constante de alabeo C_b y el radio de giro polar para perfiles Z:

$$C_b = \frac{12.5Mmax}{2.5|Mmax| + 2|MA| + 4|MB| + 3|MC|} = 1.27 \quad r_o = \sqrt{rx^2 + ry^2} = 5.2cm$$

Esfuerzo de pandeo torsional (σ_t) y esfuerzo crítico de pandeo en el eje "y" (σ_{ey}) de la sección:

$$\sigma_t = \frac{1}{Ag * r_o^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(kt * Lt)^2} \right) = \frac{3651kgf}{cm^2} \quad \sigma_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(ky * \frac{Ly}{ry} \right)^2} = \frac{1133kgf}{cm^2}$$

Módulo de sección elástico de la sección sin reducir con respecto al extremo del ala en compresión (S_f) y el esfuerzo crítico de pandeo lateral elástico (F_e) para perfiles Z:

$$S_f = \frac{Ix}{0.5 * D} = 39cm^2 \quad F_e = \frac{C_b * r_p * Ag}{2 * S_f} * \sqrt{\sigma_{ey} * \sigma_t} = \frac{1830kgf}{cm^2}$$

$$\frac{F_e}{F_y} = 0.789 \Rightarrow F_c = \frac{10}{9} * F_y * \left(1 - 10 * \frac{F_y}{36 * f_e} \right) = \frac{1670kgf}{cm^2}$$

$$M_{nlateral} = S_f * F_c = 652kgf * m \quad M_c = \phi * M_{nlateral} = 587kgf * m$$

C. Pandeo distorsional

Este pandeo distorsional se produce debido a que las alas de los perfiles Z presentan labios rigidizadores. Estos rigidizadores provocan que el ala del perfil rote con respecto a la unión ala/alma. Por esto, es necesario calcular propiedades mecánicas del ala del perfil que tiende a rotar.

$$h_{dis} = D - t = 122.5mm \quad b_{dis} = 46.3mm \quad d_{dis} = d - t = 14.5mm$$

$$Af = (b_{dis} + d_{dis}) * t = 273.6mm^2 \quad Jf = \frac{1}{3} * t^3 * (b + d) = 0.171cm^4$$

$$I_{xf} = \frac{t * (t^2 * b^2 + 4b * d^3 - 4b * d^3 * \cos(\gamma)^2 + t^2 * b * d + d^4 - d^4 * \cos(\gamma)^2)}{12 * (b + d)} = 0.8cm^4$$

$$I_{yf} = \frac{t * (b^4 + 4b * d^3 - 6b^2 * d^2 * \cos(\gamma) + 4d^3 * b * \cos(\gamma)^2 - d^4 * \cos(\gamma)^2)}{12 * (b + d)} = 1.97cm^4$$

$$I_{xyf} = t * b * d^2 * \sin(\gamma) * \frac{b + d * \cos(\gamma)}{4 * (b + d)} = 1cm^4$$

$$C_{wf} = 0in^6 \quad x_{of} = \frac{b^2 - d^2 * \cos(\gamma)}{2 * (b + d)} = 12.4mm$$

$$h_x = -\frac{b^2 + 1d * b + d^2 * \cos(\gamma)}{2 * (b + d)} = -24.9mm \quad y_{of} = -d^2 * \frac{\sin(\gamma)}{2 * (b + d)} = -3.2mm$$

Con estos valores se debe de determinar la longitud crítica de pandeo lateral distorsional (Lcr):

$$Lcr = \left(4 * \pi^4 * D * \frac{1-\mu^2}{t^3} * \left(Ixf * (x_{\square}f - hx)^2 + Cwf - \frac{Ixyf^2}{Iyf} * (x_{\square}f - hx)^2 \right) + \pi^4 * \frac{D^4}{720} \right)^{1/4}$$

En la siguiente ecuación se calcula considerando que $L=Lcr$ y que $\beta = 1$.

$$Lcr = 211.5mm \quad Fd = \beta \frac{(k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi})}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} \quad L = lcr$$

$$k_{\phi fc} = \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 * E \left(Ixf(xof - hx)^2 + cwf - \frac{Ixyf^2}{Iyf} * (xof - hx)^2 \right) + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 * G * Jf = 6947kgf$$

$$k_{\phi fe} = \frac{(E * t^3)}{(12 * (1 - \mu^2))} * \left(3 + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 * \frac{19D}{60} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 * \frac{D^3}{240} \right) = 5600kgf$$

Considerando que el recubrimiento de techo (TR-4) no provee de una rigidez torsional considerable (k_{ϕ}) al ala a compresión de la vigueta:

$$k_{\phi} = 0kgf$$

$$k_{\phi fg} = \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 * \left(Af(xof - hx)^2 * \left(\frac{Ixyf}{Iyf} \right)^2 - 2 * yof * (xof - hx) * \left(\frac{Ixyf}{Iyf} \right) + hx^2 + ypf^2 \right) + Ixf + Iyf$$

$$k_{\phi fg} = 73.44mm^2$$

Como los esfuerzos $f1$ y $f2$ que resiste el perfil Z son calculados con respecto al área sin reducir y están ubicados en los dos extremos opuestos del alma se tien que $f1=-f2$

$$\xi_{web} = \frac{f1 - f2}{f1} = 2 \quad k_{\phi wg} = 5.4mm^2$$

$$k_{\phi wg} = \frac{D * t * \pi^2}{13440} * \frac{(45360(1 - \xi_{web}) + 62160) * \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{D}{L} \right)^2 * (53 + 3 * (1 - \xi_{web})) * \pi^4}{(\pi^4 + 28 * \pi^2 * \left(\frac{L}{D} \right)^2 + 420 \left(\frac{L}{D} \right)^4)}$$

$$Fd = \beta * \frac{k_{\phi} + k_{\phi fc} + k_{\phi we}}{k_{\phi wg} + k_{\phi fg}} = \frac{159kgf}{mm^2}$$

Para poder determinar el valor del momento de diseño se debe de calcular el valor de esbeltes de pandeo distorsional (λ_d).

$$\lambda_d = \sqrt{My/Mcrd} = \sqrt{\frac{Se * Fy}{Sf * Fd}} = \sqrt{\frac{906kgf * m}{6212kgf * m}} = 0.382$$

Como $\lambda_d < 0.673$, $Mn=My$

$$Mn = 906kgf * m$$

$$\phi = 0.9 \quad Mc_{dis} = \phi * Mn = 815kgf * m$$

$$Mc = \min(Mc_{yeld}, Mc_{lateral}, Mc_{dis}) = 587kgf * m$$

$$ratio = \frac{Mmax}{Mc} + \frac{Mry}{Mc_{(yeld_y)}} = 77.1\% \quad ok!$$

D. Estado límite de servicio

$$q_{flecha_y} = Lr * c_{\square}s(2^\circ) + W1 + Dead * cos(2^\circ) = 964.712N/m$$

$$q_{flecha_x} = Lr * sin(2^\circ) + W1 + Dead * sin(2^\circ) = 26.26N/m$$

$$flecha_x = 5 * q_{flecha_x} * \frac{long^4}{384 * E * Iy} = 1.93mm$$

$$flecha_y = 5 * q_{flecha_y} * \frac{long^4}{384 * E * Ix} = 16.3mm$$

$$flecha = \sqrt{flecha_x^2 + flecha_y^2} = 16.41mm \quad \frac{Long}{180} = 28mm$$

Como la flecha es menor a 28mm, cumple con ELS

ANEXO 45 Cotizaciones

Se realizo las cotizaciones de los perfiles a empresas del rubro de aceros estructurales y se determino el costo por kg para trabajar con un precio promedio.

1. Cotización A

La primera cotización es de la empresa Tradi SA. (incluye IGV)

C O T I Z A C I O N

LIMA, 02 DE JULIO DEL 2019

FOTRA-SIG-VEI-018
Nº: 44-027323

ESTIMADOS SRES.:
POR INTERMEDIO DE LA PRESENTE, NOS ES GRATO HACERLES LLEGAR NUESTRA COTIZACION DE MATERIALES:

LN	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDADES	PESO	P.UNIT	% DESC	TOTAL US\$
1	94.4421	VIGA H A-992 12" x 65.00 Lb x 20'	-----1-PZ-----	590	610.43	7.0 2.0	556.35
2	94.4523	VIGA H A-992 14" x 53.00 Lb x 30'	-----1-PZ-----	722	746.60	7.0 2.0	680.45
3	02.133	ANGULO 1/4" x 2.1/2" x 6 mt.	-----1-PZ-----	35	28.60	2.0 3.0	27.19
4	81.0222	PL. ESTRU. A-36 10.00 x 1500 x 3000	-----1-PZ-----	353	284.33	2.0 2.0	273.07
5	81.0093	PL. ESTRU. A-36 6.00 x1500h 3000 NCh	-----1-PZ-----	211	170.60	2.0 2.0	163.85
6	81.030	PL. ESTRU. A-36 16.00 x 1500 x 3000	-----1-PZ-----	565	500.06	2.0 2.0	480.26
T O T A L E S							US\$ 2,181.17

Son: DOS MIL CIENTO OCHENTIZMO Y 17/100 DOLARES AMERICANOS

De la cotización se extrae lo siguiente:

Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S//kg) +IGV
W12"x65"x30'	556.35/590 = 0.94	3.1
W14"x53"x40'	680.45/722 = 0.94	3.1
L 2.5x1/4"x6m	27.19/35 = 0.77	2.54
PL 10x1500x3000 mm	273.07/353 = 0.77	2.54
PL 16x1500x3000 mm	480.26/565 = 0.85	2.80
PL 6x1500x3000 mm	163.85/211 = 0.78	2.55

2. Cotización B

Cotización realizada a la empresa Yohersa

Elemento		Precio (S//kg) +IGV
W12"x65"x30'	4302.14/1164 = 3.7	
L 2.5x1/4"x6m	103.15/36.7 = 2.81	
Hss 3"x3"x6.3mmx6m	279.99/83.15 = 3.37	
Hss 12"x10"x6.3mmx6m	1750.93/320.53 = 5.46	
U7"x3"x3mm	188.21/45.82 = 4.11	

YOHERSA		YOHERSA YOSHIMOTO HERMANOS SAC					
RUC: [REDACTED]		Central Telefónica: (01) 300 - 5555					
[REDACTED]		ventas@yohersa.com					
<small>Corte de Bobina Espesor: hasta 1.5mm Máx. Ancho: 1.820mm</small>	<small>Plegado Espesor: hasta 1.2mm Longitud: hasta 30000mm</small>	<small>Rolado Espesor: hasta 1.2mm Comando para 180mm</small>	<small>Armado de Vigas Hasta para 180mm Máx. Ancho para 1700mm</small>				
Lima 02 de Julio del 2019		PROFORMA No: [REDACTED]					
Srs. [REDACTED]		R.U.C.: [REDACTED]					
#	Código	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Venta	P. VENTA TOTAL	Peso Kg.
1	001180	Viga W 650 12" x 65.00 x 12.0mts 8.9/13.8	PZA	1.00	4,302.1440	4,302.14	1,164.00
2	012838	Viga JS 125 x 125 23.0kg/m x 8.0mts 6.5/9.0 (15.98) opcional	PZA	1.00	785.0304	785.03	0.00
3	000265	Angulo A36 (6.0mts) 2.1/2" x 1/4"	PZA	1.00	103.1520	103.15	36.70
4	007389	Canal U (6.0mts) 3" x 3" x 3.0mts	PZA	1.00	188.2104	188.21	45.82
5	007821	Canal U (6.0mts) 3" x 2" x 4.30mts	PZA	1.00	186.8499	186.85	45.49
6	016571	Tubo Rect A160-B 100mm x 250 x 6.3mm x 6.0mts (12" x 10" x 6.3)	PZA	1.00	1,750.9296	1,750.93	320.53
7	016122	Tubo Cuad A300-B 75 x 75 x 6.3mm x 6.0mts (12" x 12" x 6.3)	PZA	1.00	279.9889	279.99	83.15
8	014733	Tubo Cuad A500-B 2.1/2" x 2.1/2" x 6.3mm x 6.0mts	PZA	1.00	322.1232	322.12	69.50
9	000167	Angulo A36/450 (6.0mts) 4" x 1/4"	PZA	1.00	170.6880	170.69	38.50
PRECIO VENTA: S/					8,089.11		
TOTAL : S/						8,089.11	

3. Cotización C

Esta cotización se realizó a la empresa Miromina



www.milicom.com.pe

MIROMINA
R.U.C. N° 20543847420
AV. LOS INGENIEROS NRO. 154 URB. SANTA RAQUEL
Telf. 512-3370

LIMA, 3 de JULIO de 2019

Señores:

Tipo Cambio: 3.292

De acuerdo a su solicitud le hacemos llegar la siguiente cotización:

Importes expresados en DOLARES AMERICANOS

N°	Cód.	Producto	Cant. TM	Unidades	P.Unit.USD	Sub Total	Alm.
1	03372	VIGA H A36/A572 GR50/A992 W-12'' X 65LBS/PIE X 30'	10.624	12	675.25	8,103.05	001
2	03375	VIGA H A36/A572 GR50/A992 W-14'' X 53LBS/PIE X 40'	7.700	8	734.11	5,872.88	001
3	02778	ANGULO A36 2 1/2'' X 2 1/2'' X 6.0MM X 6M	0.828	24	22.22	533.29	001
4	01395	PLANCHA LAC A36 9X1200X2400MM	0.203	1	129.89	129.89	001
5	00156	PLANCHA LAC A36 16.0 X 2400 X 6000 MM	1.809	1	1,180.45	1,180.45	001
			21.164	46	SubTotal	15,819.56	
					IGV 18 %	2,847.52	
					Flete	0.00	
					Total Venta	18,667.07	

N°	Cód.	Producto	Cant. TM	Unidades	P.Unit.USD	Sub Total	Alm.
1	02778	ANGULO A36 2 1/2'' X 2 1/2'' X 6.0MM X 6M	0.828	24	22.81	547.32	001
2	00642	ANGULO A36 4'' X 4'' X 1/4'' X 6M	0.060	1	38.13	38.13	001
3	00032	PLANCHA LAC A36 12X1200X2400 MM	0.271	1	174.51	174.51	001
4	00297	PLANCHA LAC A36 25.0X1200X2400MM	0.565	1	378.26	378.26	001
5	01395	PLANCHA LAC A36 9X1200X2400MM	0.203	1	131.61	131.61	001
			1.927	28	SubTotal	1,269.83	
					IGV 18 %	228.57	
					Flete	0.00	
					Total Venta	1,498.40	

Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S./kg) +IGV
W12"x65"x30'	$1.18 * 8103.05/10624 = 0.89$	2.96
W14"x53"x40'	$1.18 * 5872.88/7700 = 0.89$	2.86
L 2.5x1/4"	$1.18 * 533.29/828 = 0.76$	2.5
PL 9x1200x2400 mm	$1.18 * 129.89/203 = 0.76$	2.5
PL 16x2400x6000 mm	$1.18 * 1180.45/1809 = 0.77$	2.53
L 4"x1/4"	$1.18 * 38.13/60 = 0.75$	2.46
PL 12x1200x2400 mm	$1.18 * 174.51/271 = 0.76$	2.50
PL 25x1200x2400 mm	$1.18 * 378.26/565 = 0.79$	2.59

4. Cotización D



miércoles, 3 de Julio de 2019

PROYECTO:


Cotización:

PRODUCTO					VALOR
Item	Código	Descripción	Cantidad	Precio Unitario SIN IGV (USD)	Precio Total
1		PERFL ZETA 125 X 50 X 15 X 2.0 X 6000	65	31.50	2,047.50
2		CANAL U 175 X 75 X 3.00 X 6.00 M	60	57.74	3,464.40
Sub Total					5,511.90
IGV 18%					992.14
Total USD					6,504.04

Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S./kg) +IGV
Z 125x50x15x2x6m	$1.18 * 31.5/22.5 = 1.65$	5.43
U 175x75x3x6m	$1.18 * 57.74/44.23 = 1.54$	5.1

5. Cotización E

Los precios de la cotización de Fermet no incluyen IGV



Desde 1981

Especialistas en FIERROS Y ACEROS ESPECIALES
 Planchas - Tubos - Ejes - Angulos - Plintos - Vigas
 Canales - Iner- Aluminio - Planchas Despliegadas - Mallas Metálicas - Bronce
 Servicios: Corte (Plasma, Oxecorte, Guillotina) - Doblez - Rolado - Acanalado
 Angulos Ranurados - Corrugado

Lima, 4 de julio de 2019 COTIZACIÓN NRO: [REDACTED]


R.U.C. : [REDACTED]
 Señor(es) : [REDACTED]
 Dirección : [REDACTED]
 Atención : [REDACTED]
 Telf. / e-mail : [REDACTED]

Cod.	Cant.	Und.	Material	V.V. Unit.	V.V. Total
20603	24.00	PZA	VARILLA LISA DE CALIDAD ESTRUCTURAL DE 1/2" X 6 M	4.50	108.00
20611	30.00	PZA	VARILLA LISA DE CALIDAD ESTRUCTURAL DE 1" X 6 M	17.80	534.00
20607	7.00	PZA	VARILLA LISA DE CALIDAD ASTM A36 DE 3/4" X 6 M	9.85	68.95

Cod.	Cant.	Und.	Material	V.V. Unit.	V.V. Total
90000	16.00	PZA	TUBO CUADRADO DE 2" X 2" X 3/16" X 6.0 MT	35.60	569.60

Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S./kg) +IGV
Vφ1/2"x6m (A36)	$1.18 * 4.5/5.97 = 0.89$	2.92
Vφ1"x6m (A36)	$1.18 * 17.8/23.9 = 0.88$	2.89
Vφ3/4"x6m (A36)	$1.18 * 9.85/13.44 = 0.86$	2.85
Hss 2"x2"x3/16"x6m	$1.18 * 35.6/36.2 = 1.16$	3.81

6. Cotización F



Fabrica de Pernos y Tuercas
 Huancabamba 304 - 310
 Esmeraldas Perené
 Ruc: 20111128241

AV. Bauzate y Mesa N° 560 La Victoria
 Telefono: 332-1832 / 332-1879
 Email: ventas@indico.com
 Entel: 998236733

La Victoria, 04 de Julio del 2019 COTIZACION: [REDACTED]

Señores : [REDACTED]
 Dirección : [REDACTED]
 Atte. Sr(a) : [REDACTED]
 E-mail : [REDACTED]
 Telefonos : [REDACTED]

Más el costo de envío a las provincias según nuestra cotización de acuerdo a lo acordado.

COD	CANT.	DESCRIPCIÓN	UNITARIO	TOTAL
1	150	PERNO HEX. A325 UNC 1/2 x 1 1/2 NEGRO	\$ 0.19691	\$ 29.54
2	160	PERNO HEX. A325 UNC 1/2 x 2 NEGRO	\$ 0.23842	\$ 38.15
3	310	TUERCA HEX. PESADA 2H UNC 1/2 NEGRO	\$ 0.12656	\$ 39.23
4	310	ARANDELA PLANA F436 1/2 NEGRO	\$ 0.04949	\$ 15.34
5	96	PERNO HEX. A325 UNC 3/4 x 15 NEGRO	\$ 6.90650	\$ 663.02
6	96	TUERCA HEX. PESADA 2H UNC 3/4 NEGRO	\$ 0.35378	\$ 33.96
7	96	ARANDELA PLANA F436 3/4 NEGRO	\$ 0.09940	\$ 9.54
8	24	VARILLA LISA A36 UNC 1/2 x 6.00 MTR. NEGRO	\$ 9.57600	\$ 229.82
9	30	VARILLA LISA A36 UNC 1" x 6.00 MTR. NEGRO	\$ 38.31600	\$ 1,149.48
			Sub-Total	\$ 2,208.09
			Igv 18%	\$ 397.46
			Total	\$ 2,605.55

PLAZO DE ENTREGA : INMEDIATO

Elemento	Precio unitario (\$) +IGV	Pr unitario (S/) +IGV
Perno A325 1/2"x1.5" Negro	$1.18 * 0.19691 = 0.2324$	0.76
Perno A325 1/2"x2" Negro	$1.18 * 0.23842 = 0.2813$	0.93
Tuerca pesada 1/2"	$1.18 * 0.12656 = 0.1493$	0.49
Arandela plana 1/2"	$1.18 * 0.04949 = 0.0583$	0.19
Tuerca pesada 3/4"	$1.18 * 0.35378 = 0.4175$	1.37
Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S./kg) +IGV
Vφ1/2"x6m (A36)	$1.18 * 9.576/5.97 = 1.89$	6.22
Vφ1"x6m (A36)	$1.18 * 38.316/23.9 = 1.89$	6.22

7. Cotización G

ACEROS LIMA
TU MEJOR ALIADO EN CONSTRUCCIÓN

COTIZACIÓN N° [REDACTED]

Razon social: [REDACTED]
RUC: [REDACTED]
Dirección: LIMA
Contacto: [REDACTED]
Teléfono: [REDACTED]
E-mail: [REDACTED]

Fecha: 04/07/2019
Vigencia: 3 DIAS
Tiempo de entrega: 2-3 Días h.luego de recibir O/C
Asesor/a comercial: [REDACTED]
Nro. De contacto: [REDACTED]
Tipo de Cambio: 3.33

Estimado Señores:
Por la presente nos es grato hacerles llegar nuestra cotización por los productos de su interés:

ITEM	DESCRIPCIÓN	PESO	LONG.	CANT.	U.M	PRECIO	
		Kg				UNITARIO	PRECIO TOTAL
						USD	USD
1	PERFIL Z 125X50X4.5 LAC	47.72	6.00	65	UND	49.95	3,246.75
2	CANAL U 175X75X3.0 LAC	47.45	6.00	60	UND	50.80	3,048.00
5,948.80 KG APROX.						SubTotal	6,294.75
						IGV(18%)	1,133.06
						Total USD	7,427.81

Elemento	Precio (\$/kg) +IGV	Precio (S./kg) +IGV
Z 125x50x 4.5x6m	$1.18 * 49.95/47.72 = 1.24$	4.11
U 175x75x3x6m	$1.18 * 50.8/47.45 = 1.26$	4.21

8. Cotización H

TORNIPER IMPORT S.C.R.L.
JR. ALICANTE NRO. 275 URB. JAVIER PRADO 5TA ETAPA LIMA - LIMA - SAN LUIS

R.U.C. [REDACTED]
COTIZACIÓN
C001 N° [REDACTED]

ADQUIRENTE N° Documento [REDACTED]
Señor(es) [REDACTED]
Dirección [REDACTED]

Fecha Emisión: 2019-07-04
Fecha Vencimiento: 2019-07-11
Tipo de Moneda: DOLARES

CANT.	UM	COD.	DESCRIPCIÓN	V/U	P/U	IMPORTE
1.5	CEN	P001	PERNOS - HEX. A325 UNC 1/2 X 1-1/2 C/TUERCA 2H Y ARAND. PLANA 436 FE NEGRO	28.92	34.13	51.20
1.6	CEN	P001	PERNOS - HEX. A325 UNC 1/2 X 2 C/TUERCA 2H Y ARAND. PLANA 436 FE NEGRO	32.01	37.77	60.43
24	NIU	BR	BARRAS - REDONDAS LISAS AC-INOX 316 1/2 X 6MTRS	39.98	47.19	1,132.56

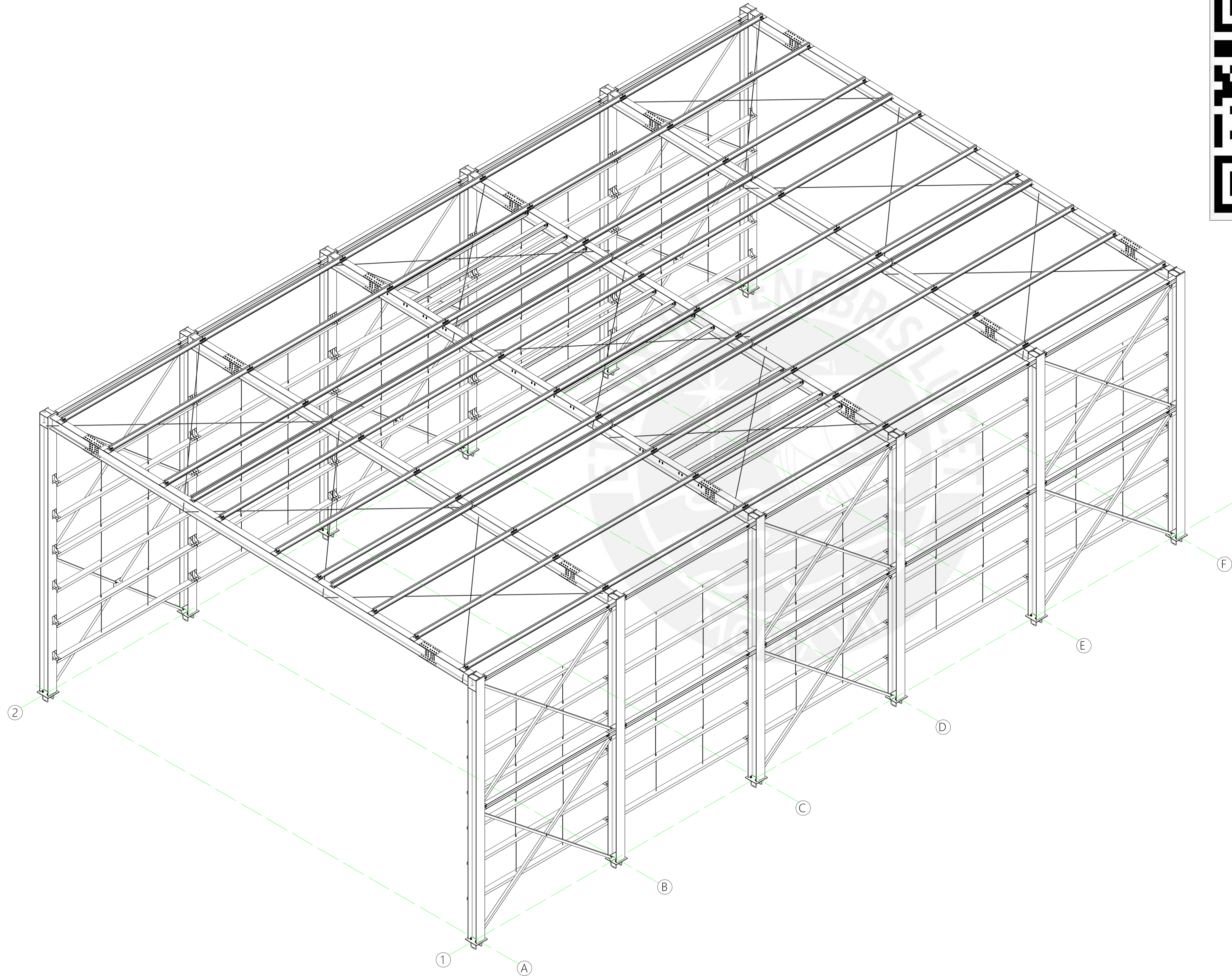
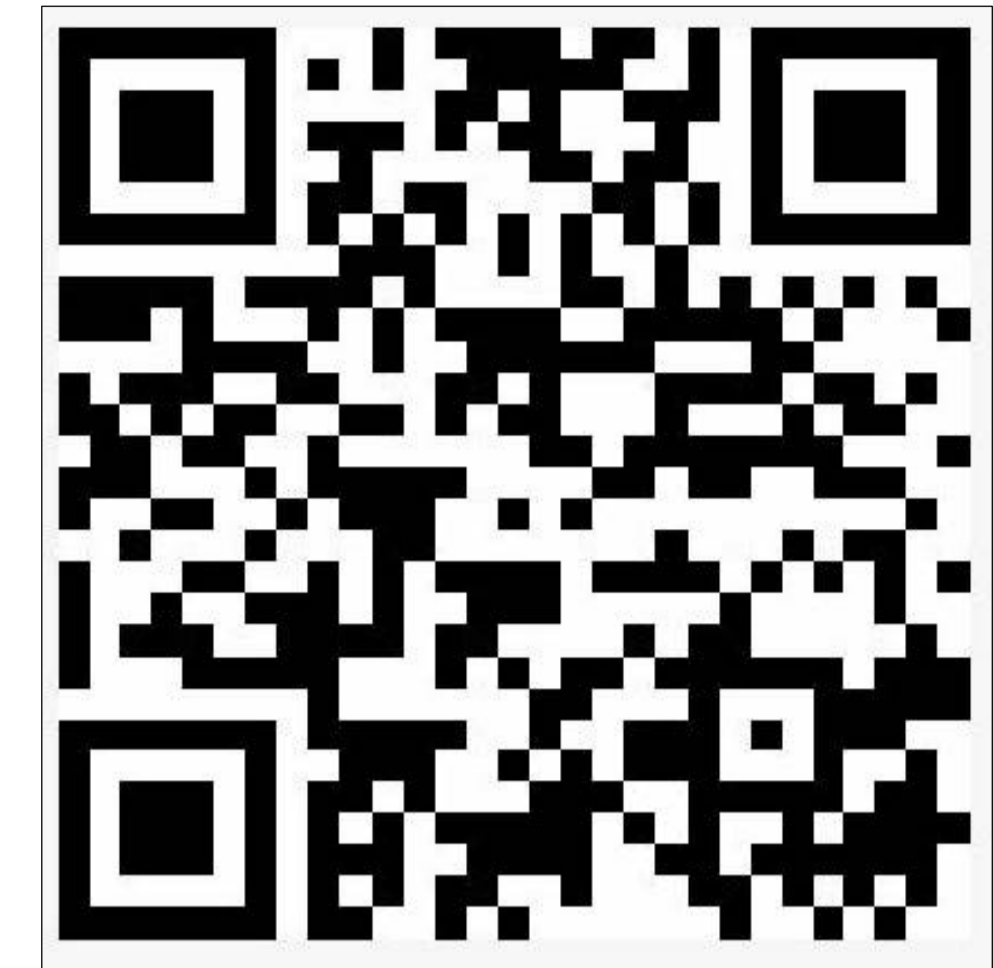
Elemento	Precio unitario (\$) +IGV	Pr unitario (S/) +IGV
Perno A325 1/2"x1.5" Negro (incluye arandela y tuercas)	$34.13/150 = 0.227$	0.75
Perno A325 1/2"x2" Negro (incluye arandela y tuercas)	$37.77/160 = 0.236$	0.78

Con la información obtenida de las 8 cotizaciones se obtendrá un Precio promedio

Elemento	Precio promedio (S./kg) +IGV
W12"x65"x30'	3.25
W14"x53"x40'	2.98
L 2.5x1/4"	2.62
L 4"x1/4"	2.46
PL (10 ó 9) x1200x2400 mm	2.52
PL 16x2400x6000 mm	2.67
PL 12x1200x2400 mm	2.50
PL 25x1200x2400 mm	2.59
PL 6x1500x3000 mm	2.55

PL general	2.57
Elemento	Precio promedio (S./kg) +IGV
Hss 3"x3"x6.3mmx6m	3.37
Hss 2"x2"x3/16"x6m	3.81
Hss general (celosía)	3.59
Hss 12"x10"x6.3mmx6m	5.46
U7"x3"x3mm	4.4
Z 125x50x15x2x6m	5.43
Z 125x50x 4.5x6m	4.11
Z general	4.77
Elemento	Precio promedio unitario (S./) +IGV
Perno A325 1/2"x1.5" Negro (incluye arandela y tuerca)	1.09
Perno A325 1/2"x2" Negro (incluye arandela y tuerca)	1.19
Elemento	Precio (S./kg) +IGV
Vφ1/2"x6m (A36)	4.6
Vφ1"x6m (A36)	4.6
Vφ3/4"x6m (A36)	2.85
V φgeneral (A36)	4.6

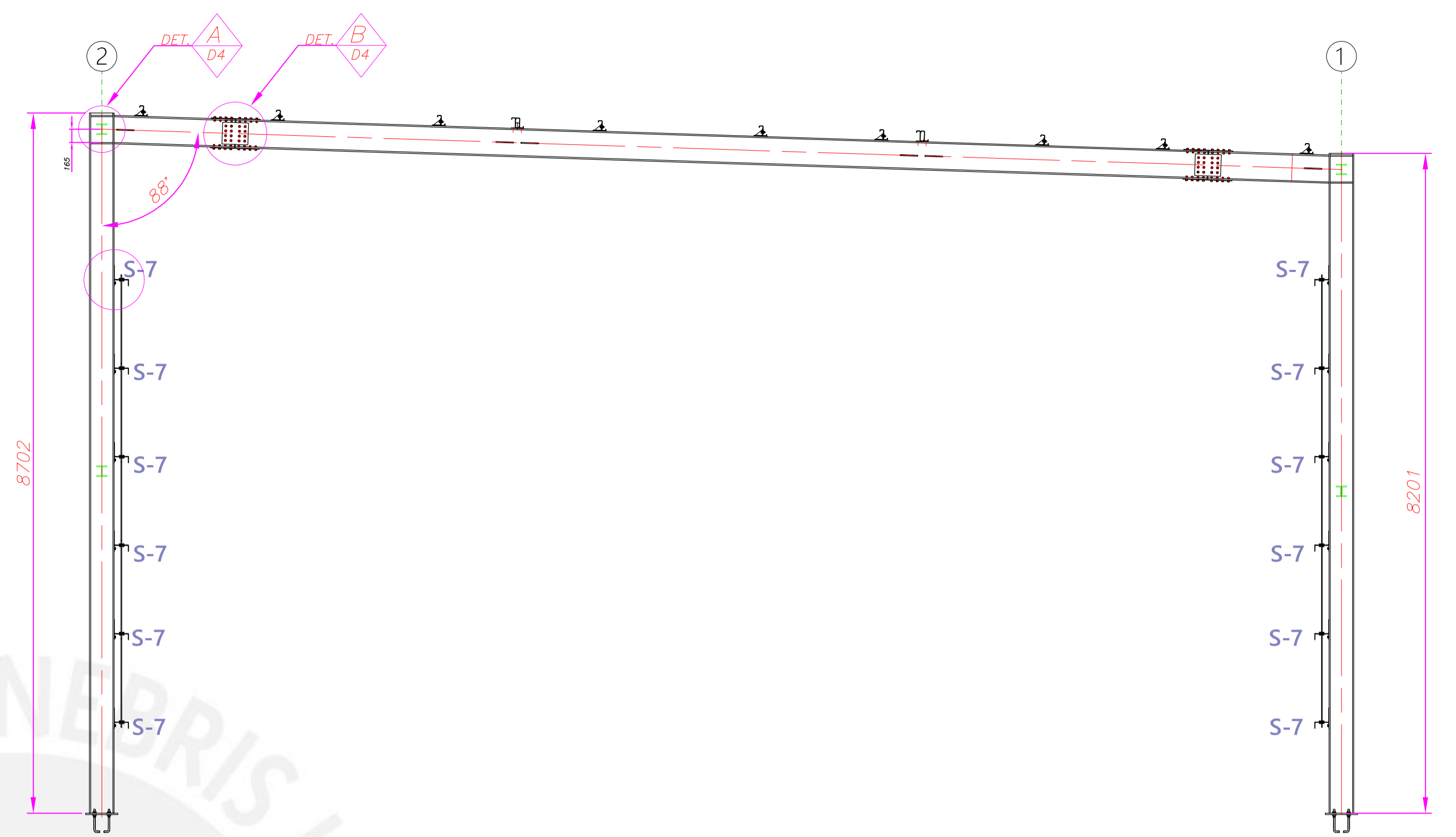
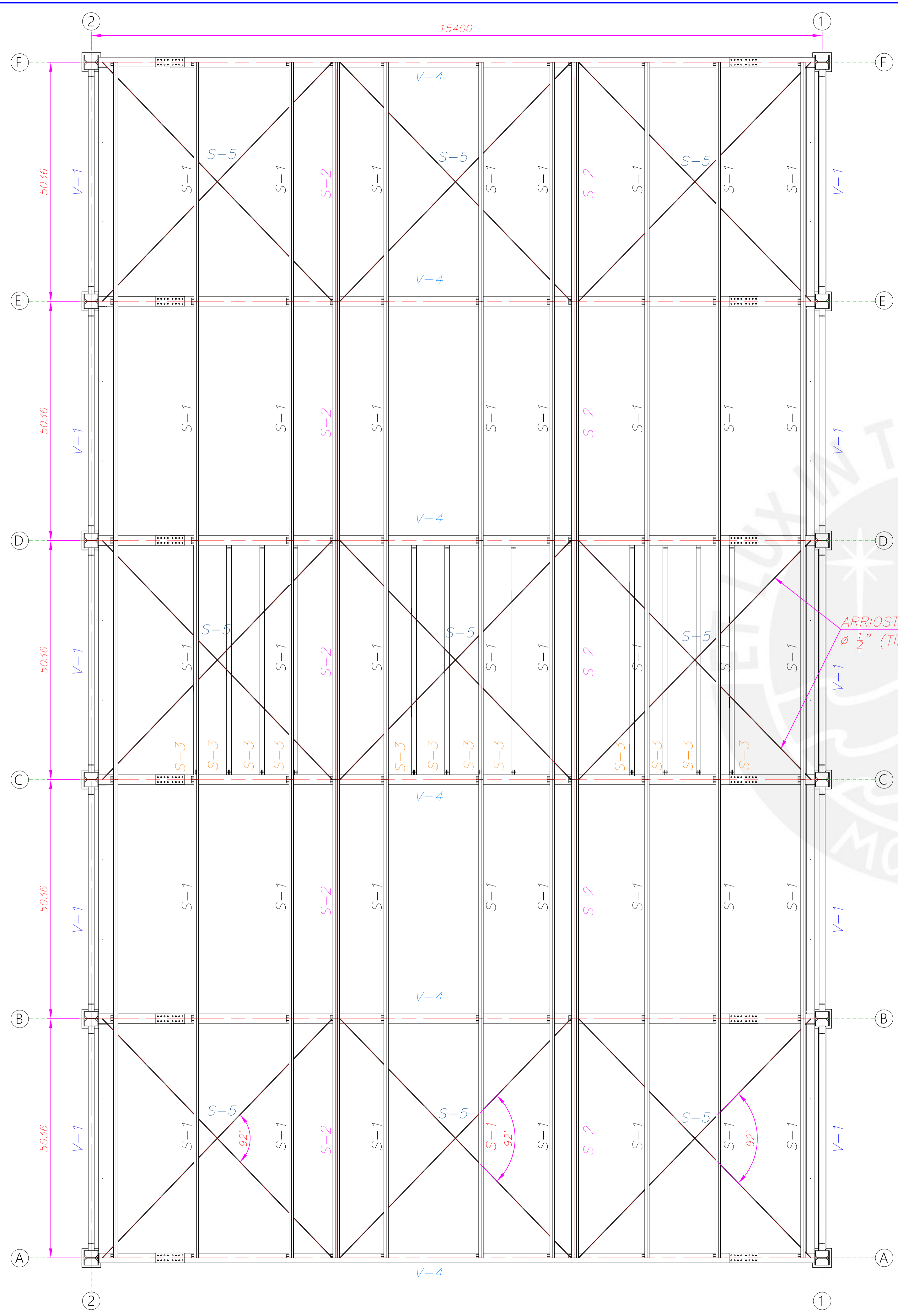




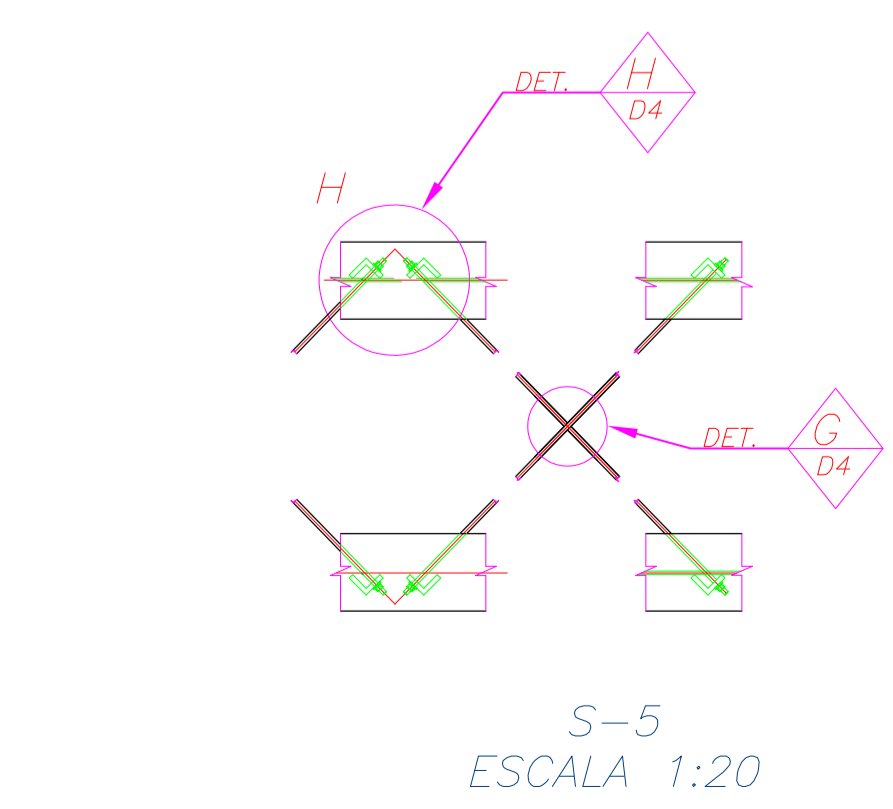
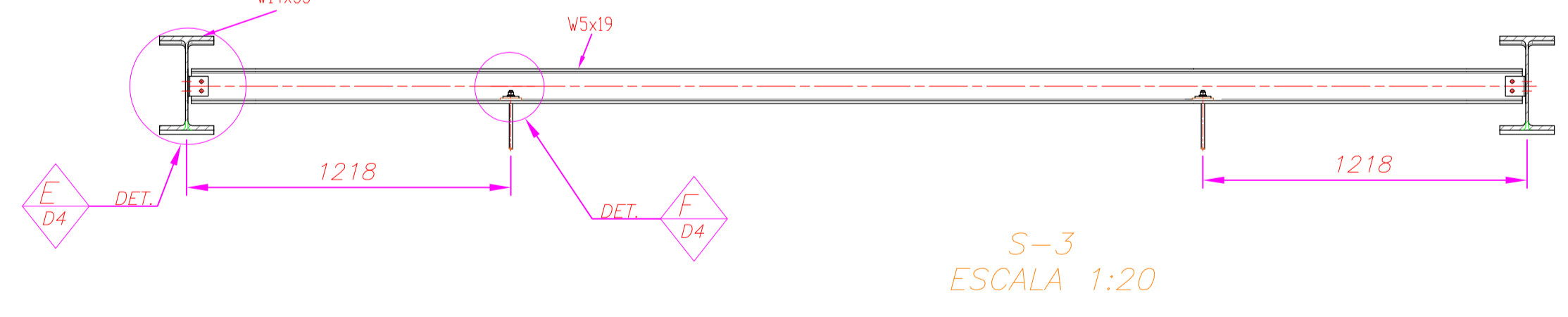
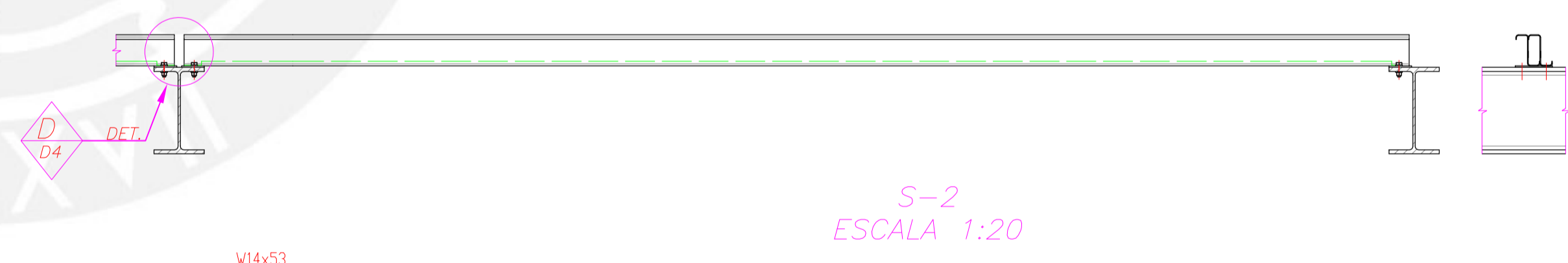
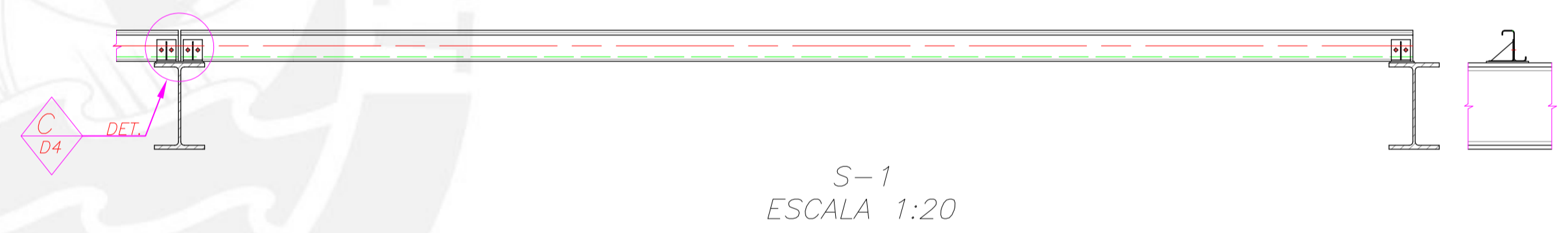
11	VIGA W14X53	90m	ASTM-A36	V4
10	CORREA DE PARED U7X3X1/8"	300m	ASTM-A36 (LAF)	V3
9	COLUMNA W12X65	101m	ASTM-A36	V2
8	VIGA W5X19	100m	ASTM-A36	V1
7	L7X1/8"	12m	ASTM-A36	S7
6	REDONDO #10mm	122m	ASTM-A36	S6
5	ARRIOS, TECHO #1/2"	129m	ASTM-A36	S5
4	ANGARRIOS L2.5X1/4	144m	ASTM-A36	S4
3	VIGA EVAP. W5X19	60m	ASTM-A36	S3
2	CORREA DE PANDEO LATERAL 2Z5X2X4.5mm	100m	ASTM-A36 (LAF)	S2
1	CORREA DE TECHO 2 5X2X4.5mm	225m	ASTM-A36 (LAF)	S1
POS.	DESCRIPCION	LONG.	MATERIAL	MARCA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA – ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA

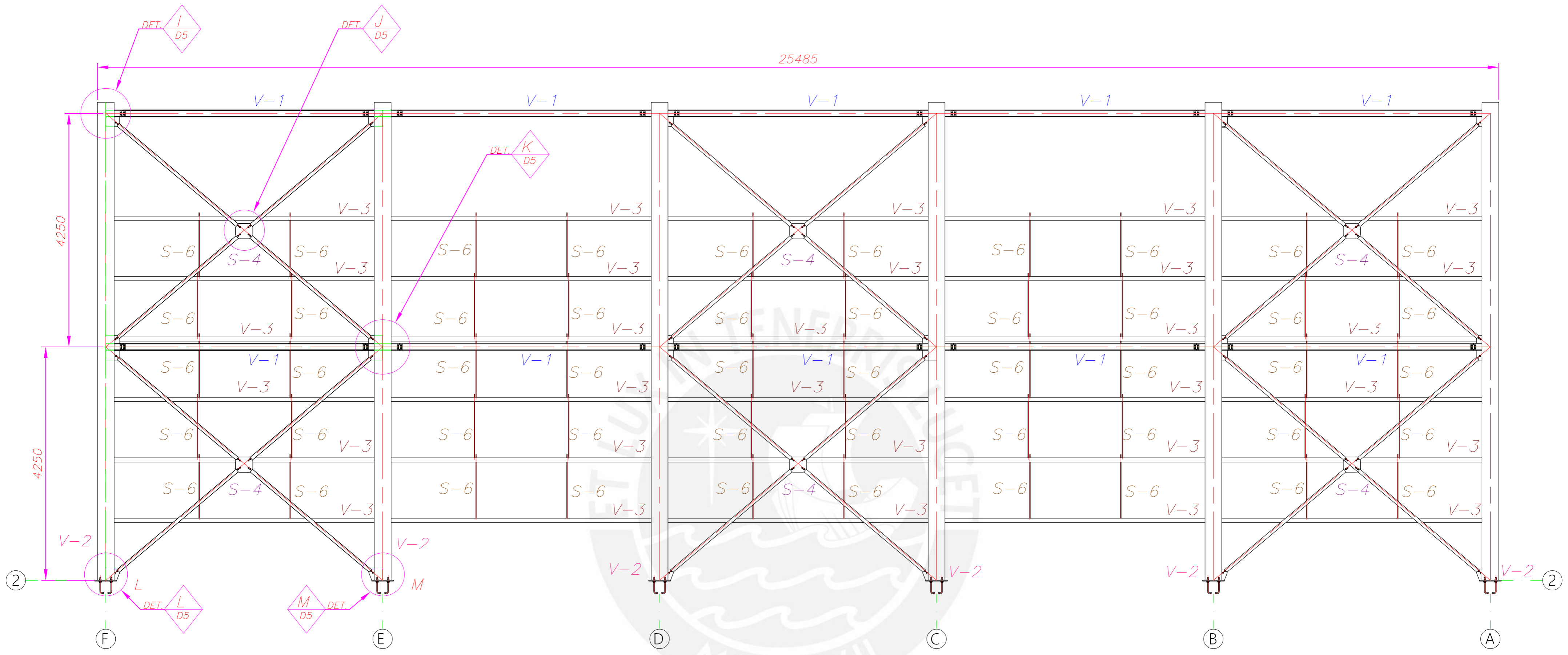
METODO DE PROYECCIÓN 	DIBUJO MECÁNICO 2 - U209 - ISOMÉTRICO 3D PN1	ESCALA 1:50
BERROSPI AQUINO, GIOVANI		FECHA: 12/09/2019
		LAMINA: A1



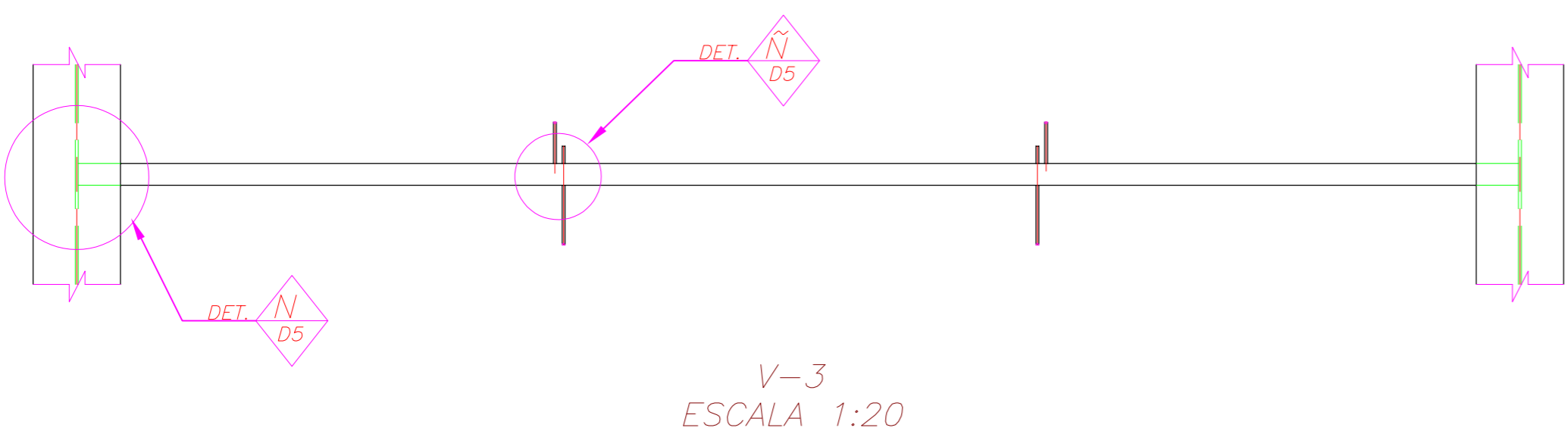
ARRIOSTRE
 $\phi \frac{1}{2}$ " (TÍPICO)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN	P1-D1	ESCALA 1:50
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA: 5/09/2019
		LAMINA: A1

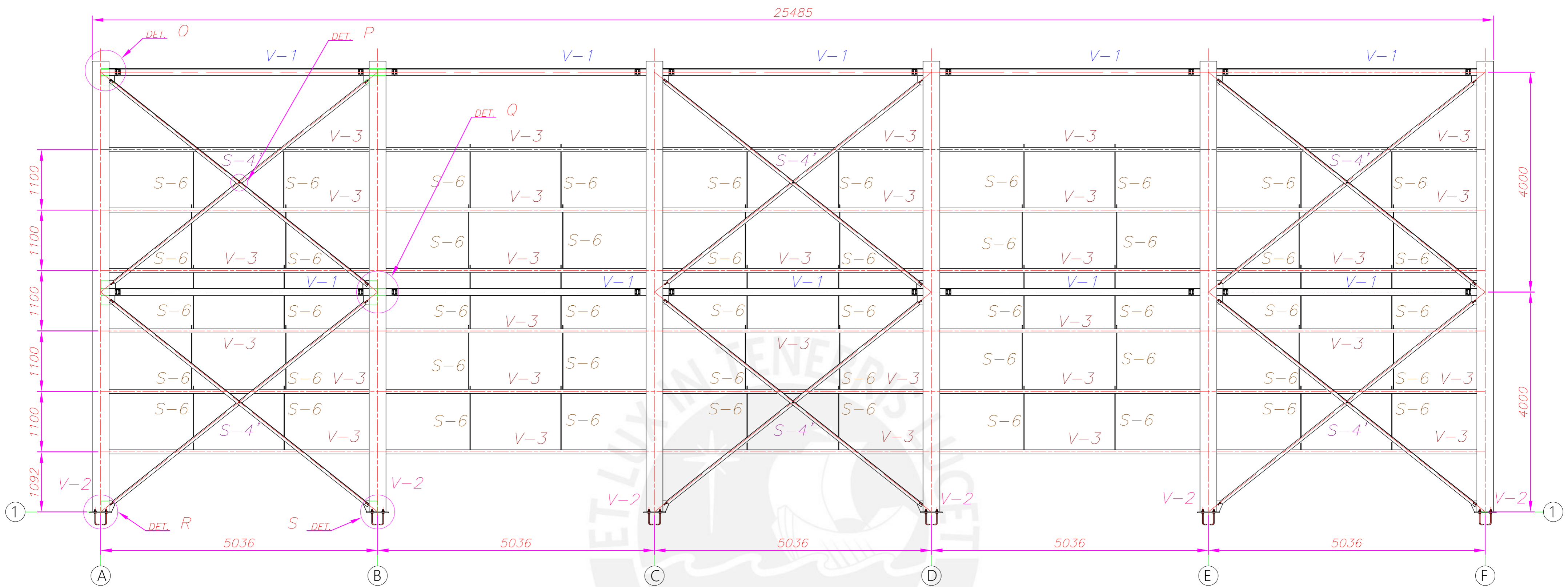


ELEVACIÓN P1 - ESTRUCTURA EJE 2

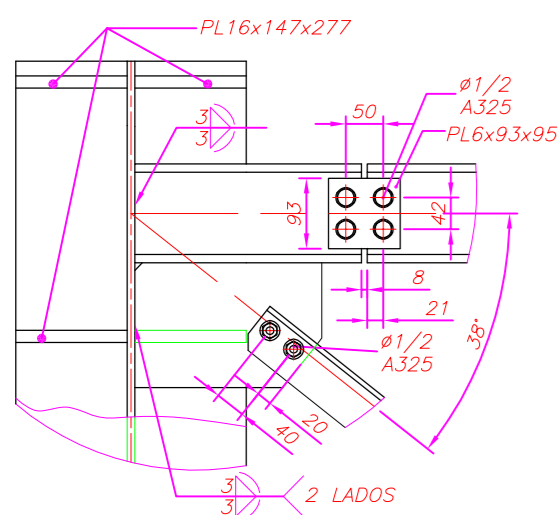


V-3
ESCALA 1:20

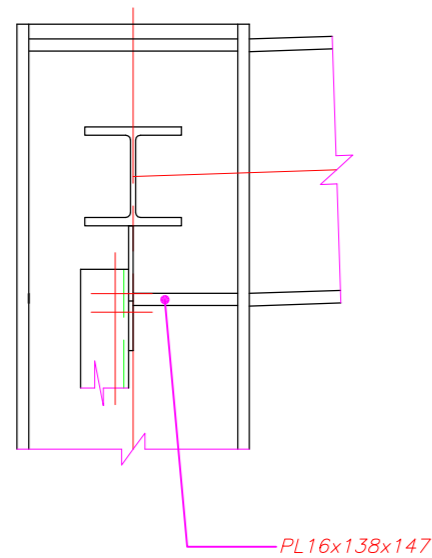
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN 	ESCALA P1-D2 1:50	
BERROSPI AQUINO, GIOVANI		FECHA: 06/09/2019
		LAMINA: A2



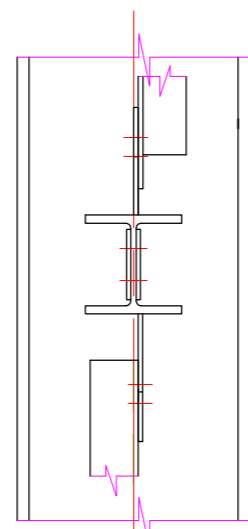
ELEVACIÓN P1 - ESTRUCTURA EJE 1



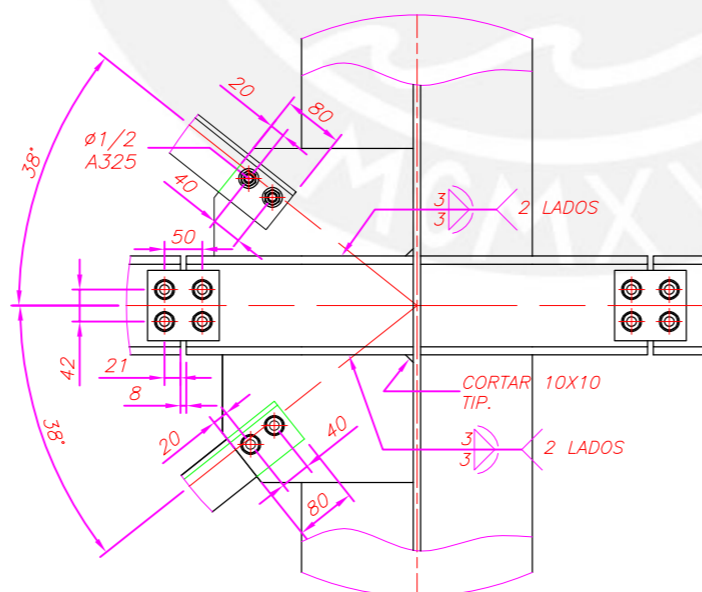
DETALLE O
ESCALA 1:10



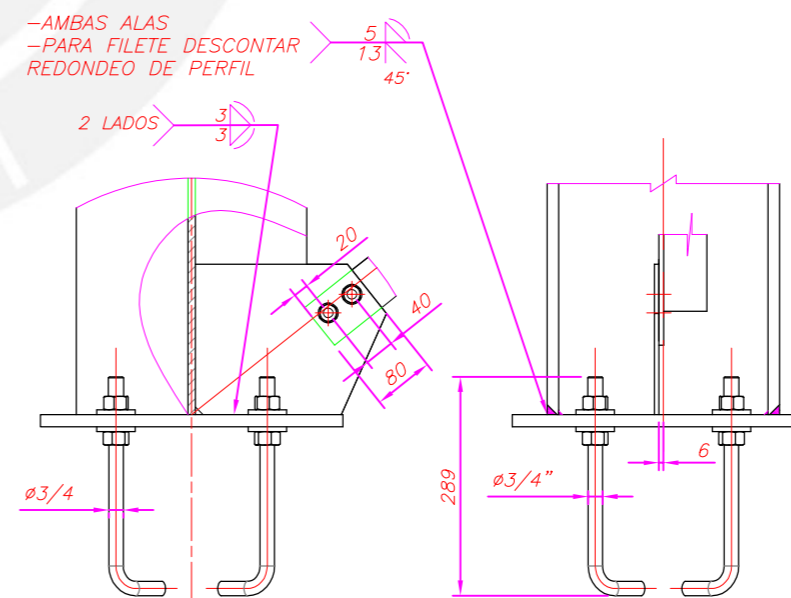
DETALLE P
ESCALA 1:10



DETALLE Q
ESCALA 1:10



DETALLE R
ESCALA 1:10



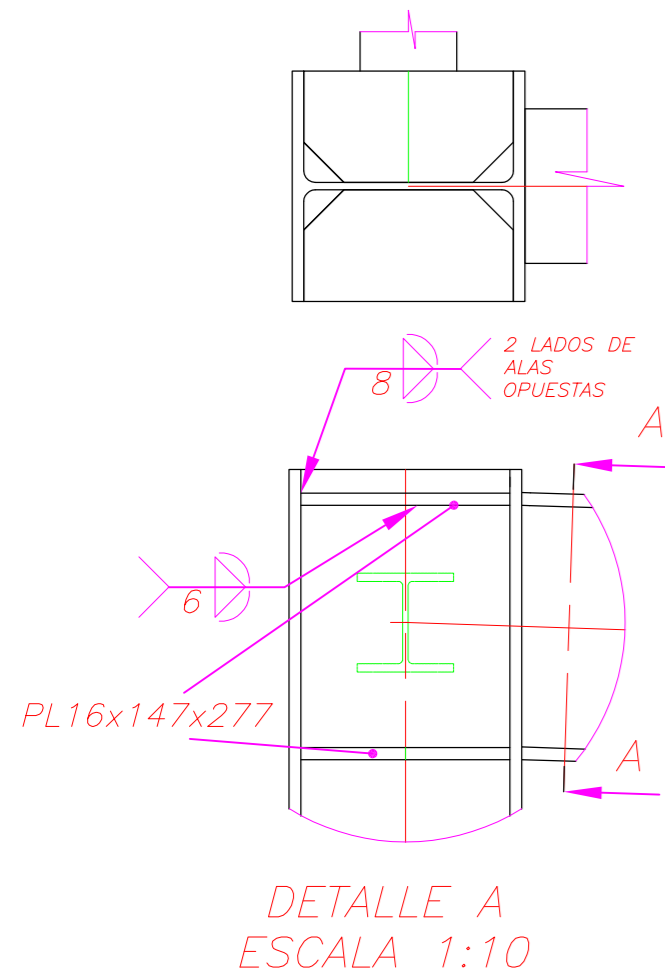
DETALLE S
ESCALA 1:10

NOTA:

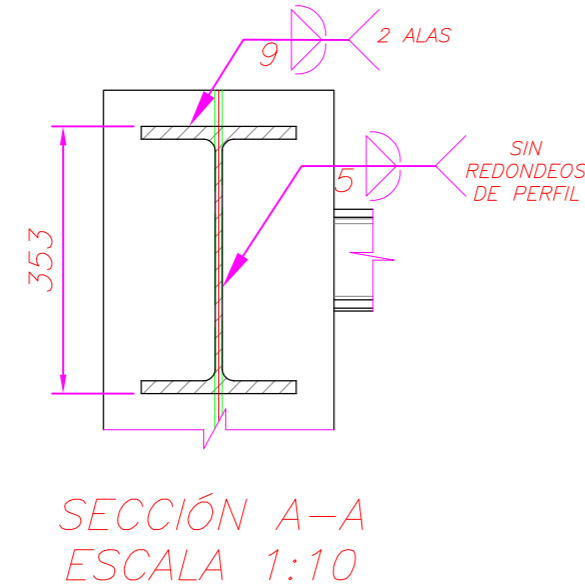
- SOLDADURAS E60
- PERNOS DE ANCLAJES $\phi 3/4$ " ASTM-A36
- PERNOS DE CONEXIÓN $\phi 1/2$ " ASTM-A325
- CARTELAS (VIGAS Y COLUMNAS) ESPESOR 6mm

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA

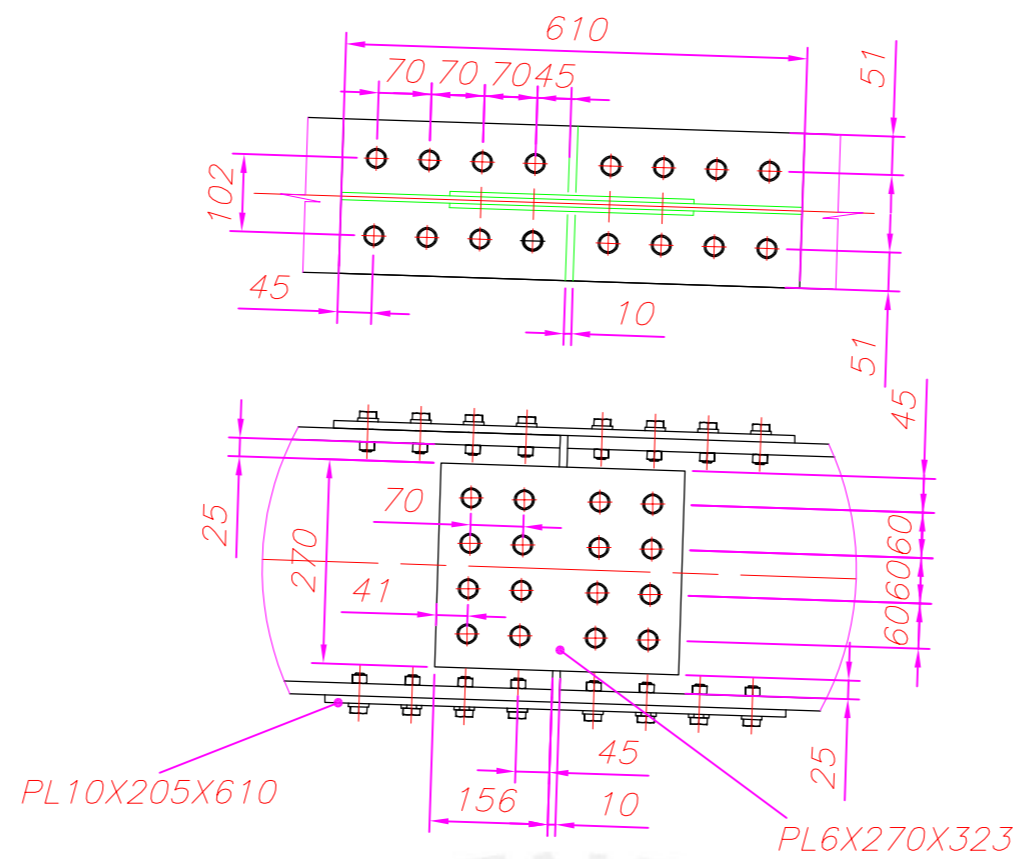
METODO DE PROYECCIÓN	ESCALA
	P1-D3 1:50
BERROSPI AQUINO, GIOVANI	
FECHA: 05/09/2019	
LAMINA: A2	



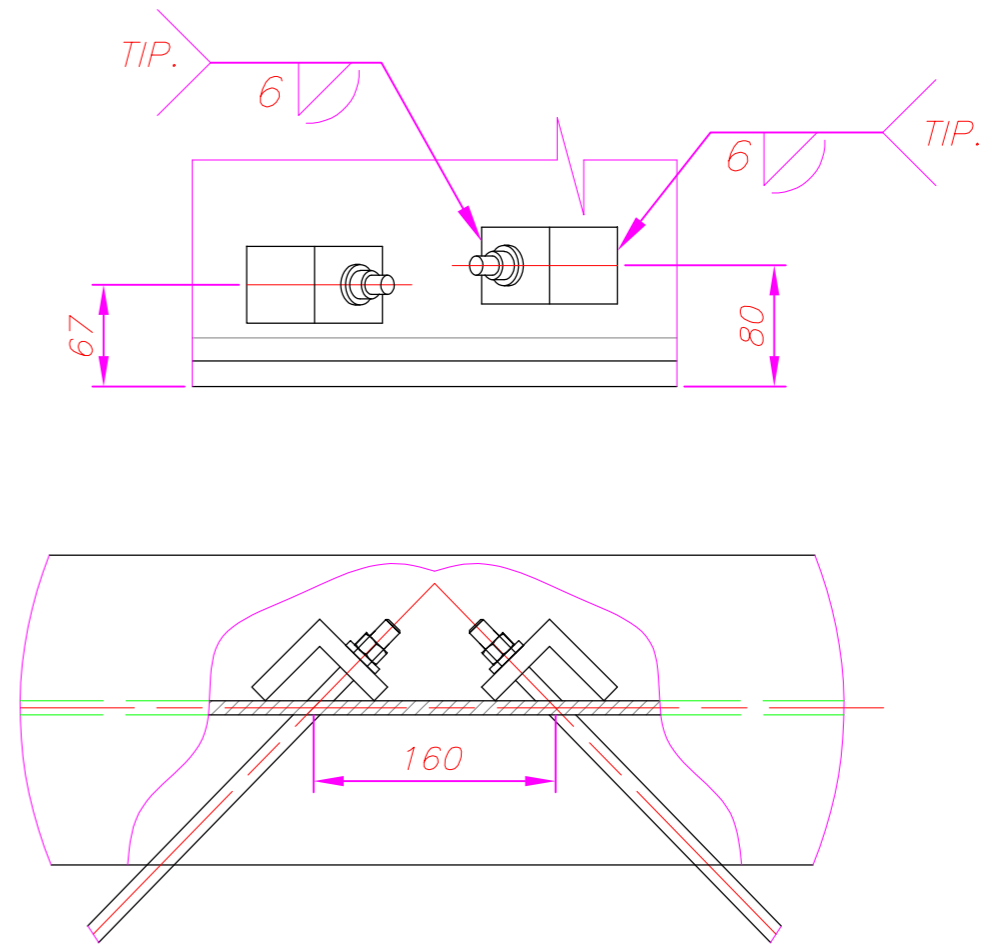
DETALLE A
ESCALA 1:10



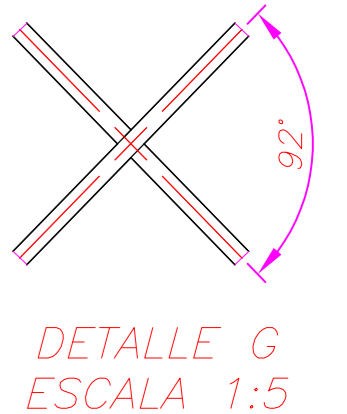
SECCIÓN A-A
ESCALA 1:10



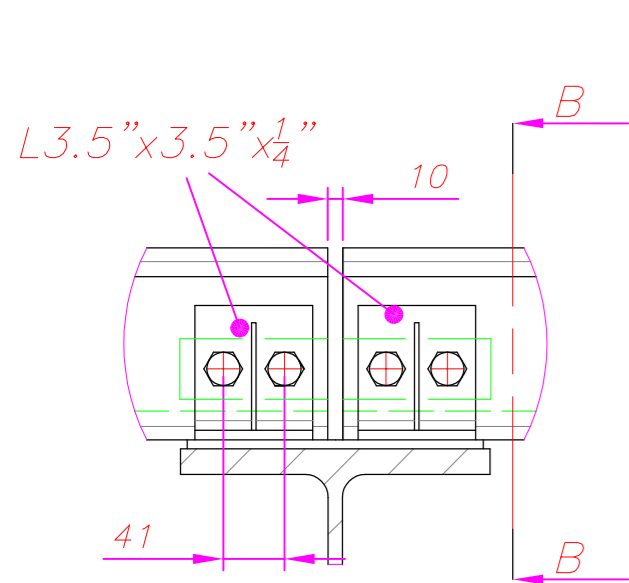
DETALLE B
ESCALA 1:10



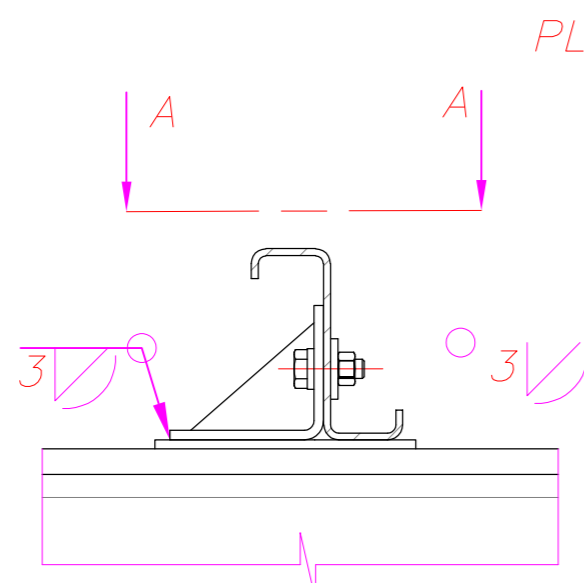
DETALLE H
ESCALA 1:5



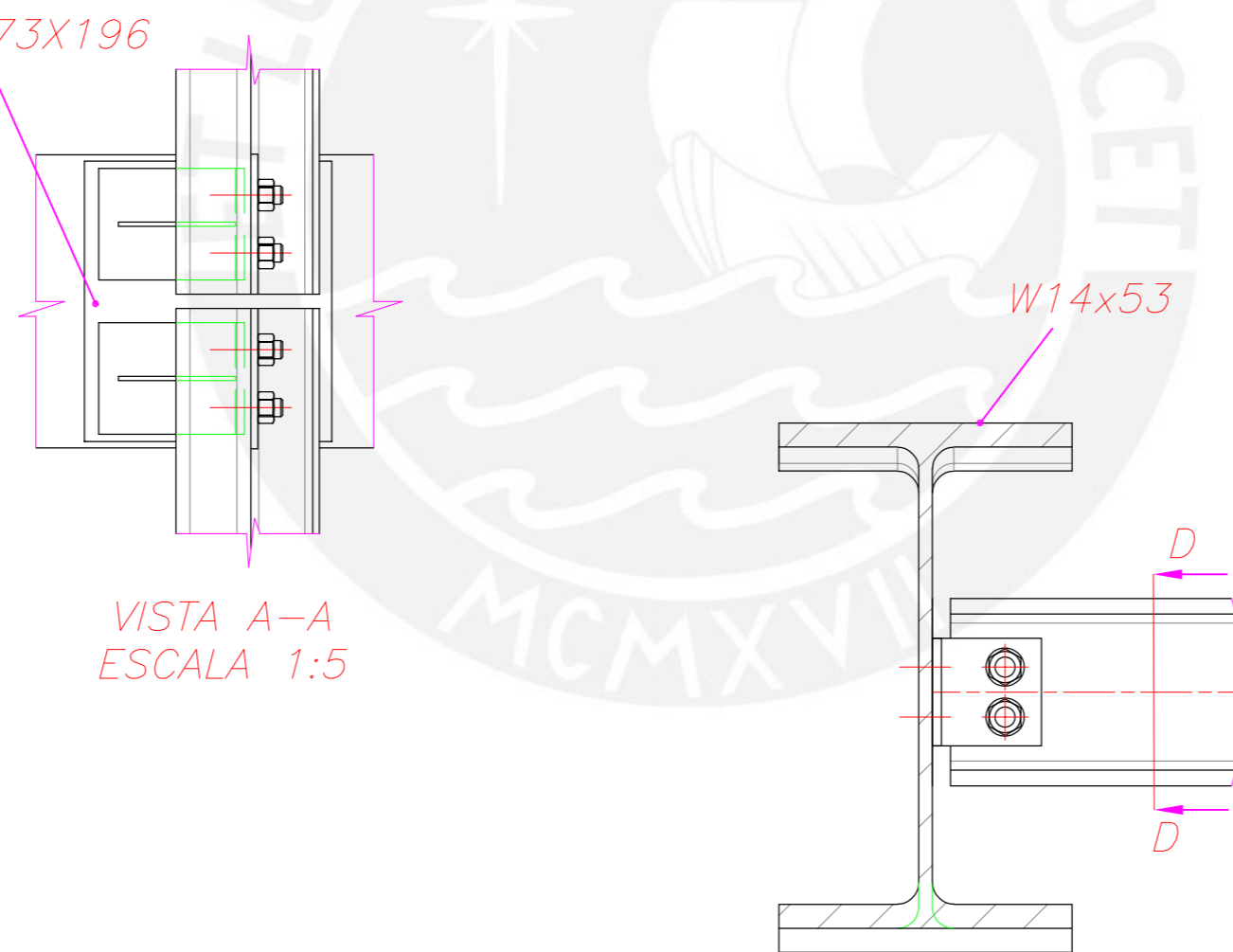
DETALLE G
ESCALA 1:5



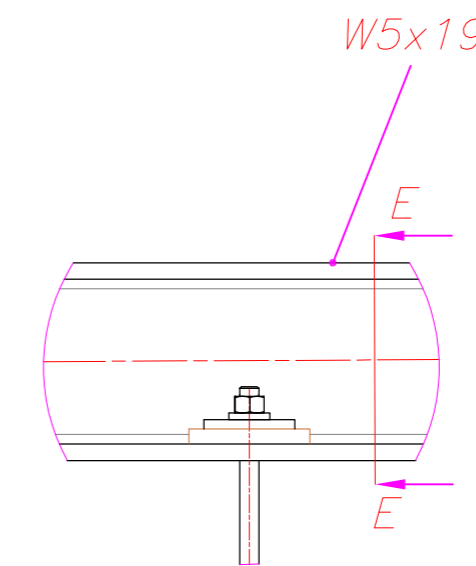
DETALLE C
ESCALA 1:5



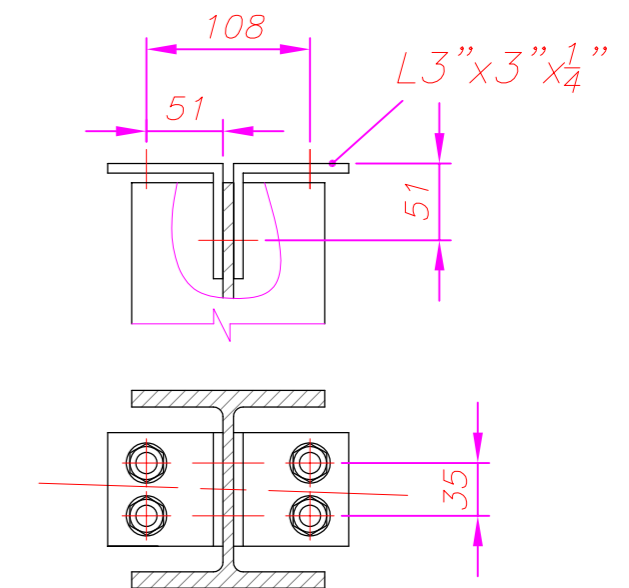
SECCIÓN B-B
ESCALA 1:5



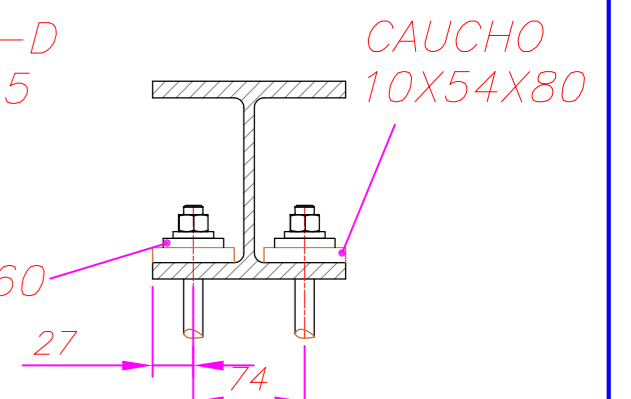
DETALLE E
ESCALA 1:5



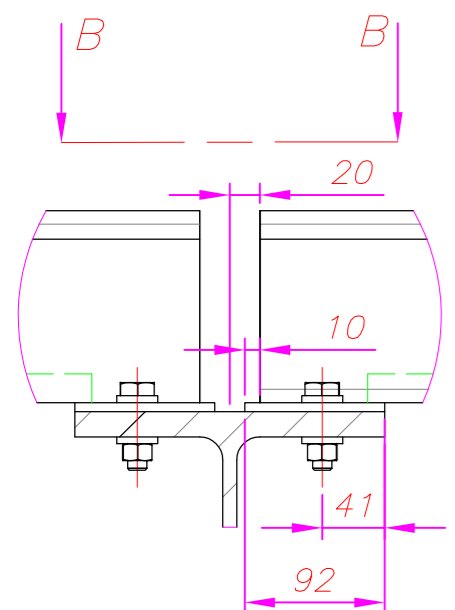
DETALLE F
ESCALA 1:5



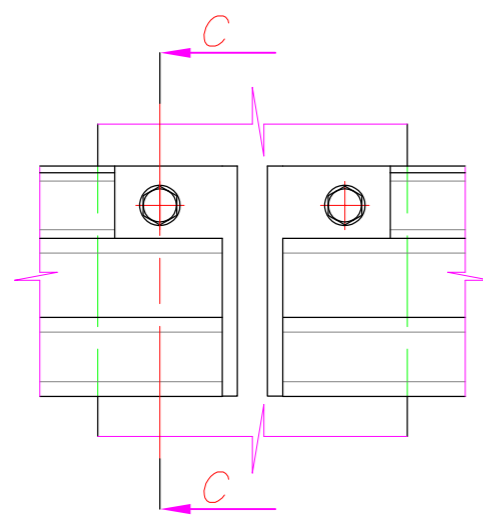
SECCIÓN D-D
ESCALA 1:5



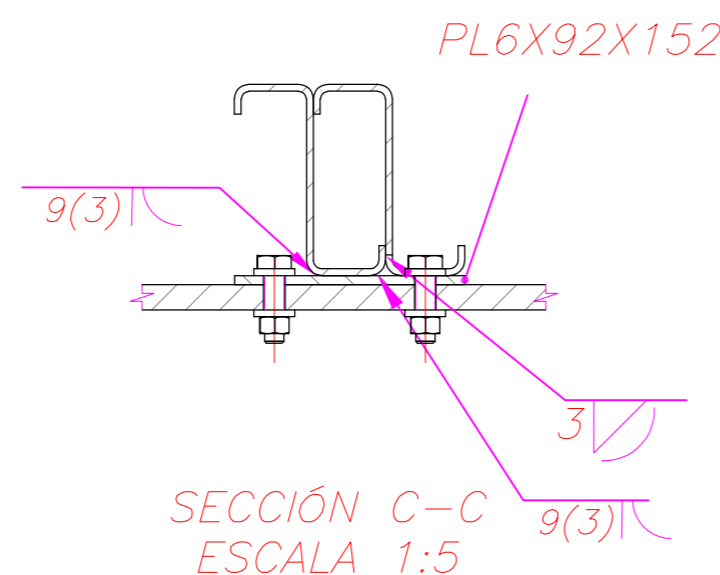
SECCIÓN E-E
ESCALA 1:5



DETALLE D
ESCALA 1:5

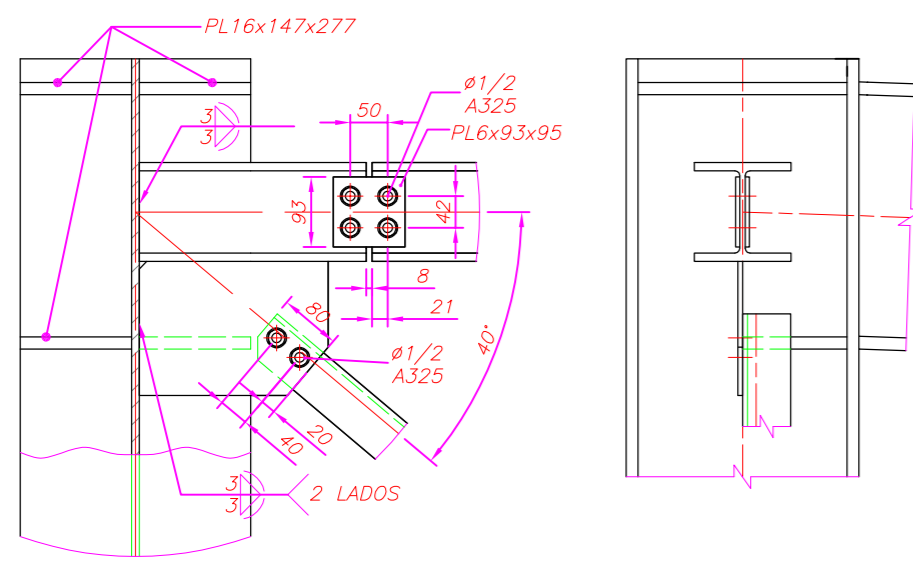


VISTA B-B
ESCALA 1:5

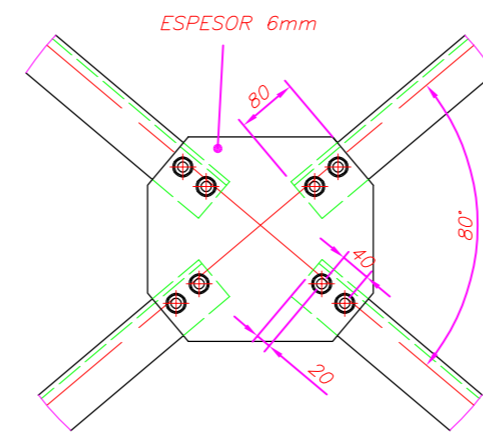


SECCIÓN C-C
ESCALA 1:5

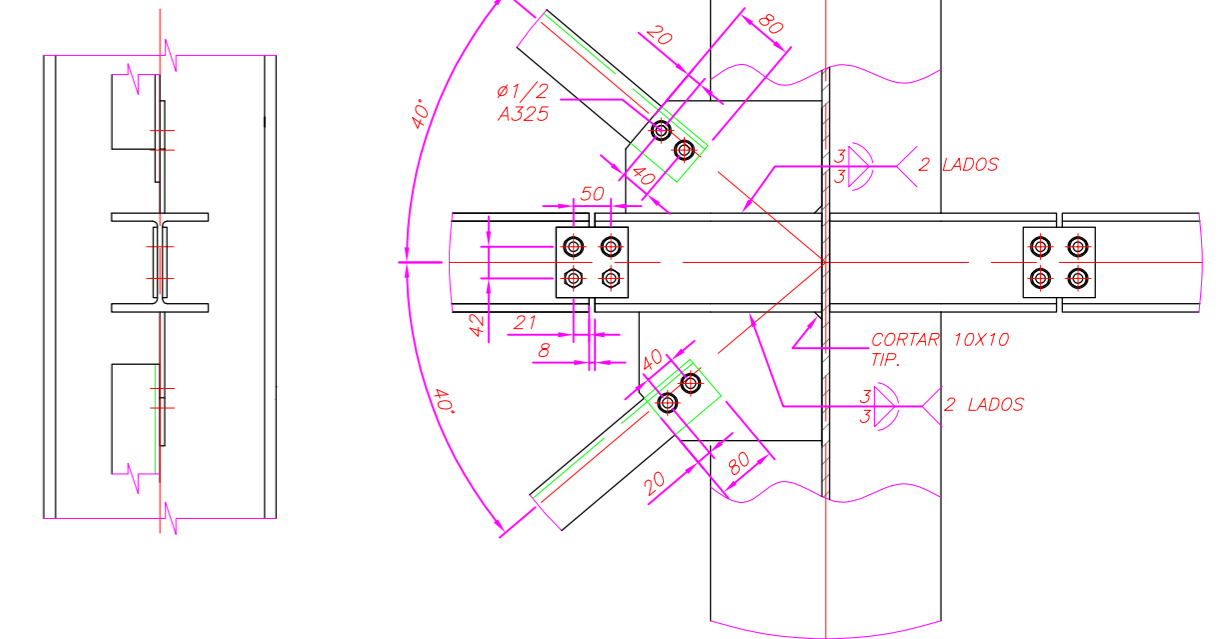
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN		ESCALA
	P1-D4	
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA: 09/09/2019
		LAMINA: A2



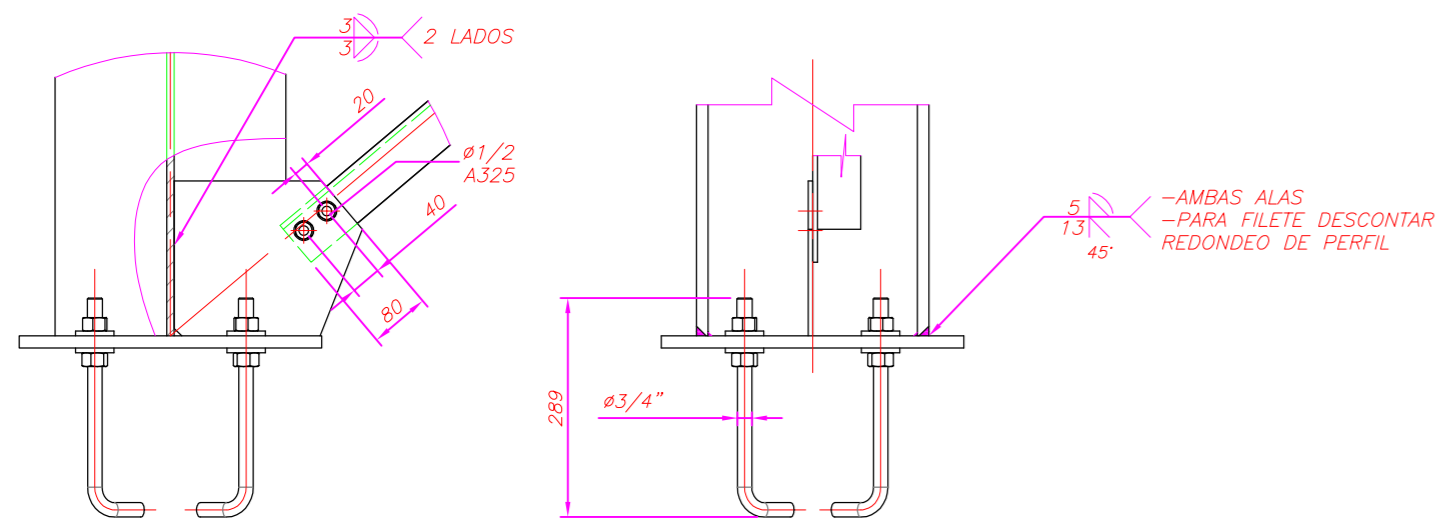
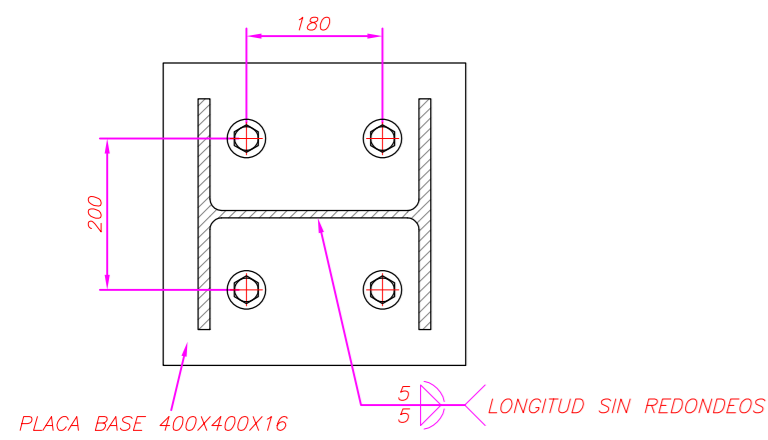
DETALLE I



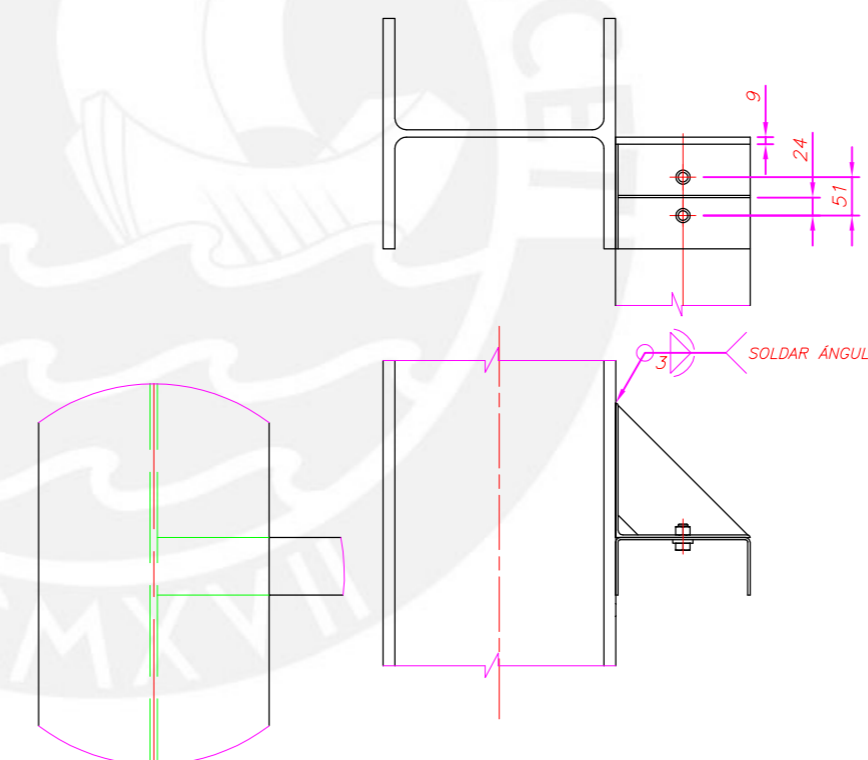
DETALLE J



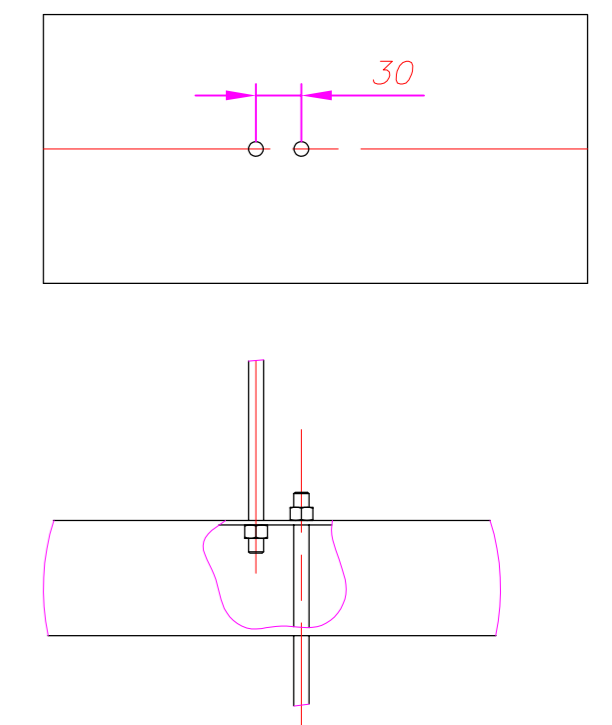
DETALLE K



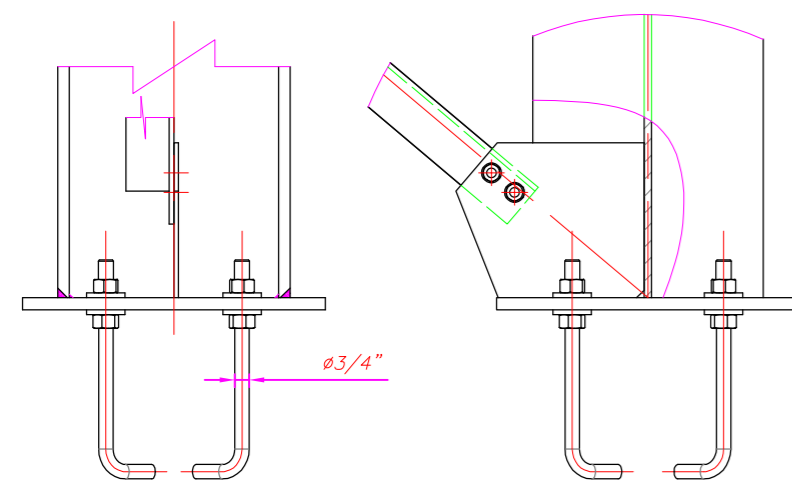
DETALLE L



DETALLE N



DETALLE Ñ
ESCALA 1:5

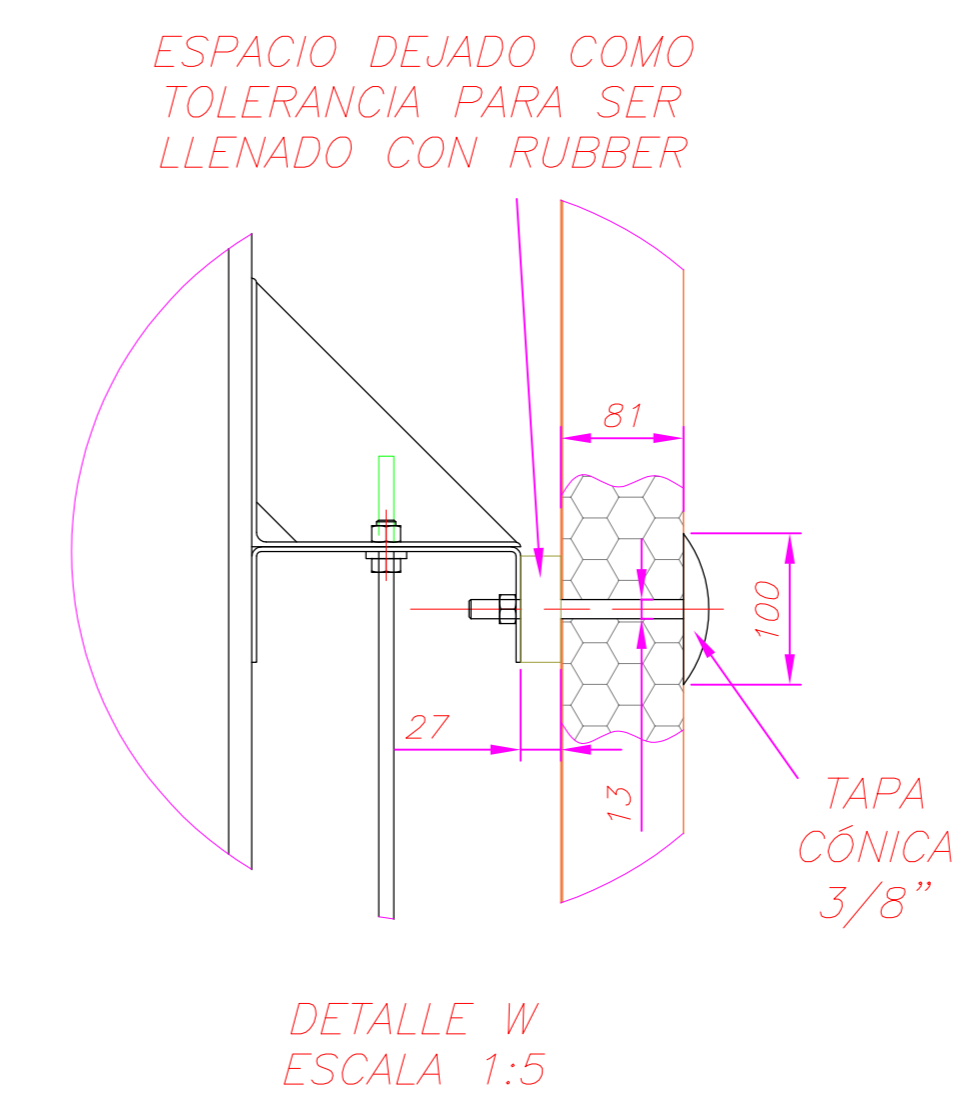
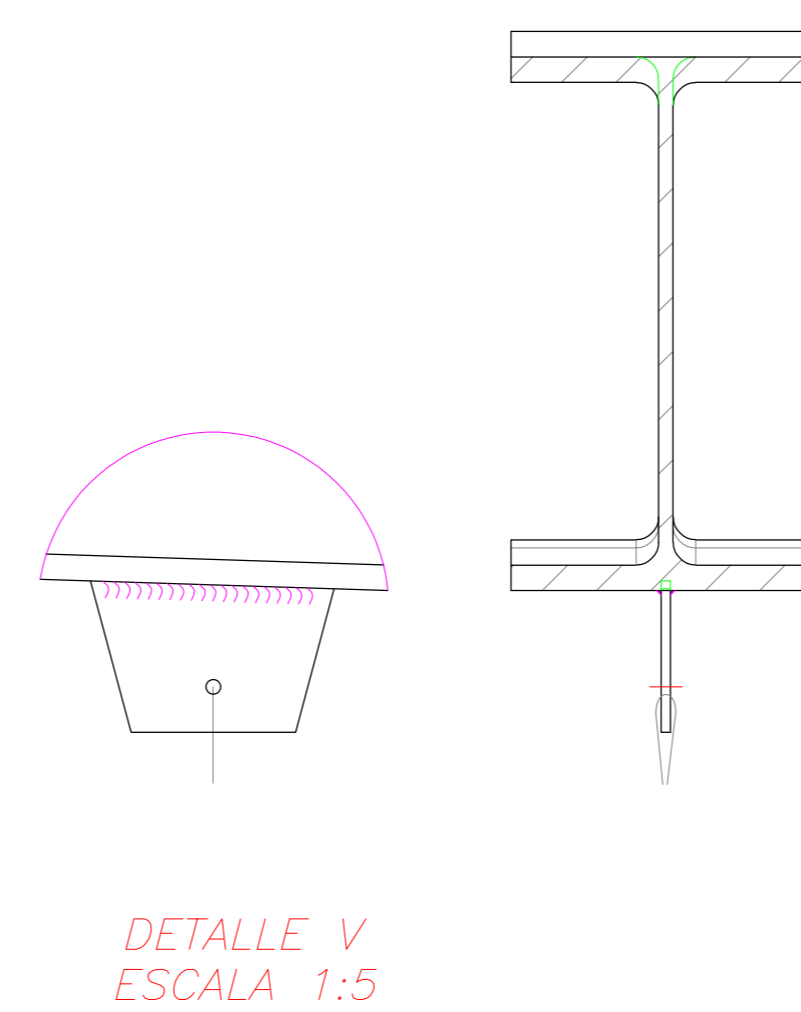
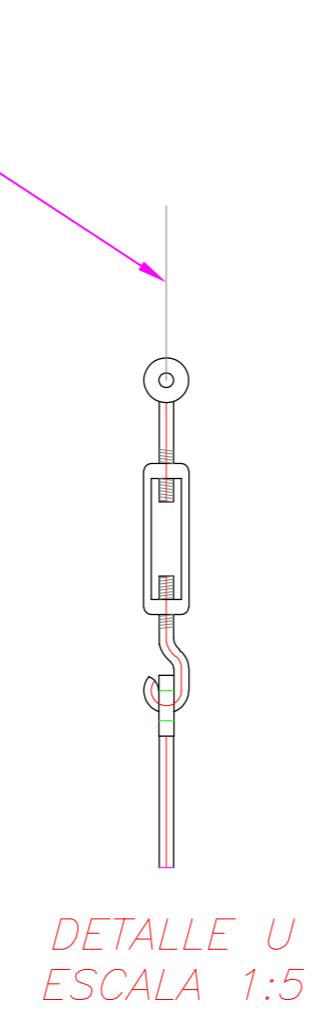
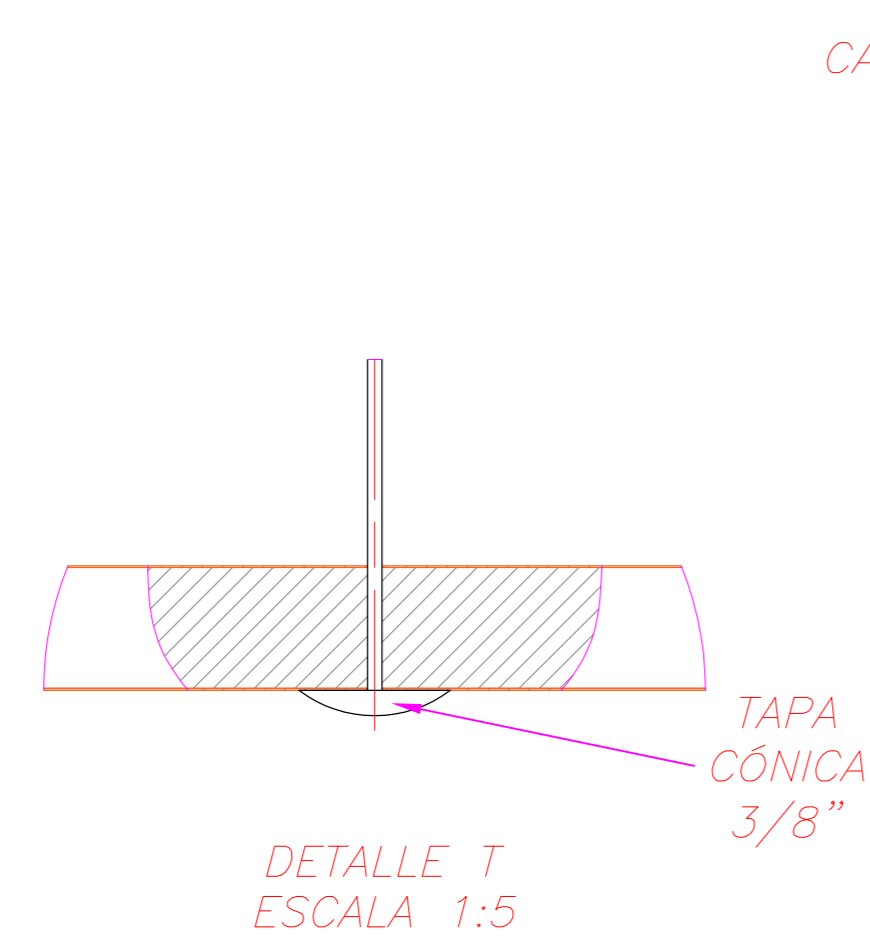
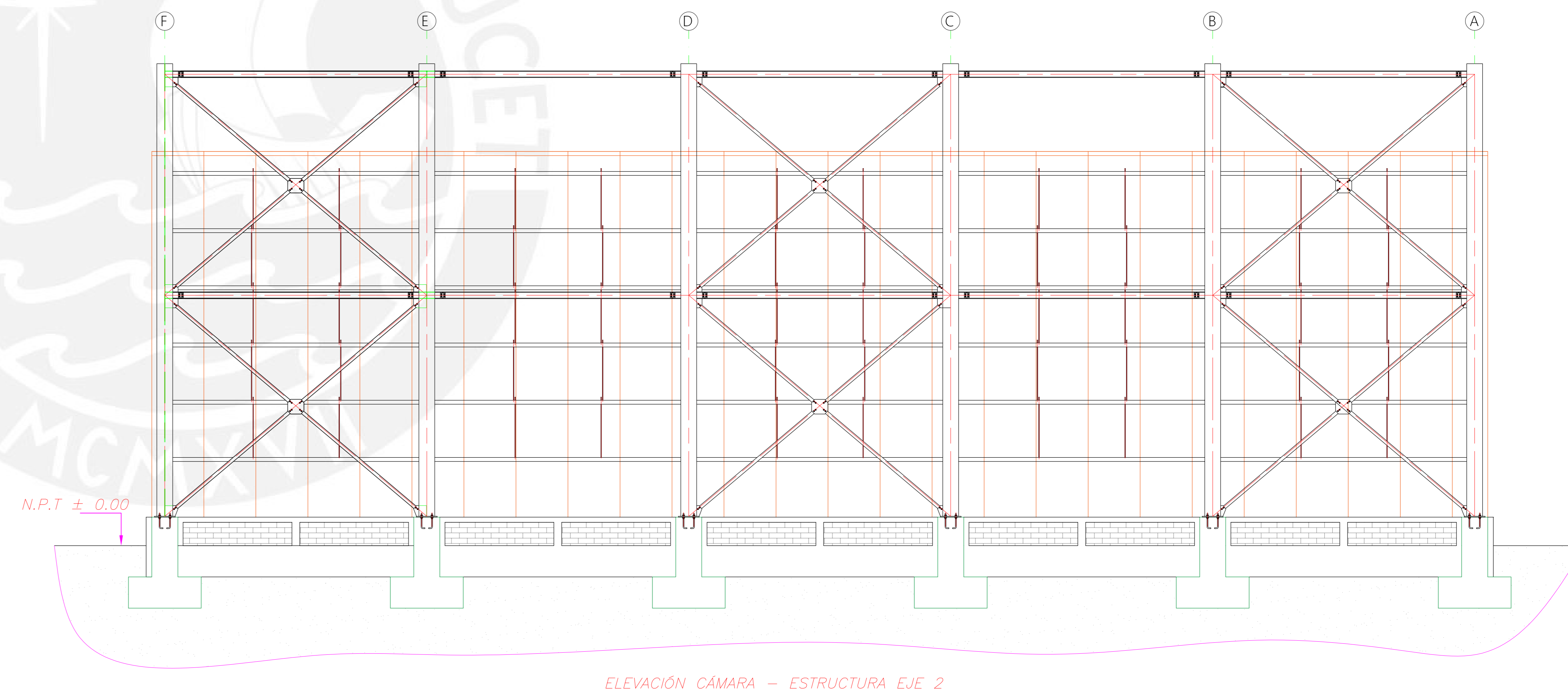
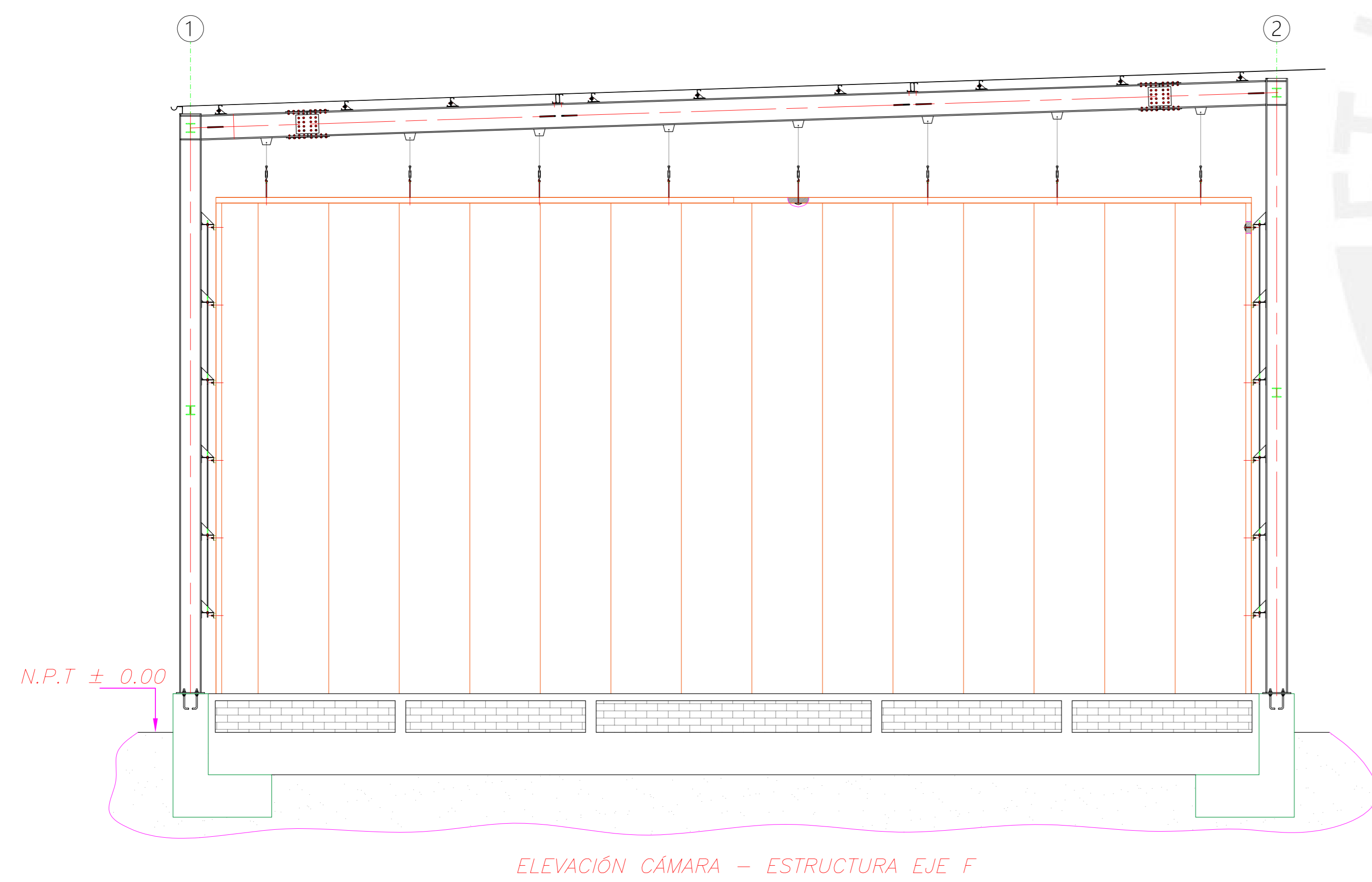
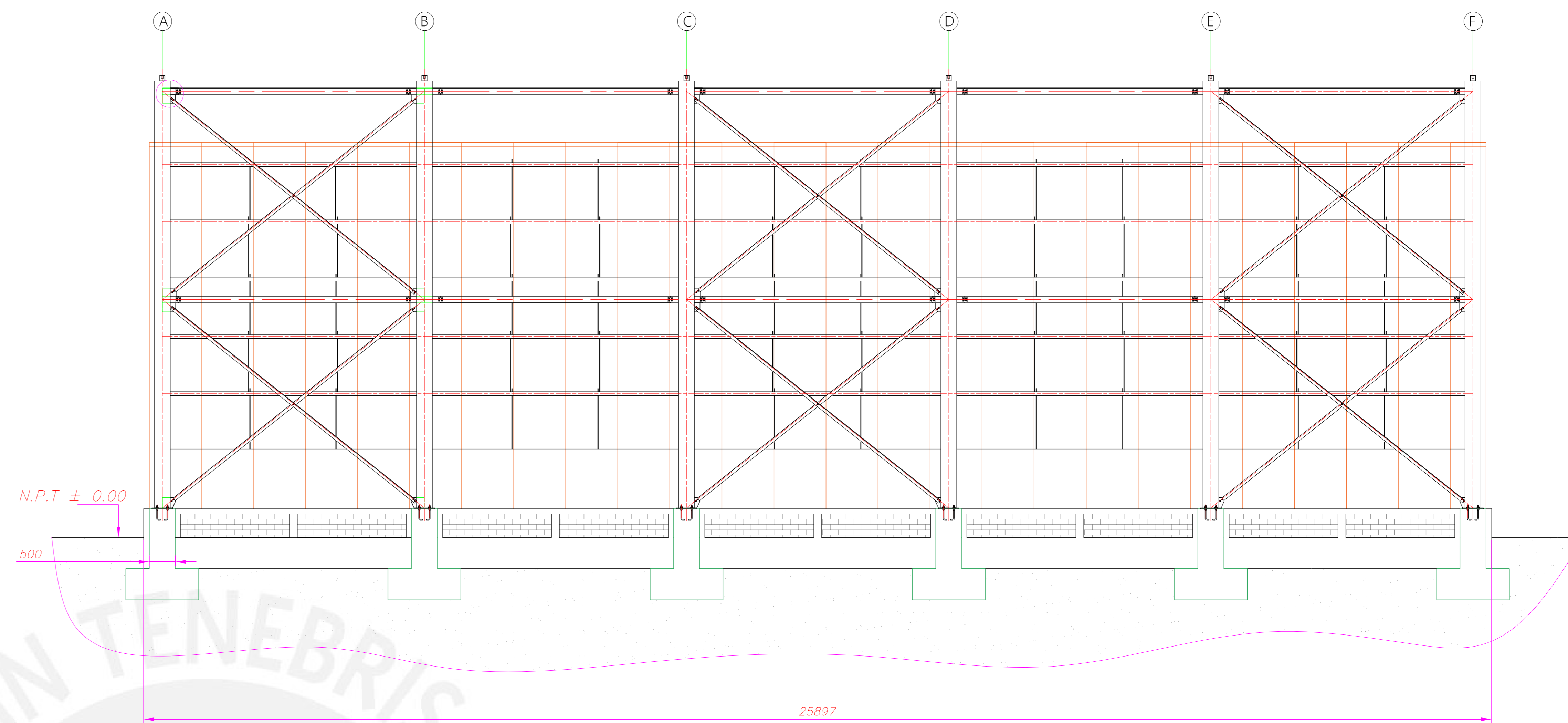
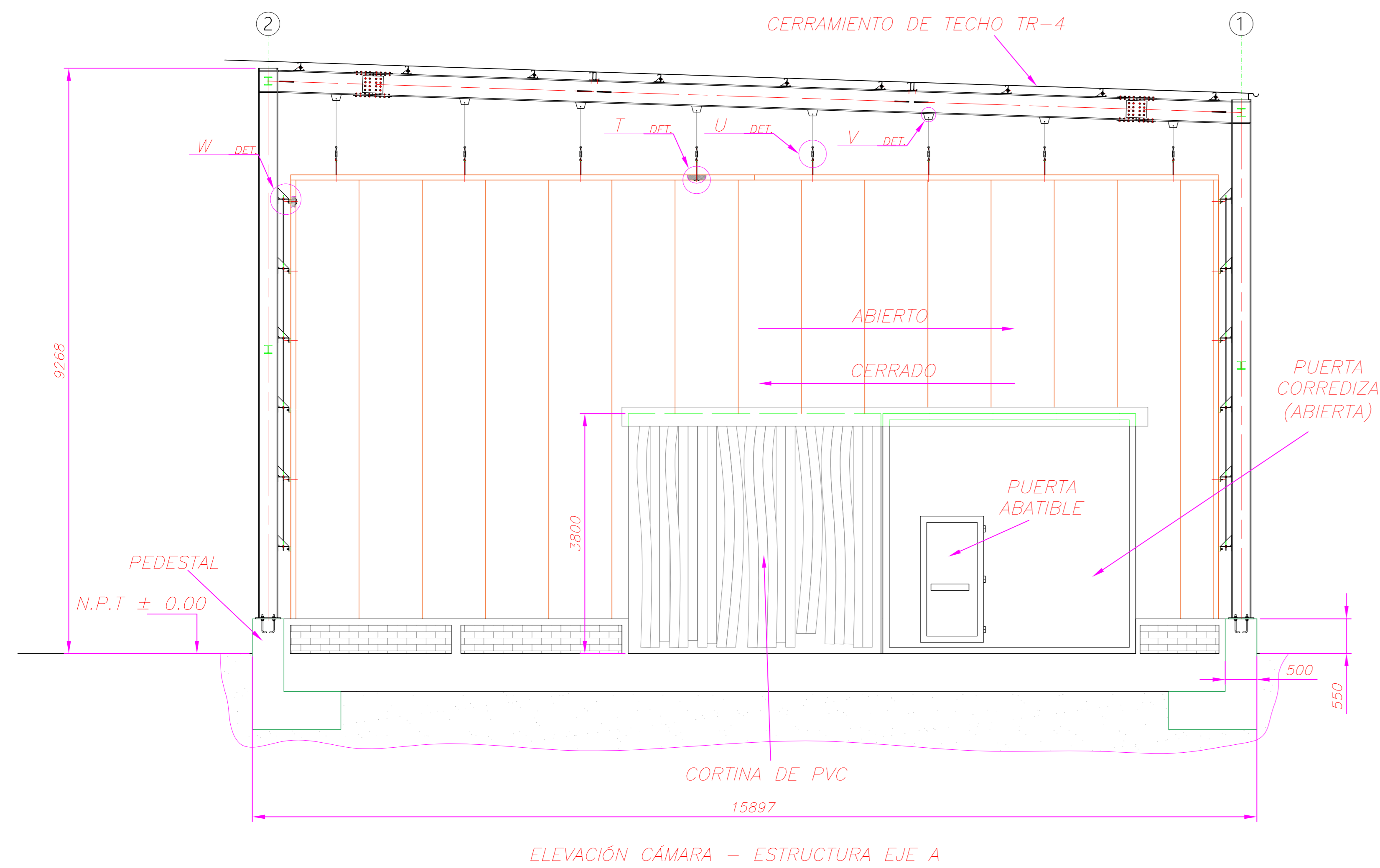


DETALLE M

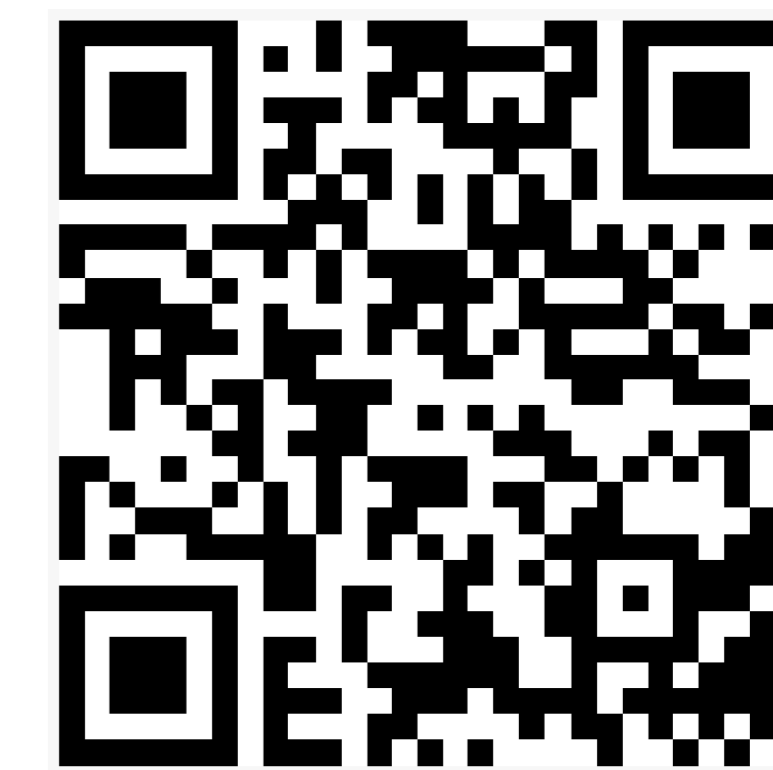
NOTA:

- SOLDADURAS E60
- PERNOS DE ANCLAJES $\phi 3/4$ " ASTM-A36
- PERNOS DE CONEXIÓN $\phi 1/2$ " ASTM-A325
- CARTELAS (VIGAS Y COLUMNAS) ESPESOR 6mm

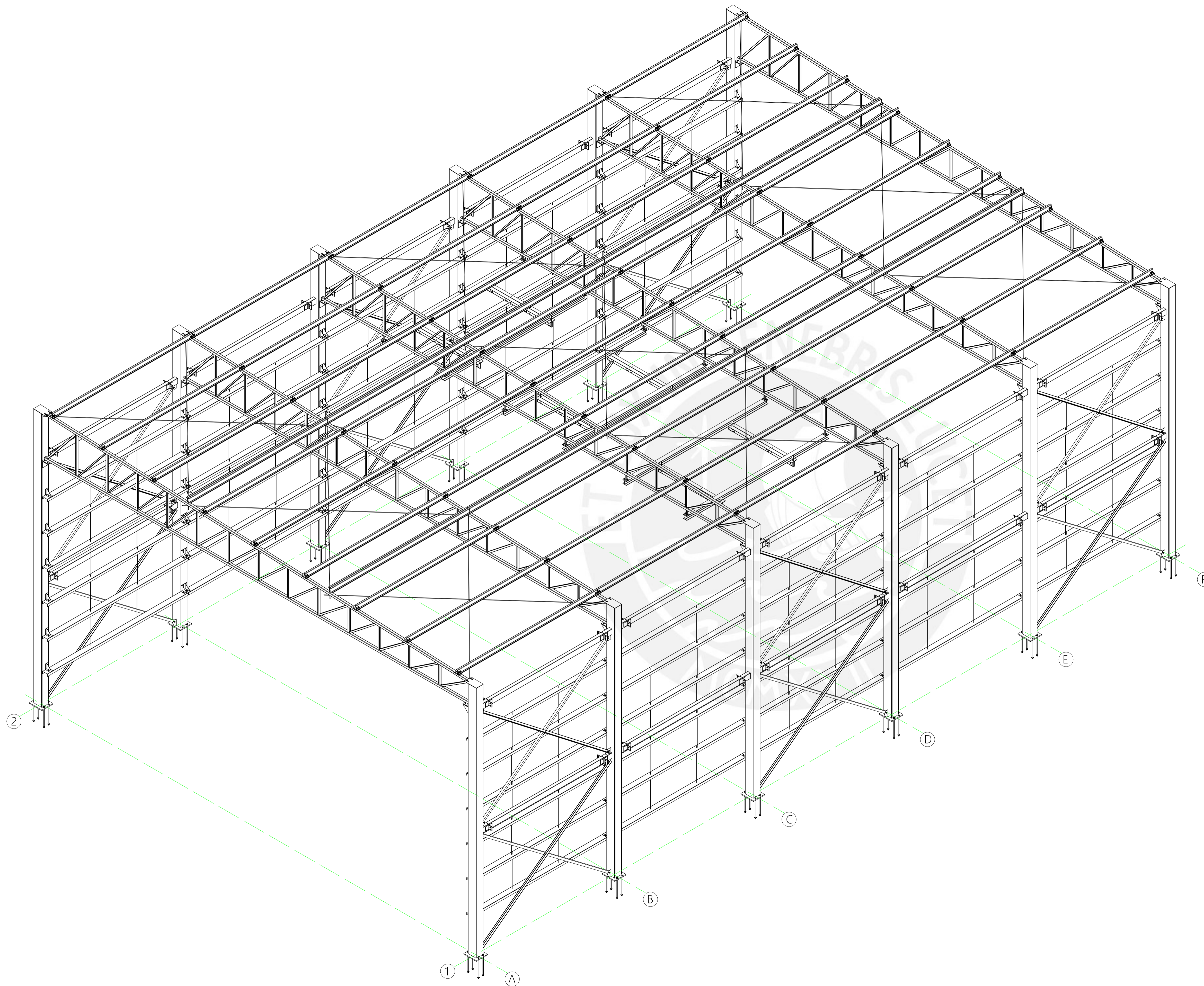
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN 	P1-D5	ESCALA 1:10
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA: 06/09/2019
		LAMINA: A2



NOTA:
-LAS ZAPATAS SON ILUSTRATIVAS.
-OBRAS CIVILES ILUSTRATIVAS.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCION	P1-06	ESCALA 1:50
	BERROSPI AGUINO, GIOVANI	FECHA: 05/09/2018
		LAMINA: AD

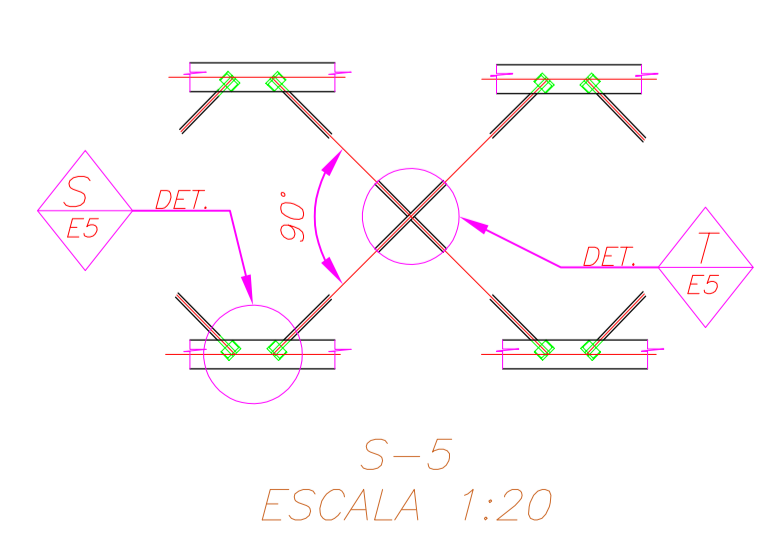
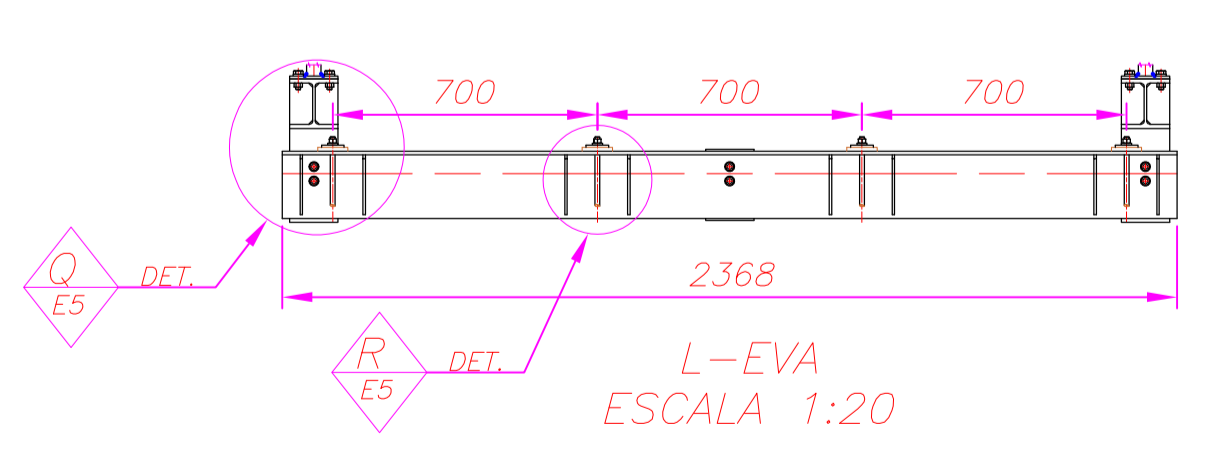
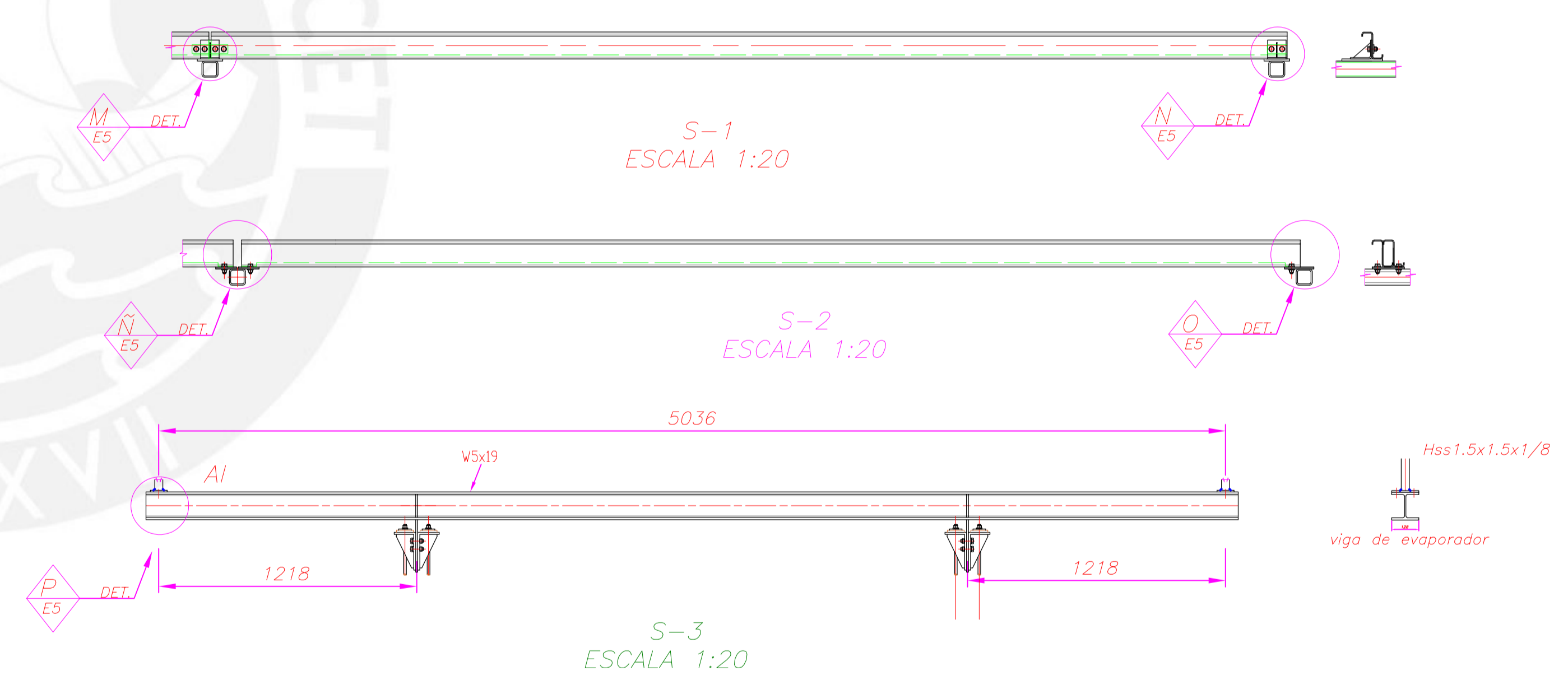
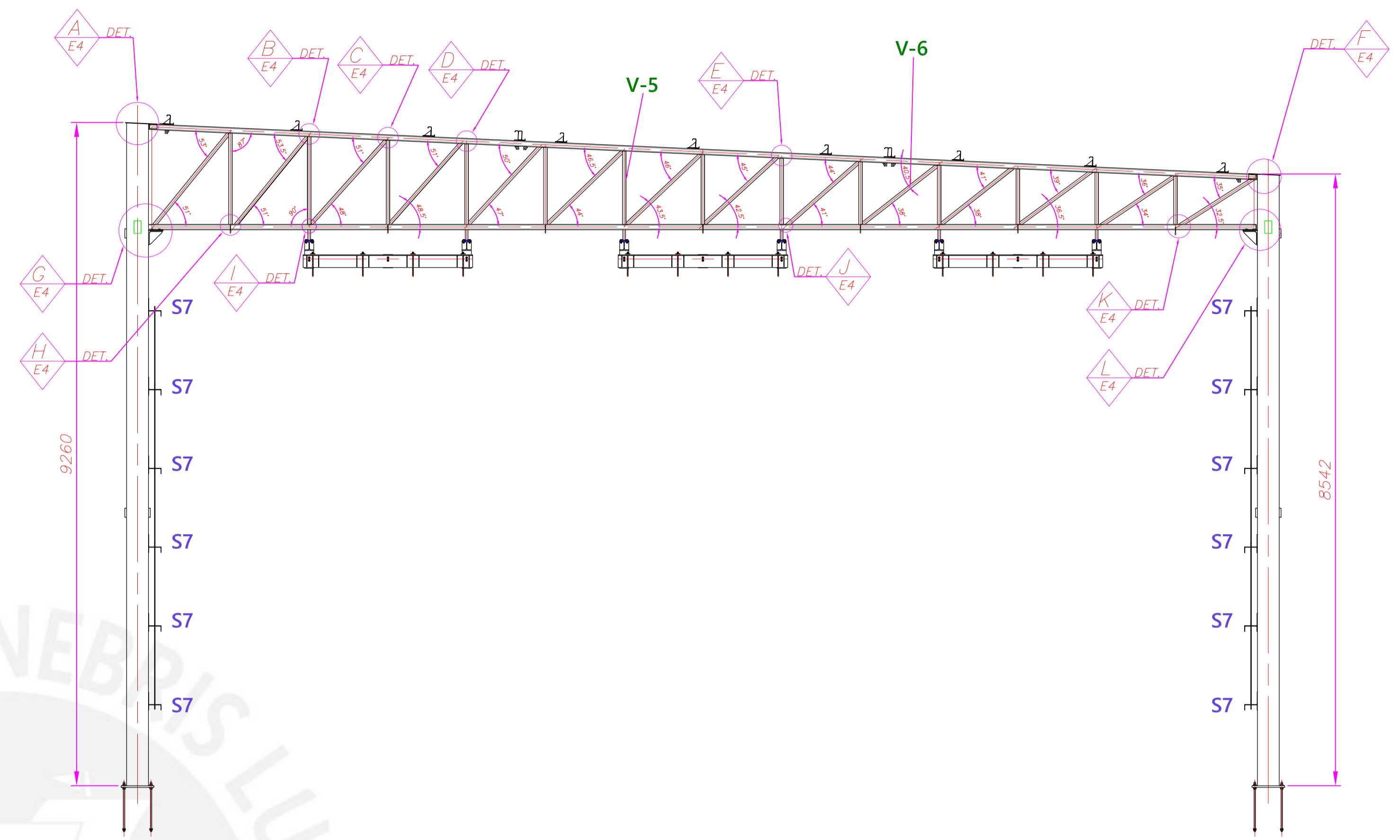
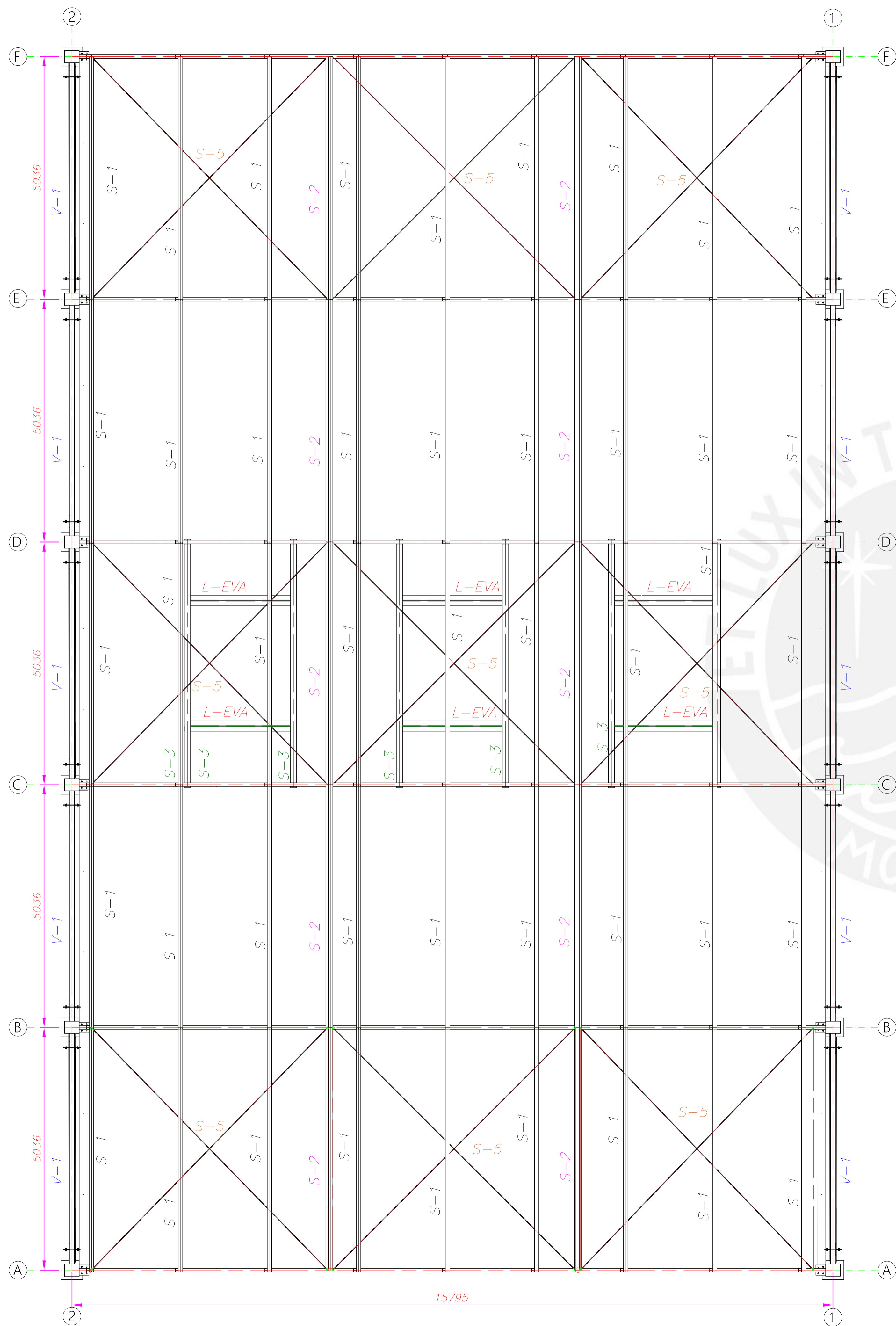


14	ÁNGULO-EVAPORADOR	14.5m	ASTM-A36	L-EVA
13	DIAGONAL HSS2"x1.5"x3/16"	117m	ASTM-A500 A	V6
12	MONTANTE HSS2"x2"x3/16"	76m	ASTM-A500 A	V5
11	CORD. SUP HSS3"x3"x1/4"	186m	ASTM-A500 A	V4
10	CORREA DE PARED U7"x3"x1/8"	300m	ASTM-A36 (LAF)	V3
9	COLUMNA HSS10x12x1/4	107m	ASTM-A500 A	V2
8	VIGA HSS7x4x1/8	102m	ASTM-A500 A	V1
7	L7"x1/8"	12m	ASTM-A36	S7
6	REDONDO #10mm	122m	ASTM-A36	S6
5	ARRIOS. TECHO #1/2"	135m	ASTM-A36	S5
4	ANGARRIOS L2.5x1/4	144m	ASTM-A36	S4
3	VIGA EVAP. W5x19	65m	ASTM-A36	S3
2	CORREA DE PANDEO LATERAL 225"x2"x4.5mm	100m	ASTM-A36 (LAF)	S2
1	CORREA DE TECHO 2 5"x2"x4.5mm	225m	ASTM-A36 (LAF)	S1
POS.	DESCRIPCION	LONG.	MATERIAL	MARCA

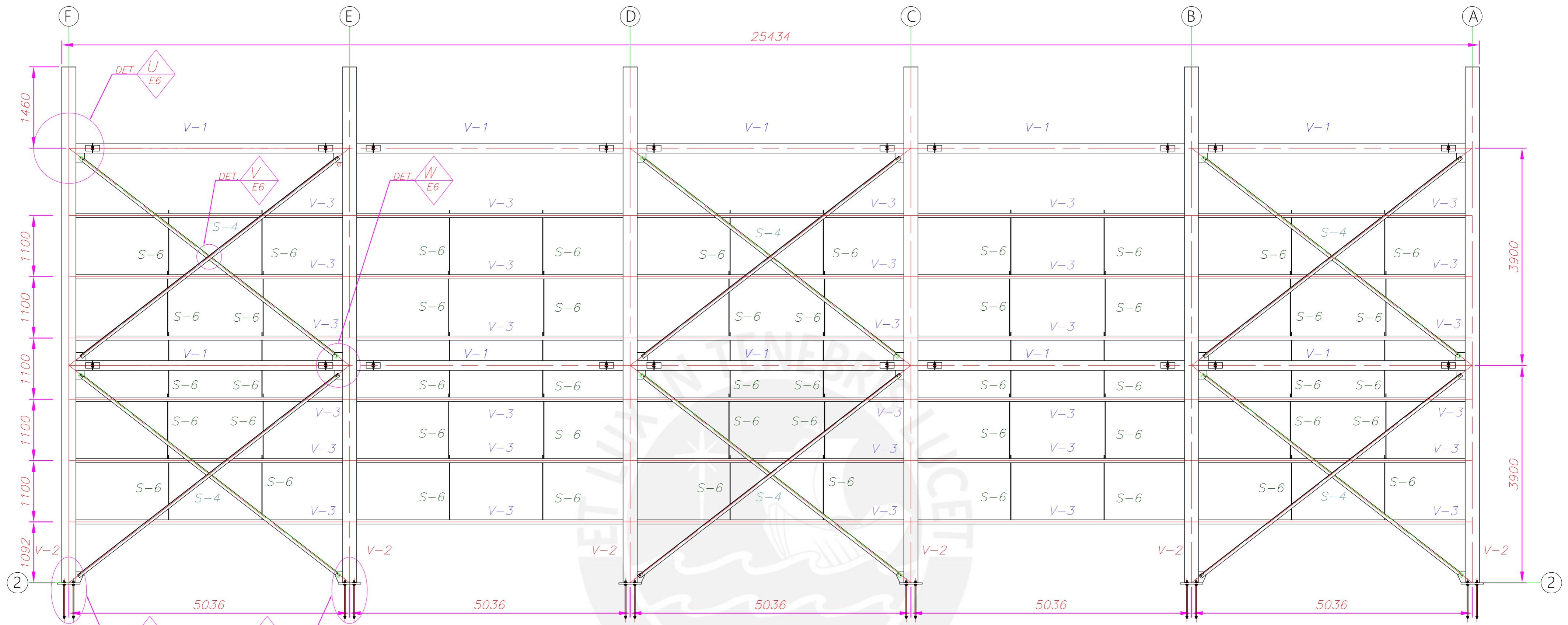
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA

METODO DE PROYECCIÓN	ESCALA
	ISOMETRICO 3D PN2
	1:50
	FECHA:
	10/09/2019
	LAMINA:
	A1

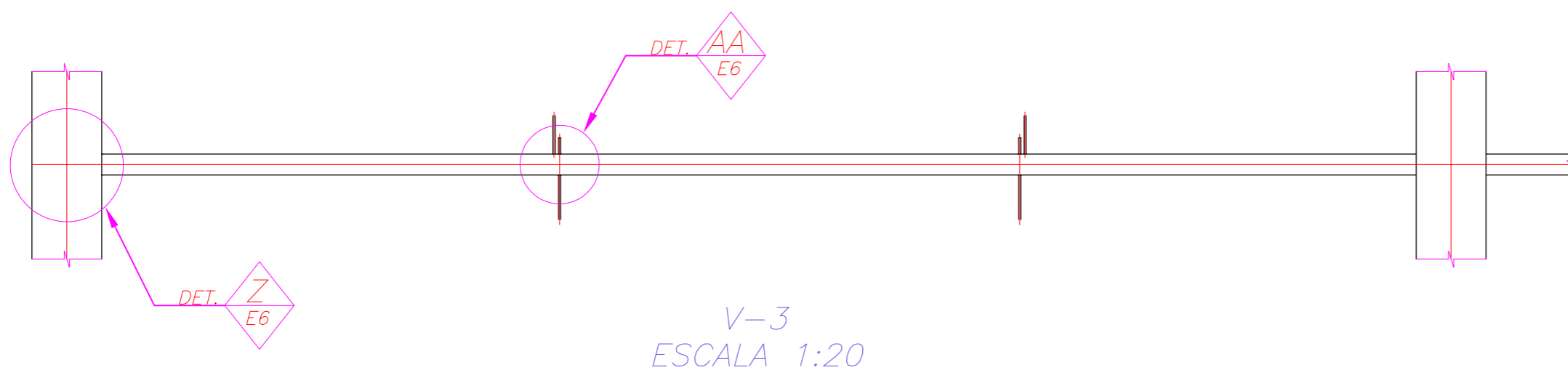
BERRISPI AQUINO, GIOVANI



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN	P2-E1	ESCALA 1:50
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA:
		LAMINA: A1

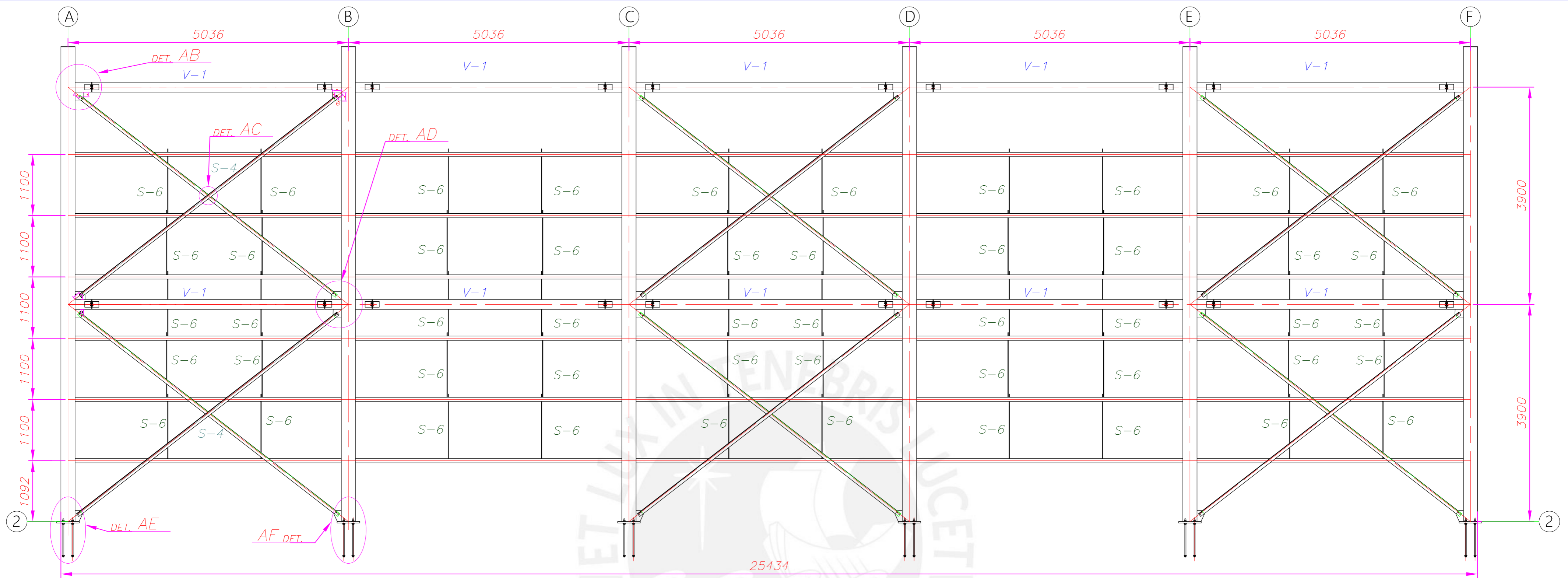


ELEVACIÓN P2 - ESTRUCTURA EJE 2

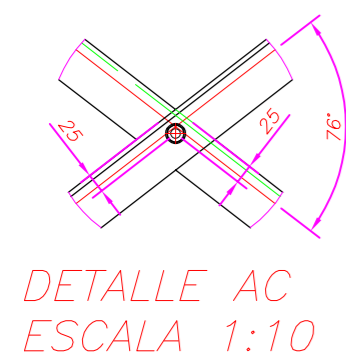
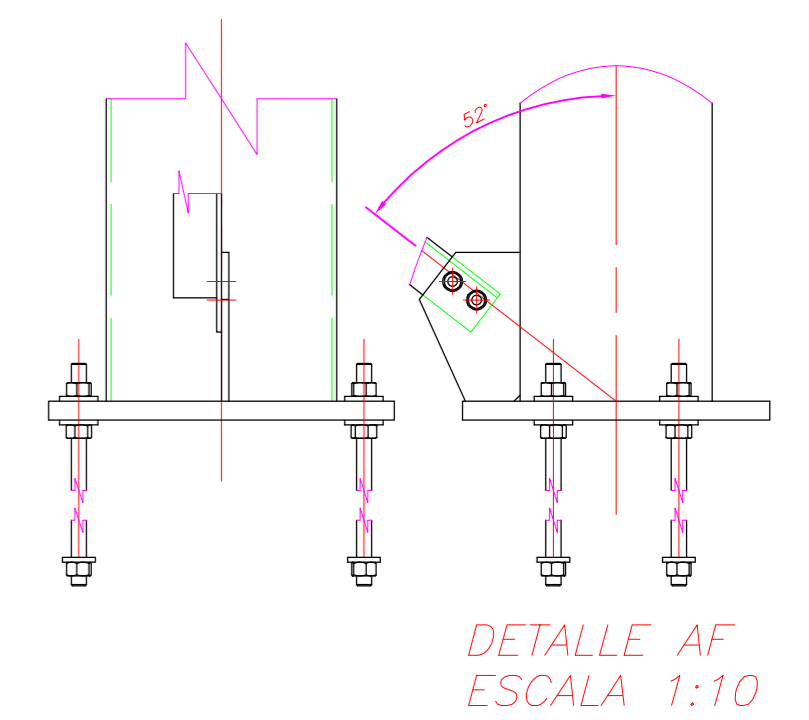
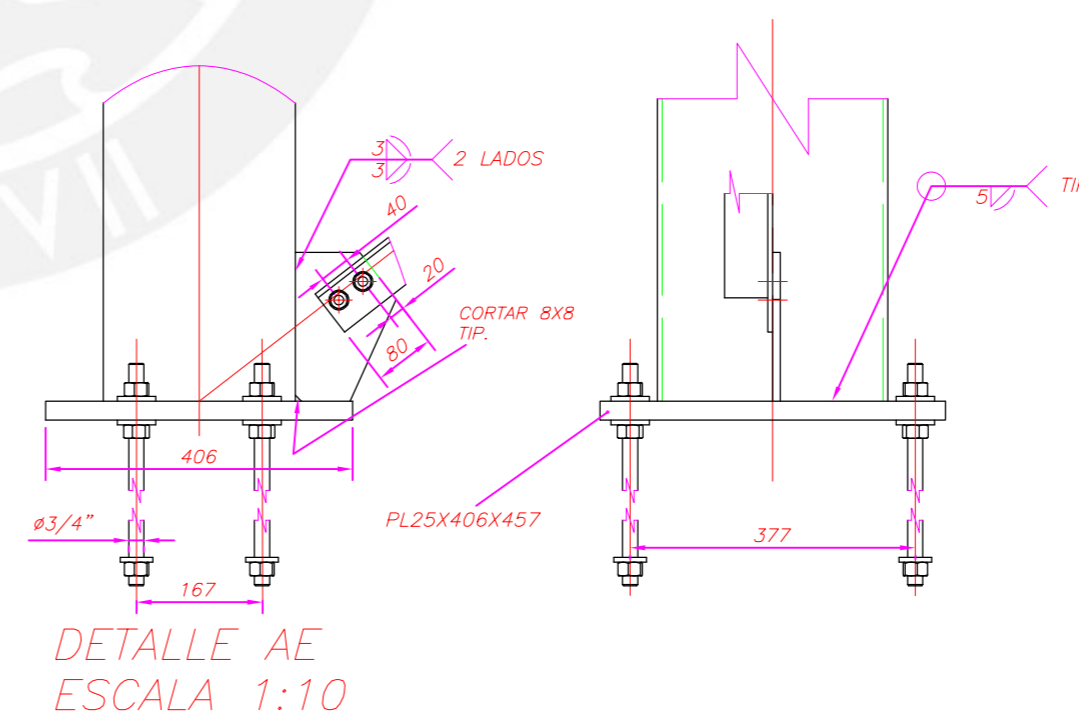
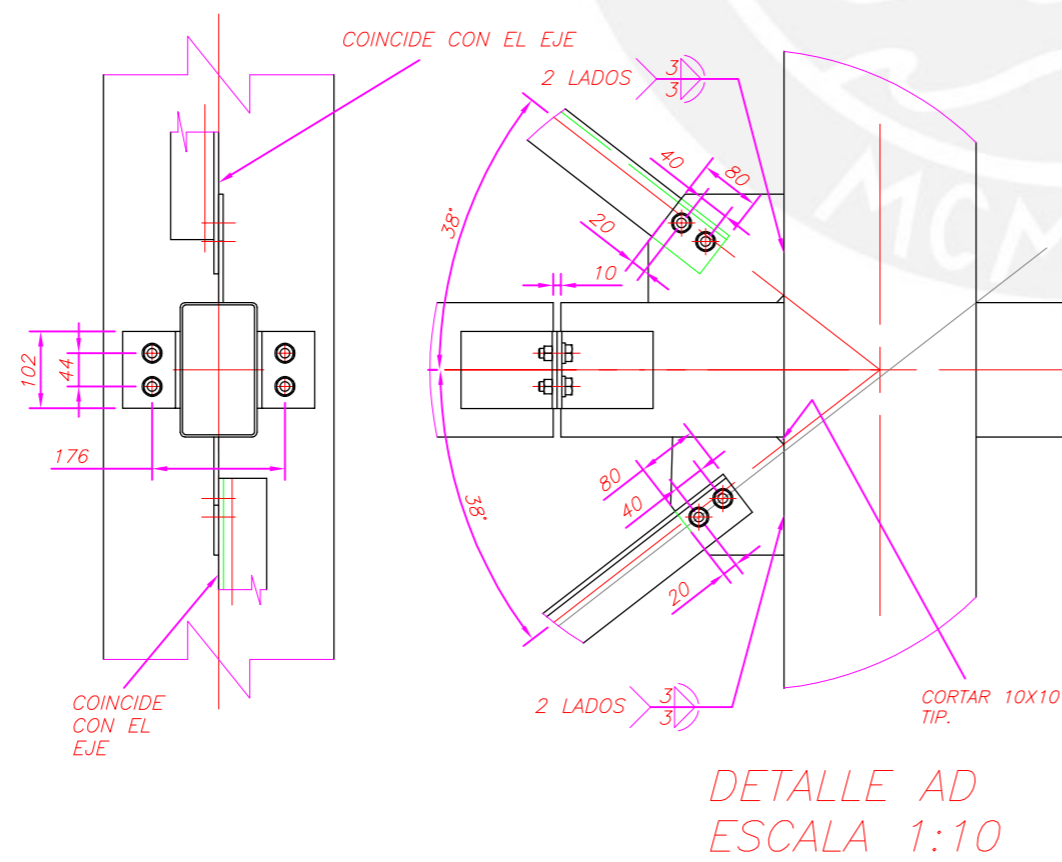
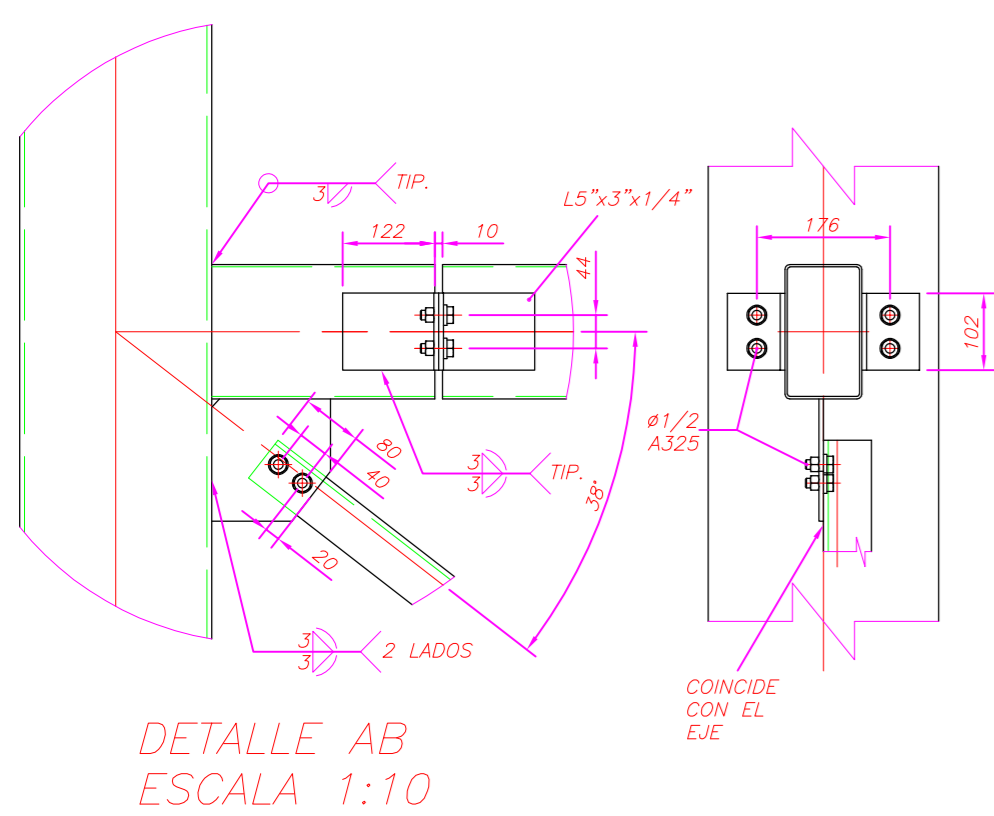


V-3
ESCALA 1:20

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN 	P2-E2	ESCALA 1:50
BERROSPI AQUINO, GIOVANI		FECHA:
		LAMINA: A2



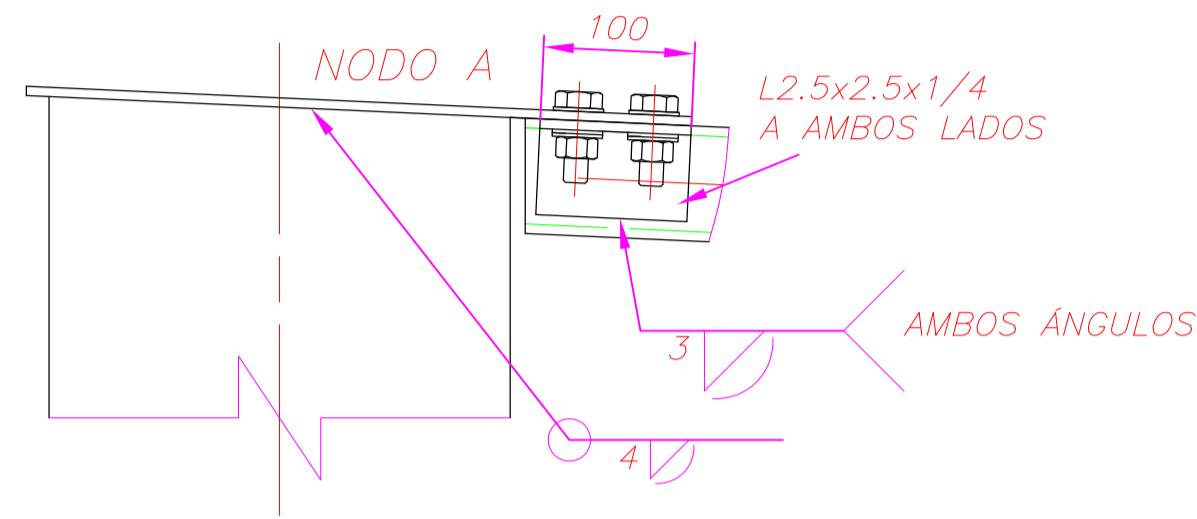
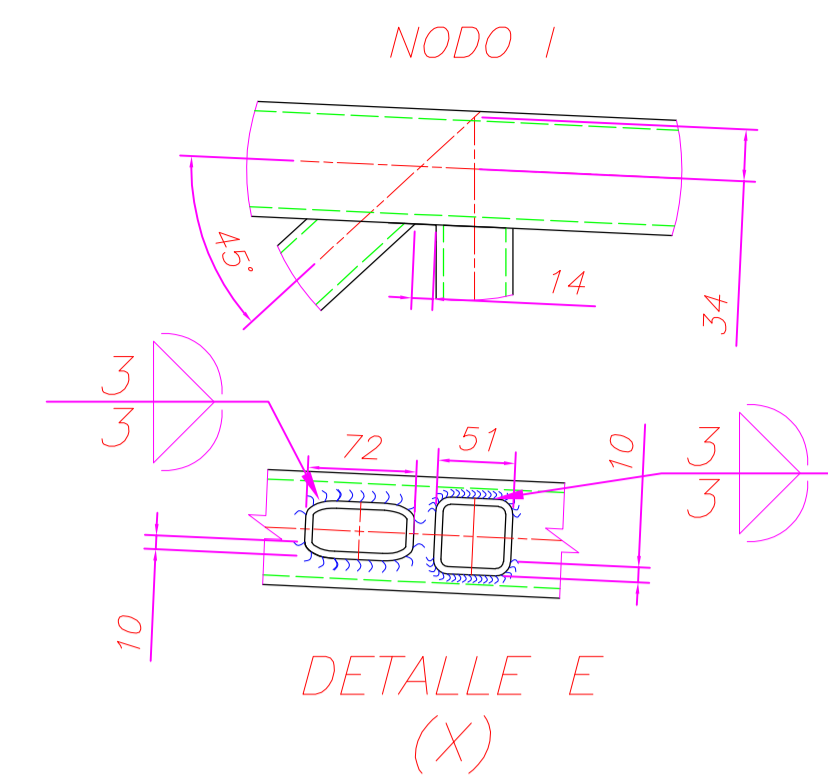
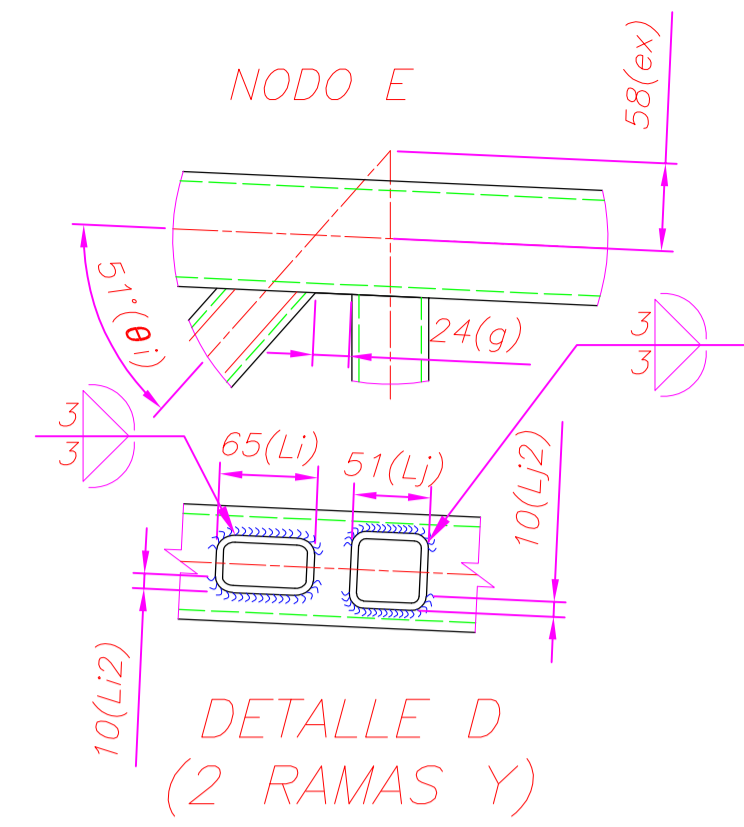
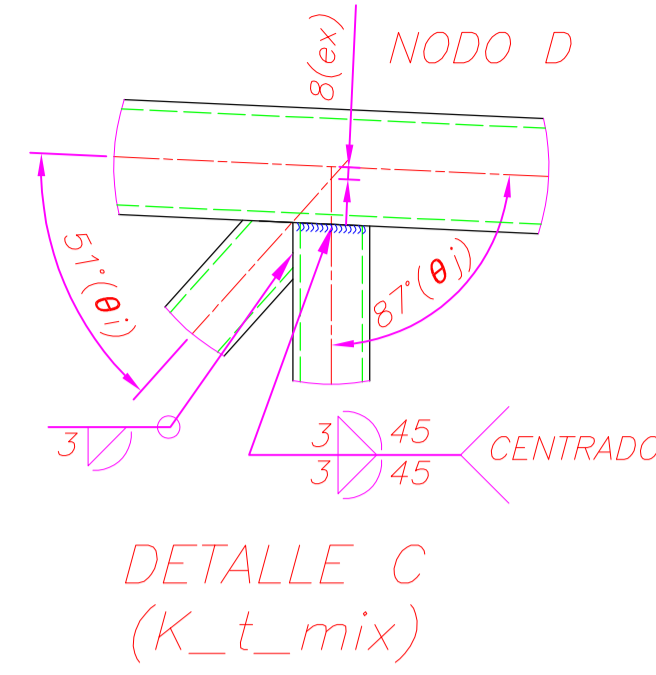
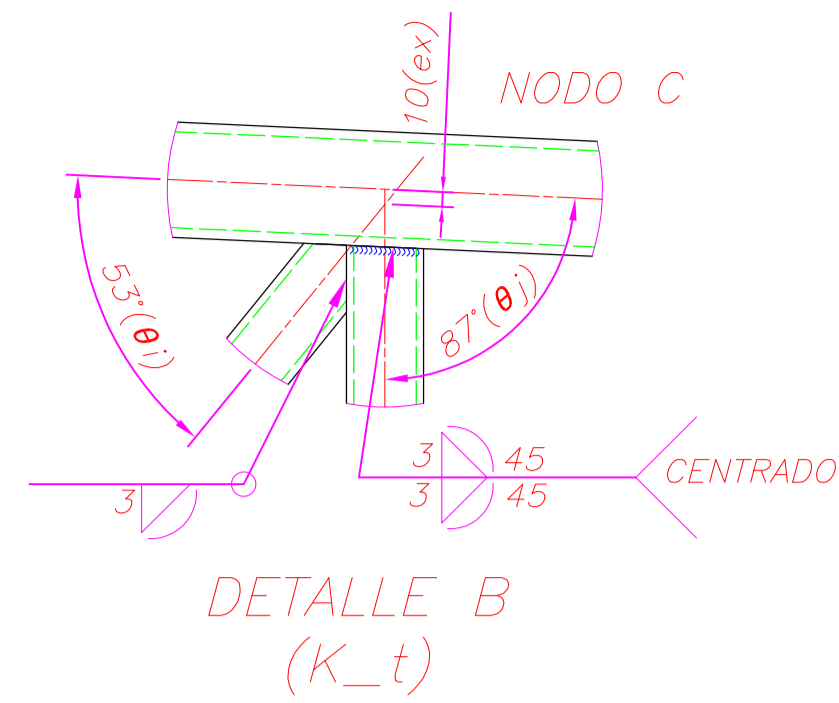
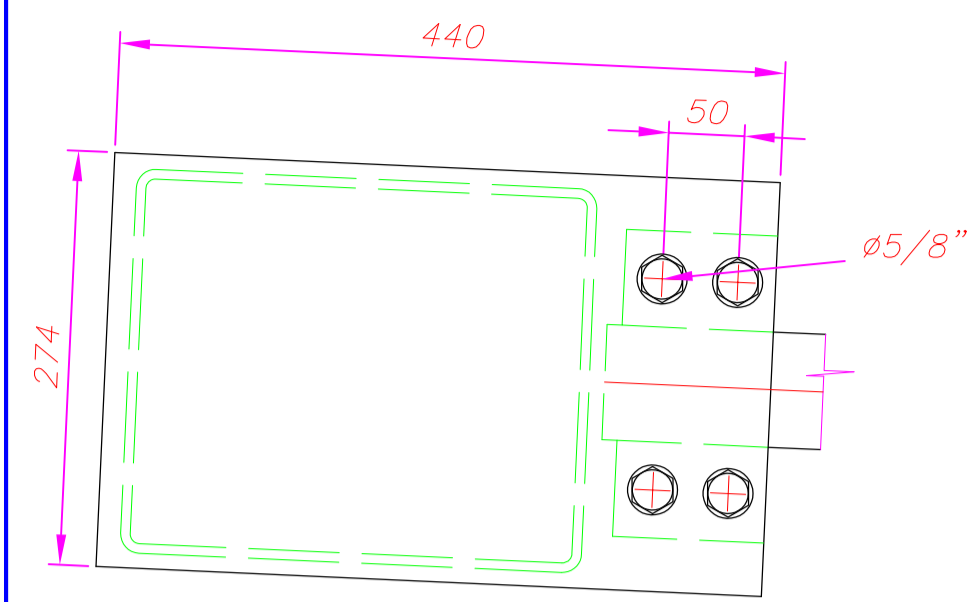
ELEVACIÓN P2 – ESTRUCTURA EJE 1



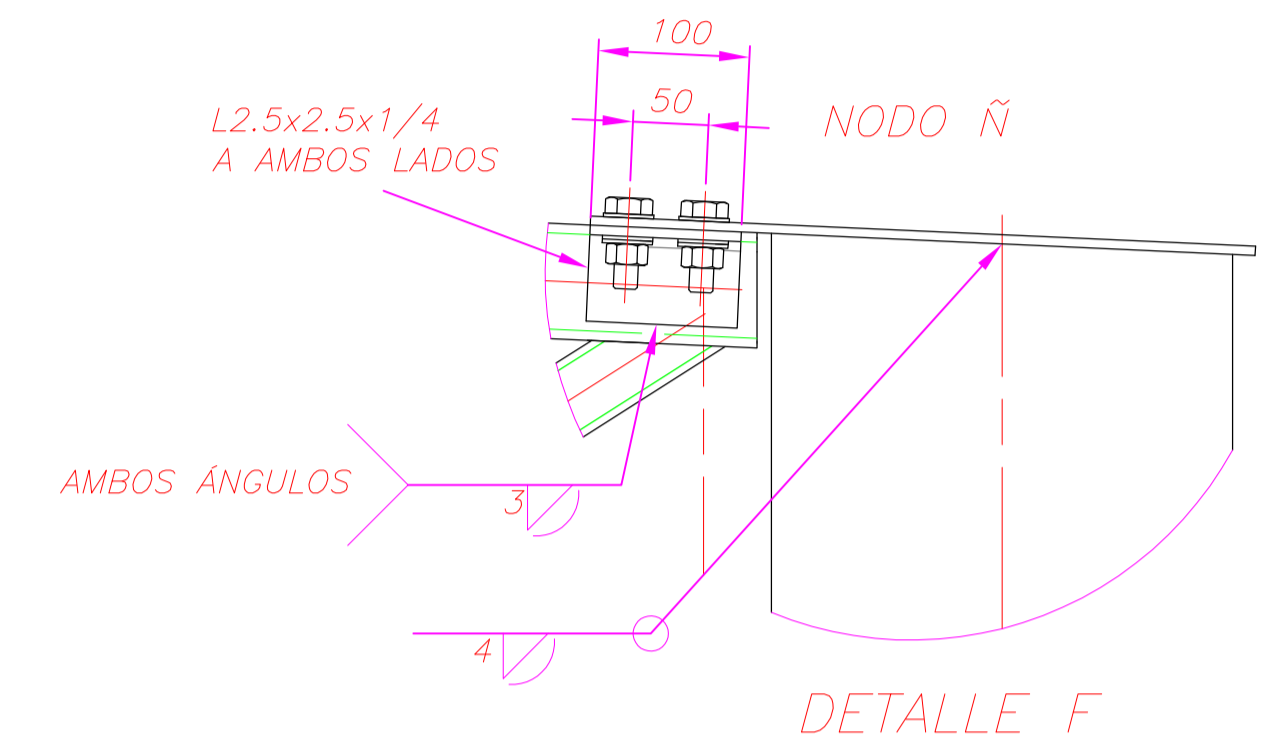
NOTA:

- SOLDADURAS E60
- PERNOS DE ANCLAJES $\phi 3/4$ " ASTM-A36
- PERNOS DE CONEXIÓN $\phi 1/2$ " ASTM-A325
- CARTELAS VIGA ESPESOR 6mm CARTELA COLUMNA ESPESOR 10mm

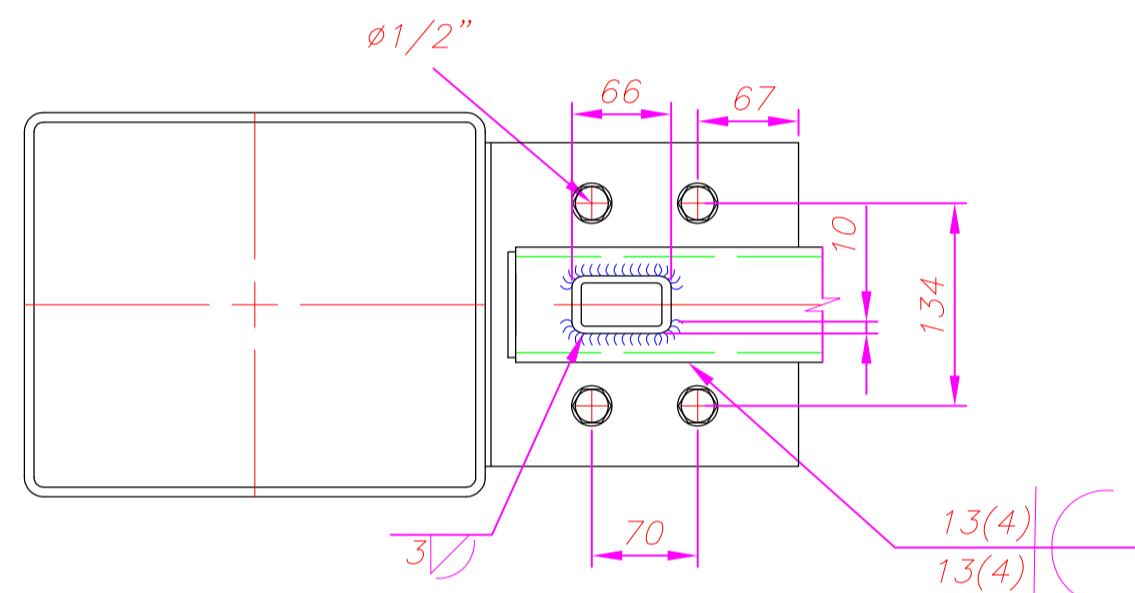
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA – ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN 	P2-E3	ESCALA
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA:
		LAMINA: A2



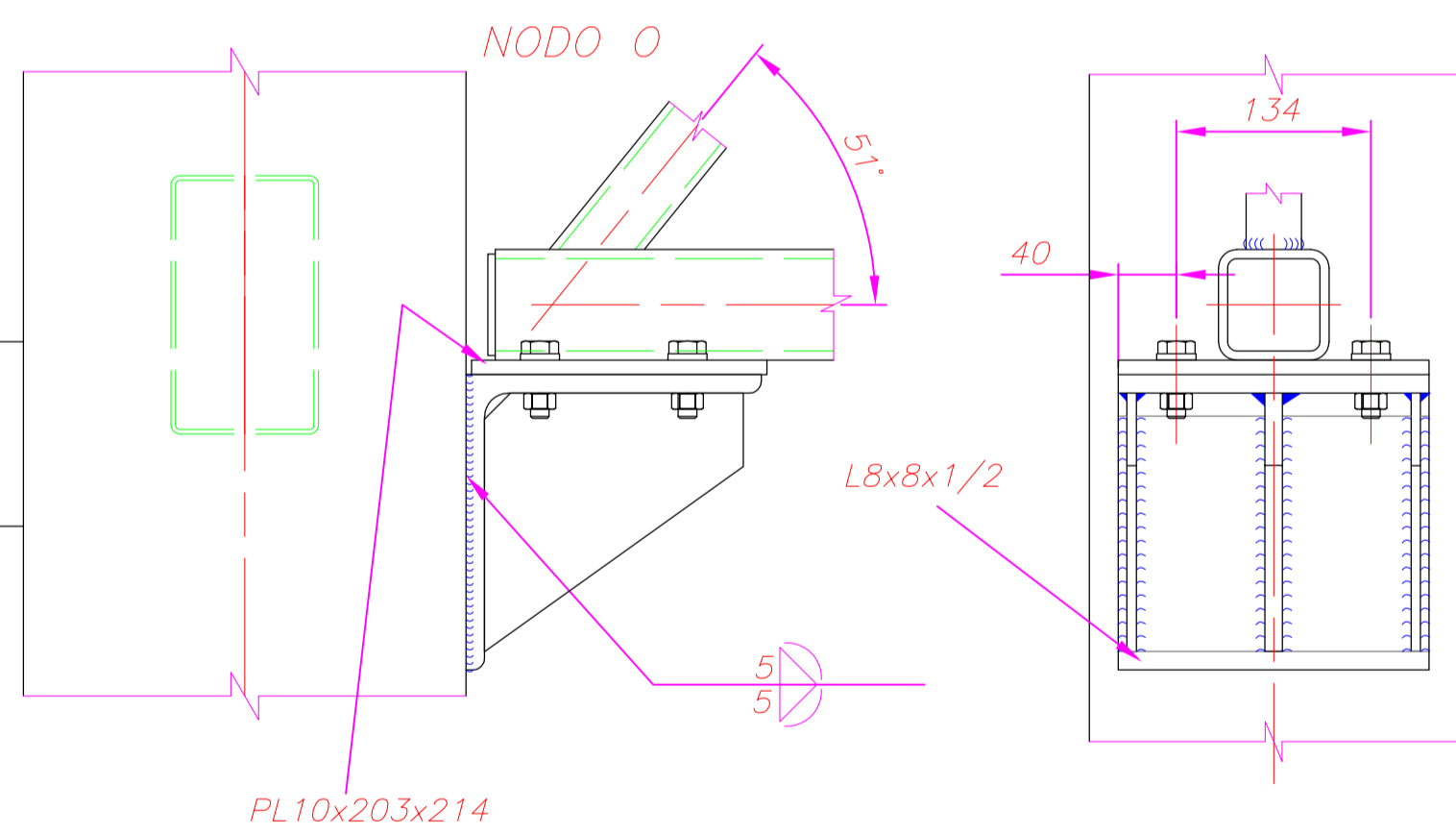
DETALLE A



DETALLE F

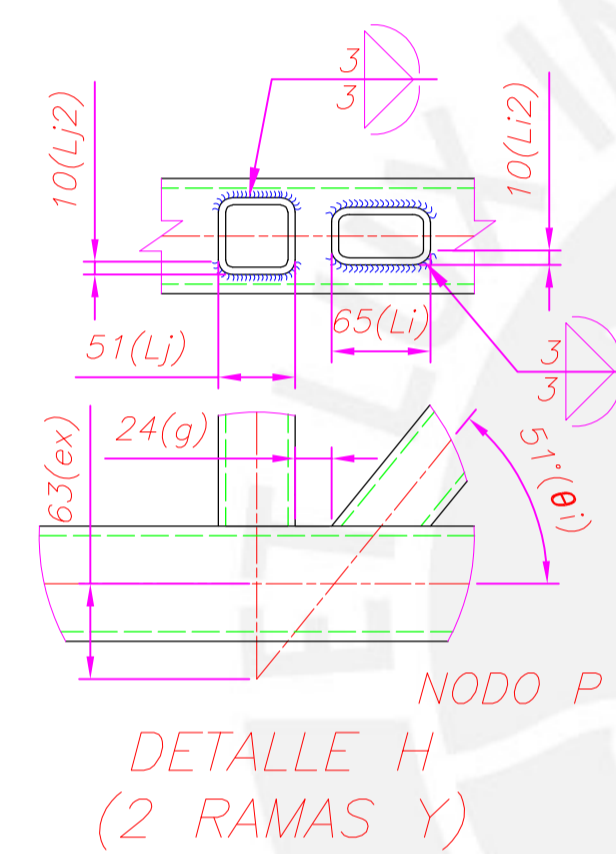


DETALLE G

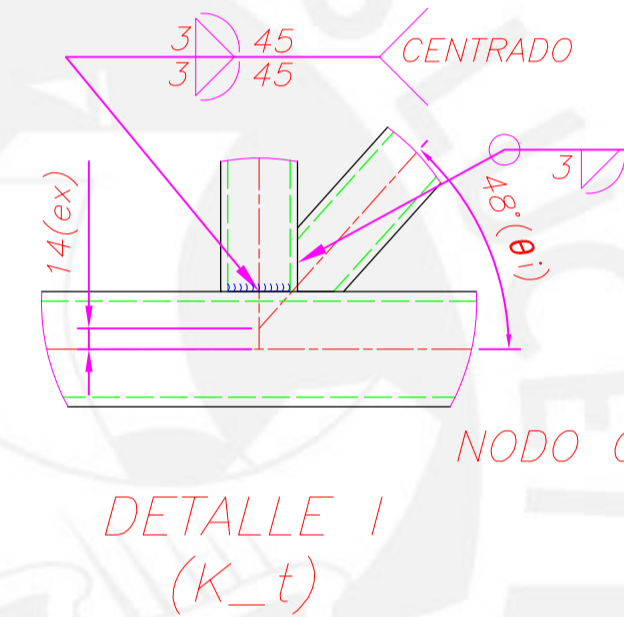


NOTA:

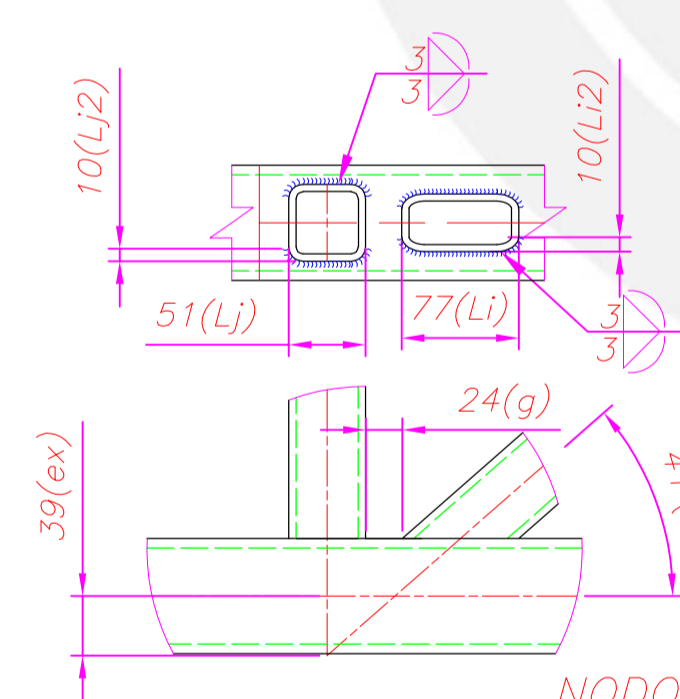
- SOLDADURAS (DIAGONAL-MONTANTE) E70, RESTANTES E60
- PERNOS DE CONEXIÓN ASTM-A325
- LAS CONEXIONES TIPO SE MUESTRAN EN LOS DETALLES, LOS CUALES VARIAN SUS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS ACORDE A SU TIPO SEGÚN LATABLA



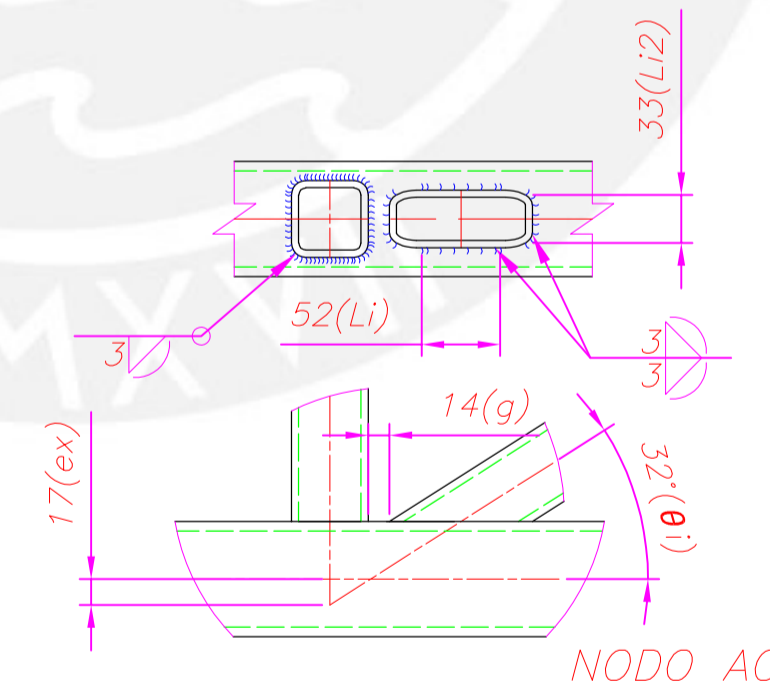
DETALLE H (2 RAMAS Y)



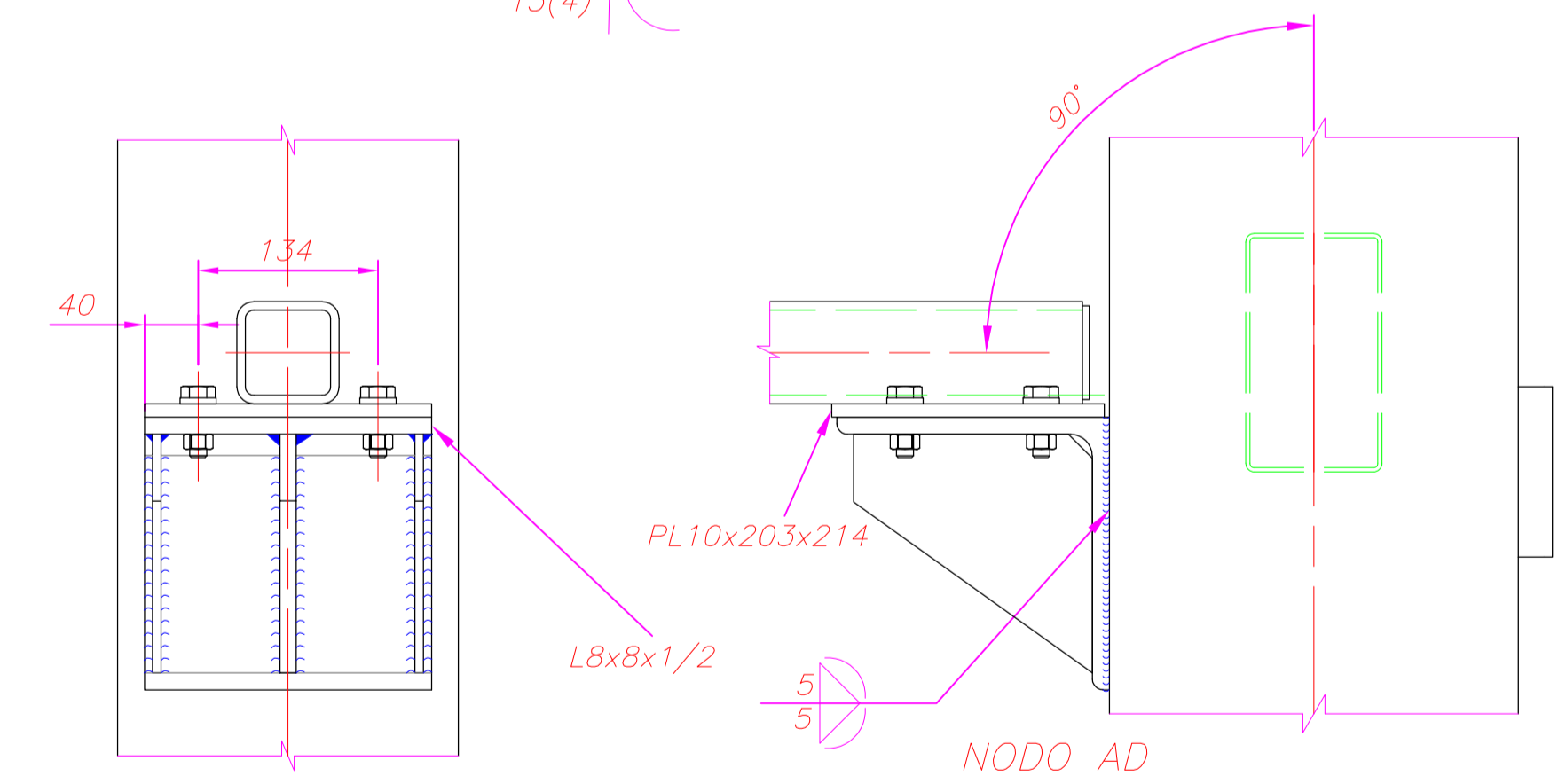
DETALLE I (K_t)



DETALLE J (2 RAMAS Y)



DETALLE K (K_ut)



DETALLE L

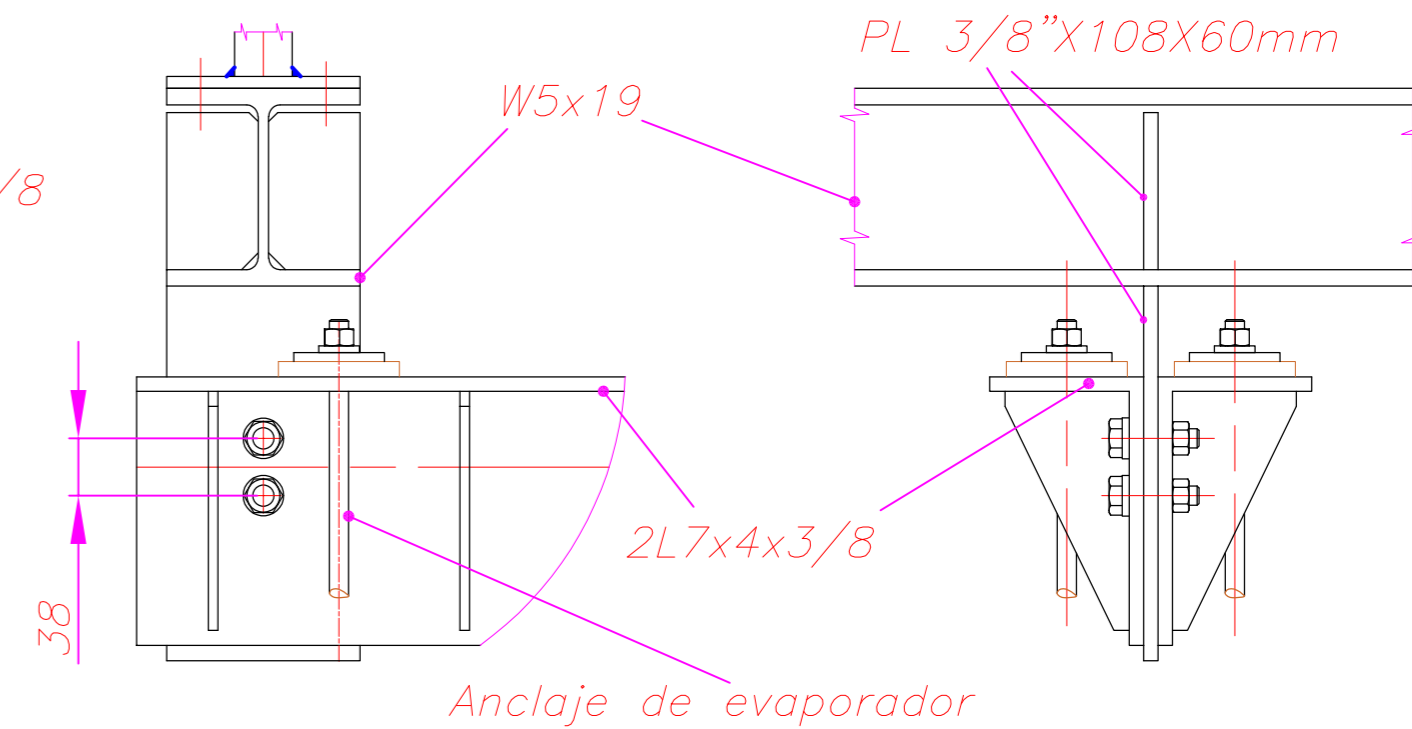
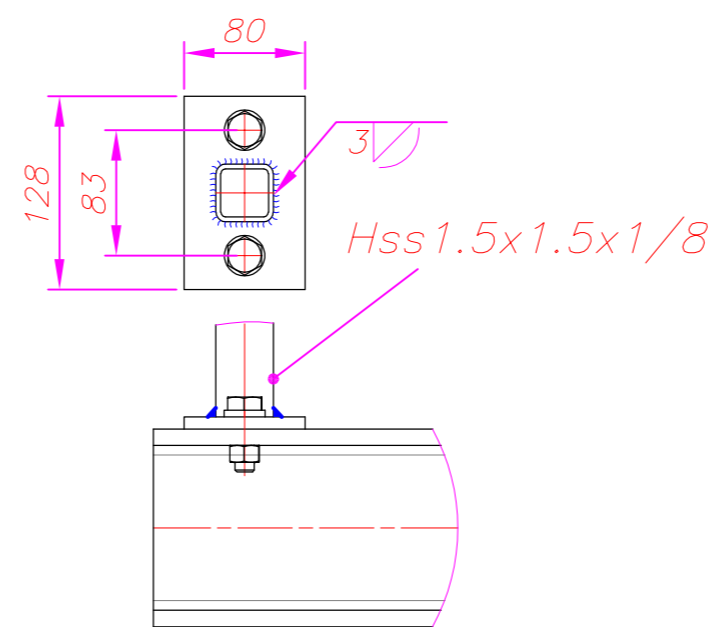
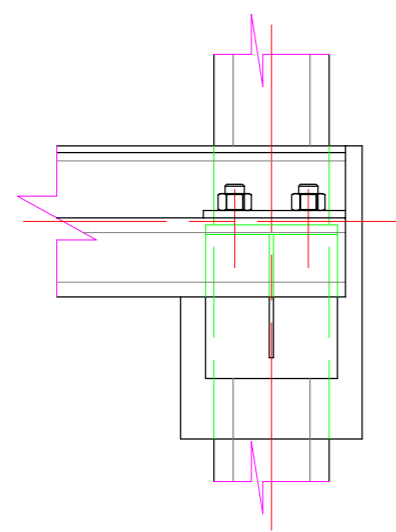
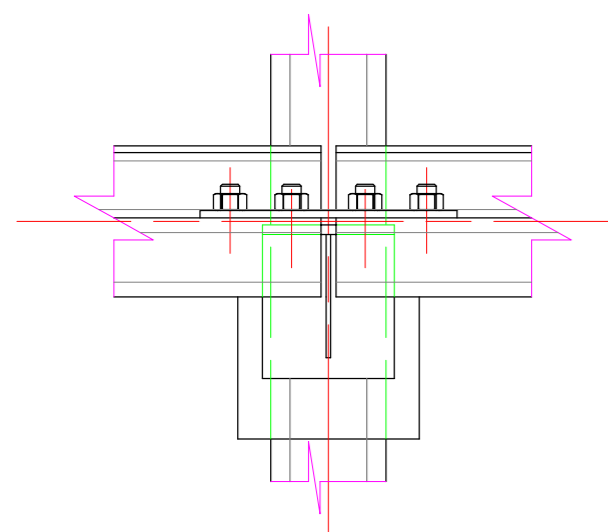
Nudo	Tipo	Ø(F)	Ø(C)	Ø	U1	U2	U3	U4	Nudo	Tipo	Ø(F)	Ø(C)	Ø	U1	U2	U3	U4
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
a	Y	Ø7	-	0.0	-	-	-	-	o	X	Ø9	11	17.5	58	65	10	-
b	K_t_mix	Ø7	53	30.1	-	ALREDEDOR	45	-	p	2ramas Y	Ø9	51	63.0	24	65	10	51
c	K_t	Ø7	54	-10.0	-	ALREDEDOR	45	-	q	K_t	Ø9	48	-14.0	-	ALREDEDOR	45	-
d	K_t_mix	Ø7	51	-8.0	-	ALREDEDOR	45	-	r	K_t	Ø9	49	-19.0	-	ALREDEDOR	45	-
e	2ramas Y	Ø7	51	58.0	24	65	10	51	s	K_t	Ø9	47	-15.0	-	ALREDEDOR	45	-
f	2ramas Y	Ø7	50	55.0	24	65	10	51	t	K_t	Ø9	44	-17.0	-	ALREDEDOR	45	-
g	K_t_mix	Ø7	47	-20.0	-	ALREDEDOR	45	-	u	K_t	Ø9	44	-2.0	-	ALREDEDOR	45	-
h	K_t_mix	Ø7	46	-4.0	-	ALREDEDOR	45	-	v	K_t	Ø9	43	-25.0	-	ALREDEDOR	45	-
i	X	Ø7	45	34.0	14	72	10	51	x	2ramas Y	Ø9	41	39.0	24	77	10	51
j	K_t_mix	Ø7	44	-28.0	-	ALREDEDOR	45	-	y	K_t	Ø9	38	-21.0	-	ALREDEDOR	45	-
k	K_t_mix	Ø7	41	-19.0	-	ALREDEDOR	45	-	z	K_t	Ø9	38	-18.0	-	ALREDEDOR	45	-
l	2ramas Y	Ø7	41	35.0	24	78	10	51	aa	K_t	Ø9	37	-23.0	-	ALREDEDOR	45	-
m	2ramas Y	Ø7	39	32.0	24	81	10	51	ab	K_ut	Ø9	34	16.8	14	64	33	51
n	K_t_mix	Ø7	36	-31.4	-	ALREDEDOR	45	-	ac	K_ut	Ø9	33	17.7	15	52	33	51
o	K_ut	Ø7	35	-17.7	-	71	33	-	ad	T	Ø9	-	0.0	-	-	-	-

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA

METODO DE PROYECCIÓN: ESCALA: ESCALA

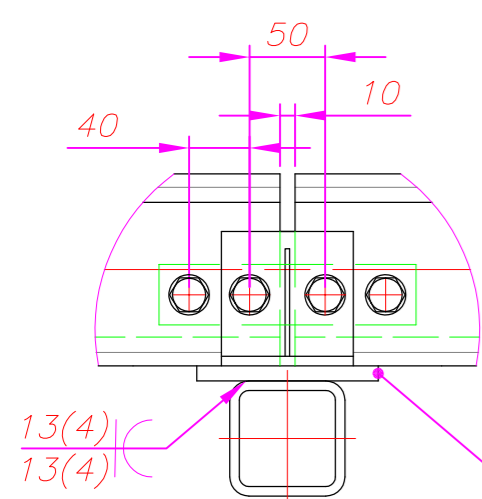
P2-E4 1:50

BERROSPI AQUINO, GIOVANI FECHA: 27/09/2019
LAMINA: A1



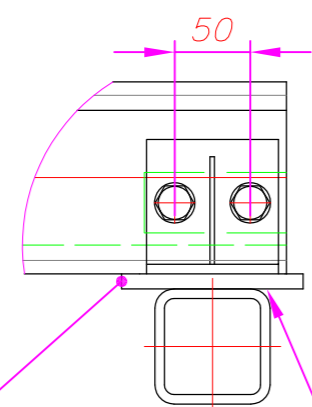
DETALLE P
ESCALA 1:5

DETALLE Q
ESCALA 1:5

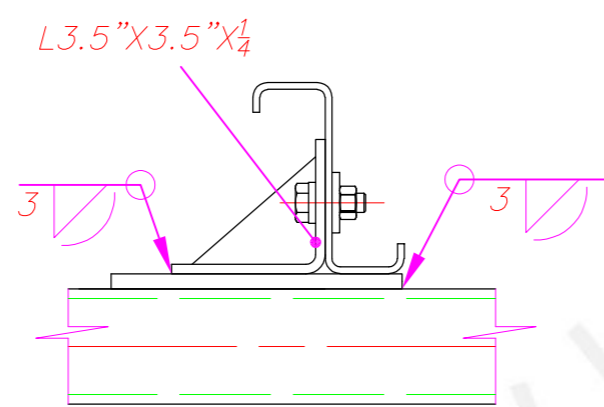


PL10X120X192

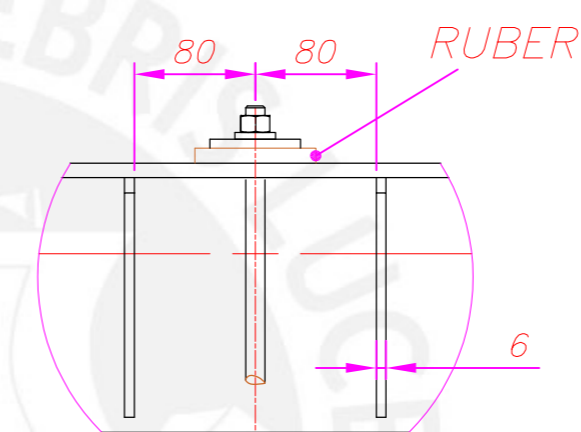
DETALLE M
ESCALA 1:5



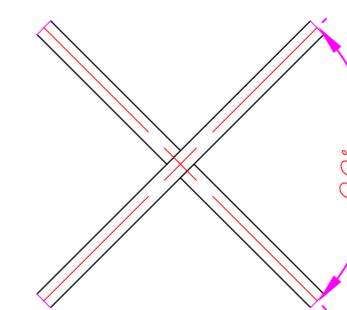
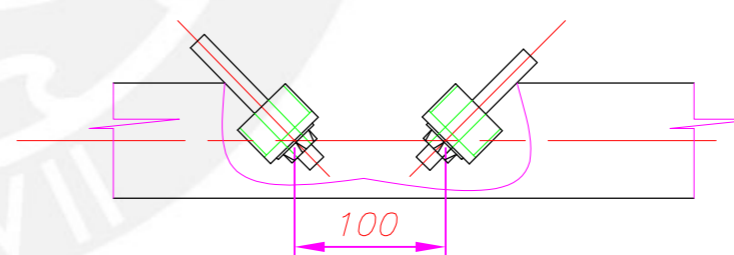
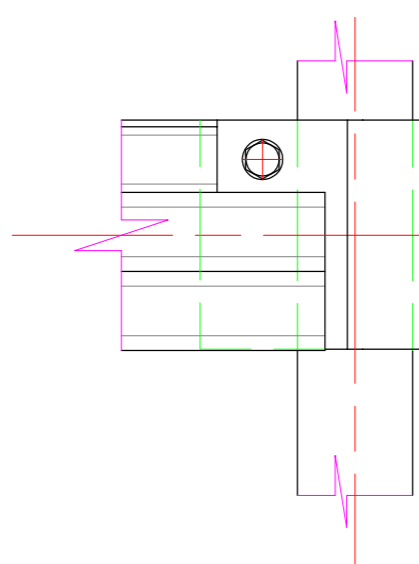
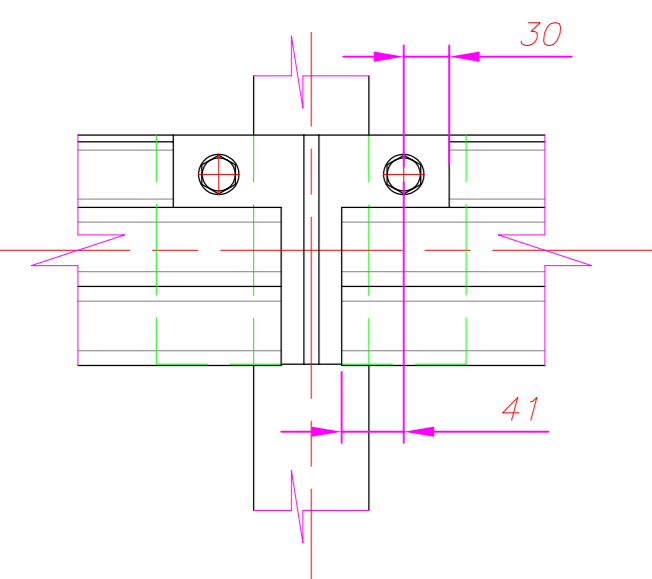
DETALLE N
ESCALA 1:5



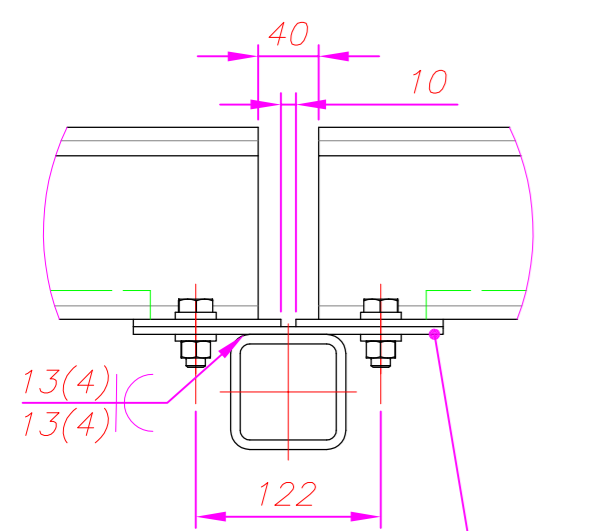
L3.5"x3.5"x1/4



DETALLE R
ESCALA 1:5

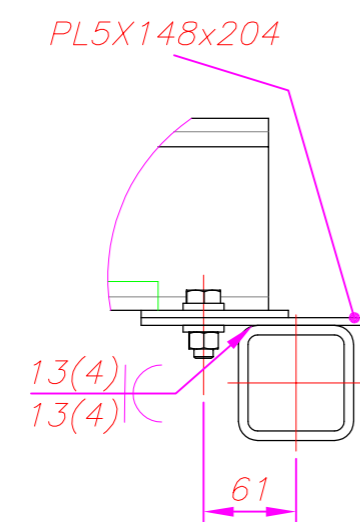


DETALLE T
ESCALA 1:5



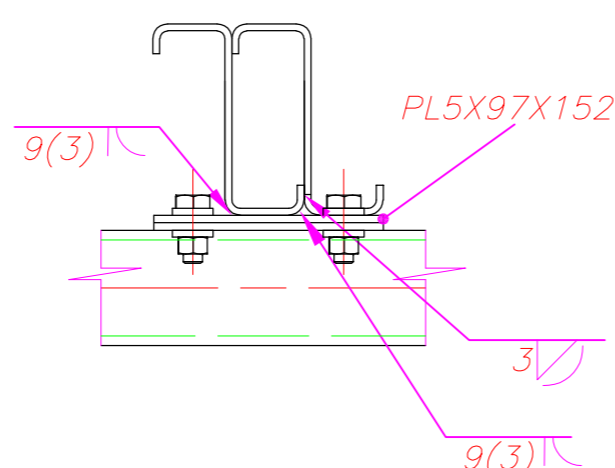
PL5X152x204

DETALLE Ñ
ESCALA 1:5



PL5X148x204

DETALLE O
ESCALA 1:5

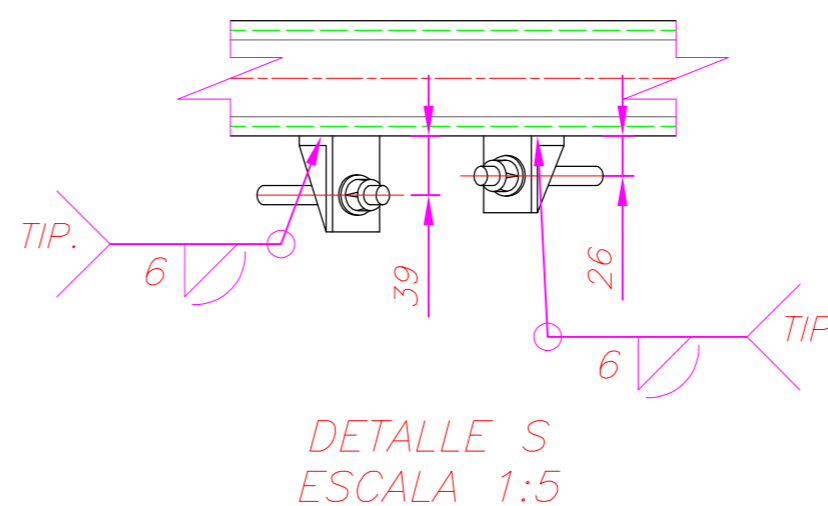


PL5X97X152

NOTA:

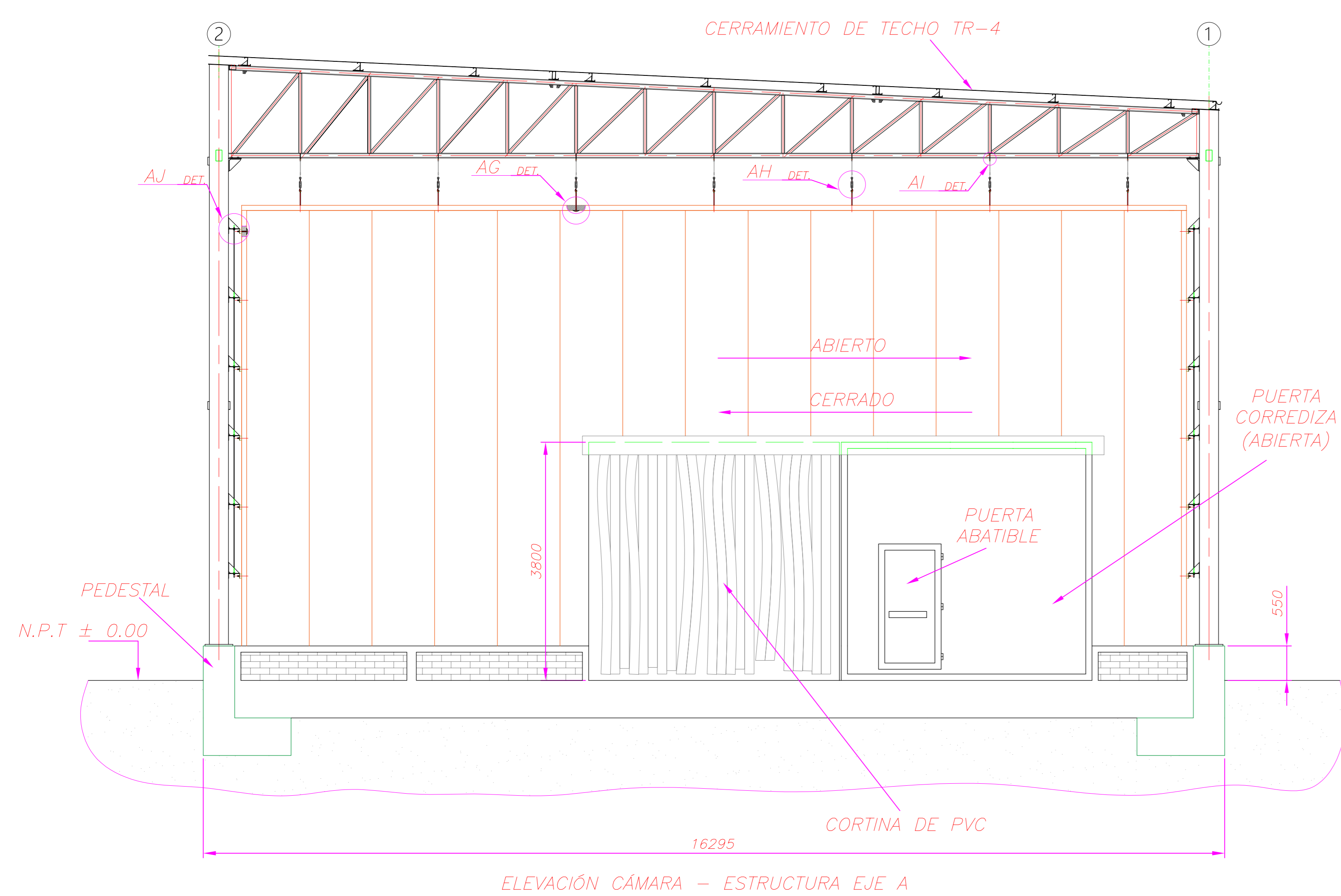
-SOLDADURAS E60

-PERNOS DE CONEXIÓN ASTM-A325

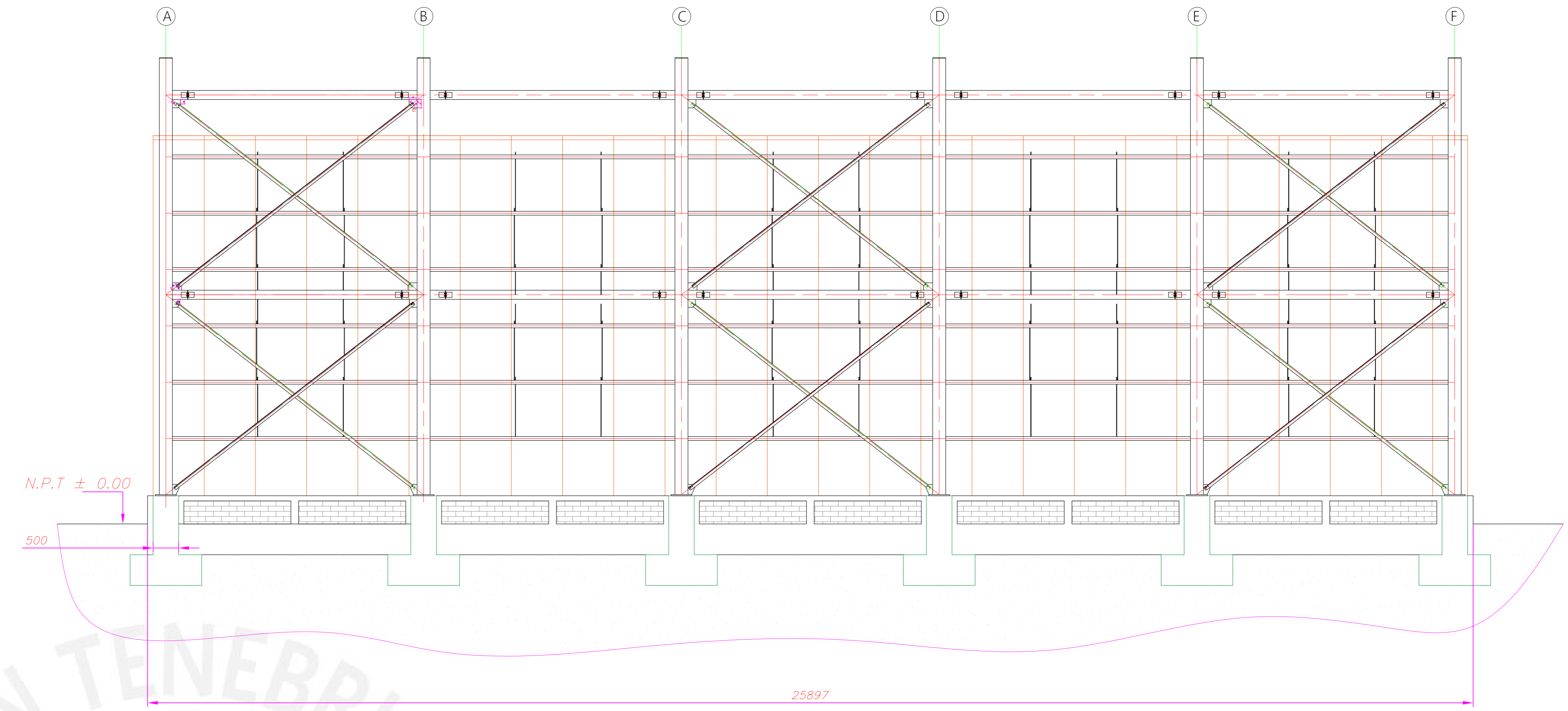


DETALLE S
ESCALA 1:5

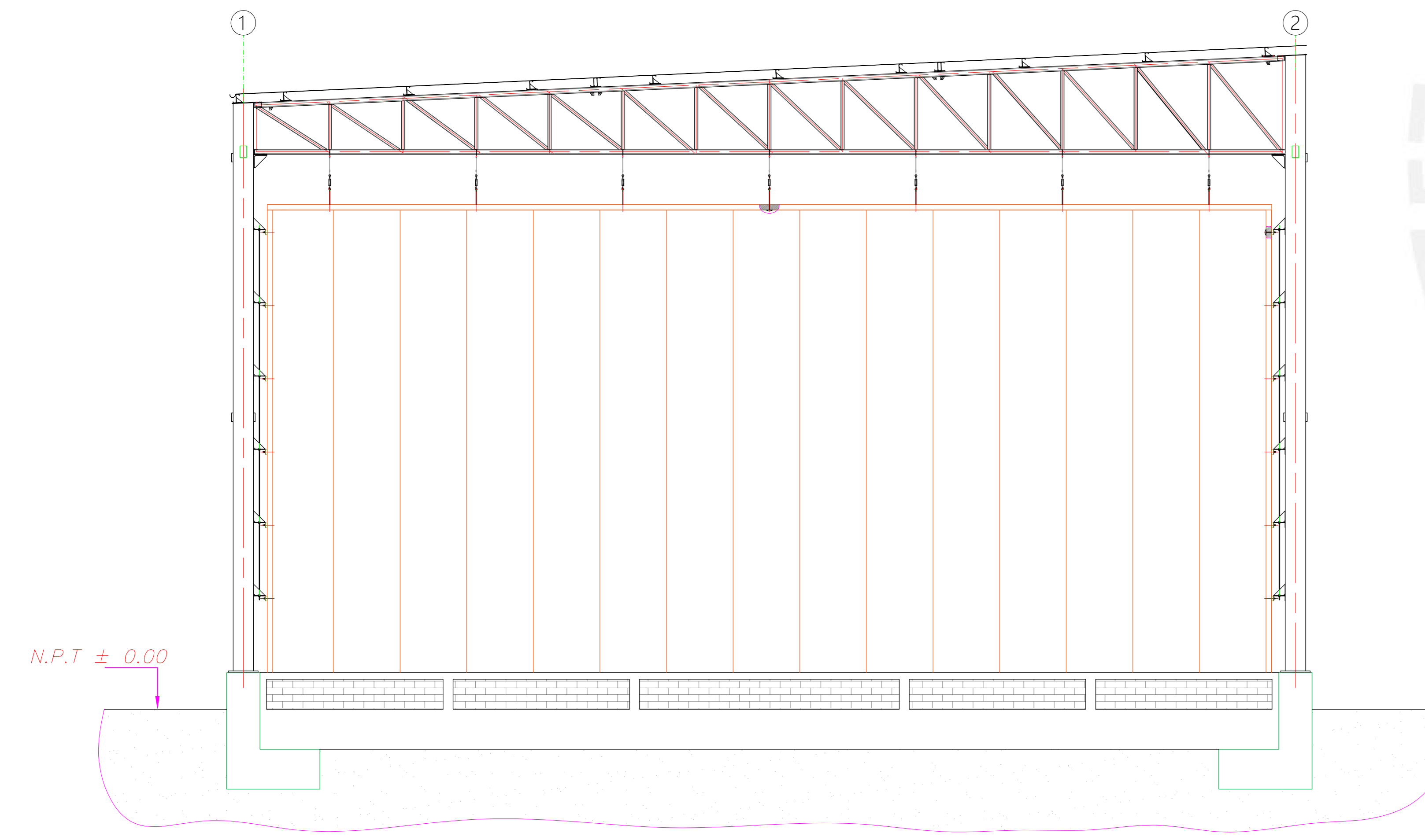
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA - ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCIÓN 	P2-E5	ESCALA
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA:
		LAMINA: A2



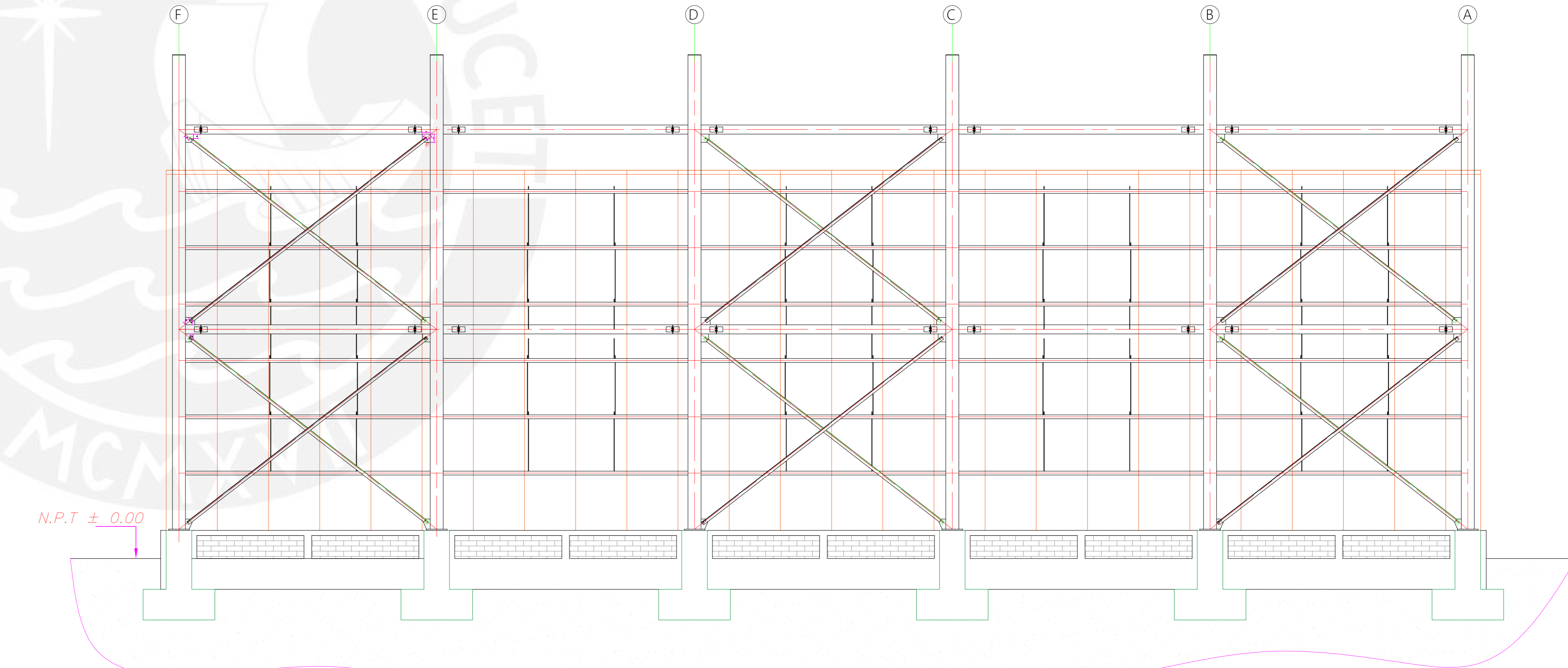
ELEVACIÓN CÁMARA – ESTRUCTURA EJE A



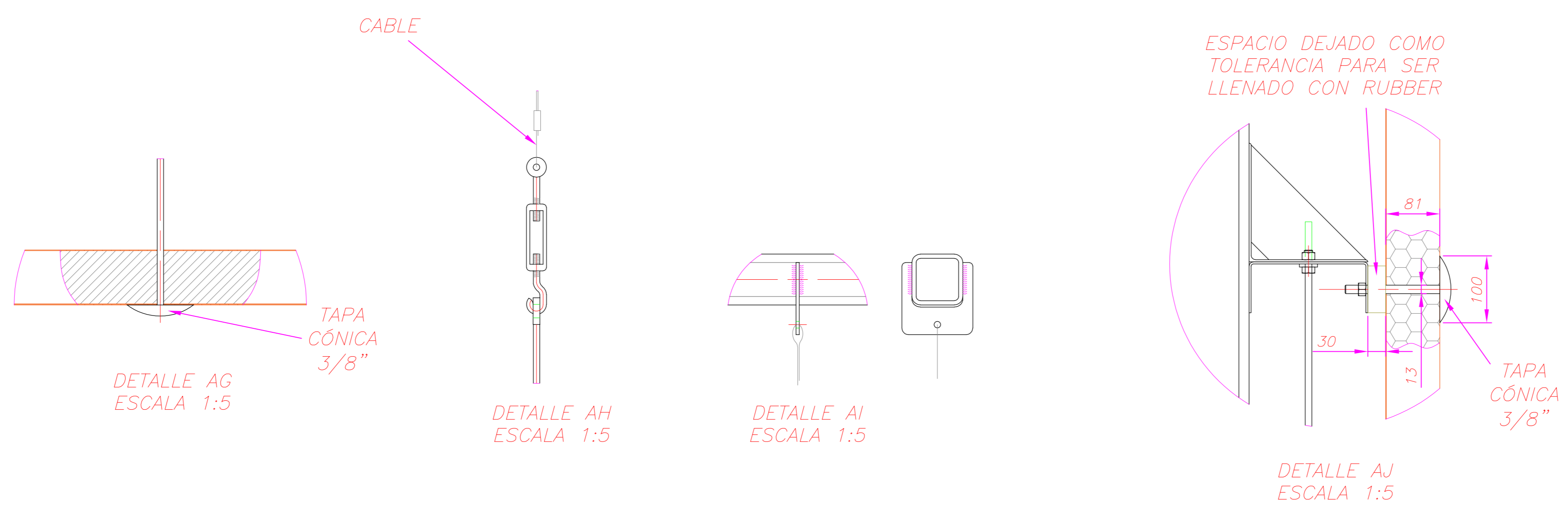
ELEVACIÓN CÁMARA – ESTRUCTURA EJE 1



ELEVACIÓN CÁMARA – ESTRUCTURA EJE F



ELEVACIÓN CÁMARA – ESTRUCTURA EJE 2



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA – ESPECIALIDAD: ING. MECÁNICA		
METODO DE PROYECCION	P2-E7	ESCALA
	BERROSPI AQUINO, GIOVANI	FECHA:
		LAMINA:
		AD