

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



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

Fabricación y montaje de una nave industrial con pórticos de sección variable para almacén de insumos químicos.

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OBTENER EL
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECÁNICO**

Autor:

Bach. Colonia Tello, Elvir Sugar

Asesor:

M.Sc. Risco Ojeda, Rusber Alberto

DNI N° 32903454

Código ORCID: 0000-0003-0194-169X

Nuevo Chimbote – Perú

2025

HOJA DE CONFORMIDAD DEL ASESOR

El presente informe del trabajo de suficiencia profesional, titulado: **“FABRICACIÓN Y MONTAJE DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PÓRTICOS DE SECCIÓN VARIABLE PARA ALMACÉN DE INSUMOS QUÍMICOS”**, elaborado por el bachiller ELVIR SUGAR COLONIA TELLO, para optar por el Título Profesional de Ingeniero Mecánico.

Ha contado con el asesoramiento de quien deja constancia de su aprobación. Por tal motivo, firmo el presente trabajo en calidad de asesor.

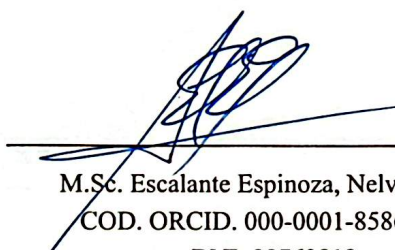


M.Sc. Rusber Alberto Risco Ojea
Código ORCID: 0000-0003-0194-169X
DNI: 32903454
ASESOR

HOJA DE CONFORMIDAD DEL JURADO EVALUADOR

El presente informe del trabajo de suficiencia profesional, titulado: **“FABRICACIÓN Y MONTAJE DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PÓRTICOS DE SECCIÓN VARIABLE PARA ALMACÉN DE INSUMOS QUÍMICOS”**, elaborado por el bachiller ELVIR SUGAR COLONIA TELLO, para optar por el Título Profesional de Ingeniero Mecánico.

Fue revisado y aprobado por el siguiente Jurado Evaluador.



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



M.Sc. Calderón Rodríguez, Luis Carlos
COD. ORCID. 0000-0002-9447-2257
DNI: 32977058
INTEGRANTE



M.Sc. Risco Ojea, Rusber Alberto
COD. ORCID. 0000-0003-0194-169X
DNI: 32903454
SECRETARIO

ACTA DE INSTALACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DEL INFORME DE TRABAJO DE SUFICIENCIA DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

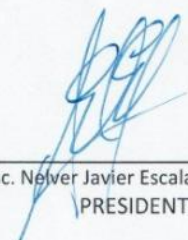
El día 10 del mes de noviembre del año dos mil veinticinco, siendo las 10:30 am. En el Laboratorio de Uso Múltiple de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica-FI-UNS, en concordancia a lo dispuesto en el Oficio Múltiple N° 034-2022-UNS-CU-SG, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N°- 266-2025-UNS-CFI, y de expedito según Resolución Decanal N° 761-2025-UNS-FI integrado por los docentes: **Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza(presidente)**, **Msc. Luis Carlos Calderón Rodríguez (secretario)** y el **Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda (Integrante)**, para dar inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **FABRICACIÓN Y MONTAJE DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON PÓRTICOS DE SECCIÓN VARIABLE PARA ALMACÉN DE INSUMOS QUÍMICOS**", presentado por el bachiller : **COLONIA TELLO ELVIR SUGAR** con código de matrícula **N.º 0201016010**, quien fue asesorado por el Msc. Risco Ojeda Rusber Alberto, según Resolución Decanal N.º 595-2022-UNS-FI.

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

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
COLONIA TELLO ELVIR SUGAR	16	REGULAR

Siendo las 11:00 a.m. del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, noviembre 10 de 2025



Msc. Nelver Javier Escalante Espinoza
PRESIDENTE



Msc. Luis Carlos Calderón Rodríguez
SECRETARIO



Msc. Rusber Alberto Risco Ojeda
INTEGRANTE



Recibo digital

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

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Elvir Sugar COLONIA TELLO
Título del ejercicio: TRABAJO
Título de la entrega: Fabricación y montaje de una nave industrial con pórticos de s...
Nombre del archivo: SP._Colonia_Tello_Elvir_Sugar._10_10_2026.pdf
Tamaño del archivo: 6.45M
Total páginas: 153
Total de palabras: 22,912
Total de caracteres: 111,437
Fecha de entrega: 10-oct-2026 03:17p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2627913245

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

 **UNS**
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

"Fabricación y montaje de una nave industrial con pórticos de sección variable para almacén de insumos químicos"

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OBTENER EL
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECÁNICO

AUTOR:
Bach. COLONIA TELLO, Elvir Sugar

ASESOR:
MSc. Ing. RISCO OJEDA, Rusber Alberto

Nuevo Chimbote – Perú
2025

Fabricación y montaje de una nave industrial con pórticos de sección variable para almacén de insumos químicos

INFORME DE ORIGINALIDAD

11 %
INDICE DE SIMILITUD

10 %
FUENTES DE INTERNET

3 %
PUBLICACIONES

5 %
TRABAJS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3 %
2	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	1 %
3	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	1 %
4	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
5	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1 %
6	milcoges.com Fuente de Internet	<1 %
7	1library.co Fuente de Internet	<1 %
8	Submitted to Universidad Católica San Pablo Trabajo del estudiante	<1 %
9	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1 %
10	Submitted to Universidad San Francisco de Quito Trabajo del estudiante	<1 %
11	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
12	fdocuments.es Fuente de Internet	<1 %
13	Submitted to Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador Trabajo del estudiante	<1 %
14	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %

DEDICATORIA

A Dios, por darme el privilegio de elegirme como su hijo, por su amor inmerecido
y permitirme alcanzar esta meta. A Él sea la gloria, la honra y el honor.

A mis padres, por su incondicional apoyo y eterno deseo que me supere cada día.

A mi esposa, por permanecer a mi lado y brindarme su apoyo durante este proceso,
siendo parte importante para culminar este sueño.

INDICE

RESUMEN	x
PALABRAS CLAVES	x
ABSTRACT	xi
PRESENTACIÓN	xii
I. Tema Específico Abordado	1
II. Contextualización De La Experiencia Profesional	2
III. Importancia Para el Ejercicio de la Carrera Profesional	3
IV. Objetivos Logrados	4
V. Sustento Teórico del Tema Abordado	5
5.1. Nave Industrial de Acero	5
5.1.1. Definición.....	5
5.1.2. Clasificación	5
5.2. Pórticos de alma llena con sección variable.....	6
5.2.1. Definición	6
5.2.2. Geometría de las vigas de sección variable.....	6
5.2.3. Ventajas estructurales de los pórticos de sección variable.....	7
5.2.4. Comportamiento estructural de las vigas de sección variable.....	7
5.2.5. Comportamiento de las columnas de sección variable en pórticos.....	7
5.2.6. Control de deformaciones.....	8
VI. Organización y Sistematización de las Experiencias Logradas.....	9
6.1. Memoria de cálculo estructural analítico y verificación mediante SAP 2000.....	9

6.1.1. Diseño de la nave industrial	9
6.1.2. Predimensionamiento	9
6.1.3. Normas aplicables	11
6.1.4. Metrado de cargas	11
6.1.5. Combinaciones de cargas	21
6.1.6. Clasificación de perfiles.....	22
6.1.7. Análisis y cálculo de estructura	23
6.2. Metrado	32
6.2.1. Cálculo del Peso Teórico para Planchas	32
6.2.2. Cálculo del Peso para Vigas y Canales	33
6.3. Costos Unitarios del Proyecto.....	34
6.4. Modelado en 3D	34
6.5. Planos de Corte, Fabricación y Montaje	35
6.5.1. Plano de corte	35
6.5.2. Planos de Fabricación	36
6.5.3. Planos de Montaje	37
6.6. Programación de Cnc con Fast Cam	37
6.7. Programación detallada y análisis de tiempos	39
6.7.1. Cronograma de actividades	39
6.8. Rigging Plan o Plan de Izaje.....	39
6.9. Supervisión Técnica – Operativa	41
6.9.1. Plan de Supervisión.....	41
6.9.2. Control de avance	41

6.10.	Control de calidad (QA/QC)	41
VII.	Ubicación de las Experiencias en el Marco del Sustento Teórico	44
7.1.	Memoria de cálculo estructural analítico y verificación mediante SAP 2000.....	44
7.1.1.	Determinación de cargas de diseño.....	44
7.1.2.	Clasificación de perfiles	48
7.1.3.	Cálculo y verificación de la columna W1.....	50
7.1.4.	Cálculo y verificación de la viga principal del pórtico.....	67
7.1.5.	Comprobación de resultados mediante SAP2000.....	98
7.2.	Metrado.....	109
7.3.	Costos Unitarios del proyecto.....	112
7.4.	Modelado en 3D	113
7.5.	Planos de Corte, Fabricación y Montaje	115
7.6.	Programación De CNC Fast Cam	118
7.7.	Programación detallada y análisis de tiempos	119
7.7.1.	Cronograma de actividades	119
7.8.	Rigging Plan o Plan de Izaje	121
7.9.	Supervisión Técnica – Operativa	123
7.10.	Control de calidad (QA/QC).....	124
VIII.	Aportes Logrados Para el Desarrollo del Centro Laboral	131
IX.	Aportes Para la Formación Profesional	132
X.	Conclusiones y Recomendaciones.....	133
10.1.	Conclusiones	133
10.2.	Recomendaciones	135

XI. Referencias bibliográficas	137
Anexos	138
Anexo 1: Planos de ingeniería	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de carga viva k	12
Tabla 2 Factores de forma “C”	14
Tabla 3 Tabla de cargas de viento en dirección Y (W_1)	15
Tabla 4 Tabla de cargas de viento en dirección X (W_2)	16
Tabla 5 Factores “Z” según zonas	17
Tabla 6 Factor de ampliación del suelo S según tipo de zona	18
Tabla 7 Periodos T_p y T_L según perfil de suelo.....	18
Tabla 8 Categoría de las edificaciones y Factor U.....	19
Tabla 9 Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural.....	20
Tabla 10 Límites para la distorsión del entrepiso	30
Tabla 11 Flecha máxima por carga viva	31
Tabla 12 Plantilla en Excel para metrados	33
Tabla 13 Metrado de perfiles.....	109
Tabla 14 Metrado de planchas.....	110
Tabla 15 Metrado de materiales para plataforma de mantenimiento	110
Tabla 16 Metrado de materiales para escalera de gato	111
Tabla 17 Metrado de materiales para cerramiento y cobertura	111

Tabla 18 Descomposición referencial del costo unitario del acero estructural trabajado.....	112
Tabla 19 Pesos para la maniobra.....	122
Tabla 20 Porcentaje de Utilización de la grúa	123
Tabla 21 Ratios de producción de las etapas de construcción.....	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01 Montaje de viga de sección variable.....	8
Figura 02 Medidas de una viga pórtico de sección variable.....	10
Figura 03 Rigidizador en la esquina del pórtico.....	10
Figura 04 Acción del viento sobre las caras de la estructura.....	14
Figura 05 Diagrama de carga de viento en dirección Y (W_1).....	15
Figura 06 Diagrama de carga de viento en dirección X (W_2).....	16
Figura 07 Zonas sísmicas	17
Figura 08 Dibujo en proceso de un pórtico de sección variable en Solidworks	35
Figura 09 Dibujo de un plano de habilitado de una plancha en AutoCAD	36
Figura 10 Dibujo de los detalles de fabricación de un pórtico en AutoCAD	36
Figura 11 Dibujo del ensamble de un pórtico de sección variable en AutoCAD.....	37
Figura 12 Ventana para dimensionar plancha en software FastCam.....	38
Figura 13 Ventana con piezas agregadas y ordenadas en plancha	38
Figura 14 Capacidad máxima de carga en % de cada tipo de grúa	40
Figura 15 Control dimensional de arriostre fabricado.....	43
Figura 16 Supervisión en obra del montaje de pórticos, Sedapal.....	43
Figura 17 Modelado, Vista Isométrica de la estructura en SAP2000 ...	98

Figura 18 Modelado, Vista Frontal de la estructura en SAP2000	99
Figura 19 Modelado, Vista Lateral de la estructura en SAP2000	99
Figura 20 Modelado, Vista Superior de la estructura en SAP2000	99
Figura 21 Secciones de perfiles fabricados W_1 , W_2 y W_3	100
Figura 22 Diagrama de fuerzas axiales.....	100
Figura 23 Diagrama de Momento 3-3.....	101
Figura 24 Diagrama de Fuerzas de corte 2-2.....	101
Figura 25 Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Isométrica de la estructura en SAP2000....	102
Figura 26 Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Frontal de la estructura en SAP2000.....	103
Figura 27 Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Lateral de la estructura en SAP2000	103
Figura 28 Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Superior de la estructura en SAP2000	103
Figura 29 Gráfico de deformaciones en el eje “x” del SAP2000	104
Figura 30 Gráfico de deformaciones en el eje “y” del SAP2000	104
Figura 31 Gráfico deflexión por carga de servicio (D + L) en SAP2000	107
Figura 32 Gráfico deflexión por carga de servicio (D + W_1) en SAP2000	107
Figura 33 Gráfico de desplazamiento positivo y negativo máximo en el eje “x” SAP2000....	108
Figura 34 Vista isométrica de estructura metálica.....	114
Figura 35 Vista frontal de estructura metálica.....	114
Figura 36 Vista isométrica de nave industrial con cobertura Aluzinc AZ150.....	115
Figura 37 Plano de habilitado en AutoCAD de planchas de 9mm para almas de vigas	116
Figura 38 Plano de fabricación en AutoCAD de pórticos con detalles	117
Figura 39 Plano de montaje en AutoCAD de arriostres y tensores pared frontal y posterior...	118
Figura 40 Archivo TXT. creado en el software FastCam.....	119

Figura 41 Cronograma de actividades y Diagrama de Gantt en Microsoft Project.....	120
Figura 42 Boom de pluma de grúa Grove TMS 865	121
Figura 43 Capacidad de carga de grúa Grove TMS 865	122
Figura 44 Registro de inspección de columnas W1.....	125
Figura 45 Registro de inspección de vigas W2.....	126
Figura 46 Registro de inspección de vigas W3.....	127
Figura 47 Registro dimensional en secciones 1-1 y 2-2	128
Figura 48 Cuadro resumen de registro de inspección dimensional columna W1.....	129
Figura 49 Nave industrial ensamblada, con cobertura y portones en proceso.....	130
Figura 50 Nave industrial para Almacén de Insumos Químicos – SEDAPAL	130

RESUMEN

En el presente documento se desarrolla el proceso aplicado para la fabricación y montaje de la estructura metálica de un nuevo almacén de insumos químicos, la cual solucionó la necesidad del cliente SEDAPAL de contar con un espacio adecuado para el correcto almacenamiento y disposición de dichos insumos. El proyecto abarca el diseño, fabricación y montaje de la estructura metálica, la cual tenía el objetivo de ser muy liviana, es por ello que estuvo conformada principalmente por pórticos esbeltos a dos aguas con vigas de alma llena y sección variable, distanciados cada 6.5 metros para cubrir un área de 4550m², teniendo 35 metros de luz y 130 metros de largo. Optar por un diseño de sección variable fue una buena decisión ya que se entregó una estructura rígida, esbelta y además estética, cumpliendo de esta forma, con los objetivos proyectados, teniendo un ratio demanda/capacidad máximo de 0.894.

En todos los procesos del proyecto se aplicaron las respectivas normas para tener un trabajo de calidad. Desde el diseño con la Norma Técnica Peruana NTP y la AISC 360-10, para las fabricaciones en taller se usaron las normas AISC 303, A6/6M y la AWS D1.1. Para el tratamiento superficial se utilizó la norma SSPC, para pintura la norma ISO 12944 y finalmente para el montaje las normas EN 1090-2 (Ejecución de estructuras de acero) y la ISO 13920 (Tolerancias generales de soldadura para construcciones soldadas).

PALABRAS CLAVES:

Palabras clave: Estructura rígida, acero, nave industrial, pórtico sección variable, análisis estructural, diseño.

ABSTRACT

In the present document, the process applied for the fabrication and erection of the steel structure of a new chemical supplies warehouse is described. This project addressed the client SEDAPAL's need for an adequate space for the proper storage and handling of such supplies. The scope of the project includes the design, fabrication, and erection of the steel structure, which was intended to be very lightweight; therefore, it was mainly composed of slender gable frames with variable-depth solid-web beams, spaced every 6.5 meters to cover an area of 4,550 m², with a clear span of 35 meters and a length of 130 meters. Choosing a variable-section design proved to be a good decision, as it resulted in a rigid, slender, and aesthetically pleasing structure, thereby meeting the projected objectives, with a maximum demand-to-capacity ratio of 0.894.

Throughout all project processes, the corresponding standards were applied to ensure quality workmanship. For the design stage, the Peruvian Technical Standard (NTP) and AISC 360-10 were used. For shop fabrication, AISC 303, A6/A6M, and AWS D1.1 standards were applied. For surface preparation, the SSPC standard was used; for painting, ISO 12944; and finally, for erection, EN 1090-2 (Execution of steel structures) and ISO 13920 (General tolerances for welded constructions).

KEYWORDS:

Keywords: Rigid frame, steel, industrial building, variable-section portal frame, structural analysis, design.

PRESENTACIÓN

El presente trabajo de suficiencia profesional detalla mi experiencia en la ejecución del proyecto: “Fabricación de la nave industrial para almacén de insumos químicos – Sedapal”, dentro de mis actividades realizadas como Ingeniero proyectista del departamento técnico en la empresa ITEMSA PERÚ de Chimbote.

ITEMSA PERÚ S.A.C. es una empresa dedicada a la ingeniería, mantenimiento, fabricación y montaje de estructuras metálicas, equipos y plantas industriales.

ITEMSA PERÚ fue adjudicado para realizar el diseño, fabricación y montaje del almacén de insumos químicos.

En el presente informe se detallan todos los procedimientos empleados para la fabricación de toda la estructura metálica en taller y el montaje en obra como parte del control de calidad que se aplica a cada proyecto desarrollado por la empresa.

El desarrollo de este informe se realizó con la finalidad de servir como apoyo técnico tanto a estudiantes, egresados y profesionales que quieran aprender más sobre naves industriales para complementar su formación académica, o que quieren dedicarse profesionalmente a este rubro tan amplio e interesante como el de las estructuras metálicas.

I. Tema Específico Abordado

El tema abordado es: Fabricación y montaje de una nave industrial con pórticos de sección variable para almacén de insumos químicos.

II. Contextualización De La Experiencia Profesional

El proyecto “Fabricación de la nave industrial para almacén de insumos químicos”, ejecutado para la empresa Sedapal en El Agustino – Lima entre junio y diciembre de 2018, fue desarrollado integralmente por Itemsa Perú, que asumió la ejecución de la obra civil, las instalaciones eléctricas y sanitarias, además de la estructura metálica.

La experiencia profesional adquirida en este proyecto como proyectista se centró en el área de estructuras metálicas, abarcando la realización de los metrados, requerimiento de materiales, modelado 3D y elaboración de planos mecánicos para la fabricación y montaje de los elementos estructurales partiendo de una memoria de cálculo, así como en la definición de los procedimientos de soldadura y del tratamiento superficial.

El presente informe se limita a documentar la experiencia adquirida en el diseño y fabricación de la estructura metálica, sin detallar los aspectos técnicos de las obras civiles, eléctricas y sanitarias, las cuales también fueron ejecutadas por la empresa, pero no formaron parte de las funciones directas de mi persona.

III. Importancia Para el Ejercicio de la Carrera Profesional

- La carrera de ingeniería mecánica capacita a los estudiantes para su desenvolvimiento en un proyecto de estructuras metálicas como el del presente informe, el cual conlleva a realizar una ingeniería desde el desarrollo de un cálculo estructural, hasta definir los detalles técnicos para la fabricación en los planos realizados.
- Desarrollar un proyecto de esta envergadura es de suma importancia ya que brinda grandes conocimientos teóricos respecto a las normas técnicas nacionales e internacionales sobre estructuras, soldadura y tratamiento superficial. Así mismo, amplía nuestro conocimiento sobre la aplicación de estructuras metálicas en la construcción de una nave industrial que conlleva una gran cantidad de elementos y, por ende, de detalles técnicos para una buena fabricación en taller y un óptimo montaje en un menor tiempo debido a la experiencia aplicada desde oficina hasta la instalación en obra.
- Tengo la certeza de que este informe les servirá a todos los estudiantes de pre-grado, egresados y profesionales de la carrera que quieran trabajar en el área de estructuras metálicas ya que es un tema con el que siempre tendremos que lidiar como ingenieros mecánicos al tener una gran acogida en el mercado por sus beneficios; y para que complementen su formación académica con este documento que contiene un compendio de todo lo que conlleva realizar la edificación de una nave industrial con pórticos de sección variable y tipo de junta mixta: soldado/empernado.

IV. Objetivos Logrados

- A. Realizar el análisis y diseño estructural de la nave industrial con pórticos de sección variable mediante un modelo estructural desarrollado en SAP 2000.
- B. Determinar el metrado de los elementos estructurales de la nave industrial, a fin de cuantificar pesos, áreas y volúmenes, y establecer el requerimiento de materiales para su gestión mediante el sistema ERP de la empresa.
- C. Elaborar un modelo tridimensional de representación geométrica de la nave industrial mediante SolidWorks, con fines de presentación al cliente.
- D. Elaborar los planos de ingeniería necesarios para las etapas de habilitado, fabricación y montaje de las estructuras.
- E. Ejecutar y supervisar la fabricación e instalación de la estructura de acero de la nave industrial, verificando su conformidad con los planos de ingeniería, las especificaciones técnicas y las normas técnicas nacionales e internacionales aplicables.

V. Sustento Teórico del Tema Abordado

5.1. Nave Industrial de Acero

5.1.1. Definición

Son edificaciones utilizadas para desarrollar la actividad industrial, especialmente el almacenamiento y distribución de mercancías, así como la fabricación de productos.

5.1.2. Clasificación

5.1.2.1. Por el Tipo de Nodos.

5.1.2.1.1. Marco rígido. Están compuestos por la unión rígida de columnas y vigas, llamados también apoyos empotrados, para soportar cargas verticales y horizontales otorgando así mayor resistencia y mayor capacidad de limitar desplazamientos horizontales, así como también momentos. Esta unión rígida implica apoyos fijos en sus nodos o en sus bases si son solo columnas.

5.1.2.1.2. Marco articulado. Poseen conexiones articuladas o grados de libertad en sus nodos, lo que permite desplazarse a lo largo de un eje o plano y también giros horizontales alrededor de la articulación (apoyo articulado móvil) o solo girar alrededor de un eje eliminando momentos y todos los desplazamientos en el plano donde se sitúa (apoyo articulado fijo).

5.1.2.2. Por el Tipo de Pórticos

5.1.2.2.1. Pórtico con columna y/o viga de alma llena. Los marcos de alma llena están conformados por vigas las cuales pueden ser: laminadas de fábrica y/o construidas con planchas metálicas lisas. Sus elementos son miembros a flexión sometidos a momentos flexionantes y a fuerzas cortantes. Los elementos verticales e inclinados se someten a fuerzas axiales.

5.1.2.2.2. Pórtico con columna y/o viga de alma abierta o Armaduras. Una armadura o tijeral es un conjunto de elementos lineales arreglados en forma de varios triángulos conectados entre sí, en un punto llamado nodo o nudo, para conformar una estructura rígida y plana.

5.2. Pórticos de alma llena con sección variable

5.2.1. Definición

Una sección variable es aquella cuya geometría cambia de manera continua o escalonada a lo largo de su longitud, modificando principalmente la altura del alma, mientras que el ancho de alas suele mantenerse constante o variar de forma controlada.

En los pórticos metálicos de naves industriales, la sección variable se utiliza para adaptar la capacidad resistente del elemento a la distribución real de esfuerzos, optimizando el uso del material y reduciendo el peso estructural total.

A diferencia de los elementos prismáticos (sección constante), los elementos de sección variable permiten que la resistencia a flexión sea mayor en las zonas donde los momentos flectores son máximos y menor donde estos disminuyen.

5.2.2. Geometría de las vigas de sección variable

Estas vigas se fabrican generalmente como elementos armados, compuestos por dos alas y un alma, soldadas entre sí. Las alas cumplen la función principal de resistir los esfuerzos de flexión, ya que concentran las tensiones máximas de compresión y tracción generadas por el momento flector. La separación entre las alas, determinada por la altura del alma, define el brazo mecánico interno, el cual influye directamente en el módulo resistente de la sección.

El alma, por su parte, cumple un rol fundamental en la resistencia al esfuerzo cortante y en la transmisión de cargas entre las alas, además de contribuir a la estabilidad global de la sección. En las vigas de sección variable, el incremento de la altura del alma en zonas de mayor demanda de momento permite aumentar significativamente la capacidad a flexión sin incrementar de manera proporcional el peso del elemento.

La geometría variable de la viga responde a la forma del diagrama de momentos flectores, el cual no es uniforme a lo largo del vano. En pórticos de naves industriales, los momentos suelen ser mayores en las zonas cercanas a las uniones viga–columna y menores hacia la clave o centro del vano. La sección variable permite colocar mayor material donde el momento es elevado.

5.2.3. *Ventajas estructurales de los pórticos de sección variable*

- Optimización de material, al ubicar mayor acero solo donde es estructuralmente necesario.
- Reducción del peso propio, lo que disminuye las cargas transmitidas a las cimentaciones.
- Mejor comportamiento en flexión, al incrementar el módulo resistente en zonas críticas.
- Menor flecha en servicio, especialmente en vigas de gran luz.

5.2.4. *Comportamiento estructural de las vigas de sección variable*

Desde el punto de vista estructural, las vigas de sección variable trabajan principalmente a flexión, acompañada de esfuerzos de corte y, en ciertos casos, fuerza axial debido a la continuidad del pórtico. A diferencia de las vigas prismáticas, la rigidez de una viga de sección variable cambia a lo largo de su longitud, lo que modifica la distribución de deformaciones y esfuerzos internos.

Este tipo de vigas presenta un mejor aprovechamiento del material, ya que el incremento del módulo resistente en las zonas críticas reduce las tensiones máximas y permite controlar de manera más eficiente la flecha en estado de servicio, especialmente en luces grandes. Como consecuencia, se obtiene una estructura más liviana, con menores deformaciones.

5.2.5. *Comportamiento de las columnas de sección variable en pórticos*

Las columnas de los pórticos metálicos no trabajan únicamente a compresión axial, sino que están sometidas a flexión y fuerza axial simultáneamente, debido a la rigidez de las uniones y a la acción de cargas horizontales como el viento. En columnas de sección variable, la geometría se adapta a la distribución de momentos a lo largo de la altura del elemento.

Las columnas presentan mayores solicitaciones en la base, donde los momentos y esfuerzos combinados son más elevados. Por esta razón, se incrementa la sección en dicha zona, reduciéndola progresivamente hacia la parte superior, donde la demanda estructural es menor.

5.2.6. Control de deformaciones

El control de la flecha es un criterio de estado de servicio en naves con grandes luces. La sección variable permite reducir la deformación vertical en comparación con una viga de sección constante y mejorar el comportamiento funcional de la estructura bajo cargas.

Representa una solución técnica y económicamente eficiente para naves industriales modernas, ya que permite responder adecuadamente a las demandas estructurales reales, optimizando recursos y garantizando seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura.

Figura 1

Montaje de viga sección variable



Nota. Fabricación y montaje de Almacén de Insumos Químicos, Sedapal, elaborado por ITEMSA.

VI. Organización y Sistematización de las Experiencias Logradas

Luego de haber estudiado la teoría básica y explicar los trabajos realizados en este proyecto de gran envergadura, se detallan a continuación los procedimientos desarrollados de todos los trabajos llevados a cabo durante la ejecución del proyecto.

6.1. Memoria de cálculo estructural analítico y verificación mediante SAP 2000

6.1.1. *Diseño de la nave industrial*

En la etapa inicial del proyecto se establece la geometría general de la nave, definiendo luces, alturas, pendiente de cubierta y separación entre pórticos, de modo que la estructura sea compatible con los requerimientos arquitectónicos del cliente. Se adoptó un sistema resistente principal conformado por pórticos rígidos de acero con vigas y columnas de alma llena, debido a su buena resistencia ante cargas laterales y su facilidad de fabricación y montaje.

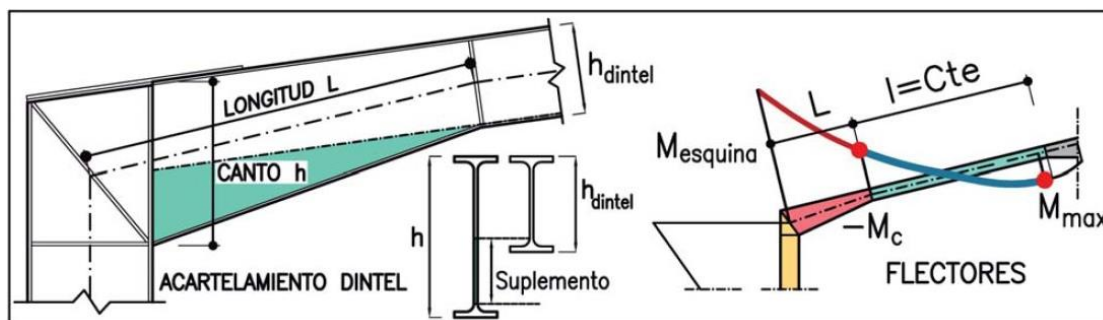
La definición del tipo de pórticos a usar fue realizado a solicitud del cliente quien contaba con el diseño arquitectónico de la nave con pórticos de sección variable. Por ello es que en base a estos lineamientos se trabajó el predimensionamiento y posterior cálculo estructural, permitiendo optimizar su inercia en las zonas de mayor momento flector, reduciendo de esta forma masa y costo sin comprometer la seguridad.

6.1.2. *Predimensionamiento*

Aquí se indican dimensiones geométricas preliminares de los elementos estructurales para construir un modelo razonable antes del análisis detallado. Esto se realiza con la ayuda de la experiencia del calculista y con fórmulas básicas. En nuestro caso, para las columnas, vigas y canales se aprovechó la experiencia de la empresa en la ejecución de proyectos similares lo cual permitió predimensionar los pórticos con dimensiones similares a las del diseño final.

Figura 2

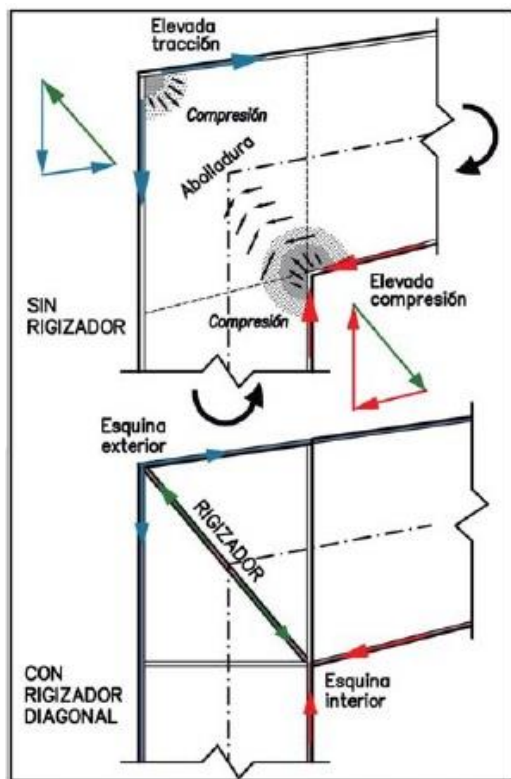
Medidas de una viga pórtico de sección variable.



Nota. Adaptado de *Guía de Estudio de: Proyecto de nave de estructura de acero* (p.76), por Ferran, J. & Redón, M., 2016.

Figura 3

Rigidizador en la esquina del pórtico.



Nota. Adaptado de *Guía de Estudio de: Proyecto de nave de estructura de acero* (p.79), por Ferran, J. & Redón, M., 2016.

- Flecha “f”: Para canto constante $L/84$. Para canto variable: $L/141$
- Canto “h”: Se recomienda el doble o algo menos del h_{dintel}
- Longitud “L”: 1/10 de la luz de la nave o algo más largo.
- Recomendable uso de rigidizador diagonal en esquinas debido al momento negativo.

6.1.3. Normas aplicables

- Reglamento Nacional de Edificaciones E-020 Cargas, E-030 Diseño Sismorresistente y E-090 Estructuras Metálicas.
- AISC 360-10: Capítulo B, C, D, E, F, G, H y Apéndice 1 (Análisis Inelástico).
- ASCE/SEI 7-10: American Society of Civil Engineers.

6.1.4. Metrado de cargas

6.1.4.1. Carga Muerta (D)

La carga muerta incluye el peso propio de la estructura metálica.

- Acero: 7850 kg/m^3
- Cobertura más instalaciones: 10 kg/m^2
- Peso propio de la vigueta: 10 kg/m
- Peso de la plataforma de mantenimiento (ancho 0.90m): 20 kg/m^2

6.1.4.2. Carga viva de Techo (Lr)

Comprende las cargas que actuarán sobre los techos de la estructura en forma variable.

- Techo con cobertura liviana (L_o): 30 kg/m^2
- Carga viva en la plataforma de mantenimiento: 200 kg/m^2
- De acuerdo al Art. 3.2.1.1 de la norma E.020, la carga viva repartida podrá reducirse:

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \quad (1)$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida, t_f/m^2 .

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir, t_f/m^2 .

A_i = Área de influencia del elemento estructural, m^2 .

Y solo si $A_i > 40m^2$ y $L_r \geq 0.5L_o$

Considerando el área tributaria del pórtico principal ubicado en los tímpanos:

$$A_i = kA_t \quad (2)$$

Donde:

A_i = Área de influencia del elemento, m^2 .

k = Factor de carga viva sobre el elemento.

A_t = Área tributaria del elemento, m^2 .

Según la Tabla 3 de la NTP E.020 para columnas $k=2$ y para viga de techo liviano $k=1$.

Tabla 1

Factor de carga viva k

ELEMENTO	FACTOR k
Columnas y muros	2
Vigas interiores	2
Viga de borde	2
Vigas en volado	1
Vigas de borde que soportan volados	1
Tijerales principales que soportan techos livianos	1
Losas macizas o nervadas en una y dos direcciones	1
Vigas prefabricadas aisladas a otros elementos paralelos	1
Vigas de acero o madera no conectadas por corte al diafragma de piso	1
Vigas isostáticas	1

Nota. Adaptado de E.020 (p.8), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020.

6.1.4.3. Carga de viento (V)

Para el cálculo de las cargas debidas al viento se utilizarán los siguientes parámetros:

- Clasificación de las edificaciones según sección 12.2 E-020 RNE.
- Velocidad de diseño (V_h) según sección 12.3 E-020 RNE.
- Factores de forma C, según tabla 4 y 5, sección 12.4 y 12.5 E-020 RNE.

6.1.4.3.1. Velocidad de diseño

La velocidad básica del viento a una altura de 10 m será 75 km/h, con una probabilidad anual de excedencia de 0.002 o periodo de retorno de 50 años según mapa eólico.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (3)$$

Donde:

V_h = Velocidad de diseño en la altura h, km/h.

V = Velocidad de diseño hasta 10 m de altura, km/h.

h = Altura sobre el terreno, m.

6.1.4.3.2. Carga exterior de viento

La estructura se encuentra cerrada por todas las caras, por lo tanto, solo se considera la presión exterior de viento.

$$P_h = 0.005 C_p V_h^2 \quad (4)$$

Donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h, kg/m².

C_p = Factor de forma adimensional indicado en la tabla 2

V_h = Velocidad de diseño en la altura h, km/h.

Tabla 2

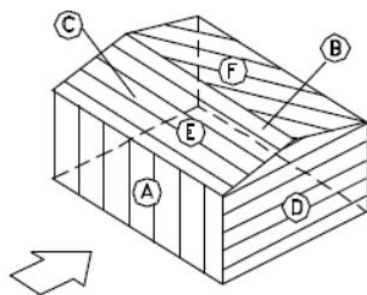
Factores de Forma "C".

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	± 0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

Nota. Adaptado de E.020 (p.12), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020.

Figura 4

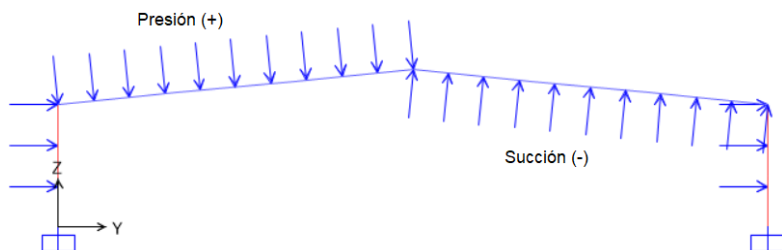
Acción del viento sobre las caras de la estructura.



Nota. Adaptado de *Diseño estructural en acero* (p.12), por Zapata, L., 1997.

Figura 5

Diagrama de carga de viento en dirección Y (W_1).



Caso W_1 : Para una altura igual o menor a 10m

$$C_{pA} = +0.80 \text{ (presión)}$$

$$C_{pB} = -0.60 \text{ (succión)}$$

$$C_{pC,D} = -0.70 \text{ (succión)}$$

$$C_{pE} = +0.30 \text{ (presión)}$$

$$C_{pF} = -0.60 \text{ (succión)}$$

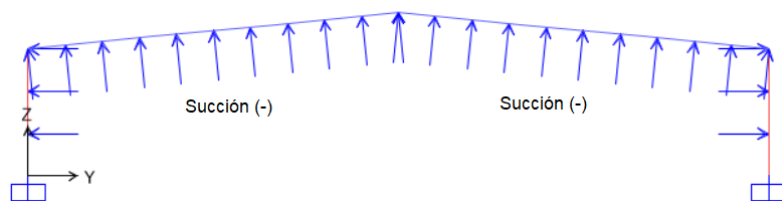
Tabla 3

Tabla de cargas de viento en dirección Y (W_1).

Construcción	Face	Dirección	Ph (kg/m ²)	Tipo
Superficies verticales de edificios	A	Barlovento	22.50	Presión
Superficies verticales de edificios	B	Sotavento	-16.88	Succión
Superficies // a la dirección del viento	C	Barlovento	-19.69	Succión
Superficies // a la dirección del viento	D	Barlovento	-19.69	Succión
Superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$ (+)	E	Barlovento	8.44	Presión
Superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$ (-)	F	Sotavento	-16.88	Succión

Figura 6

Diagrama de carga de viento en dirección X (W_2).



Caso W_2 : Para una altura igual o menor a 10m

$$C_{pA,B} = -0.70 \text{ (succión)}$$

$$C_{pC} = +0.80 \text{ (presión)}$$

$$C_{pD} = -0.60 \text{ (succión)}$$

$$C_{pE,F} = -0.70 \text{ (succión)}$$

Tabla 4

Tabla de cargas de viento en dirección X (W_2).

Construcción	Face	Dirección	Ph (kg/m^2)	Tipo
Superficies // a la dirección del viento	A	Barlovento	-19.69	Succión
Superficies // a la dirección del viento	B	Barlovento	-19.69	Succión
Superficies verticales de edificios	C	Sotavento	-16.88	Succión
Superficies verticales de edificios	D	Barlovento	22.50	Presión
Superficies // a la dirección del viento	E	Barlovento	-19.69	Succión
Superficies // a la dirección del viento	F	Sotavento	-19.69	Succión

6.1.4.4.Carga de sismo (E)

6.1.4.4.1. Zonificación

Según la figura 12, el territorio nacional se divide en cuatro zonas según su actividad sísmica, siendo Lima - El Agustino zona 4 según el Anexo 1.

Figura 7*Zonas sísmicas*

Nota. Adaptado de E.030 (p.10), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

El factor Z se determina de acuerdo a la E.030 y representa la aceleración sísmica máxima esperada horizontal en suelo rígido con un 10% de probabilidad de superarse en 50 años. Dicho factor se expresa como una porción de la aceleración gravitacional.

Tabla 5*Factores “Z” según zonas.*

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Adaptado de E.030 (p.11), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

6.1.4.4.2. Parámetros de sitio (S , T_p y T_L)

Para la presente estructura, el tipo de suelo es S_2 , suelo intermedio.

Tabla 6

Factor de ampliación del suelo S según tipo de zona.

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Adaptado de *E.030* (p.14), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

Tabla 7

Periodos T_p y T_L según perfil de suelo.

PERÍODOS “ T_p ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Adaptado de *E.030* (p.15), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

6.1.4.4.3. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Toda estructura es clasificada según la descripción de la Tabla 6, teniendo un factor de uso o importancia U .

Tabla 8

Categoría de las edificaciones y Factor U.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. Adaptado de E.030 (p.16), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

6.1.4.4.4. *Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)*

Los sistemas estructurales están clasificados según el material y el sistema de resistencia sísmica adoptado en cada dirección de análisis. En el eje X tenemos Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados OCBF y en Y, Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos OMF.

Tabla 9

Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8

Nota. Adaptado de E.030 (p.19), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

6.1.4.4.5. *Estimación del peso*

Según el Artículo 23 de la E.030, para edificaciones comunes el peso para el análisis sísmico está en la siguiente proporción:

$$P = D + 0.25L_r \quad (5)$$

Donde:

$$P = \text{Peso, } t_f.$$

$$D = \text{Carga muerta, } t_f.$$

L_r = Carga viva de techo, t_f.

6.1.4.4.6. Fuerza cortante de sismo

La fuerza cortante total es la obtenida en la base de la estructura en la dirección evaluada.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (6)$$

Donde:

V = fuerza cortante en la base, t_f.

Z = factor de zona.

U = factor de uso.

C = factor de amplificación sísmica.

S = factor de suelo.

R = coeficiente de reducción sísmica.

P = peso total de la edificación, t_f.

6.1.5. Combinaciones de cargas

De acuerdo con la sección A4 de la especificación LRFD (Load and Resistance Factor Design), las estructuras se diseñan para que sus resistencias de diseño sean superiores a los efectos de las cargas factorizadas de las combinaciones obtenidas de la sección 1.4.1 de la norma E.090:

$$U_1 = 1.4D \quad (7)$$

$$U_2 = 1.2D + 1.6L_r \quad (8)$$

$$U_3 = 1.2D + 0.5L_r + 1.6W \quad (9)$$

$$U_4 = 0.9D + 1.3W \quad (10)$$

$$U_5 = 1.2D + 0.5L \pm E \quad (11)$$

$$U_6 = 0.9D \pm E \quad (12)$$

Donde:

U = carga factorizada o de diseño, t_f .

D = carga muerta, t_f .

L = carga viva debida a la ocupación, t_f .

L_r = carga viva del techo, t_f .

S = carga de nieve, t_f .

R = carga debida a la precipitación pluvial, t_f .

W = carga de viento, t_f .

E = carga de sismo de acuerdo a la Norma E. 030, t_f .

6.1.6. Clasificación de perfiles

6.1.6.1. Relación ancho-espesor (λ)

Según la AISC 360, Tabla B4.1a, los límites para secciones I en flexión son:

$$a) \text{ Patín } \lambda = b/t \approx b_f/2t_f \text{ (para 2 patines)} \quad (13)$$

$$\bullet \text{ Límite compacto: } \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (14)$$

$$\bullet \text{ Límite no compacto: } \lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (15)$$

$$b) \text{ Alma } \lambda = h/t_w \quad (16)$$

$$\bullet \text{ Límite compacto: } \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (17)$$

$$\bullet \text{ Límite no compacto: } \lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (18)$$

Donde:

λ = relación ancho/alto – espesor

b = ancho de ala, mm.

t = espesor de ala, mm.

λ_p = límite compacto

λ_r = límite no compacto

E = módulo de elasticidad, t_f/m^2 .

F_y = límite de fluencia, t_f/m^2 .

6.1.7. Análisis y cálculo de estructura

6.1.7.1. Diseño de miembros en compresión

6.1.7.1.1. Disposiciones generales

La resistencia de diseño de miembros en compresión es $\phi_c P_n$.

La resistencia nominal a compresión P_n es el valor más bajo obtenido al evaluar los estados límites aplicables: pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo torsional.

6.1.7.1.2. Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia de compresión P_n se halla basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (19)$$

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{E_e}} \right) F_y \quad (20)$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (21)$$

c) Ecuación de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (22)$$

d) La condición resistente según LRFD es:

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (23)$$

e) Relación de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (24)$$

f) Relación demanda capacidad

$$\frac{D}{C} = P_u / \phi_c P_n \quad (25)$$

Donde:

P_n = resistencia de compresión nominal, t_f .

F_{cr} = tensión de pandeo por flexión, t_f/m^2 .

F_e = tensión de pandeo elástico, t_f/m^2 .

A_g = área bruta de la sección transversal de un miembro, m^2 .

E = módulo de elasticidad, t_f/m^2 .

F_y = límite de fluencia, t_f/m^2 .

K = factor de longitud efectiva

L = longitud de elemento, m.

r = radio de giro, m^3 .

P_u = resistencia de diseño, t_f .

ϕ_c = factor de reducción de resistencia para compresión.

λ = relación de esbeltez,

$\frac{D}{C}$ = relación demanda capacidad.

6.1.7.2. Diseño de miembros en Flexión

6.1.7.2.1. Disposiciones generales

La resistencia de diseño de miembros en flexión es $\phi_b M_n$.

6.1.7.2.2. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (26)$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, en m es:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (27)$$

La condición resistente es:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (28)$$

La relación demanda/capacidad es:

$$\frac{D}{C} = M_u / \phi_b M_n \quad (29)$$

Donde:

M_n = momento de fluencia, t_f/m .

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, t_f/m^2 .

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, m^3 .

L_p = longitud límite de pandeo, m.

r_y = radio de giro de la sección trasnversal, m.

E = módulo de elasticidad, t_f/m^2 .

F_y = límite de fluencia, t_f/m^2 .

M_u = momento de fluencia, $t_f \cdot m$.

ϕ_b = factor de resistencia por flexión.

$\frac{D}{C}$ = relación demanda capacidad.

6.1.7.3. Diseño de miembros por flexocompresión

6.1.7.3.1. Disposiciones generales

La resistencia por flexocompresión se obtiene de la suma de utilización por compresión más utilización por flexión, ecuación que debe ser menor que 1:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.00 \quad (30)$$

La relación demanda/capacidad por flexocompresión corresponde a la suma de las contribuciones de la fuerza axial y del momento flector:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \quad (31)$$

Donde:

P_u = fuerza axial de compresión de diseño, t_f. m.

ϕ_c = factor de resistencia por flexión.

P_n = resistencia nominal a compresión de la sección, t_f. m.

M_u = momento flector de diseño, t_f. m.

ϕ_b = factor de resistencia por flexión.

M_n = resistencia nominal a flexión, t_f. m.

$\frac{D}{C}$ = relación demanda/capacidad.

6.1.7.4. Diseño de miembros en corte

6.1.7.4.1. Disposiciones Generales

La resistencia de corte de diseño es $\phi_v V_n$.

6.1.7.4.2. Miembros de sección doble T y canales

a) La condición resistente es:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (32)$$

b) La resistencia nominal de corte, V_n , es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (33)$$

c) La relación demanda/capacidad es:

$$\frac{D}{C} = V_u / \phi_v V_n \quad (34)$$

Donde:

V_u = cortante último de diseño, t_f .

ϕ_v = factor de reducción de resistencia por cortante.

V_n = resistencia nominal al cortante, t_f .

F_y = tensión mínima de fluencia especificada, t_f/m^2

A_w = área del alma, m^2

C_{v1} = factor de eficiencia al cortante.

$\frac{D}{C}$ = relación demanda/capacidad.

6.1.7.5. Deformación mediante trabajo virtual

Para la determinación de desplazamientos en elementos estructurales se emplea el principio del trabajo virtual. Para un elemento sometido a flexión, el desplazamiento en el punto de interés puede expresarse como:

$$\delta = \int \left[\frac{M(x).m(x)}{E.I(x)} \right] dx \quad (35)$$

Para la carga horizontal real aplicada en el extremo del elemento:

$$M(x) = H(L - x) \quad (36)$$

Para una carga unitaria horizontal aplicada en el mismo punto:

$$m(x) = L - x \quad (37)$$

Debido a que $I(x)$ varía a lo largo de la columna, la integral se aproxima mediante la regla de Simpson utilizando las secciones inferior, intermedia y superior. Por tanto:

$$\delta_h = \frac{H}{E} \int \left[\frac{(L-x)^2}{I(x)} \right] dx \quad (38)$$

Donde:

δ = desplazamiento horizontal elástico producido en el punto de interés, m.

$M(x)$ = momento flector producido por las cargas reales, t_f. m.

$m(x)$ = momento flector producido por una carga unitaria puntual, m.

E = módulo de elasticidad del acero, t_f/m².

$I(x)$ = momento de inercia variable de la sección transversal, m⁴.

H = fuerza horizontal aplicada, t_f.

L = longitud de la columna, m.

x = coordenada longitudinal medida desde el origen del elemento, m.

dx = diferencial de longitud del elemento, m.

6.1.7.6. Evaluación numérica mediante la regla de Simpson

Cuando la rigidez flexional $EI(x)$ varía a lo largo del elemento, la integral del trabajo virtual puede evaluarse numéricamente. Para tres puntos igualmente espaciados, correspondientes a las secciones inferior, intermedia y superior, se emplea la regla de Simpson.

Para facilitar la aplicación de la regla de Simpson, se define la función:

$$f(x) = \frac{(L-x)^2}{I(x)} \quad (39)$$

Reemplazando en la ecuación 24, puede escribirse como:

$$\delta_h = \left(\frac{H}{E} \right) \int_0^L f(x) dx \quad (40)$$

Aplicando la regla de Simpson:

$$\int_0^L f(x)dx = \left(\frac{L}{6}\right) (f_1 + 4f_m + f_2) \quad (41)$$

Por lo tanto:

$$\delta_h = \left(\frac{H}{E}\right) \left(\frac{L}{6}\right) (f_1 + 4f_m + f_2) \quad (42)$$

Evaluando esta función $f(x)$ en las tres secciones consideradas, en la ecuación 39:

Sección inferior: $x=0$

$$f_1 = \frac{(L-0)^2}{I_1}$$

$$f_1 = \frac{L^2}{I_1}$$

Sección intermedia: $x=L/2$

$$f_m = \frac{(L-L/2)^2}{I_m}$$

$$f_m = \frac{(L/2)^2}{I_m}$$

Sección superior: $x=L$

$$f_2 = \frac{(L-L)^2}{I_2}$$

$$f_2 = 0$$

Finalmente, con la ecuación 28, la expresión para el cálculo de la deformación resulta:

$$\delta_h = \left(\frac{H}{E}\right) \left(\frac{L}{6}\right) \left[\frac{L^2}{I_1} + 4\frac{(L/2)^2}{I_m} + \frac{0^2}{I_2}\right] \quad (43)$$

Donde:

L = longitud total del elemento evaluado, m.

f_1 = valor de la función $f(x)$ en la sección inferior.

f_m = valor de la función $f(x)$ en la sección intermedia.

f_2 = valor de la función $f(x)$ en la sección superior.

δ_h = desplazamiento horizontal elástico, m.

H = fuerza horizontal equivalente sobre una columna, t_f .

E = módulo de elasticidad *del* acero, t_f/m^2 .

L = longitud de la columna, m.

I_1 = momento de inercia en la sección inferior, m^4 .

I_m = momento de inercia en la sección intermedia, m^4 .

I_2 = momento de inercia en la sección superior, m^4 .

6.1.7.7. Control de derivas – aspecto sismorresistente

El desplazamiento relativo máximo entre pisos, obtenido conforme al artículo 28, debe mantenerse por debajo de la proporción de la altura de entrepiso establecida en la siguiente tabla:

Tabla 10

Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado	0,005

Nota. Adaptado de E.030 (p.31), por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017.

6.1.7.8. Diseño – Demanda/Capacidad

6.1.7.8.1. Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y compresión

a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (44)$$

b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (45)$$

Donde:

P_r = resistencia de compresión axial requerida, t_f.

P_c = resistencia de compresión axial disponible, t_f.

M_r = resistencia de flexión requerida, t_f. m.

M_c = resistencia de flexión disponible, t_f. m.

x = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

Para diseño de acuerdo con la LRFD:

$P_c = \phi_c P_n$ = resistencia de compresión axial de diseño, t_f.

$M_c = \phi_b M_n$ = resistencia de flexión de diseño, t_f. m.

ϕ_c = factor de resistencia en compresión = 0.90.

ϕ_b = factor de resistencia en flexión = 0.90.

6.1.7.9. Deformaciones verticales por carga viva

Según la ASCE 7, la flecha de cualquier elemento estructural no deberá exceder:

Tabla 11

Flecha máxima por carga viva

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDO POR LA CARGA VIVA
PISOS	L/360
CUBIERTAS	L/240
CUBIERTAS FLEXIBLES	L/180
REVESTIMIENTOS	>L/300
PUERTAS Y VENTANAS	>L/200

Nota. Adaptado de ASCE 7 (p.45), por American Society of Civil Engineers, 2016.

6.1.7.10. Deformaciones horizontales por carga de viento

Para edificaciones, el desplazamiento relativo máximo entre niveles producido por la acción del viento no debe superar el 1 % de la altura de entrepiso. En cuanto a las solicitaciones sísmicas, los límites de desplazamiento se regirán por lo establecido en los numerales correspondientes de la NTP E.030 de diseño sismorresistente.

6.1.7.11. Determinación de Desplazamientos Laterales por sismo

Según la norma E.030, para estructuras regulares como la nuestra, los desplazamientos laterales deben obtenerse multiplicándolos por 0.75R los resultados calculados en el análisis lineal elástico realizado con fuerzas sísmicas reducidas.

6.2. Metrado

Para la compra de elementos se necesita la lista de materiales y consumibles las cuales tiene que brindar el departamento técnico. Por ello se realiza un segundo metrado en donde se elabora una lista de materiales y consumibles en base al TDR y la memoria de cálculo, para obtener todos los elementos que serán necesarios para el desarrollo del proyecto.

En este cuadro también se debe detallar los pesos y áreas de pintura de todos los elementos metálicos considerados en la lista. A continuación, una síntesis del cálculo de pesos:

6.2.1. Cálculo del Peso Teórico para Planchas

Para efectos prácticos del cálculo de los pesos teóricos, se considera:

$$P/P = E * A * L * Pe \quad (46)$$

Donde:

P/P : Peso teórico por Plancha, kg.

E: Espesor de la plancha, mm.

A: Ancho de la plancha, m.

L: Largo de la plancha, m.

Pe: Peso específico del acero, kg/dm³.

Ejm. Calcular el peso teórico de una plancha 1500mmx3000mmx5/8", A-36.

Aplicando la fórmula anterior, tendremos el siguiente resultado:

$$P/P = 15.875 * 1.5 * 3.0 * 7.85$$

$$P/P = 560.78 \text{ kg}$$

6.2.2. Cálculo del Peso para Vigas y Canales

$$P/V = \frac{\text{Peso en libras/pie} \times \text{Longitud en pies}}{K} \quad (47)$$

Donde:

P/V: Peso teórico por Viga o Canal laminado, kg.

K: Factor de conversión, Lb/kg.

Tabla 12

Plantilla en Excel para metrados de perfiles W

ITEM	PIEZA	CÓDIGO	LIBRAJE	LONGITUD	CANT.	MATERIAL	ÁREA	LB/PIE
1	PERFIL W	4 x	13	x 6000	1	ASTM A36	3.74	77.88
2	PERFIL W	5 x	16	x 6000	1	ASTM A36	4.35	95.85
3	PERFIL W	6 x	9	x 6000	1	ASTM A36	5.04	53.92
4	PERFIL W	6 x	12	x 6000	1	ASTM A36	5.42	71.89
5	PERFIL W	8 x	10	x 6000	1	ASTM A36	7.20	59.91
6	PERFIL W	10 x	12	x 6000	1	ASTM A36	7.92	71.89
7	PERFIL W	12 x	14	x 6000	1	ASTM A36	6.84	83.87
8	PERFIL W	14 x	22	x 6000	1	ASTM A36	7.23	131.80
9	PERFIL W	16 x	26	x 6000	1	ASTM A36	8.16	155.76
10	PERFIL W	18 x	35	x 6000	1	ASTM A36	9.05	209.67
11	PERFIL W	21 x	44	x 6000	1	ASTM A36	10.29	263.59
12	PERFIL W	24 x	55	x 6000	1	ASTM A36	11.45	329.49
13	PERFIL W	27 x	84	x 6000	1	ASTM A36	14.21	503.22
14	PERFIL W	30 x	90	x 6000	1	ASTM A36	15.34	539.16
15	PERFIL W	33 x	118	x 6000	1	ASTM A36	17.01	706.90
16	PERFIL W	36 x	232	x 6000	1	ASTM A36	18.70	1389.84
17	PERFIL W	40 x	211	x 6000	1	ASTM A36	19.43	1264.04

6.3. Costos Unitarios del Proyecto

El uso de costos unitarios expresados en función de variables representativas, como el peso del acero estructural, constituye una práctica común que contribuye a mejorar la eficiencia y consistencia en los análisis económicos, especialmente en proyectos de gran envergadura.

El costo unitario permite expresar, de manera simplificada y homogénea, el valor económico asociado al suministro, fabricación y montaje del acero estructural, facilitando así los análisis comparativos y la toma de decisiones técnicas y financieras.

Para el presente trabajo de suficiencia profesional, el costo unitario del acero estructural trabajado se expresa en dólares americanos por kilogramo (USD/kg), criterio ampliamente utilizado en proyectos de estructuras metálicas debido a su relación directa con el peso del material y su facilidad de aplicación en etapas de evaluación preliminar y de diseño.

En términos generales, el costo unitario del acero estructural no se limita únicamente al valor del material en estado bruto, sino que comprende una serie de actividades y componentes asociados, entre los cuales se incluyen:

- Adquisición del acero estructural (perfiles laminados, planchas, tubos u otros elementos).
- Procesos de fabricación en taller como corte, armado, soldadura, perforado y conformado.
- Tratamientos de protección superficial: limpieza, imprimación y pintura anticorrosiva.
- Transporte de los elementos fabricados desde el taller hasta el sitio de obra.
- Montaje en obra, que involucra el izaje, alineamiento, ajuste, soldadura o empernado final.
- Equipos, herramientas, mano de obra especializada y gastos generales de la ejecución.

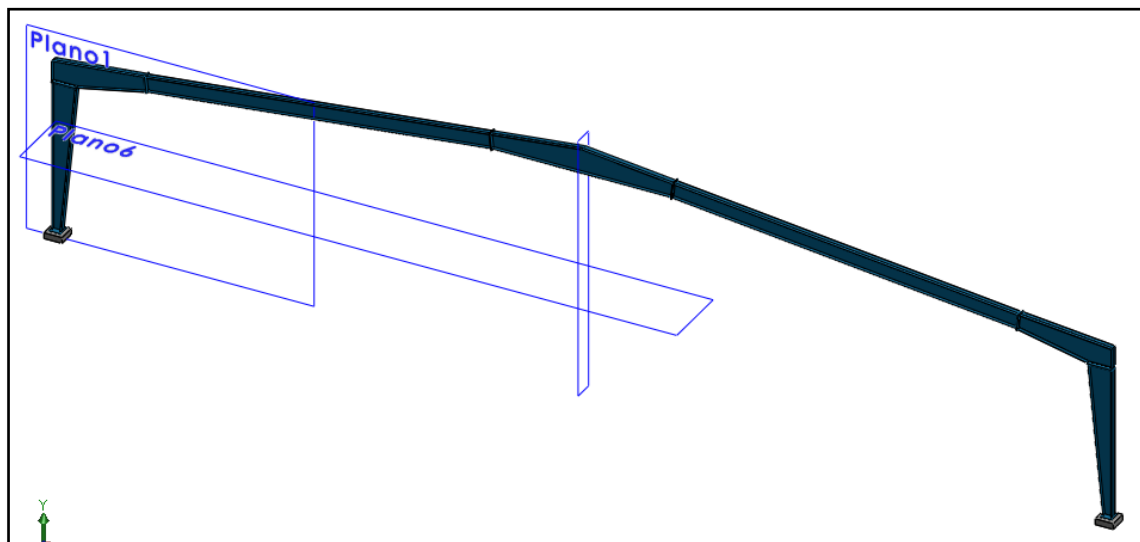
6.4. Modelado en 3D

Realizado con la ayuda del programa SOLIDWORKS el cual es un software de diseño CAD 3D idóneo para modelar piezas y realizar ensamblajes en 3D y planos en 2D. SOLIDWORKS

ofrece un abanico de soluciones para el proyectista ante la tarea de desarrollar un producto para modelar, medir, diseñar, simular, fabricar y publicar los resultados.

Figura 8

Dibujo en proceso de un pórtico de sección variable en Solidworks



6.5. Planos de Corte, Fabricación y Montaje

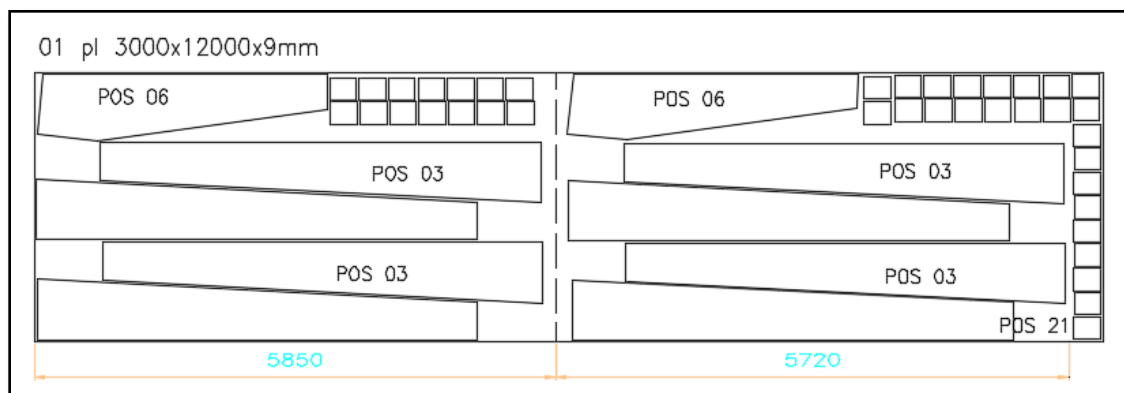
Todo proyecto de fabricación requiere planos de detalle elaborados por el departamento de ingeniería para una correcta fabricación con la responsabilidad del ingeniero encargado del proyecto. Estos planos elaborados en el software AUTOCAD plasman a detalle el diseño realizado para que pueda ser construido por el departamento de producción, incluso es común que algunos detalles no se entreguen en el diseño y es necesario realizarlos como por ejemplo diseños de conexiones empennadas o soldadas. Para esto es que se realizan principalmente tres tipos de planos:

6.5.1. Plano de corte

Al inicio de la producción se empieza con el habilitado de materiales, para esto se realizan los planos de corte en donde se muestran las dimensiones, formas y ubicaciones de los cortes a realizar en las planchas y perfiles para obtener las piezas requeridas colocados estratégicamente para el mejor aprovechamiento del material, evitando así desperdicios de material.

Figura 9

Dibujo de un plano de habilitado de una plancha en AutoCAD

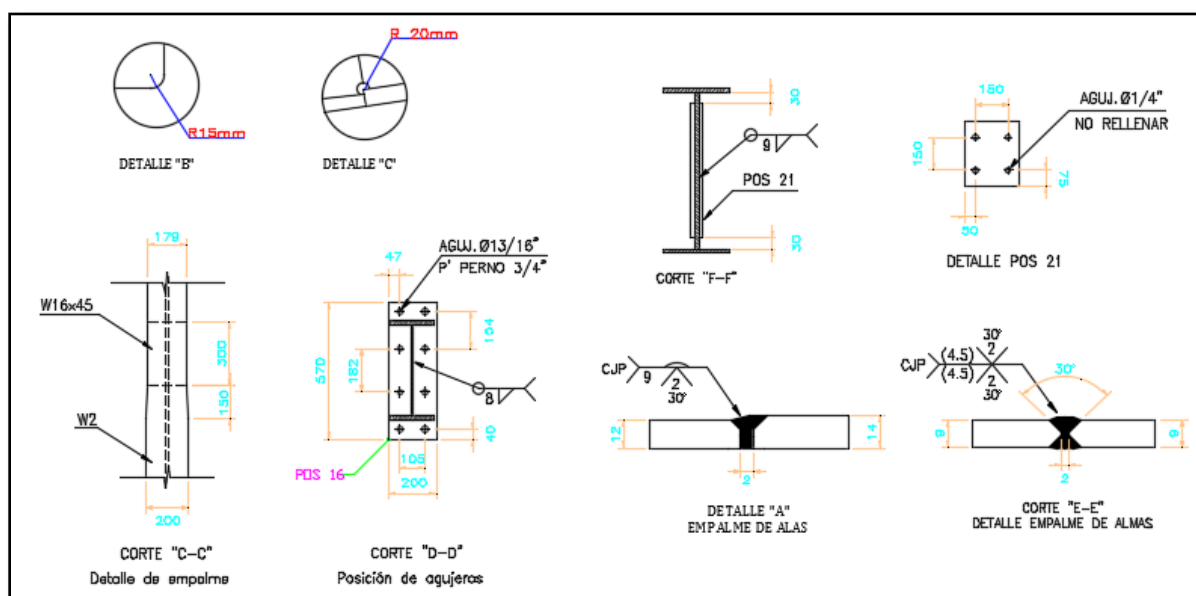


6.5.2. Planos de Fabricación

Luego de tener todas las piezas habilitadas, se requiere proceder a fabricar los componentes correspondientes de la estructura uniendo todas las piezas. Para este propósito es que se entregan los planos de fabricación con toda la información técnica y detalles con las dimensiones exactas, tolerancias, materiales, soldadura, maquinados, etc.

Figura 10

Dibujo de los detalles de fabricación de un pórtico en AutoCAD

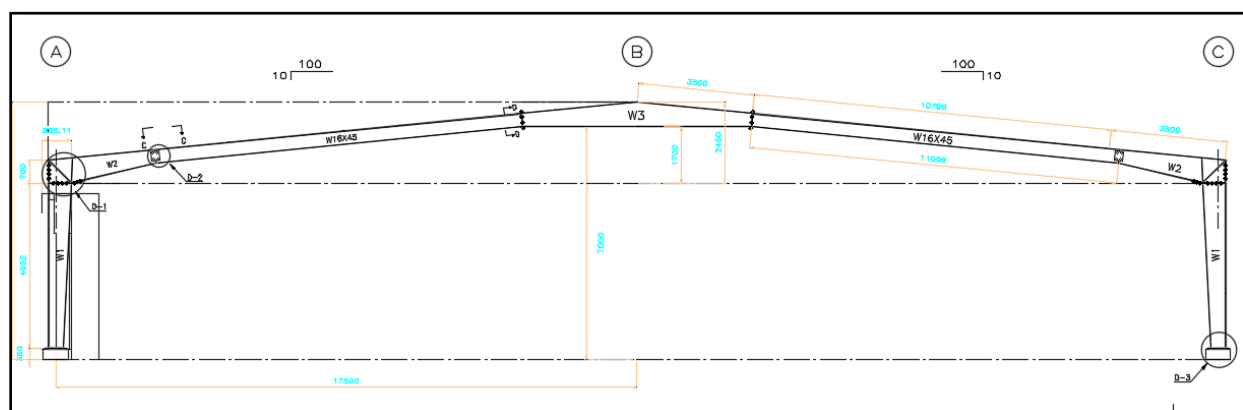


6.5.3. Planos de Montaje

Por lo general, los planos de montaje se entregan desde el inicio de la ejecución debido a que son necesarios para que el área de producción observe toda la estructura y comprenda cómo es el ensamblaje de todas las piezas a fabricar. Por ende, en estos planos se deben detallar los detalles para que se unan todas las piezas, incluyendo tipo de fijación y la codificación de todas las piezas, proporcionando una guía clara en el ensamblaje para tener un montaje preciso y rápido.

Figura 11

Dibujo del ensamble de un pórtico de sección variable en AutoCAD

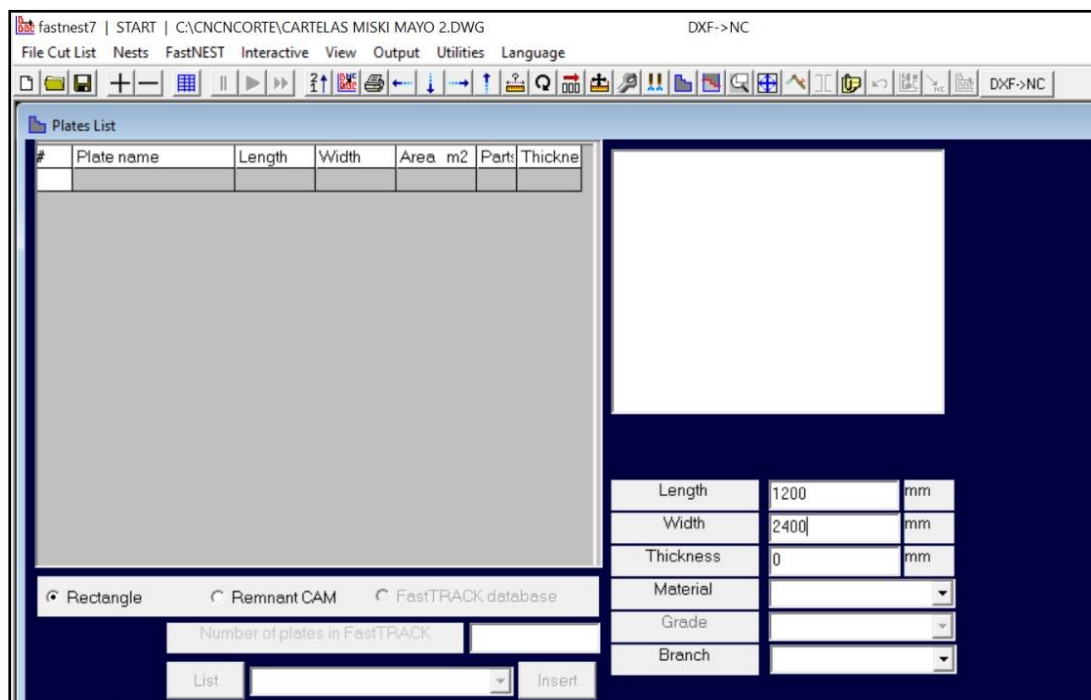


6.6. Programación de Cnc con Fast Cam

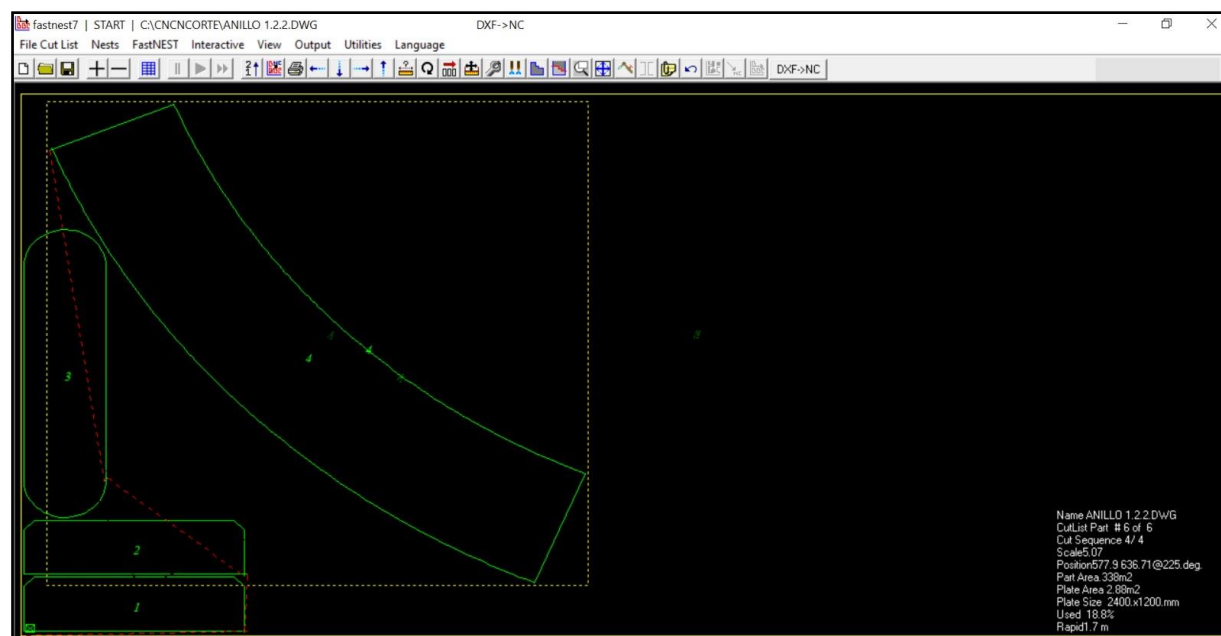
La empresa cuenta con una máquina de corte CNC (control numérico computarizado) por plasma y oxicomcombustible semiautomática la cual habilita las planchas con cortes de alta precisión, mejorando los tiempos de habilitado y con un mejor acabado en el corte, el cual requiere un mínimo desbaste. Esta máquina es controlada por el programa FAST CAM la cual requiere ser programada transformando los diseños CAD en códigos de máquina CNC, esta programación se convierte en un archivo txt. que es llevado por USB a la computadora de la máquina la cual se encarga de leer y ejecutar. El operador tiene que regular parámetros como velocidad de corte, presión del gas y punto de inicio en la plancha, esto debido al espesor de plancha o tipo de material.

Figura 12

Ventana para dimensionar plancha en software FastCam

**Figura 13**

Ventana con piezas agregadas y ordenadas en plancha.



6.7. Programación detallada y análisis de tiempos

6.7.1. Cronograma de actividades:

Se elaboró para la correcta planificación y control de las tareas a realizar, para visualizar la secuencia y duración de cada una de ellas, asegurando una ejecución ordenada y eficiente.

Para su elaboración se consideraron los metrados del proyecto, las productividades esperadas en taller y obra, y las condiciones logísticas que influyen en la secuencia de fabricación, transporte y montaje.

De acuerdo con los lineamientos del PMBOK (Project Management Institute, PMI), el cronograma integra los procesos de definición, secuenciación y estimación de duración de actividades conformando una base para el seguimiento del avance.

Su representación en diagrama de Gantt permite comparar el avance programado vs real, identificando desviaciones y tomar acciones correctivas para mantener el cumplimiento del plazo del proyecto. Las acciones correctivas incluyeron reprogramación de cuadrillas y priorización de frentes críticos.

6.8. Rigging Plan o Plan de Izaje

Con el propósito de garantizar la correcta ejecución de las maniobras de levantamiento y montaje de las vigas de sección variable es que se elaboró un Rigging Plan el cual garantizó la seguridad de los trabajos. Para esto se analizaron las tablas de cargas proporcionadas por el fabricante de la grúa, determinando el porcentaje de utilización en función del peso de cada elemento estructural y de los aparejos empleados.

Este procedimiento permitió asegurar que todas las maniobras se realizarán dentro de los márgenes seguros, evitando sobrecargas y garantizando la estabilidad tanto de la grúa como de las piezas durante el montaje, contribuyendo así a un proceso de izaje controlado y eficiente.

El procedimiento de izaje se elaboró conforme a los lineamientos establecidos en la norma ASME B30.5 – Grúas Móviles y Locomotoras, la cual regula las prácticas seguras para la operación de grúas móviles, definiendo criterios de capacidad, configuración, radio de trabajo y límites de utilización. En base a esta norma, se verificó la capacidad electiva de la grúa mediante el uso de las tablas de carga del fabricante, considerando el peso de los elementos estructurales y los accesorios de izaje. A partir de esta evaluación se determinó el porcentaje de utilización para cada maniobra, asegurando que todas las operaciones se mantuvieran dentro del rango seguro recomendado por la norma para este tipo de grúa móvil (menos al 85% de la capacidad nominal).

Figura 14

Capacidad máxima de carga en % de cada tipo de grúa.

Tipo de montaje de grúa	Cap. Máxima de carga, %
Ferrovial, sin soporte estabilizador[Nota (1)]	
Plumas de 60 ft (18 m) o menos	85
Plumas sobre 60 ft (18 m)	85 [Nota (2)]
Ferrovial, usando estabilizadores full extendidos y colocados	80
Oruga, sin soporte de estabilizador	75
Oruga, usando estabilizadores full extendidos y colocados	85
Sobre ruedas, sin soporte de estabilizador	75
Sobre ruedas, usando estabilizadores full extendidos y colocados, con los neumáticos fuera de la superficie de apoyo	[Notas (3) y (4)]
Sobre rueda, usando estabilizadores parcialmente extendidos y colocados, con neumáticos fuera de la superficie de apoyo	85
Montado en camión comercial, con estabilizador extendido y colocado	[Notas (3) y (4)]
Sobre camión comercial, usando estabilizadores parcialmente extendidos y colocados	

Nota. Adaptado de ASME B30.5.(p.18), por American Society of Mechanical Engineers, 2021.

6.9. Supervisión Técnica - Operativa

6.9.1. Plan de Supervisión

Se realizó la supervisión técnica en campo como complemento a los trabajos de gabinete, con el propósito de garantizar que la fabricación de las estructuras metálicas se ejecute con forme al diseño final, planos emitidos, especificaciones técnicas y los lineamientos de la norma AISC. Para ello que se implementó un plan de supervisión técnica que permitió controlar las actividades en taller y en obra, estableciendo inspecciones diarias en fabricación y quincenales en obra, supervisando el cumplimiento del plan de montaje según lo planificado en el cronograma.

6.9.2. Control de avance

Para el seguimiento del avance del proyecto, se aplicó el método de avance físico (%), comparando el metrado de piezas instaladas frente al metrado total del proyecto.

Así mismo, se evaluó la productividad a través de indicadores específicos como fabricación, soldadura, pintura y montaje, los cuales permiten analizar el rendimiento del personal y la eficiencia de los recursos empleados.

6.10. Control de calidad (QA/QC)

El departamento de Control de Calidad desarrolló e implementó un Plan de Inspección y Ensayo (ITP) para asegurar que cada etapa del proyecto cumpliera con las especificaciones técnicas, normativa vigente y estándares de fabricación establecidos. Este plan abarcó todo el flujo constructivo:

- Recepción de materiales: Se aplicaron los lineamientos de la NTP E.090, la cual establece que todo material estructural debe cumplir con las propiedades mecánicas, requisitos de calidad y certificaciones especificadas en las normas ASTM. De la misma forma, se realizó control dimensional para liberar los materiales adquiridos.

- **Habilitado y fabricación:** Para esta etapa se usaron las normas A6/A6M y la AWS D1.1 las cuales establecen las tolerancias dimensionales, los requisitos de lineamiento y criterios mínimos de calidad que deben cumplir los elementos para las fabricaciones. Así mismo, NTP E.090 – Estructuras Metálicas señala que todo proceso de fabricación debe seguir los procedimientos aprobados y documentación técnica vigente.
- **Soldadura y END:** Aquí se aplicó la norma AWS D1.1, que establece los parámetros permitidos y criterios de aceptación de las uniones soldadas. Los ensayos no destructivos se realizaron según los lineamientos del capítulo 6 de la AWS D1.1, asegurando que las soldaduras cumplan los estándares de calidad requeridos para su aprobación.
- **Tratamiento superficial y pintura:** Se realizó bajo condiciones controladas de temperatura y humedad. Incluye la preparación superficial según norma SSPC, la cual establece los grados de limpieza requeridos de la superficie metálica antes del pintado. Posteriormente, para la aplicación del plan de pintura según el sistema a especificar se controló mediante medición del espesor seco con un medidor de espesores para proporcionar la protección anticorrosiva requerida siguiendo la ISO 12944.
- **Montaje:** En el montaje en obra también se aplicaron controles de alineamiento, aplome y nivelación de columnas y vigas con tolerancias normadas según la EN 1090-2 Ejecución de estructuras de acero y la ISO 13920 Tolerancias generales de soldaduras para construcciones soldadas.

Figura 15

Control dimensional de arriostre fabricado

**Figura 16**

Supervisión en obra del montaje de pórticos, Sedapal



VII. Ubicación de las Experiencias en el Marco del Sustento Teórico

7.1. Memoria de cálculo estructural analítico y verificación mediante SAP 2000

7.1.1. Determinación de cargas de diseño

Se determinan las cargas actuantes sobre la estructura de acuerdo con las características geométricas de la nave y las disposiciones establecidas en la NTP.

Las acciones consideradas para el análisis estructural corresponden a:

7.1.1.1. Carga muerta

La carga muerta total se expresa como:

$$D = D_e + D_c + D_s + D_i + D_l \quad (48)$$

Donde:

D = carga muerta total, t_f .

D_e = peso propio de los elementos estructurales, t_f .

D_c = peso de cobertura e instalaciones, t_f .

D_s = peso de soldadura y pernería, t_f .

D_i = peso de sistema contra incendios, t_f .

D_l = peso de luminarias, t_f .

Para el análisis sísmico del metrado global de la estructura se obtiene:

$$D = 134.28 + 28.30 + 2.55 + 4.10 + 1.02$$

$$D = 170.25 \text{ } t_f$$

7.1.1.2. Carga viva de techo

- Área tributaria geométrica A_t :

$$A_{t,p\acute{o}rtico} = S \times B \quad (49)$$

$$A_{t,columna} = \frac{A_{t,p\acute{o}rtico}}{2} \quad (50)$$

Donde:

$A_{t,p\acute{o}rtico}$ = Área tributaria del pórtico, m².

$A_{t,columna}$ = Área tributaria de la columna, m².

S = Separación entre pórticos, m.

B = Luz o ancho de la nave, m.

Reemplazando en la ecuación 49:

$$A_{t,p\acute{o}rtico} = 6.5 \text{ m} \times 35 \text{ m} = 227.5 \text{ m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 50:

$$A_{t,columna} = \frac{227.5 \text{ m}^2}{2} = 113.75 \text{ m}^2$$

- Área de influencia A_i

De la ecuación 2:

$$A_{i,p\acute{o}rtico} = 1 \times 227.5 \text{ m}^2 = 227.5 \text{ m}^2$$

$$A_{i,columna} = 2 \times 113.75 \text{ m}^2 = 227.5 \text{ m}^2$$

- Intensidad de carga viva reducida

Reemplazando en la ecuación 1:

$$L_r = 30 \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{227.5}} \right)$$

$$L_r = 30(0.25 + 0.305)$$

$$L_r = 16.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Según E.020, el valor de L_r no debe ser menor que $0.5L_o$, por ende:

$$16.5 \geq 0.50(30)$$

$$16.5 \geq 15 \text{ (CUMPLE)}$$

7.1.1.3. Carga de viento

La carga de viento se determina conforme a la norma E.020, considerando la velocidad básica del viento, la altura de la estructura y los coeficientes de forma correspondientes.

Según la ecuación 3:

$$V_h = 75 \left(\frac{10}{10} \right)^{0.22}$$

$$V_h = 75 \text{ km/h}$$

7.1.1.4. Presión exterior del viento

Reemplazando en la fórmula 4:

$$P_h = 0.005 C_p (75)^2$$

$$P_h = 28.125 C_p \text{ kg/m}^2$$

Para cada coeficiente C_p obtenemos:

Cara A: $C_p = +0.80$

$$P_h = 28.125(0.80)$$

$$P_h = +22.50 \text{ kg/m}^2$$

Cara B: $C_p = -0.60$

$$P_h = 28.125(-0.60)$$

$$P_h = -16.88 \text{ kg/m}^2$$

Cara C y D: $C_p = -0.70$

$$P_h = 28.125(-0.70)$$

$$P_h = -19.69 \text{ kg/m}^2$$

Cara E: $C_p = +0.30$

$$P_h = 28.125(0.30)$$

$$P_h = +8.44 \text{ kg/m}^2$$

Cara F: $C_p = -0.60$

$$P_h = 28.125(-0.60)$$

$$P_h = -16.88 \text{ kg/m}^2$$

7.1.1.5. Carga sísmica

Según la teoría del capítulo 6, los parámetros para definir la carga de sismo son:

- $Z=0.45$ (Zona 4)
- $U=1.0$ (Común)
- $C=2.5$ (Factor de amplificación sísmica)
- $S=1.05$ (Suelo intermedio S2)
- $TP= 0.6 \text{ s}$
- $TL= 2.0 \text{ s}$
- $R_x=6$ (Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados OCBF)
- $R_y=6$ (Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos OMF)

7.1.1.6. Determinación analítica del peso sísmico

Hallando la carga viva reducida de 16 kg/m^2 para el techo de área $4\,550 \text{ m}^2$:

$$L_r = \frac{16.5 \times 4550}{1000}$$

$$L_r = 75.08 \text{ t}_f$$

Según la fórmula 5, sustituimos:

$$PESO = 170.25 + 0.25 \times 75.08$$

$$PESO = 189.02 \text{ t}_f$$

Este valor representa el peso sísmico utilizado para el análisis estructural del pórtico.

7.1.1.7. Fuerza cortante basal

Para la fuerza cortante basal reemplazando en la ecuación 6:

$$V = \frac{(0.45)(1.00)(1.05)(2.50)}{6} \times 189.02$$

$$V = 37.21 \text{ t}_f$$

7.1.2. Clasificación de perfiles

7.1.2.1. Procedimiento de verificación

a) Para verificar λ del elemento, patín o alma, se deben comparar con los límites:

Si: $\lambda < \lambda_p$ entonces es compacta.

Si: $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ entonces es no compacta.

Si: $\lambda > \lambda_r$ entonces es esbelta.

Para nuestro pórtico, tenemos vigas laminadas y las vigas fabricadas de sección variable.

Se estudiarán los casos más extremos para determinar su clasificación:

b) Para viga W16x45

(b_f : 178.8 mm, t_f : 14.4 mm, h : 408.9 mm, t_w : 8.8 mm)

Patín, según ecuación 13:

$$\lambda = \frac{178.8}{2 \times 14.35} = 6.23$$

Según la ecuación 14:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

Según la ecuación 15:

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 28.28$$

Por ende: $\lambda < \lambda_p \rightarrow 6.23 < 10.74$ entonces es COMPACTA.

Alma, según ecuación 16:

$$\lambda = \frac{380.3}{8.76} = 43.41$$

Según ecuación 17:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34$$

Según ecuación 18:

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 161.22$$

Por ende: $\lambda < \lambda_p \rightarrow 43.41 < 106.34$ entonces es COMPACTA.

c) Para viga fabricada W1, W2 y W3

(b_f : 200 mm, t_f : 12 mm, $h_{\min}$: 385 mm, $h_{\max}$ = 726 mm, t_w : 9 mm)

Patín, según ecuación 13:

$$\lambda = 200/2 \times 12 = 8.33$$

Según la ecuación 14:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

Según la ecuación 15:

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 28.28$$

Por ende: $\lambda < \lambda_p \rightarrow 8.33 < 10.74$ entonces es COMPACTA.

Alma Máxima, según ecuación 16:

$$\lambda = 726/9 = 80.66$$

Según la ecuación 17:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 3.76 \times 28.28 = 106.34$$

Según la ecuación 18:

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 5.7 \times 28.28 = 161.22$$

Por ende: $\lambda < \lambda_p \rightarrow 80.66 < 106.34$ entonces es COMPACTA.

7.1.3. *Cálculo y verificación de la columna W1*

7.1.3.1. *Propiedades geométricas de la sección W1*

La columna W1 corresponde a un elemento metálico no prismático se sección tipo I de dos alas y un alma de sección variable con planchas soldadas. Los datos geométricos son:

- Altura mínima ($h_{\min}$): 450 mm
- Altura máxima ($h_{\max}$): 740 mm
- Ancho de ala (b_f): 200 mm
- Espesor de ala (t_f): 12 mm
- Espesor de alma (t_w): 9 mm
- Longitud del elemento (L): 6 m

Para el acero estructural ASTM A36 se considera las solicitaciones de diseño:

$$F_y = 2\,530 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$$

$$E = 20\,394\,300 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

$$P_u = 9.207 \text{ t}_f$$

$$M_u = 27.567 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

$$V_u = 11.909 \text{ t}_f$$

7.1.3.1.1. *Altura libre del alma*

$$h_w = h - 2t_f \tag{51}$$

Donde:

h_w = altura libre del alma, mm.

h = altura total de la sección, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Sustituyendo:

$$h_w = 450 - 2(12)$$

$$h_w = 426 \text{ mm}$$

7.1.3.1.2. Área de cada ala

$$A_f = b_f t_f \quad (52)$$

Donde:

A_f = área del ala, mm².

b_f = ancho del ala, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Entonces:

$$A_f = (200)(12)$$

$$A_f = 2400 \text{ mm}^2$$

7.1.3.1.3. Área del alma

$$A_w = t_w h_w \quad (53)$$

Donde:

A_w = área del alma, mm².

t_w = espesor del alma, mm.

h_w = altura del alma, mm.

Entonces:

$$A_w = (9)(426)$$

$$A_w = 3834 \text{ mm}^2$$

7.1.3.1.4. Área de la sección transversal

El área total de la sección se obtiene sumando el área de las dos alas y el área del alma:

$$A_g = 2A_f + A_w \quad (54)$$

Donde:

A_g = área total de la sección, mm^2 .

A_f = área de cada ala, mm.

A_w = área del alma, mm.

Entonces:

$$A_g = 2(2400) + 3834$$

$$A_g = 8634 \text{ mm}^2$$

7.1.3.1.5. Momento de inercia respecto al eje fuerte I_x

Para las alas se aplica el teorema de ejes paralelos:

$$I_x = 2(I_f + A_f d^2) + I_w \quad (55)$$

Donde:

I_x = momento de inercia total respecto al eje fuerte, mm^4 .

I_f = momento de inercia de cada ala respecto a su eje centroidal, mm^4 .

A_f = área de cada ala, mm^2 .

d = distancia entre el centroide del ala y eje neutro de la sección, mm.

I_w = momento de inercia del alma, mm^4 .

Momento de inercia de cada ala

$$I_f = \frac{b_f t_f^3}{12} \quad (56)$$

Donde:

I_f = momento de inercia del ala, mm⁴.

b_f = ancho del ala, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Entonces:

$$I_f = \frac{(200)(12)^3}{12}$$

$$I_f = 28\,800 \text{ mm}^4$$

Distancia desde el centroide del ala hasta eje neutro

$$d = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \quad (57)$$

Donde:

d = distancia desde el centroide del ala hasta el eje neutro, mm.

h = altura de la viga, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Reemplazando:

$$d = \frac{450}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d = 219 \text{ mm}$$

Momento de inercia del alma

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} \quad (58)$$

Donde:

I_w = momento de inercia del alma, mm⁴.

t_w = espesor del alma, mm.

h_w = altura del alma, mm.

Sustituyendo:

$$I_w = \frac{(9)(426)^3}{12}$$

$$I_w = 57\,981\,582 \text{ mm}^4$$

Aplicación del teorema de ejes paralelos para cada ala, reemplazamos en la fórmula 55:

$$I_x = 2[28\,800 + 2\,400 (219)^2] + 57\,981\,582$$

$$I_x = 288\,251\,982 \text{ mm}^4$$

7.1.3.1.6. *Momento de inercia respecto al eje menor I_y*

Para las dos alas:

$$I_y = 2(I_f + A_f d^2) + I_w \quad (59)$$

Donde:

I_y = momento de inercia total respecto al eje menor, mm^4 .

I_f = momento de inercia de cada ala respecto a su eje centroidal, mm^4

A_f = área de cada ala, mm^2

d = distancia entre el centroide del ala y eje neutro de la sección, mm.

I_w = momento de inercia del alma, mm^4

Momento de inercia de cada ala

$$I_f = \frac{t_f b_f^3}{12} \quad (60)$$

Donde:

I_f = momento de inercia de cada ala respecto a su eje centroidal, mm^4 .

b_f = ancho del ala, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Entonces:

$$I_f = \frac{(12)(200)^3}{12}$$

$$I_f = 8\,000\,000\text{ mm}^4$$

Momento de inercia del alma

Como el centroide del alma coincide con el eje neutro, no es necesario trasladar su inercia

$$I_w = \frac{h_w t_w^3}{12} \quad (61)$$

Donde:

I_w = momento de inercia del alma, mm^4 .

t_w = espesor del alma, mm.

h_w = altura del alma, mm.

Sustituyendo:

$$I_w = \frac{(426)(9)^3}{12}$$

$$I_w = 25\,879.5\text{ mm}^4$$

Momento de inercia total

$$I_y = 2(8\,000\,000) + 25\,879.5$$

$$I_y = 16\,025\,879.5\text{ mm}^4$$

7.1.3.1.7. Radio de giro respecto al eje menor r_y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \quad (62)$$

Donde:

r_y = radio de giro respecto al eje y, mm.

I_y = momento de inercia, mm^4 .

A_g = área de la sección transversal, mm^2 .

Reemplazando:

$$r_y = \sqrt{\frac{16\,025\,879.5}{8\,634}}$$

$$r_y = 43.083 \text{ mm}$$

7.1.3.1.8. Módulo plástico respecto al eje fuerte Z_x

$$y_f = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \quad (63)$$

Donde:

y_f = Distancia desde el centroide de cada ala hasta el eje plástico, mm.

h = Altura de la sección, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Entonces:

$$y_f = \frac{450}{2} - \frac{12}{2}$$

$$y_f = 219 \text{ mm}$$

Distancia desde el centroide de media alma hasta el eje plástico:

$$y_w = \frac{h_w}{4} \quad (64)$$

Donde:

y_w = Distancia desde el centroide de media alma al eje plástico, mm.

h_w = altura del alma, mm.

Reemplazando:

$$y_w = \frac{426}{4}$$

$$y_w = 106.5 \text{ mm}$$

El módulo plástico se determina mediante:

$$Z_x = 2 \left(A_f y_f + \frac{A_w}{2} y_w \right) \quad (65)$$

Donde:

Z_x = módulo plástico en eje x, m^3 .

A_f = área de cada ala, mm^2 .

y_f = módulo plástico respecto al eje fuerte x, mm.

A_w = área del alma, mm^2 .

y_w = Distancia desde el centroide de media alma al eje plástico, mm.

Reemplazando:

$$Z_x = 2 \left(2400 \times 219 + \frac{3834}{2} \times 106.5 \right)$$

$$Z_x = 1\,459\,521 \text{ mm}^3$$

7.1.3.2. Comprobación de la variación de sección de W1

Para demostrar que la columna presenta una rigidez creciente, se calculan también las propiedades principales de la sección superior, cuyo peralte ahora es:

$$h_2 = 740 \text{ mm}$$

La altura libre del alma usando la fórmula 51 es:

$$h_{w_2} = 740 - 2(12)$$

$$h_{w_2} = 716 \text{ mm}$$

El área del alma según la fórmula 53 es:

$$A_{w_2} = 716 \times 9$$

$$A_{w_2} = 6\,444 \text{ mm}^2$$

El área total con la fórmula 54 resulta:

$$A_{g_2} = 2(2\,400) + 6444$$

$$A_{g_2} = 11\,244 \text{ mm}^2$$

La distancia desde el centroide del ala al eje neutro según la fórmula 57 es:

$$d_2 = \frac{740}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d_2 = 364 \text{ mm}$$

Hallando el momento de inercia del alma según la fórmula 58:

$$I_{w_2} = 9 \times \frac{716^3}{12}$$

$$I_{w_2} = 275\,286\,672 \text{ mm}^4$$

Ahora aplicando el teorema de ejes paralelos, reemplazamos en la fórmula 55:

$$I_{x_2} = 2(28\,800 + 2400 \times 364^2) + 275\,286\,672$$

$$I_{x_2} = 911\,334\,672 \text{ mm}^4$$

Se observa que:

$$I_{x,450} = 288\,251\,982 \text{ mm}^4$$

$$I_{x,740} = 911\,334\,672 \text{ mm}^4$$

La rigidez flexional aumenta progresivamente hacia el extremo superior de la columna.

La relación entre ambas inercias es:

$$\frac{I_{x,740}}{I_{x,450}} = \frac{911\,334\,672}{288\,251\,982}$$

$$\frac{I_{x,740}}{I_{x,450}} = 3.16$$

Es decir, la sección superior posee aproximadamente 3.16 veces la inercia respecto al eje fuerte de la sección inferior. Debido a ello, utilizar la sección menor de 450 mm para la verificación resistente constituye una simplificación conservadora

7.1.3.3.Verificación de W1 por compresión

La relación de esbeltez de la columna se determina mediante la fórmula 13:

$$\lambda = \frac{1.00 \times 6.00}{0.043083}$$

$$\lambda = 139.27$$

El esfuerzo crítico elástico de Euler se determina mediante la fórmula 22:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 20\,394\,300}{139.27^2}$$

$$F_e = 10\,377.51 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

El esfuerzo crítico de compresión se determina mediante la ecuación 20:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{25\,300}{10\,378.05}} \right) 25\,300$$

$$F_{cr} = 9\,119.55 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

La resistencia nominal a compresión se determina con la ecuación 19:

$$P_n = 9\,119.55 \times 0.008634$$

$$P_n = 78.738 \text{ t}_f$$

La resistencia de diseño de acuerdo con la LRFD es:

$$\varphi_c P_n = 0.90 \times 78.738$$

$$\varphi_c P_n = 70.864 \text{ t}_f$$

La condición resistente se obtiene reemplazando en la ecuación 23:

$$P_u \leq \varphi_c P_n$$

$$9.207 \leq 70.864 \text{ (CUMPLE)}$$

Por lo tanto, la relación demanda/capacidad según la ecuación 25 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{\varphi_c P_n}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{9.207}{70.864}$$

$$\frac{D}{C} = 0.129$$

7.1.3.4. Verificación de W1 por flexión

La resistencia plástica nominal se determina mediante la fórmula 26:

$$M_n = 25\,300 \times 0.001459521$$

$$M_n = 36.93 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

Según LRFD $\phi_b = 0.90$, por lo tanto:

$$\phi_b M_n = 0.90 \times 36.93$$

$$\phi_b M_n = 33.23 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

La condición resistente según la ecuación 28 es:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$27.567 \leq 33.23 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad según la fórmula 29 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{\phi_b M_n}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{27.567}{33.23}$$

$$\frac{D}{C} = 0.829$$

7.1.3.5. Verificación de W1 por flexocompresión

La columna W1 se encuentra sometida simultáneamente a fuerza axial de compresión y momento flector. Como la relación de utilización por compresión axial es $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.129 < 0.2$, se emplea la ecuación 30:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.00$$

$$\frac{9.207}{2(70.87)} + \frac{27.567}{33.23} \leq 1.00$$

$$0.894 \leq 1.00 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad por flexocompresión corresponde a la suma de las contribuciones de la fuerza axial y del momento flector, según la fórmula 31 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{Pu}{2\phi_c Pn} + \frac{Mu}{\phi_b Mn}$$

$$\frac{D}{C} = 0.894$$

7.1.3.6. Verificación de W1 por corte

Para la resistencia al corte se considera el área resistente del alma según la fórmula 53:

$$A_v = 450 \times 9$$

$$A_v = 4050 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 0.00405 \text{ m}^2$$

La resistencia nominal al corte se determina mediante la ecuación 33:

$$V_n = 0.6 \times 25\,300 \times 0.00405 \times 1$$

$$V_n = 61.48 \text{ t}_f$$

La resistencia de diseño con $\phi_v = 0.90$ resulta:

$$\phi_v V_n = 0.90 \times 61.48$$

$$\phi_v V_n = 55.33 \text{ t}_f$$

La condición resistente según la fórmula 32 es:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$11.909 \leq 55.33 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad según la ecuación 34 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{11.909}{55.33}$$

$$\frac{D}{C} = 0.215$$

La columna W1 tiene capacidad resistente suficiente para las solicitaciones consideradas.

7.1.3.7. Verificación de la deformación horizontal de W1

Además de las verificaciones resistentes, se realiza una comprobación manual del desplazamiento horizontal de la columna W1 ante la acción sísmica.

Debido a que la columna presenta una sección transversal variable, desde un peralte de 450 mm hasta 740 mm, su momento de inercia no permanece constante a lo largo de sus 6 m de longitud. Por esta razón, para la evaluación de deformación se considera la variación de rigidez mediante una integración aproximada en tres secciones representativas y la regla de Simpson.

a) Fuerza horizontal actuante sobre una columna

Para una nave constituida por 21 pórticos transversales, se considera de manera aproximada una distribución uniforme del cortante entre los pórticos.

La fuerza horizontal correspondiente a cada pórtico se determina mediante:

$$V_p = \frac{V}{N} \quad (66)$$

Donde:

V_p = fuerza cortante correspondiente a un pórtico, t_f

V = fuerza cortante basal total de la estructura, t_f

N = número de pórticos resistentes en la dirección considerada.

Reemplazando:

$$V_p = \frac{39.33}{21}$$

$$V_p = 1.873 \, t_f$$

Debido a la simetría del pórtico, para la verificación manual abreviada se considera que dicha fuerza horizontal es compartida por las dos columnas. Por tanto:

$$H = \frac{V_p}{2} \quad (67)$$

Donde:

H = fuerza horizontal equivalente aplicada a una columna, t_f .

V_p = fuerza horizontal correspondiente al pórtico, t_f .

Reemplazando:

$$H = \frac{1.873}{2}$$

$$H = 0.936 t_f$$

b) Momentos de inercia de las secciones representativas

La columna W1 presenta una variación lineal del peralte desde 450 mm hasta 740 mm.

Para representar manualmente la variación de rigidez se utilizan tres secciones:

- Sección inferior: $h_1 = 450$ mm
- Sección intermedia: $h_m = 595$ mm
- Sección superior: $h_2 = 740$ mm

Los momentos de inercia de las secciones extremas fueron calculados previamente:

$$I_1 = 2.88252 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = 9.11335 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

La altura libre del alma es:

$$h_{w,m} = h_m - 2t_f \quad (68)$$

Donde:

$h_{w,m}$ = altura libre del alma de la sección intermedia, mm.

h_m = altura total de la sección intermedia, mm.

t_f = espesor del ala, mm.

Reemplazando:

$$h_{w,m} = 595 - 2(12)$$

$$h_{w,m} = 571 \text{ mm}$$

La distancia desde el centroide del ala hasta el eje neutro según la fórmula 57, es:

$$d_m = \frac{h_m}{2} - \frac{t_f}{2}$$

$$d_m = \frac{595}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d_m = 291.5 \text{ mm}$$

El momento de inercia de cada ala respecto a su propio eje centroidal según fórmula 56:

$$I_f = \frac{b_f \times I_f^3}{12}$$

$$I_f = 200 \times \frac{12^3}{12}$$

$$I_f = 28\,800 \text{ mm}^4$$

Aplicando el teorema de ejes paralelos para las dos alas de la ecuación 55:

$$I_{x,alas} = 2(I_f + A_f d_m^2)$$

Con:

$$A_f = 200 \times 12 = 2400 \text{ mm}^2$$

Reemplazando:

$$I_{x,alas} = 2[28\,800 + 2400 \times (291.5)^2]$$

$$I_{x,alas} = 407\,924\,400 \text{ mm}^4$$

El momento de inercia del alma según la ecuación 58 es:

$$I_{x,alma} = t_w \times \frac{h_w^3}{12}$$

$$I_{x,alma} = 9 \times \frac{(571)^3}{12}$$

$$I_{x,alma} = 139\,627\,058 \text{ mm}^4$$

Por tanto, el momento de inercia de la sección intermedia es según la ecuación 55:

$$I_m = I_{x,alas} + I_{x,alma}$$

$$I_m = 407\,924\,400 + 139\,627\,058$$

$$I_m = 547\,551\,458 \text{ mm}^4$$

$$I_m = 5.47551 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

c) Deformación horizontal mediante trabajo virtual

Debido a que $\mathbb{I}(\times)$ varía a lo largo de la columna, la integral se aproxima mediante la regla de Simpson utilizando las secciones inferior, intermedia y superior.

La expresión aproximada de la ecuación 38 resulta:

$$\delta_h = \left(\frac{H}{E}\right) \times \left(\frac{L}{6}\right) \times \left[\frac{L^2}{I_1} + \frac{4\left(\frac{L}{2}\right)^2}{I_m} + \frac{0^2}{I_2}\right] \quad (69)$$

Donde:

δ_h = desplazamiento horizontal elástico, m.

H = fuerza horizontal equivalente sobre una columna, tf.

E = módulo de elasticidad del acero, tf/m².

L = longitud de la columna, m.

I_1 = momento de inercia en la sección inferior, en m⁴.

I_m = momento de inercia en la sección intermedia, en m⁴.

I_2 = momento de inercia en la sección superior, en m⁴.

Reemplazando en 69, el desplazamiento horizontal elástico de la columna será:

$$\delta_h = \left(\frac{0.936}{20\,394\,300}\right) \times \left(\frac{6}{6}\right) \times \left[\frac{6^2}{2.88252 \times 10^{-4}} + \frac{4(3)^2}{5.47551 \times 10^{-4}} + 0\right]$$

$$\delta_h = 0.00875 \text{ m}$$

$$\delta_h = 8.75 \text{ mm}$$

d) Desplazamiento lateral amplificado

Para la evaluación sísmica, el desplazamiento elástico se amplifica mediante:

$$\Delta = 0.75R \times \delta_h \quad (70)$$

Donde:

Δ = desplazamiento lateral amplificado, mm.

R = coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

δ_h = desplazamiento horizontal elástico de análisis manual, mm.

Reemplazando en la ecuación 70 se obtiene:

$$\Delta = 0.75(6) \times 8.75$$

$$\Delta = 39.375 \text{ mm}$$

e) Verificación de la distorsión lateral

La distorsión o deriva se determina mediante:

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \quad (71)$$

Donde:

θ = distorsión lateral de la columna.

Δ = desplazamiento lateral amplificado, en mm.

h = altura considerada, en mm.

Reemplazando se obtiene:

$$\theta = \frac{39.375}{6000}$$

$$\theta = 0.006563$$

El límite considerado para estructuras de acero es:

$$\theta_{adm} = 0.01$$

Por tanto:

$$0.006563 < 0.01 \text{ (CUMPLE)}$$

El porcentaje de utilización del límite de distorsión es:

$$\eta_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{adm}} \times 100 \quad (72)$$

Donde:

η_{θ} = porcentaje de utilización de la distorsión admisible.

θ = distorsión calculada.

θ_{adm} = distorsión máxima admisible.

Reemplazando:

$$\eta_{\theta} = \frac{0.006563}{0.010} \times 100$$

$$\eta_{\theta} = 65.63 \%$$

Mediante la verificación manual abreviada se obtiene un desplazamiento horizontal elástico aproximado de 8.75 mm y una distorsión amplificada de 0.00656, inferior al límite considerado de 0.010.

Por tanto, la columna W1 cumple la verificación de deformación horizontal considerada.

7.1.4. Cálculo y verificación de la viga principal del pórtico

La viga principal del pórtico corresponde a una cubierta metálica a dos aguas con una luz horizontal total de 35.00 m entre ejes de columnas.

Debido a la simetría geométrica del pórtico, para la verificación manual se analiza uno de los faldones de la cubierta, siendo los resultados equivalentes para el faldón opuesto.

La proyección horizontal de cada faldón es:

$$B = \frac{35}{2}$$

$$B = 17.50 \text{ m}$$

La diferencia de elevación entre el alero y la cumbrera en el modelo estructural es:

$$H = 7.75 - 6.00$$

$$H = 1.75 \text{ m}$$

La longitud inclinada sobre el eje analítico de la viga es:

$$L_v = \sqrt{(B^2 + H^2)} \quad (73)$$

Donde:

L_v = longitud inclinada del faldón, m.

B = proyección horizontal del faldón, m.

H = diferencia de elevación entre alero y cumbrera, m.

Reemplazando:

$$L_v = \sqrt{(17.5^2 + 1.75^2)}$$

$$L_v = 17.587 \text{ m}$$

Las longitudes utilizadas en el cálculo estructural corresponden al eje centroidal de los elementos. Las longitudes físicas de fabricación de las alas y almas pueden ser mayores debido a los cortes, empalmes y geometría propia de los elementos y conexiones.

7.1.4.1. Configuración de la viga

Cada faldón está constituido por tres tramos:

$$W_2 \rightarrow W_{16 \times 45} \rightarrow W_3$$

La sección W_2 presenta mayor peralte en la unión con la columna y disminuye hacia su conexión con el perfil $W_{16 \times 45}$. La sección W_3 presenta menor peralte en su unión con el $W_{16 \times 45}$ y aumenta progresivamente hacia la cumbrera, sección final por efectos de cálculo.

La distribución sobre el eje analítico es:

W_2 : sección variable de 740 mm a 400 mm.

$W_{16 \times 45}$: sección laminada constante de 408.9 mm.

W_3 : sección variable de 400 mm a 730 mm.

La longitud total del faldón es de 17.587m, siendo la longitud de cada tramo:

$$L_{W_2} = 3.544 \text{ m}$$

$$L_{W_{16 \times 45}} = 10.5 \text{ m}$$

$$L_{W_3} = 3.544 \text{ m}$$

7.1.4.2. Propiedades geométricas de las secciones variables

a) Sección mínima común de W_2 y W_3

Las dimensiones son:

- $h = 400 \text{ mm}$
- $b_f = 200 \text{ mm}$
- $t_f = 12 \text{ mm}$
- $t_w = 9 \text{ mm}$

Altura libre del alma, según la fórmula 51 es:

$$h_w = h - 2t_f$$

$$h_w = 400 - 2(12)$$

$$h_w = 376 \text{ mm}$$

Área de cada ala, según la fórmula 52 es:

$$A_f = b_f t_f$$

$$A_f = 200 \times 12$$

$$A_f = 2400 \text{ mm}^2$$

Área del alma, según la fórmula 53 es:

$$A_w = t_w h_w$$

$$A_w = 376 \times 9$$

$$A_w = 3384 \text{ mm}^2$$

Área total de la sección transversal según la fórmula 54:

$$A_g = 2A_f + A_w$$

$$A_g = 2(2400) + 3384$$

$$A_g = 8184 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 0.008184 \text{ m}^2$$

La distancia del centroide del ala al eje neutro es según la fórmula 57:

$$d = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2}$$

$$d = \frac{400}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d = 194 \text{ mm}$$

El momento de inercia de cada ala es según la fórmula 56:

$$I_f = \frac{b_f t_f^3}{12}$$

$$I_f = \frac{200 \times 12^3}{12}$$

$$I_f = 28\,800 \text{ mm}^4$$

Desarrollando la ecuación 55 momento de inercia I_x para las dos alas:

$$I_{x,alas} = 2(I_f + A_f d^2)$$

$$I_{x,alas} = 2[28\,800 + 2400(194)^2]$$

$$I_{x,alas} = 180\,709\,200 \text{ mm}^4$$

Para el momento de inercia del alma, reemplazamos en la ecuación 58:

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}$$

$$I_w = \frac{9(376)^3}{12}$$

$$I_w = 39\,869\,232 \text{ mm}^4$$

Entonces el momento de inercia total en la ecuación 55 es:

$$I_x = I_{x, alas} + I_w$$

$$I_x = 180\,709\,200 + 39\,869\,232$$

$$I_x = 220\,578\,432 \text{ mm}^4$$

Hallando la distancia desde el eje neutro hasta el extremo:

$$c = \frac{h}{2} \quad (74)$$

Donde:

c = distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema, mm.

h = altura de la sección, mm.

Entonces:

$$c = \frac{400}{2}$$

$$c = 200 \text{ mm}$$

Módulo elástico

$$S_x = \frac{I_x}{c} \quad (75)$$

Donde:

S_x = módulo elástico, mm³.

I_x = momento de inercia total respecto al eje fuerte, mm⁴.

c = distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema, mm.

Reemplazando:

$$S_x = \frac{220\,578\,432}{200}$$

$$S_x = 1\,102\,892 \text{ mm}^3$$

Hallando el módulo plástico según la ecuación 63:

$$y_f = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2}$$

$$y_f = \frac{400}{2} - \frac{12}{2}$$

$$y_f = 194 \text{ mm}$$

En la ecuación 64, la distancia desde el centroide de media alma hasta el eje plástico es:

$$y_w = \frac{h_w}{4}$$

$$y_w = \frac{376}{4}$$

$$y_w = 94 \text{ mm}$$

Ahora hallando el módulo plástico con la ecuación 65:

$$Z_x = 2 \left(A_f y_f + \frac{A_w}{2} y_w \right)$$

$$Z_x = 2 \left[(2400)(194) + \frac{3384}{2}(94) \right]$$

$$Z_x = 1\,249\,296 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 0.001249296 \text{ m}^3$$

b) Sección máxima de W_2

Las dimensiones son:

- $h = 740 \text{ mm}$
- $bf = 200 \text{ mm}$
- $tf = 12 \text{ mm}$
- $tw = 9 \text{ mm}$

Altura del alma, según la fórmula 51:

$$h_w = 740 - 2(12)$$

$$h_w = 716 \text{ mm}$$

Área de un ala, según la fórmula 52:

$$A_f = 200 \times 12$$

$$A_f = 2400 \text{ mm}^2$$

Área del alma, según la fórmula 53:

$$A_w = 9 \times 716$$

$$A_w = 6\,444 \text{ mm}^2$$

Área total de la sección, según la fórmula 54:

$$A_g = 2(2\,400) + 6\,444$$

$$A_g = 11\,244 \text{ mm}^2$$

Momento de inercia de cada ala respecto a su propio eje centroidal según ecuación 56 es:

$$I_f = \frac{200 \times 12^3}{12}$$

$$I_f = 28\,800 \text{ mm}^4$$

La distancia del centroide del ala al eje neutro es según la fórmula 57:

$$d = \frac{740}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d = 364 \text{ mm}$$

Aplicando el teorema de ejes paralelos en la ecuación 55 para las dos alas:

$$I_{x,alas} = 2[28\,800 + 2400(364^2)]$$

$$I_{x,alas} = 636\,116\,160 \text{ mm}^4$$

Para el momento de inercia del alma, reemplazamos en la ecuación 58:

$$I_w = \frac{9(716)^3}{12}$$

$$I_w = 275\,296\,272 \text{ mm}^4$$

Entonces el momento de inercia total en la ecuación 55 es:

$$I_x = 636\,116\,160 + 275\,296\,272$$

$$I_x = 911\,334\,672 \text{ mm}^4$$

Hallando el módulo elástico según la fórmula 75:

$$S_x = \frac{911\,334\,672}{740/2}$$

$$S_x = 1\,102\,892 \text{ mm}^3$$

Hallando el módulo plástico según la ecuación 63:

$$y_f = \frac{740}{2} - \frac{12}{2}$$

$$y_f = 364 \text{ mm}$$

En la ecuación 64, la distancia desde el centroide de media alma hasta el eje plástico es:

$$y_w = \frac{716}{4}$$

$$y_w = 179 \text{ mm}$$

Ahora hallando el módulo plástico con la ecuación 65:

$$Z_x = 2 \left[(2400)(364) + \frac{6\,444}{2}(179) \right]$$

$$Z_x = 2\,900\,676 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 2.900\,676 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

c) Sección máxima de W_3

Las dimensiones son:

- $h = 730 \text{ mm}$
- $bf = 200 \text{ mm}$
- $tf = 12 \text{ mm}$
- $tw = 9 \text{ mm}$

Altura del alma, según la fórmula 51:

$$h_w = 730 - 2(12)$$

$$h_w = 706 \text{ mm.}$$

Área de un ala, según la fórmula 52:

$$A_f = 200 \times 12$$

$$A_f = 2400 \text{ mm}^2$$

Área del alma, según la fórmula 53:

$$A_w = 9 \times 706$$

$$A_w = 6\,354 \text{ mm}^2$$

Área total de la sección, según la fórmula 54:

$$A_g = 2(2\,400) + 6\,354$$

$$A_g = 11\,154 \text{ mm}^2$$

Momento de inercia de cada ala respecto a su propio eje centroidal según ecuación 56 es:

$$I_f = \frac{200 \times 12^3}{12}$$

$$I_f = 28\,800 \text{ mm}^4$$

La distancia del centroide del ala al eje neutro es según la fórmula 57:

$$d = \frac{730}{2} - \frac{12}{2}$$

$$d = 359 \text{ mm}$$

Aplicando el teorema de ejes paralelos en la ecuación 55 para las dos alas:

$$I_{x,alas} = 2[28\,800 + 2400(359^2)]$$

$$I_{x,alas} = 618\,686\,400 \text{ mm}^4$$

Para el momento de inercia del alma, reemplazamos en la ecuación 58:

$$I_w = \frac{9(706)^3}{12}$$

$$I_w = 263\,921\,862 \text{ mm}^4$$

Entonces el momento de inercia total en la ecuación 55 es:

$$I_x = 618\,686\,400 + 263\,921\,862$$

$$I_x = 882\,608\,262 \text{ mm}^4$$

Hallando el módulo elástico según la fórmula 75:

$$S_x = \frac{882\,608\,262}{730/2}$$

$$S_x = 2\,418\,104.83 \text{ mm}^3$$

Hallando el módulo plástico según la ecuación 63:

$$y_f = \frac{730}{2} - \frac{12}{2}$$

$$y_f = 359 \text{ mm}$$

En la ecuación 64, la distancia desde el centroide de media alma hasta el eje plástico es:

$$y_w = \frac{706}{4}$$

$$y_w = 176.5 \text{ mm}$$

Ahora hallando el módulo plástico con la ecuación 65:

$$Z_x = 2 \left[(2400)(359) + \frac{6\,354}{2}(176.5) \right]$$

$$Z_x = 2\,844\,681 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 2.844\,681 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

d) Propiedades del perfil $W_{16 \times 45}$

Para el perfil laminado $W_{16 \times 45}$ se emplean sus propiedades geométricas tabuladas:

- $h = 408.94 \text{ mm}$
- $bf = 178.82 \text{ mm}$
- $tf = 14.35 \text{ mm}$
- $tw = 8.763 \text{ mm}$
- $Ag = 8580.63 \text{ mm}^2$

- $I_x = 243.912 \times 10^6 \text{ mm}^4$
- $S_x = 1.19290 \times 10^6 \text{ mm}^3$
- $Z_x = 1.34866 \times 10^6 \text{ mm}^3$
- $r_y = 39.89 \text{ mm}$

7.1.4.3. Determinación de las cargas sobre la viga

Las cargas de cubierta se transmiten mediante las correas hacia la viga principal en puntos aproximadamente equidistantes. Para efectuar la comprobación manual, dichas cargas puntuales se convierten en una carga distribuida equivalente.

a) Carga muerta adicional

La carga muerta adicional tributaria al faldón, correspondiente a los elementos permanentes de cubierta y secundarios, es:

$$\sum CM = 1.82 \text{ t}_f$$

La carga equivalente resulta:

$$w_{CM} = \frac{\sum CM}{L_v}$$

Donde:

w_{CM} = carga muerta adicional equivalente, t_f/m .

$\sum CM$ = carga muerta total aplicada al faldón, t_f .

L_v = longitud inclinada del faldón, m.

Reemplazando:

$$w_{CM} = \frac{1.82}{17.587}$$

$$w_{CM} = 0.10348 \text{ tf/m}$$

b) Carga viva de techo

La suma de las cargas correspondientes al patrón de carga viva de techo es:

$$\sum CV_r = 3.51 \text{ t}_f$$

Para el caso de carga viva de techo utilizado en el análisis se considera el factor:

$$f_{L_r} = 0.72$$

Por tanto:

$$\sum L_r = 0.72 \times \sum CV_r \quad (76)$$

Donde:

$$\sum L_r = \text{carga viva de techo efectiva, t}_f.$$

$$\sum CV_r = \text{carga viva de techo nominal, t}_f$$

Reemplazando:

$$\sum L_r = 0.72 \times 3.51$$

$$\sum L_r = 2.527 \text{ t}_f$$

La carga lineal equivalente resulta:

$$w_{L_r} = \frac{\sum L_r}{L_v} \quad (77)$$

Donde:

$$w_{L_r} = \text{carga viva de techo equivalente, t}_f/\text{m}.$$

$$\sum L_r = \text{carga viva de techo considerada sobre el faldón, t}_f.$$

$$L_v = \text{longitud inclinada del faldón, m}.$$

Reemplazando:

$$w_{L_r} = \frac{2.527}{17.587}$$

$$w_{L_r} = 0.1437 \text{ t}_f / \text{m}$$

7.1.4.4. Determinación del peso propio de la viga

El peso propio de W_2 , $W_{16 \times 45}$ y W_3 se determinan a partir de sus áreas transversales:

$$w = A \times \gamma_{acero} \quad (78)$$

Donde:

w = peso propio del elemento, tf/m.

γ_{acero} = peso específico del acero, tf/m³.

A = área transversal del elemento, m².

Se considera para el acero:

$$\gamma_{acero} = 7.85 \text{ tf/m}^3$$

a) Peso propio de W_2

Se utiliza el área media:

$$A_{W2} = \frac{A_{m\acute{a}x} + A_{m\acute{i}n}}{2} \quad (79)$$

Donde:

A_{W2} = área media de W_2 , m².

$A_{m\acute{a}x}$ = área máxima de W_2 , m².

$A_{m\acute{i}n}$ = área mínima de W_2 , m².

Reemplazando en la ecuación 79:

$$A_{W2} = \frac{0.011244 + 0.008184}{2}$$

$$A_{W2} = 0.009714 \text{ m}^2$$

Ahora, reemplazando en la ecuación 78:

$$w_{W2} = 0.009714 \times 7.85$$

$$w_{W2} = 0.07625 \text{ tf/m.}$$

El peso del tramo W_2 es:

$$W_{W2} = w_{W2} \times L_{W2} \quad (80)$$

Donde:

W_{W2} = Peso total de la viga, t_f .

w_{W2} = Peso de la viga por metro lineal, t_f/m .

L_{W2} = longitud total de la viga, m.

Reemplazando en 80:

$$W_{W2} = 0.07625 \times 3.544$$

$$W_{W2} = 0.27 t_f$$

b) Peso propio del W_{16x45}

Reemplazando directamente en la ecuación 78:

$$w_{W16x45} = 0.0085806 \times 7.85$$

$$w_{W16x45} = 0.06736 t_f/m.$$

Hallando el peso total, reemplazamos en la ecuación 80:

$$w_{W16x45} = 0.06736 \times 10.500$$

$$w_{W16x45} = 0.707 t_f$$

c) Peso propio de W_3

El área media con la ecuación 79:

$$A_{W3} = \frac{0.008184+0.011154}{2}$$

$$A_{W3} = 0.009669 m^2$$

Reemplazando en la ecuación 78:

$$w_{W3} = 0.009669 \times 7.85$$

$$w_{W3} = 0.0759 t_f/m$$

El peso del tramo según la ecuación 80 es:

$$W_{W3} = 0.0759 \times 3.544$$

$$W_{W3} = 0.269 t_f$$

d) Peso propio total

$$W_{PP} = W_{W2} + w_{W16x45} + W_{W3} \quad (81)$$

Donde:

W_{PP} = peso propio total, t_f .

W_{W2} = peso propio de la viga W_2 , t_f .

w_{W16x45} = peso propio de la viga W_{16x45} , t_f .

W_{W3} = peso propio de la viga W_3 , t_f

Reemplazando:

$$W_{PP} = 0.270 + 0.707 + 0.269$$

$$W_{PP} = 1.246 \text{ } t_f$$

Hallando la carga lineal equivalente por peso propio con la ecuación 80:

$$w_{PP} = 1.246/17.587$$

$$w_{PP} = 0.07084 \text{ } t_f/m$$

7.1.4.5. Carga muerta total

La carga muerta total es:

$$w_D = w_{PP} + w_{CM} \quad (82)$$

Donde:

w_D = carga muerta total, en t_f/m .

w_{PP} = peso propio equivalente, en t_f/m .

w_{CM} = carga muerta adicional, en t_f/m .

Reemplazando:

$$w_D = 0.07084 + 0.10348$$

$$w_D = 0.17432 \text{ } t_f/m$$

Esta carga corresponde al faldón analizado y resulta de sumar el peso propio de la viga y las cargas muertas tributarias de cubierta.

7.1.4.6. Carga última para la verificación resistente

Para la verificación gravitacional de la cubierta se considera:

$$w_U = 1.2w_D + 1.6w_{Lr} \quad (83)$$

Donde:

w_U = carga última equivalente, en t_f/m .

w_D = carga muerta total, en t_f/m .

w_{Lr} = carga viva reducida de techo, en t_f/m .

Reemplazando:

$$w_U = 1.2(0.17432) + 1.6(0.14369)$$

$$w_U = 0.43909 \text{ } t_f/m$$

7.1.4.7. Verificación por flexión

Para efectuar una comprobación manual abreviada se idealiza cada faldón como una viga simplemente apoyada sometida a carga uniformemente distribuida.

Esta idealización permite obtener una estimación conservadora del momento positivo en el tramo de menor peralte.

El momento máximo se determina mediante:

$$M_U = \frac{w_U \times L_v^2}{8} \quad (84)$$

Donde:

M_U = momento máximo de diseño, $t_f \cdot m$.

w_U = carga última distribuida, t_f/m .

L_v = longitud del faldón, m.

Reemplazando:

$$M_U = \frac{0.43909 \times (17.587)^2}{8}$$

$$M_U = 16.976 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

El momento positivo máximo ocurre aproximadamente en la región central del faldón, correspondiente al tramo $W_{16 \times 45}$.

La resistencia nominal plástica según la ecuación 26 es:

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_n = 25\,300 \times 0.00134866$$

$$M_n = 34.12 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

La resistencia de diseño resulta:

$$\phi_b M_n = 0.90 \times 34.12$$

$$\phi_b M_n = 30.71 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

La condición resistente según la ecuación 28:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$16.98 \leq 30.71 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad según la ecuación 29 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{16.98}{30.71}$$

$$\frac{D}{C} = 0.55$$

- **Comprobación de la transición $W_2 - W_{16 \times 45}$**

La sección mínima armada se encuentra, desde el extremo del faldón, a $x = 3.544 \text{ m}$

El momento en una posición x se determina mediante:

$$M_{(x)} = w_U \times x \times \frac{(L_v - x)}{2} \quad (85)$$

Donde:

$M_{(x)}$ = momento actuante en la sección considerada, t_f. m.

w_U = carga última uniforme, t_f/m.

x = distancia desde el extremo, m.

L_v = longitud total del faldón, m.

Reemplazando:

$$M_{(3.544)} = 0.43913 \times 3.544 \times \frac{(17.587 - 3.544)}{2}$$

$$M_{(3.544)} = 10.927 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

Para la sección armada de 400 mm, según la ecuación 26:

$$M_n = 25\,300 \times 0.001249296$$

$$M_n = 31.607 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi_b M_n = 0.90 \times 31.61$$

$$\phi_b M_n = 28.446 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

Comparando con la condición resistente de la ecuación 28:

$$10.92 \leq 28.446 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad según la ecuación 29 resulta:

$$\frac{D}{C} = \frac{10.92}{28.45}$$

$$\frac{D}{C} = 0.384$$

7.1.4.8.Verificación por corte

La reacción máxima de la idealización simplemente apoyada se determina mediante:

$$V_u = w_u \times \frac{L_v}{2} \quad (86)$$

Donde:

V_u = fuerza cortante máxima, tf.

w_u = carga última distribuida, tf/m.

L_v = longitud del faldón, m.

Reemplazando:

$$V_u = 0.43913 \times \frac{17.587}{2}$$

$$V_u = 3.86 \text{ tf}$$

La cortante máxima ocurre en el extremo próximo a la columna, donde W_2 posee su mayor peralte. El área resistente al corte se considera como:

$$A_v = h \times t_w \quad (87)$$

Donde:

A_v = área resistente al corte, m².

h = peralte de la sección, m.

t_w = espesor del alma, m.

Reemplazando:

$$A_v = 0.740 \times 0.009$$

$$A_v = 0.00666 \text{ m}^2$$

La resistencia nominal al corte según la ecuación 33 es:

$$V_n = 0.6F_y A_v C_v$$

Entonces:

$$V_n = 0.6 \times 25\,300 \times 0.00666 \times 1$$

$$V_n = 101.098 \text{ tf}$$

La resistencia de diseño al corte sería:

$$\varphi_v V_n = 0.90 \times 101.098$$

$$\varphi_v V_n = 90.988 t_f$$

Comparando en la ecuación 32:

$$3.86 \leq 90.989 \text{ (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad según la ecuación 34 es:

$$\frac{D}{C} = \frac{3.86}{290.989}$$

$$\frac{D}{C} = 0.042$$

7.1.4.9. Verificación de la deformación vertical de la viga

La deformación vertical de la cubierta se evalúa considerando la variación de rigidez de los tres elementos que conforman cada faldón.

Debido a que W_2 y W_3 son elementos de sección variable, no es adecuado utilizar una sola inercia para toda la viga. Por ello se emplea el método del trabajo virtual, evaluando la integral de forma numérica abreviada por tramos.

La carga distribuida de servicio corresponde a la suma de la carga muerta y viva de techo:

$$w_s = w_D + w_{Lr} \quad (87)$$

Donde:

w_s = carga distribuida de servicio, t_f/m .

w_D = carga muerta, t_f/m .

w_{Lr} = carga viva de techo, t_f/m .

Entonces:

$$w_s = 0.17436 + 0.14369$$

$$w_s = 0.31805 t_f/m$$

Las longitudes de la viga son:

$$L_{W2} = L_{W3} = 3.54365 \text{ m}$$

$$L_{W16 \times 45} = 10.5 \text{ m}$$

$$L = 17.5873 \text{ m}$$

Las inercias principales son:

W_2

$$I_{inicio} = 911.33 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{medio} = 495.77 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{final} = 220.58 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$W16 \times 45$

$$I = 243.91 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$W3$

$$I_{inicio} = 220.58 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{medio} = 485.78 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{final} = 882.61 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Para la carga de servicio, el momento flector en una posición x según ecuación 85 es:

$$M_{(x)} = (0.31805)(x) \left(\frac{17.5873 - x}{2} \right) \quad (88)$$

Para la carga unitaria ubicada en el centro del faldón, se considera:

$$m_{(x)} = x/2, \text{ para } 0 \leq x \leq L/2 \quad (89)$$

$$m_{(x)} = (L - x)/2, \text{ para } L/2 \leq x \leq L \quad (90)$$

Donde:

$m_{(x)}$ = momento producido por la carga unitaria en x , m.

x = posición longitudinal donde se evalúa el momento, m.

L = longitud total del elemento analizado, m.

La evaluación de cada tramo se realiza mediante:

$$\delta_{tramo} = \left(\frac{\Delta_x}{6E} \right) \times (f_1 + 4f_m + f_2) \quad (91)$$

Donde:

δ_{tramo} = contribución del tramo a la deformación, m.

Δ_x = longitud del intervalo considerado, m.

E = módulo de elasticidad del acero, t_f/m^2 .

f_1 = valor de $M(x)m(x)/I(x)$ al inicio, t_f/m^2 .

f_m = valor de $M(x)m(x)/I(x)$ en el punto medio, t_f/m^2 .

f_2 = valor de $M(x)m(x)/I(x)$ al final, t_f/m^2 .

Siendo:

$$f_{(x)} = \frac{M(x) \times m(x)}{I(x)} \quad (92)$$

Donde:

$f_{(x)}$ = esfuerzo por flexión, t_f/m^2 .

$M_{(x)}$ = momento flector, $t_f \cdot m$.

$m_{(x)}$ = distancia al eje neutro, m.

$I_{(x)}$ = momento de inercia, m^4 .

a) Deformación del tramo W_2

Los puntos de evaluación son:

$$x_1 = 0 \text{ m}$$

$$x_m = 3.54365/2 = 1.771825 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.54365 \text{ m}$$

- En la ecuación 88, x_1 :

$$M_{(0)} = 0.31805 \times 0 \times \frac{(17.5873-0)}{2}$$

$$M_{(0)} = 0$$

En la ecuación 89:

$$m_{(0)} = \frac{0}{2}$$

$$m_{(0)} = 0$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(1)} = \frac{0 \times 0}{911.33 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(1)} = 0$$

En el punto medio, reemplazando en la ecuación 88:

$$M_{(1.771825)} = (0.31805)(1.771825) \left(\frac{17.5873-1.771825}{2} \right)$$

$$M_{(1.771825)} = 4.45624 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

Reemplazando en la ecuación 89:

$$m_{(1.771825)} = \frac{1.771825}{2}$$

$$m_{(1.771825)} = 0.88591125 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(m)} = \frac{4.45624 \times 0.8859125}{495.77 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(m)} = 7963.04 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En la ecuación 88, x_2 :

$$M_{(3.54365)} = 0.31805 \times 3.54365 \times \frac{(17.5873-3.54365)}{2}$$

$$M_{(3.54365)} = 7.914 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(3.54365)} = \frac{3.54365}{2}$$

$$m_{(3.54365)} = 1.771825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(2)} = \frac{7.914 \times 1.771825}{220.58 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(2)} = 63\,569.81 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

Entonces, reemplazando en la ecuación 91:

$$\delta_{W2} = \left(\frac{3.54365}{6 \times 20\,394\,300} \right) \times (0 + 4(7\,963.04) + 63\,569.81)$$

$$\delta_{W2} = 0.002763 \text{ m}$$

$$\delta_{W2} = 2.763 \text{ mm}$$

b) Deformación del tramo $W_{16 \times 45}$

El perfil $W_{16 \times 45}$ es prismático, por lo que:

$$I = 243.91 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

El tramo se encuentra entre:

$$x_1 = 3.54365 \text{ m} - x_2 = 14.04365 \text{ m}$$

Como la carga unitaria se encuentra en el centro del faldón:

$$\frac{L}{2} = \frac{17.5873}{2}$$

$$\frac{L}{2} = 8.79365 \text{ m}$$

El tramo $W_{16 \times 45}$ se divide en dos intervalos para aplicar la expresión de $m_{(x)}$.

Primer intervalo:

$$3.54365 \text{ m} \leq x \leq 8.79365 \text{ m}$$

La longitud del intervalo es:

$$\Delta_{x1} = 8.79365 - 3.54365$$

$$\Delta_{x1} = 5.25 \text{ m}$$

El punto medio es:

$$x_{m1} = \frac{3.54365 + 8.79365}{2}$$

$$x_{m1} = 6.16865 \text{ m}$$

- En $x_1 = 3.54365 \text{ m}$:

$$M_{(x1)} = (0.31805)(3.54365) \left(\frac{17.5873 - 3.54365}{2} \right)$$

$$M_{(x1)} = 7.914 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(3.54365)} = \frac{3.54365}{2}$$

$$m_{(3.54365)} = 1.771825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(1)} = \frac{7.914 \times 1.771825}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(1)} = 57\,489.36 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En $x_{m1} = 6.16865 \text{ m}$:

$$M_{(xm1)} = (0.31805)(6.16865) \left(\frac{17.5873 - 6.16865}{2} \right)$$

$$M_{(xm1)} = 11.20135 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(xm1)} = \frac{6.16865}{2}$$

$$m_{(xm1)} = 3.084325 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_m = \frac{11.20135 \times 3.084325}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_m = 141\,644.86 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En $x_2 = 8.79365 \text{ m}$:

$$M_{(x_2)} = (0.31805)(8.79365) \left(\frac{17.5873 - 8.79365}{2} \right)$$

$$M_{(x_2)} = 12.29713 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(x_2)} = \frac{8.79365}{2}$$

$$m_{(x_2)} = 4.396825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(2)} = \frac{12.29713 \times 4.396825}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(2)} = 221\,673.27 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 91:

$$\delta_{W16 \times 45,1} = \left(\frac{5.25}{6 \times 20\,394\,300} \right) \times [57\,489.36 + 4(141\,644.86) + 221\,673.27]$$

$$\delta_{W16 \times 45,1} = 0.036286 \text{ m}$$

$$\delta_{W16 \times 45,1} = 36.29 \text{ mm}$$

Segundo intervalo:

$$8.79365 \text{ m} \leq x \leq 14.04365 \text{ m}$$

La longitud del intervalo es:

$$\Delta_{x_2} = 14.04365 - 8.79365$$

$$\Delta_{x_1} = 5.25 \text{ m}$$

El punto medio es:

$$x_{m2} = \frac{8.79365 + 14.04365}{2}$$

$$x_{m2} = 11.41865 \text{ m}$$

- En $x_1 = 8.7935 \text{ m}$:

$$M_{(x1)} = (0.31805)(8.7935) \left(\frac{17.5873 - 8.7935}{2} \right)$$

$$M_{(x1)} = 12.29713 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 90:

$$m_{(x1)} = \frac{17.5873 - 8.7935}{2}$$

$$m_{(x1)} = 4.396825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(1)} = \frac{12.29713 \times 4.396825}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(1)} = 221\,673.27 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En $x_{m2} = 11.41865 \text{ m}$:

$$M_{(xm2)} = (0.31805)(11.41865) \left(\frac{17.5873 - 11.41865}{2} \right)$$

$$M_{(xm2)} = 11.20135 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 90:

$$m_{(xm2)} = \frac{17.5873 - 11.41865}{2}$$

$$m_{(xm2)} = 3.084325 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_m = \frac{11.20135 \times 3.084325}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_m = 141\,644.86 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En $x_2 = 14.04365 \text{ m}$:

$$M_{(x2)} = (0.31805)(14.04365) \left(\frac{17.5873 - 14.04365}{2} \right)$$

$$M_{(x2)} = 7.914 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 90:

$$m_{(x2)} = \frac{17.5873 - 14.04365}{2}$$

$$m_{(x2)} = 1.771825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(2)} = \frac{7.914 \times 1.771825}{243.91 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(2)} = 57\,489.36 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 91:

$$\delta_{W16x45,2} = \left(\frac{5.25}{6 \times 20\,394\,300} \right) \times [221\,673.27 + 4(141\,644.86) + 57\,489.36]$$

$$\delta_{W16x45,2} = 0.036286 \text{ m}$$

$$\delta_{W16x45,2} = 36.29 \text{ mm}$$

La deformación total del perfil W_{16x45} es:

$$\delta_{W16x45} = \delta_{W16x45,1} + \delta_{W16x45,2} \quad (93)$$

Donde:

δ_{W16x45} = deformación total del perfil, mm.

$\delta_{W16x45,1}$ = deformación del primer tramo del perfil, mm.

$\delta_{W16x45,2}$ = deformación del segundo tramo del perfil, mm.

Entonces, reemplazando:

$$\delta_{W16x45} = 36.29 + 36.29$$

$$\delta_{W16x45} = 72.57 \text{ mm}$$

c) Deformación del tramo W_3

Los puntos de evaluación son:

$$x_1 = 14.04365 \text{ m}$$

$$x_m = (14.04365 + 17.5873)/2 = 15.815475 \text{ m}$$

$$x_2 = 17.5873 \text{ m}$$

- En la ecuación 88, x_1 :

$$M_{(14.04365)} = 0.31805 \times 14.04365 \times \frac{(17.5873 - 14.04365)}{2}$$

$$M_{(14.04365)} = 7.914 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(14.04365)} = \frac{17.5873 - 14.04365}{2}$$

$$m_{(14.04365)} = 1.771825 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(1)} = \frac{7.914 \times 1.771825}{220.58 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(1)} = 63\,569.81 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

En el punto medio, reemplazando en la ecuación 88:

$$M_{(15.815475)} = (0.31805)(15.815475) \left(\frac{17.5873 - 15.815475}{2} \right)$$

$$M_{(15.815475)} = 4.45624 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

Reemplazando en la ecuación 89:

$$m_{(15.815475)} = \frac{17.5873 - 15.815475}{2}$$

$$m_{(15.815475)} = 0.8859125 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(m)} = \frac{4.45624 \times 0.8859125}{485.78 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(m)} = 8\,126.8 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

- En la ecuación 88, x_2 :

$$M_{(17.5873)} = 0.31805 \times 17.5873 \times \frac{(17.5873-17.5873)}{2}$$

$$M_{(17.5873)} = 0 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

En la ecuación 89:

$$m_{(17.5873)} = \frac{17.5873-17.5873}{2}$$

$$m_{(17.5873)} = 0 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 92:

$$f_{(2)} = \frac{0 \times 0}{882.61 \times 10^{-6}}$$

$$f_{(2)} = 0 \text{ t}_f/\text{m}^2$$

Aplicando Simpson, reemplazando en la ecuación 91:

$$\delta_{W3} = \left(\frac{3.54365}{6 \times 20 \ 394 \ 300} \right) \times [63 \ 569.81 + 4(8 \ 126.8) + 0]$$

$$\delta_{W3} = 0.002782 \text{ m}$$

$$\delta_{W3} = 2.78 \text{ mm}$$

d) Deformación vertical total

La deformación total del faldón se divide en:

$$\delta_{total} = \delta_{W2} + \delta_{W16 \times 45} + \delta_{W3} \quad (95)$$

Donde:

δ = deformación total del faldón, mm.

δ_{W2} = deformación del tramo W_2 , mm.

$\delta_{W16 \times 45}$ = deformación del tramo $W_{16 \times 45}$, mm.

δ_{W3} = deformación del tramo W_3 , mm.

Reemplazando:

$$\delta_{total} = 2.76 + 72.57 + 2.78$$

$$\delta_{total} = 78.11 \text{ mm}$$

e) Verificación de la deformación admisible

Para la cubierta flexible se considera el límite:

$$\delta_{adm} = L/180$$

$$\delta_{adm} = 17.5873/180$$

$$\delta_{adm} = 0.097707 \text{ m}$$

$$\delta_{adm} = 97.71 \text{ mm}$$

Comparando:

$$\delta_{total} \leq \delta_{adm}$$

$$78.12 \text{ mm} \leq 97.71 \text{ mm (CUMPLE)}$$

La relación demanda/capacidad de deformación es:

$$\frac{D}{C} = \frac{\delta_{total}}{\delta_{adm}}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{78.12}{97.71}$$

$$\frac{D}{C} = 0.799$$

$$\frac{D}{C} = 079\%$$

Po lo tanto, la deformación vertical calculada para el faldón es 78.12 mm, menor que la deformación admisible de 97.71 mm, cumpliéndose la condición de servicio.

Por tanto, la viga principal cumple la condición de deformación vertical considerada.

En consecuencia, la viga principal del pórtico presenta capacidad suficiente frente a las sollicitaciones de flexión y corte y satisface las condiciones de deformación consideradas.

El resultado obtenido corresponde a una verificación manual en la cual se incorpora la variación de rigidez de las secciones W2 y W3 mediante integración numérica por tramos.

7.1.5. Comprobación de resultados mediante SAP2000

Una vez realizados los cálculos analíticos de los elementos principales del pórtico, se procede a comprobar los resultados mediante el modelo estructural desarrollado en SAP2000.

A diferencia del procedimiento manual, en el cual se realizaron simplificaciones para representar los elementos de sección variable, el modelo numérico considera el comportamiento global de la estructura, la continuidad entre vigas y columnas, la geometría del pórtico y la variación de rigidez de los elementos no prismáticos.

7.1.5.1. Modelado de la estructura

El modelo estructural fue desarrollado considerando la geometría completa de la nave industrial, conformada por pórticos metálicos principales y sus elementos longitudinales.

Las columnas y vigas principales fueron modeladas mediante elementos tipo *frame*. Las secciones W1, W2 y W3 fueron representadas considerando la variación de peralte correspondiente, mientras que el perfil W16×45 fue definido como un elemento prismático.

Figura 17

Modelado, Vista Isométrica de la estructura en SAP2000

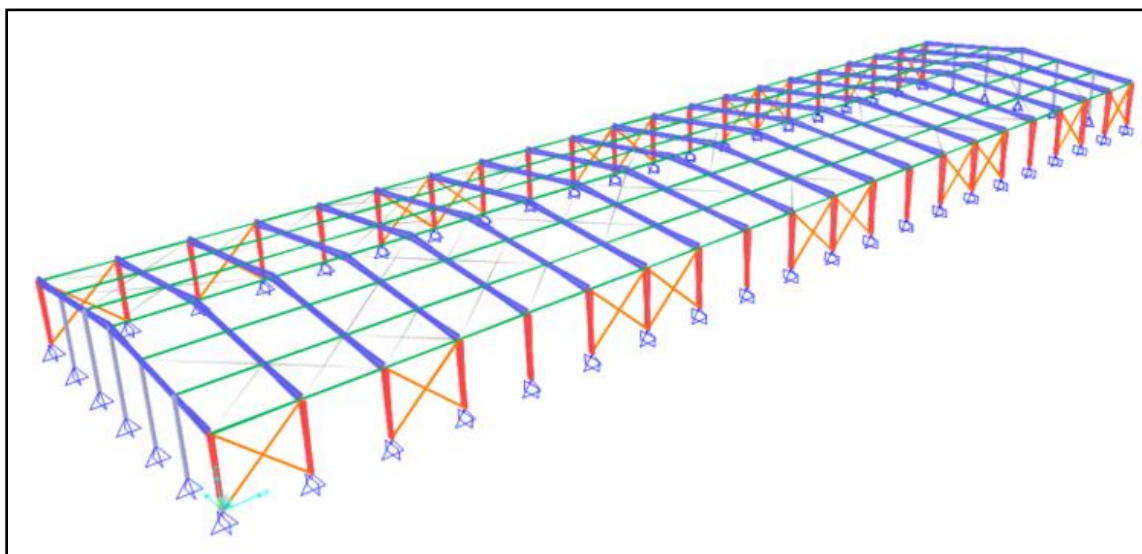


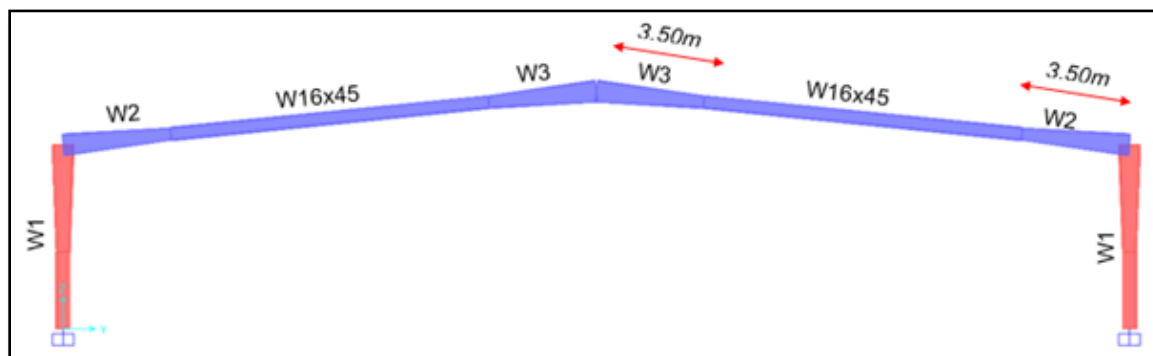
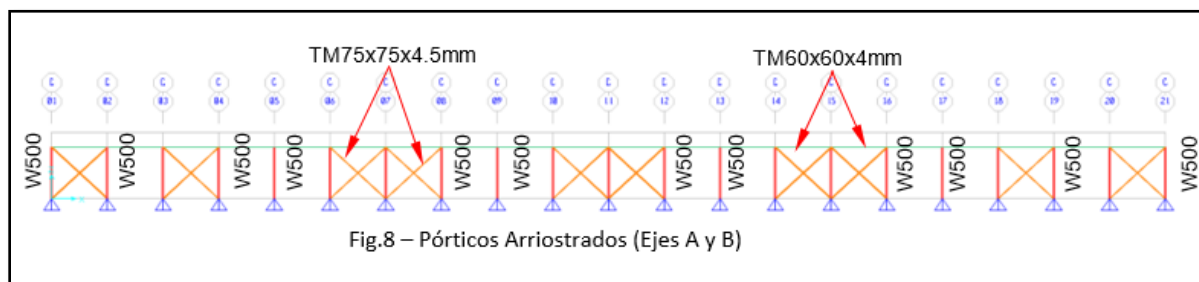
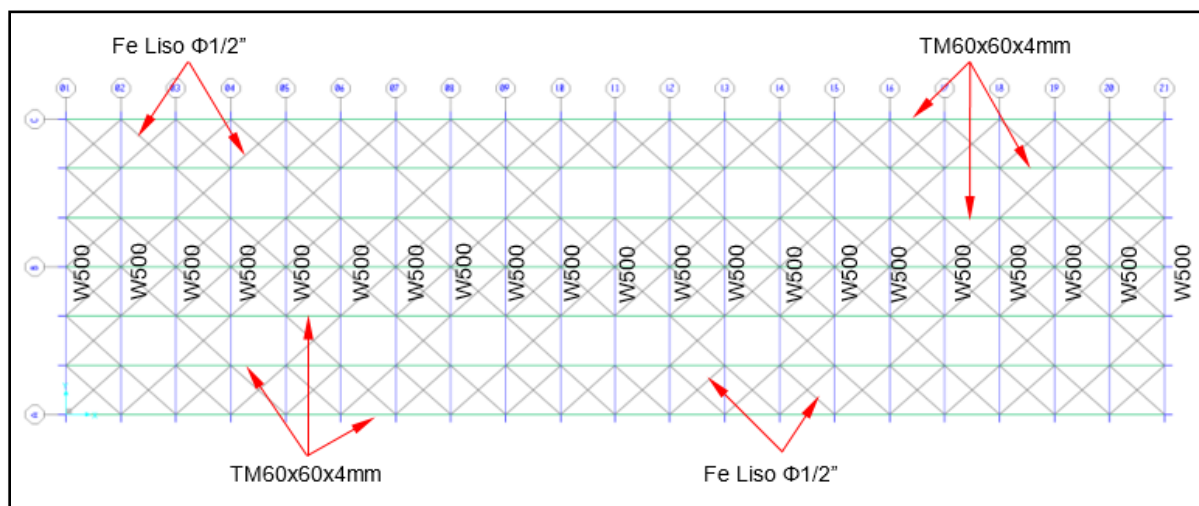
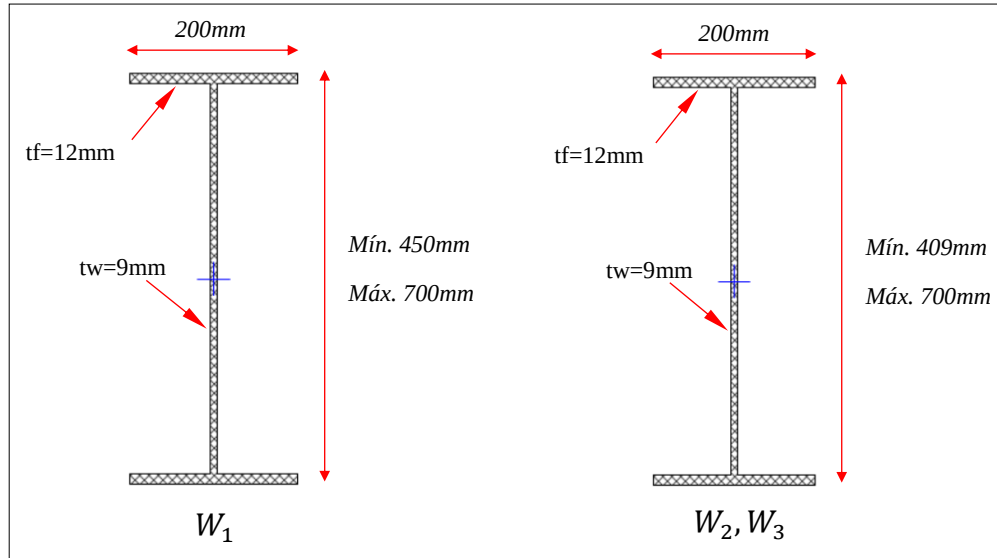
Figura 18*Modelado, Vista Frontal de la estructura en SAP2000***Figura 19***Modelado, Vista Lateral de la estructura en SAP2000***Figura 20***Modelado, Vista Superior de la estructura en SAP2000*

Figura 21

Secciones de perfiles fabricados W_1 , W_2 y W_3



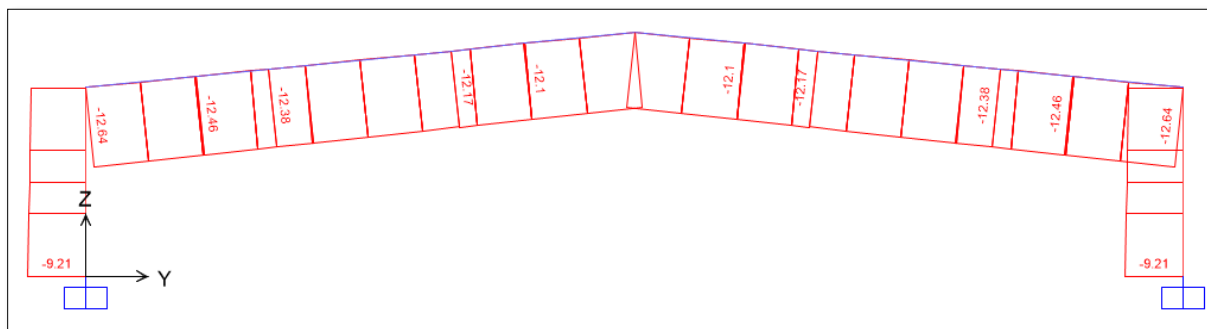
7.1.5.2. Diagramas de solicitaciones

Una vez definidos el modelo, las cargas y las combinaciones correspondientes, se ejecutó el análisis estructural para determinar las solicitaciones internas producidas en los elementos principales.

Se obtuvieron diagramas de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante.

Figura 22

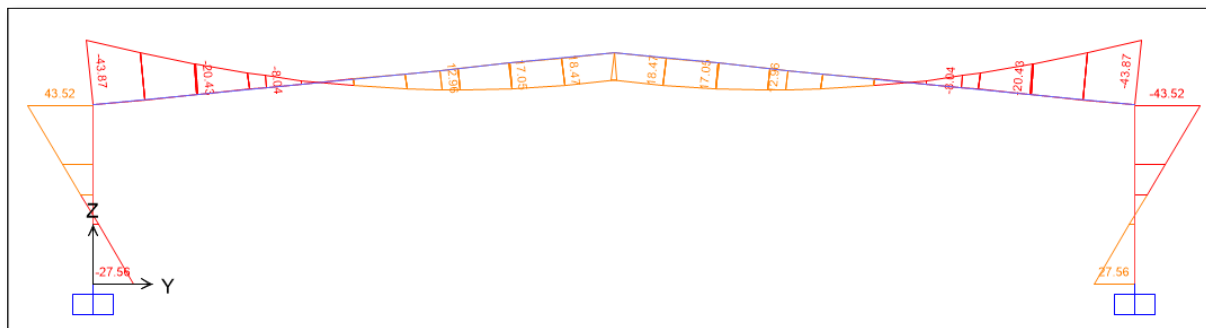
Diagrama de fuerzas axiales



El diagrama muestra la distribución de fuerzas axiales en los elementos del pórtico y permite identificar las zonas sometidas a mayores esfuerzos de compresión o tracción.

Figura 23

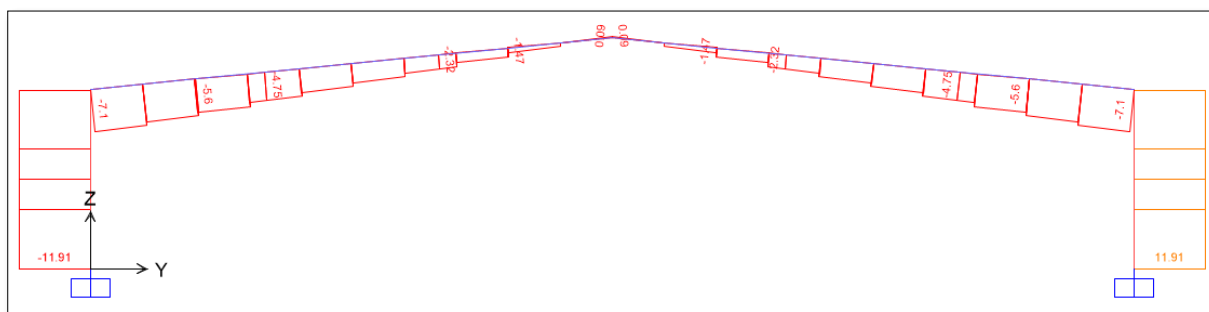
Diagrama de Momento flector 3-3



El diagrama representa la distribución de los momentos flectores respecto al eje principal de los elementos estructurales.

Figura 24

Diagrama de Fuerzas de corte 2-2



El diagrama muestra la distribución de las fuerzas cortantes desarrolladas en los elementos principales del pórtico.

De los diagramas de fuerzas axiales, momento y corte se obtienen las cargas críticas:

$$P_u = 9.207 \text{ t}_f \text{ (compresión)}$$

$$M_{u33} = 27.567 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

$$M_{u22} = 0.00 \text{ t}_f \cdot \text{m}$$

$$V_{u2} = 11.909 \text{ t}_f$$

7.1.5.3. Verificación de la relación Demanda/Capacidad

Una vez realizado el análisis estructural, se evaluaron las relaciones Demanda/Capacidad de los elementos estructurales de acuerdo con las verificaciones de diseño configuradas en el modelo. La condición general de aceptación es:

$$D/C \leq 1.00 \quad (96)$$

Donde:

D/C = relación Demanda/Capacidad.

D = solicitación actuante.

C = capacidad resistente del elemento.

Un valor inferior a la unidad indica que la capacidad resistente del elemento es superior a la demanda actuante.

Figura 25

Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Isométrica de la estructura en SAP2000

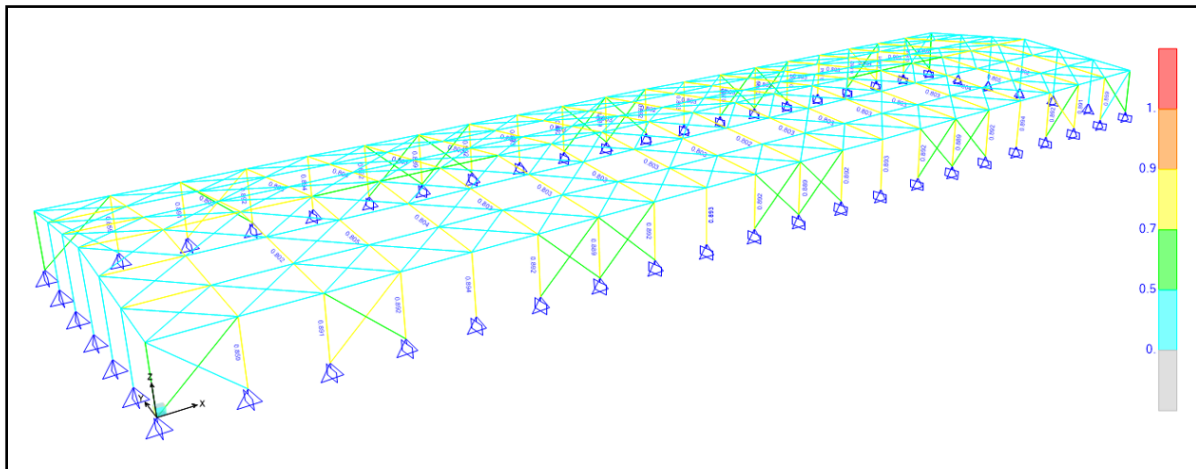


Figura 26

Gráfico de Demanda/Capacidad de pórtico, Vista Frontal de la estructura en SAP2000

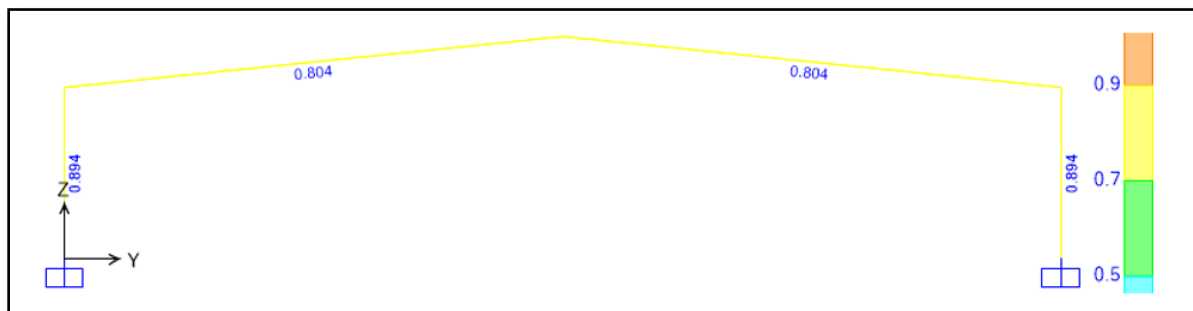
**Figura 27**

Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Lateral de la estructura en SAP2000

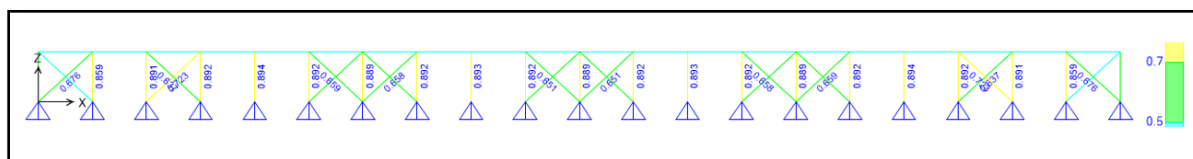
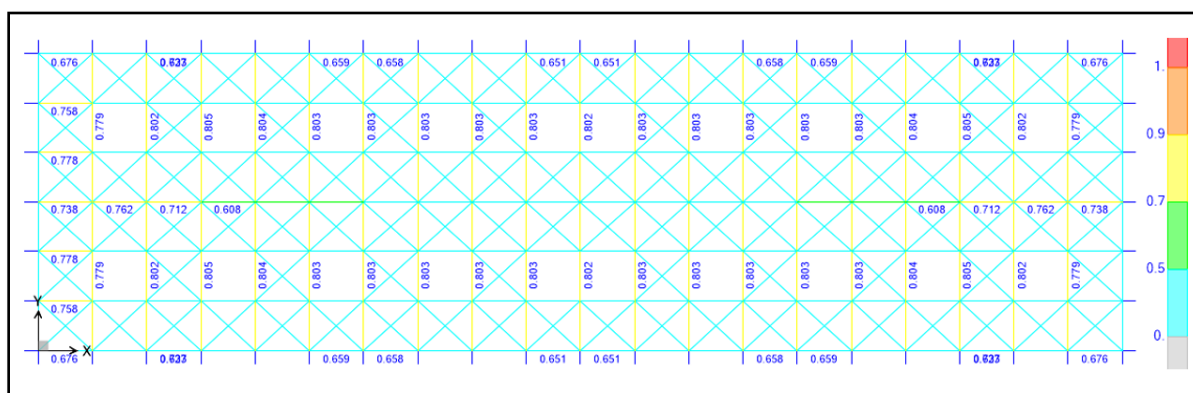
**Figura 28**

Gráfico de Demanda/Capacidad, Vista Superior de la estructura en SAP2000



Se observa que, en la ecuación 96, los elementos principales son inferiores a la unidad.

$$D/C < 1.00 \text{ (CUMPLE)}$$

Los resultados confirman que las secciones seleccionadas presentan capacidad resistente suficiente frente a las solicitaciones obtenidas en el análisis global.

7.1.5.4. Control de derivas y desplazamientos laterales- aspecto sismorresistente.

Los desplazamientos laterales obtenidos de SAP2000 se verifican con la Norma Técnica E.030. Para estructuras regulares, el desplazamiento lateral se obtiene multiplicando por 0.75R.

Figura 29

Gráfico de deformaciones en el eje “x” del SAP2000

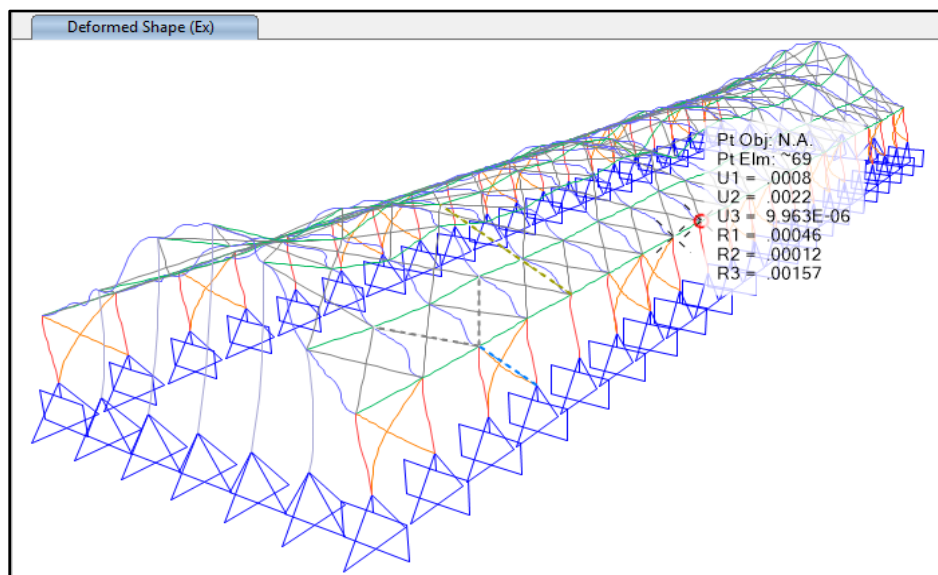
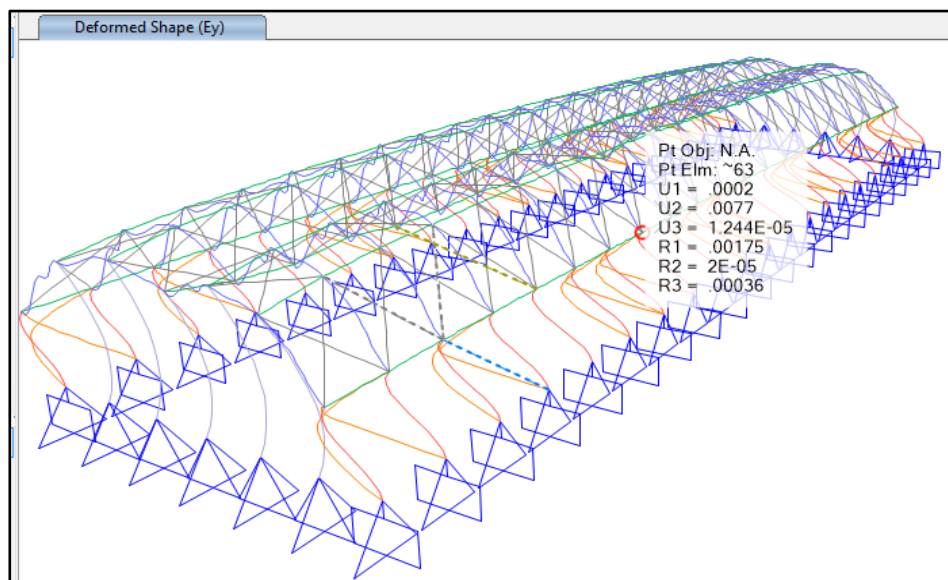


Figura 30

Gráfico de deformaciones en el eje “y” del SAP2000



a) Desplazamiento amplificado en x

Reemplazando en la ecuación 70:

$$\Delta_{ix} = (\delta_x)0.75R$$

De los valores resultantes de SAP2000 en el desplazamiento en x se tiene:

$$\delta_x = U_2 = 0.022 \text{ m}$$

Entonces, reemplazando:

$$\Delta_{ix} = 0.0022 \times 0.75 \times 6$$

$$\Delta_{ix} = 0.0099 \text{ m}$$

Deriva de piso en x

Reemplazando en la ecuación 71:

$$\theta_{ix} = \frac{\Delta_{ix}}{h}$$

$$\theta_{ix} = \frac{0.0099}{6}$$

$$\theta_{ix} = 0.00165$$

b) Desplazamiento amplificado en y

Reemplazando en la ecuación 70:

$$\Delta_{iy} = (\delta_y)0.75R$$

De los valores resultantes de SAP2000 en el desplazamiento en y se tiene:

$$\delta_y = U_1 = 0.0002 \text{ m}$$

Entonces, reemplazando:

$$\Delta_{iy} = 0.0002 \times 0.75 \times 6$$

$$\Delta_{iy} = 0.0009 \text{ m}$$

Deriva de piso en y

Reemplazando en la ecuación 71:

$$\theta_{iy} = \frac{\Delta_{iy}}{h}$$

$$\theta_{iy} = \frac{0.0009}{6}$$

$$\theta_{iy} = 0.00015$$

La estructura metálica se encuentra dentro de los límites permisibles de deriva. Por lo tanto, la estructura cumple con la Norma E.030 según la tabla 10 con el valor del límite:

$$\Delta_i/h_{ei} = 0.01$$

Comparando:

$$\theta_{ix} = 0.00165 < 0.01 \text{ (CUMPLE)}$$

$$\theta_{iy} = 0.00015 < 0.01 \text{ (CUMPLE)}$$

7.1.5.5. Verificaciones de deformaciones verticales de la viga

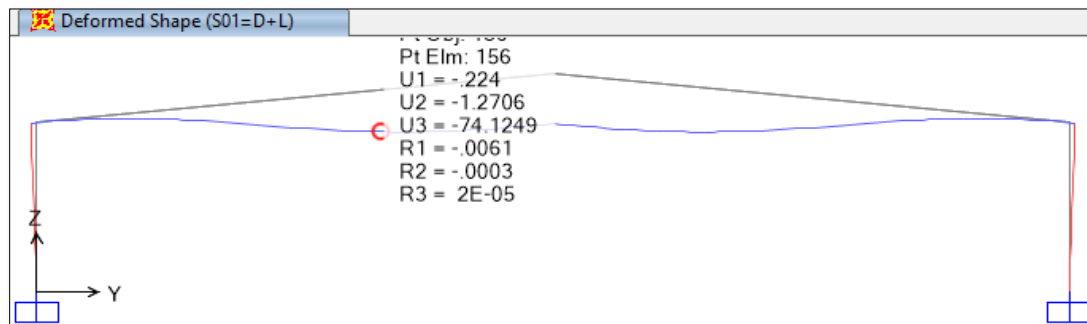
a) Combinación de servicio D + L

El desplazamiento vertical máximo según la tabla 11 debe ser menor a:

$$\Delta \leq \frac{Luz}{180} = \frac{35000}{180} = 194.44 \text{ mm}$$

Figura 31

Gráfico deflexión por carga de servicio (D + L) en SAP2000



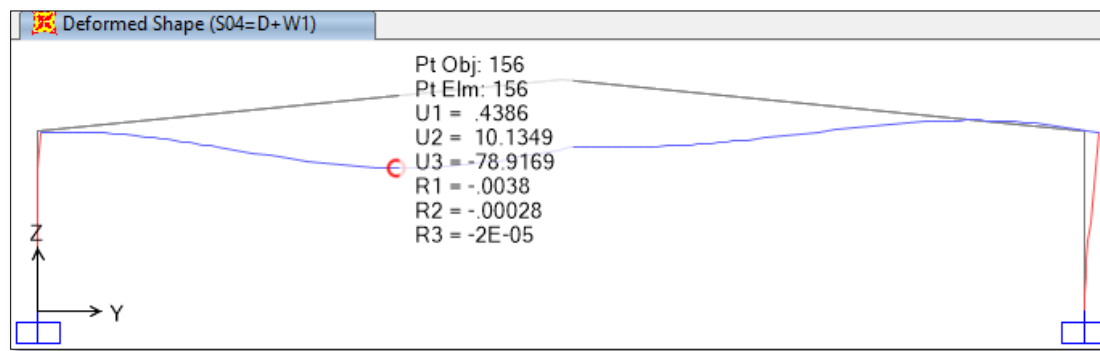
Deflexión máxima de la estructura es:

$$\Delta_{(D+L)} = 74.12 \text{ mm} \leq 194.44 \text{ mm (CUMPLE)}$$

b) Combinación de servicio con viento

Figura 32

Gráfico deflexión por carga de servicio ($D + W_1$) en SAP2000



Para la combinación de viento se obtiene:

$$\Delta_{(D+W)} = 78.92 \text{ mm} \leq 194.44 \text{ mm (CUMPLE)}$$

7.1.5.6. Verificación de deformaciones horizontales de columnas

Tomando los criterios de la norma peruana E0.20 para las deformaciones horizontales en el capítulo 7.2 no se debe pasar el 1% de la altura del edificio por acciones de viento.

$$d_{max} = 1\% H_{columna} \quad (97)$$

Donde:

d_{max} = Deformación horizontal máxima, m.

$H_{columna}$ = Altura de la columna, m.

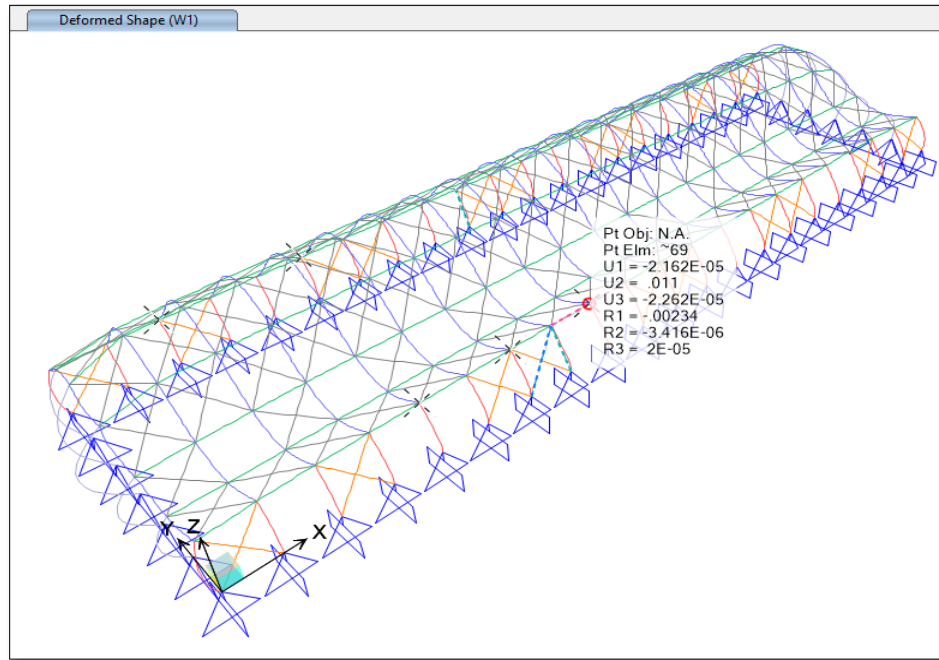
Por ende, reemplazando en la ecuación 102:

$$d_{max} = 0.01 \times 6$$

$$d_{max} = 0.06 \text{ m}$$

Figura 33

Gráfico de desplazamiento positivo máximo y negativo máximo en el eje “x” SAP2000



Comparando el resultado obtenido en SAP2000, en este caso U_2 , con la deformación máxima según la E.020:

$$\Delta_{columna} < d_{\max E.020}$$

$$0.011 \text{ m} < 0.06 \text{ m}$$

$$11 \text{ mm} < 60 \text{ mm (CUMPLE)}$$

Los resultados obtenidos muestran concordancia entre el procedimiento analítico y el modelo numérico. SAP2000 considera el comportamiento global de la estructura, la continuidad entre columnas y vigas y la variación de las propiedades de los elementos no prismáticos.

Por tanto, los resultados del modelo numérico permiten complementar y comprobar las verificaciones analíticas realizadas para los elementos principales del pórtico.

7.2. Metrado

A continuación, se muestran los cuadros en Excel con la lista de todos los materiales ferrosos como planchas y perfiles para la fabricación, también se detallan los materiales para la plataforma de mantenimiento y escalera de gato, cada ítem con sus respectivos pesos y áreas.

Tabla 13

Metrado de perfiles

PERFILES							
ITEM	PIEZA	MATERIAL	D I M E N S I O N E S	CANT.	PESO Kg	ÁREA m2	
1	Tubo Cuadrado	ASTM A500	75 x 4.50 x 6000	45	2578.5	81.0	
2	Tubo Cuadrado	ASTM A500	50 x 6.00 x 6000	152	7783.9	182.4	
3	Tubo Cuadrado	ASTM A500	2" x 2 x 6000	22	412.0	26.4	
4	Tubo Rectangular	ASTM A500	6"x8" x 4.5 x 6000	18	2457.5	76.8	
5	Tubo Rectangular	ASTM A500	4"x2" x 3 x 6000	8	328.6	14.6	
6	Tubo redondo	ASTM A53	Ø3/4" x SCH40 x 1000	1	1.5	0.4	
7	Barra redonda	ASTM A36	Ø x 7/8" x 6000	58	1064.9	24.4	
8	Barra redonda	ASTM A36	Ø x 1/2" x 6000	844	5038.7	202.6	
9	Barra redonda	ASTM A36	Ø x 3/4" x 1000	1	2.3	0.1	
10	Ángulo lados iguales	ASTM A36	3" x 1/4" x 6000	8	358.9	14.4	
11	Ángulo lados iguales	ASTM A36	3" x 3/16" x 6000	6	201.6	10.8	
12	Ángulo lados iguales	ASTM A36	1.1/2" x 3/16" x 6000	10	170.0	9.1	
13	Platina	ASTM A36	2" x 3/16" x 6000	2	22.4	1.2	
14	Platina	ASTM A36	1" x 3/8" x 6000	1	11.2	0.7	
15	Platina	ASTM A36	3/4" x 1/8" x 6000	5	14.1	1.1	
16	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	6"x3" x 2.5 x 6000	30	1175.4	128.0	
17	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	6"x3" x 2.5 x 5150	33	1109.7	127.4	
18	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	6"x3" x 2.5 x 6600	180	7757.70	846.8	
19	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	6"x3" x 2.5 x 6900	22	991.3	116.5	
20	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	10"x2" x 3 x 6600	397	23084.6	2129.8	
21	Canal C Alas atiesa.	ASTM A36	10"x2" x 3 x 6900	45	2735.5	252.7	
22	Perfil U	ASTM A36	70x76 x 3 x 6000	4	152.9	13.1	
					57553	4260	

Tabla 14*Metrado de planchas*

PLANCHAS							
ITEM	PIEZA	MATERIAL	DIMENSIONES	CANT.	PESO Kg	ÁREA m2	
1	Plancha Lisa	ASTM A36	25 x 1500 x 6000	1	1766.3	18.0	
2	Plancha Lisa	ASTM A36	25 x 1500 x 3000	1	883.1	9.0	
3	Plancha Lisa	ASTM A36	16 x 1200 x 2400	1	361.7	5.8	
4	Plancha Lisa	ASTM A36	12.5 x 2400 x 12000	5	14130.0	288.0	
5	Plancha Lisa	ASTM A36	12 x 2400 x 12000	4	10851.8	230.4	
6	Plancha Lisa	ASTM A36	12 x 1500 x 6000	4	3391.2	72.0	
7	Plancha Lisa	ASTM A36	9 x 2400 x 12000	11	22381.9	633.6	
8	Plancha Lisa	ASTM A36	9 x 3000 x 12000	1	2543.4	72.0	
9	Plancha Lisa	ASTM A36	9 x 1500 x 6000	3	1907.6	54.0	
10	Plancha Lisa	ASTM A36	9 x 1200 x 2400	2	406.9	11.5	
11	Plancha Lisa	ASTM A36	1/2" x 1500 x 6000	2	1794.5	36.0	
12	Plancha Lisa	ASTM A36	1/4" x 1500 x 3000	2	448.6	18.0	
13	Plancha Lisa	ASTM A36	1/4" x 1200 x 2400	2	287.1	11.5	
14	Plancha Lisa	ASTM A36	3/16" x 1500 x 6000	6	2013.5	108.0	
15	Plancha Lisa	ASTM A36	1/8" x 1500 x 6000	1	222.5	18.0	
16	Plancha Lisa	ASTM A36	1/8" x 1500 x 3000	1	111.3	9.0	
					63502	1595	

Tabla 15*Metrado de materiales para plataforma de mantenimiento*

PLATAFORMA DE MANTENIMIENTO							
ITEM	PIEZA	MATERIAL	DIMENSIONES	CANT.	PESO Kg	ÁREA m2	
1	Tubo redondo	ASTM A500	Ø1.1/4" x 2 x 6000	68	807.9	54.1	
2	Tubo redondo	ASTM A500	Ø1" x 2 x 6000	45	421.2	34.8	
3	Codo 90°	ASTM A234	Ø1.1/4" x 2	80	240.0	3.9	
4	Platina	ASTM A36	4" x 1/4" x 6000	45	1345.9	54.0	
5	Canal C	ASTM A36	4" x 5.4# x 6000	67	3224.0	160.8	
6	Ángulo	ASTM A36	1.1/2" x 3/16" x 6000	89	1513.0	81.0	
7	Tubo cuadrado	ASTM A500	3" x 4.5 x 6000	4	77.5	6.8	
8	Plancha	ASTM A36	1/4" x 1200 x 2400	1	143.6	5.8	
9	GRATING	ASTM A36	1.1/2" x 800 x 1000	133	5320	150	
					13093	551	

Tabla 16

Metrado de materiales para escalera de gato.

ESCALERA DE GATO CON CANASTILLA							
ITEM	PIEZA	MATERIAL	DIMENSIONES	CANT.	PESO Kg	ÁREA m2	
1	Tubo redondo	ASTM A500	Ø1.1/2" x 2 x 6000	5	53.7	4.1	
2	Tubo redondo	ASTM A500	Ø1 x 2 x 6000	5	47.0	3.8	
3	Codo 90°	ASTM A234	Ø1.1/4" x 2	4	12.0	0.2	
4	Platina	ASTM A36	3" x 3/16" x 6000	15	19.0	13.5	
					132	22	

Tabla 17

Metrado de materiales para cerramiento y cobertura

CERRAMIENTO Y COBERTURA							
ITEM	PIEZA	MATERIAL	DIMENSIONES	CANT.	PESO Kg	ÁREA m2	
1	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6400	124	3571.5	761.0	
2	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 1240	8	44.7	9.9	
3	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6140	132	3647.3	27.6	
4	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6220	624	17465.8	3881.5	
5	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6440	12	336.9	75.0	
6	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6540	4	117.7	26.2	
7	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6640	4	119.5	26.6	
8	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6740	4	121.3	27.0	
9	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6840	4	123.1	27.4	
10	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 6940	4	124.9	27.8	
11	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7040	4	126.7	28.2	
12	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7140	4	128.5	28.6	
13	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7240	4	130.3	29.0	
14	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7340	4	132.1	29.4	
15	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7440	4	133.9	29.8	
16	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7540	4	135.7	30.2	
17	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7640	4	137.5	30.6	
18	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 7940	12	428.7	94.7	
19	Plancha TR4	Aluzinc	0.5 x 1000 x 2500	2	22.5	5	
20	Translúcida TR4	Polycarbonato	1 x 1000 x 11800	56	793.0	660.8	
21	Translúcida TR4	Polycarbonato	1 x 1000 x 5900	56	396.3	330.4	
22	Translúcida TR4	Polycarbonato	1 x 1000 x 1000	56	62.0	56.0	
					28300.0	5643.4	

- El peso total de las estructuras según metrado es: 134 280 kg
- El área total para tratamiento superficial y pintado es de: 6 428 m²
- El área total de cerramiento y cobertura a instalar es de: 5643.4 m²
- El peso total de soldadura aplicada según metrado es: 2 250 kg
- La cantidad de pintura aplicada según metrado es: 1 260 gal

7.3. Costos Unitarios del Proyecto

Para el presente trabajo, se adopta un costo unitario del acero estructural trabajado, expresado en dólares americanos por kilogramo (USD/kg), considerando las condiciones particulares de una nave industrial de gran envergadura, tanto en fabricación como en montaje.

En proyectos convencionales de estructuras metálicas, el costo referencial del acero estructural fabricado y montado se encuentra en el orden de USD 3.00/kg. Sin embargo, para el caso específico de la nave industrial analizada, dicho valor se incrementa debido a la inclusión de la cobertura metálica, considerando tanto el suministro del material como su instalación en obra.

En ese sentido, se adopta un costo unitario global de USD 4.50 por kilogramo de acero estructural trabajado, valor que resulta representativo del mercado local y adecuado para fines de evaluación técnica y económica del proyecto.

Tabla 18

Descomposición referencial del costo unitario del acero estructural trabajado

Partida Participación referencial	Costo (USD/kg)	Participación %
Materia prima - acero estructural (suministro)	1.00	22.2 %
Mano de obra (fabricación y montaje)	1.00	22.2 %
Insumos (soldadura, gases, CNC, consumibles)	0.40	8.9 %
Pintura y protección anticorrosiva	0.40	8.9 %
Costos indirectos de taller y obra	0.20	4.4 %
Cobertura metálica (suministro e instalación)	1.50	33.4 %
COSTO UNITARIO TOTAL ADOPTADO	USD 4.50/kg	100%

Los porcentajes indicados son valores referenciales utilizados en proyectos de estructuras metálicas y se presentan con fines de justificación técnica del costo unitario adoptado.

Monto final del proyecto

- Peso total de acero estructural: 134 280 kg
- Costo unitario adoptado: USD 4.50/kg
- Cálculo del costo total:

$$\text{Costo total} = \text{Peso total} \times \text{Costo Unitario}$$

$$\text{Costo total} = 134\,280\text{ kg} \times \text{USD } 4.50/\text{kg}$$

$$\text{Costo total} = \text{USD } 604\,260.00$$

El monto obtenido corresponde a la fabricación en taller, montaje en obra y ejecución de la cobertura metálica de la nave industrial.

Costo del proyecto por metro cuadrado

A partir del costo total, se obtiene un ratio de costo por unidad de área cubierta, el cual permite una evaluación comparativa del proyecto.

$$\text{Costo por m}^2 = \text{Costo total} / \text{Área de la nave}$$

$$\text{Costo por m}^2 = \text{USD } 604\,260 / (35\text{m} \times 130\text{m})$$

$$\text{Costo por m}^2 = \text{USD } 132.80/\text{m}^2$$

7.4. Modelado en 3D

Con el apoyo del Software SOLIDWORKS se pudo tener una mejor visualización de la nave y todos los detalles que conlleva un proyecto de tal envergadura. No solo permitió tener un mejor alcance técnico a mi persona, sino que fue muy útil para que, una vez modelada la estructura, podamos realizar los planos en base al 3D. Esto ayudó a mejorar los tiempos de ejecución de

planos, así como también permitió tener una buena presentación ante el cliente ya que ellos necesitaban un 3D para ver todos los detalles de la nave.

Figura 34

Vista isométrica de estructura metálica

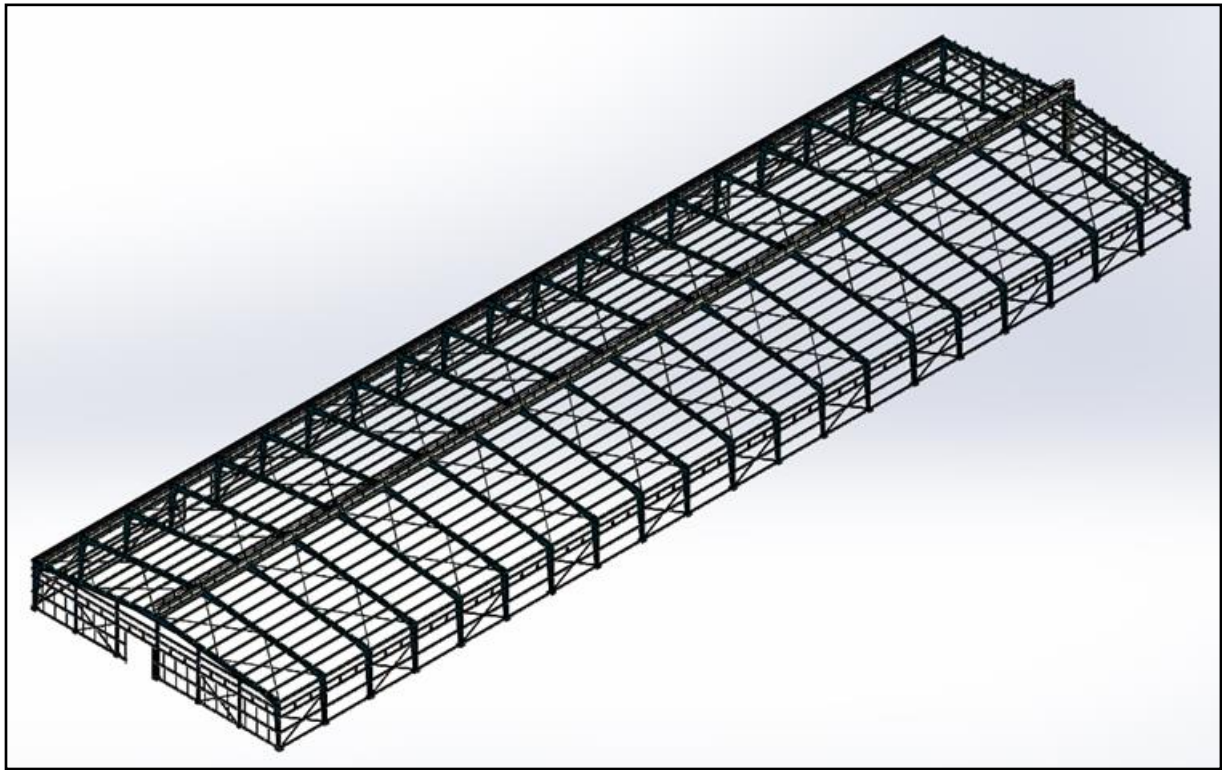


Figura 35

Vista frontal de estructura metálica

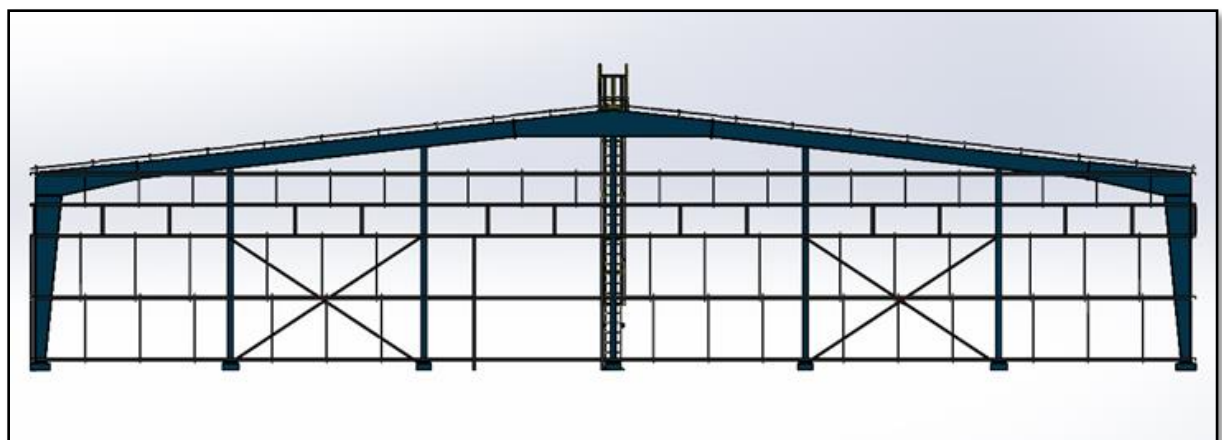


Figura 36

Vista isométrica de nave industrial con cobertura Aluzinc AZ150



7.5. Planos de Corte, Fabricación y Montaje

Todos los planos del proyecto fueron correctamente elaborados, no se tuvo observación alguna o error debido a un mal detalle en algún plano, esto ayudó a cumplir con los tiempos en la fabricación y envío a obra de todos los elementos según cronograma. A continuación, se muestran algunos ejemplares.

Figura 37

Plano de habilitado en AutoCAD de planchas de 9mm para almas de vigas

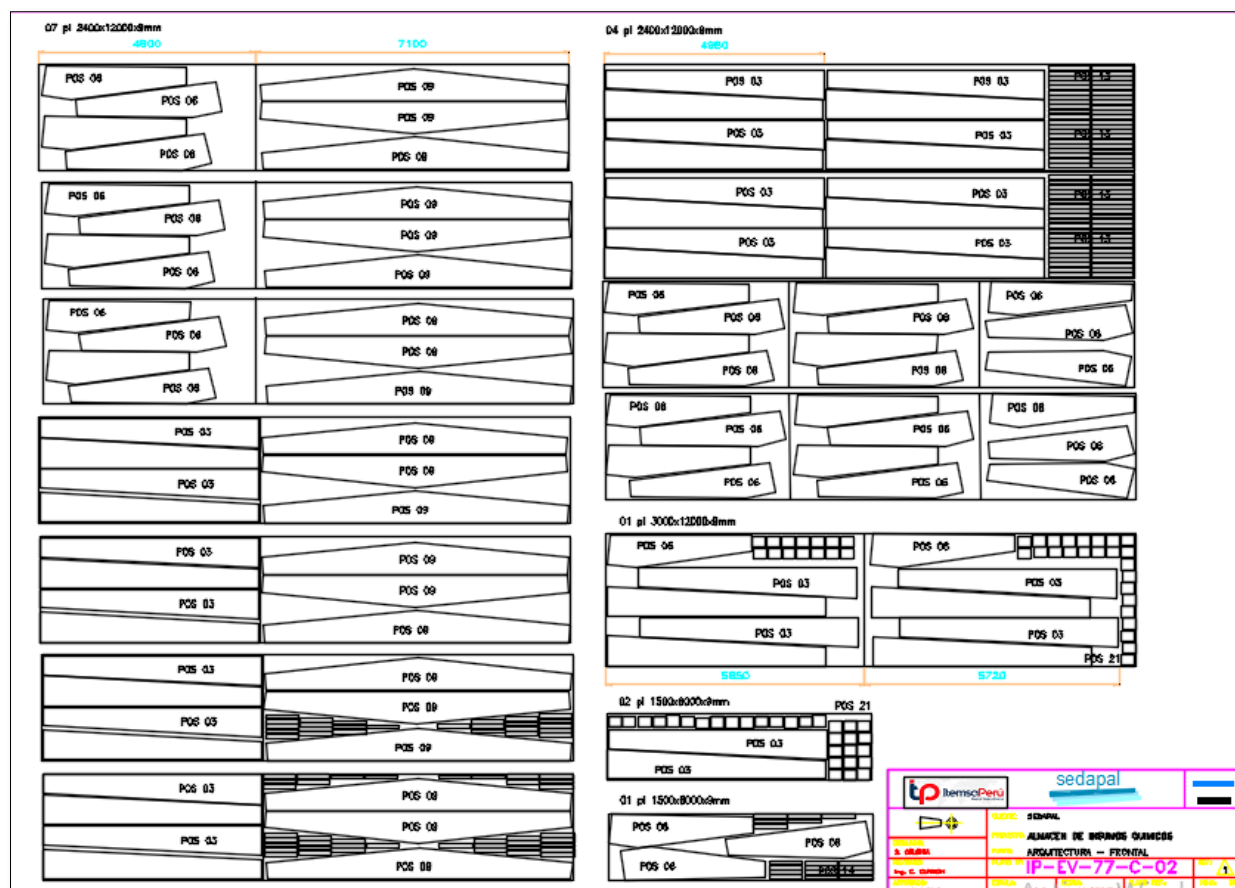


Figura 38

Plano de fabricación en AutoCAD de pórticos con detalles

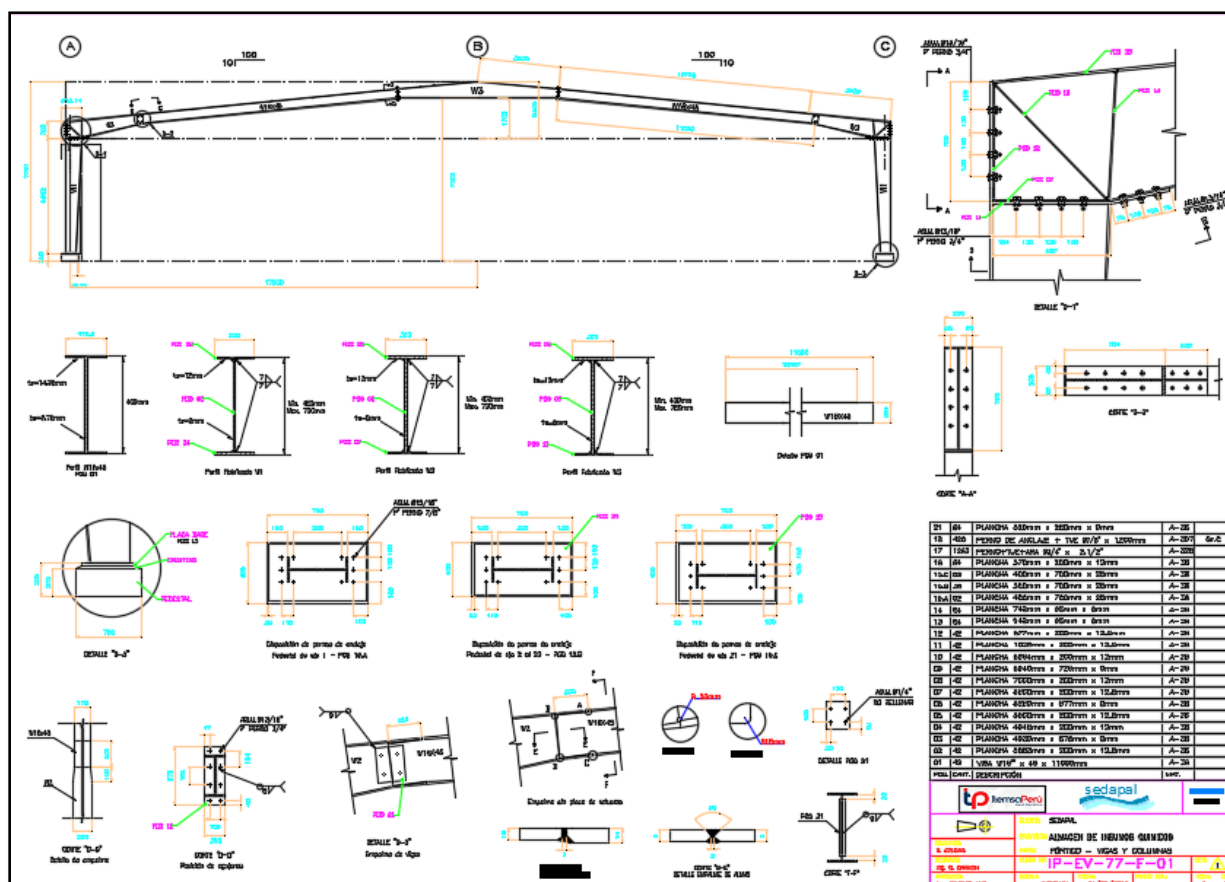
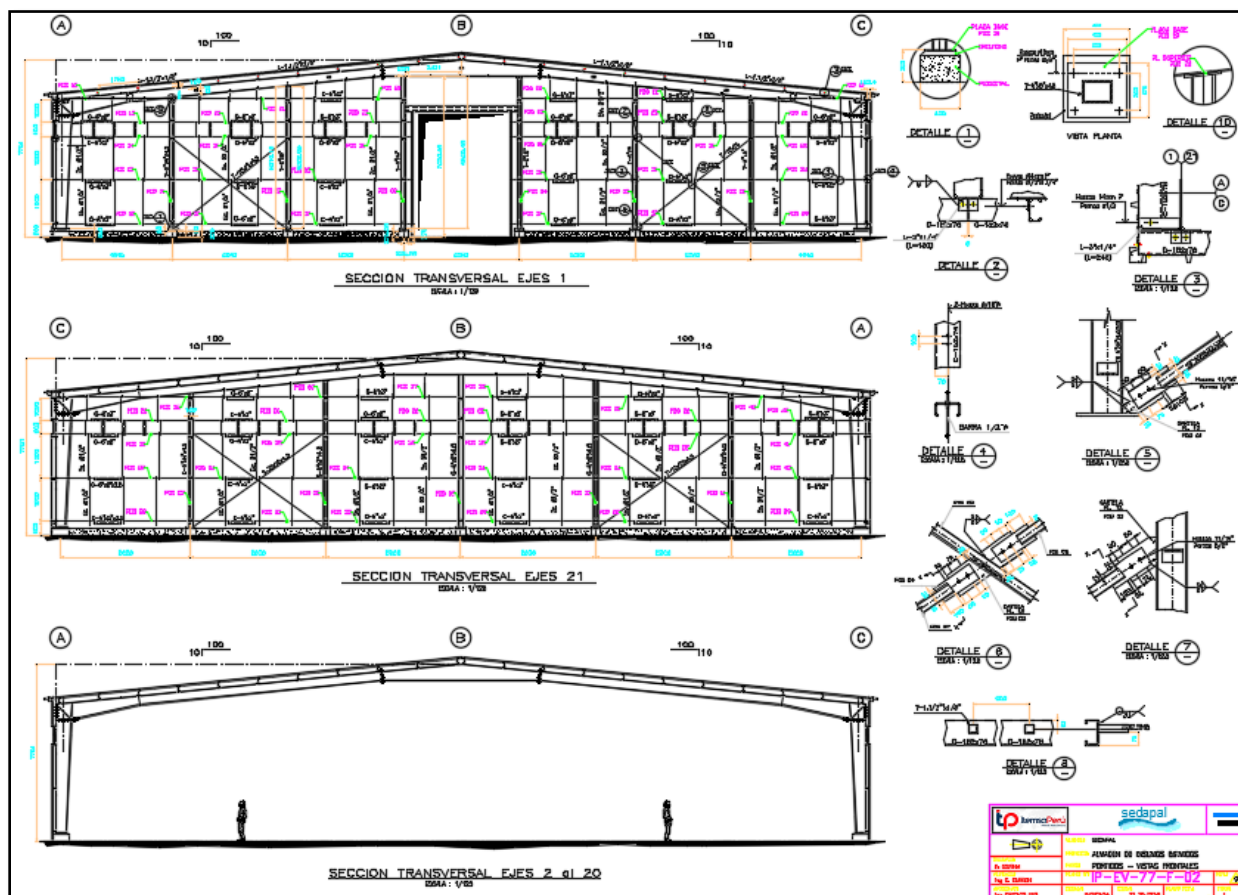


Figura 39

Plano de montaje en AutoCAD de arriostres y tensores pared frontal y posterior



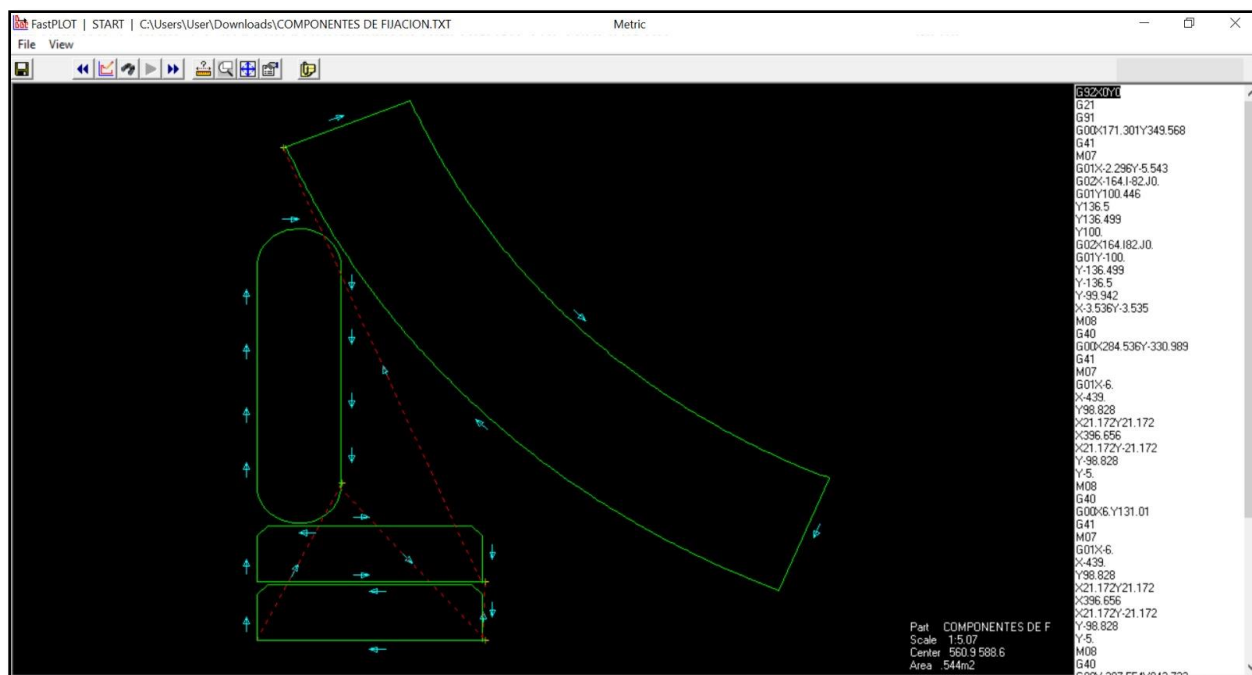
7.6. Programación De CNC Fast Cam

Gracias al buen manejo que se tuvo del programa de corte FastCam, se logró generar todos los archivos txt. requeridos para ser habilitados en el pantógrafo CNC en un tiempo más corto al programado de acuerdo al cronograma.

En la siguiente imagen se muestran unas piezas programadas en donde se aprecia el orden de piezas a ser habilitadas, así como el sentido del recorrido, datos que son importantes a tener en cuenta al momento de programar para mejorar la productividad.

Figura 40

Archivo TXT. creado en el software FastCam.



7.7. Programación detallada y análisis de tiempos

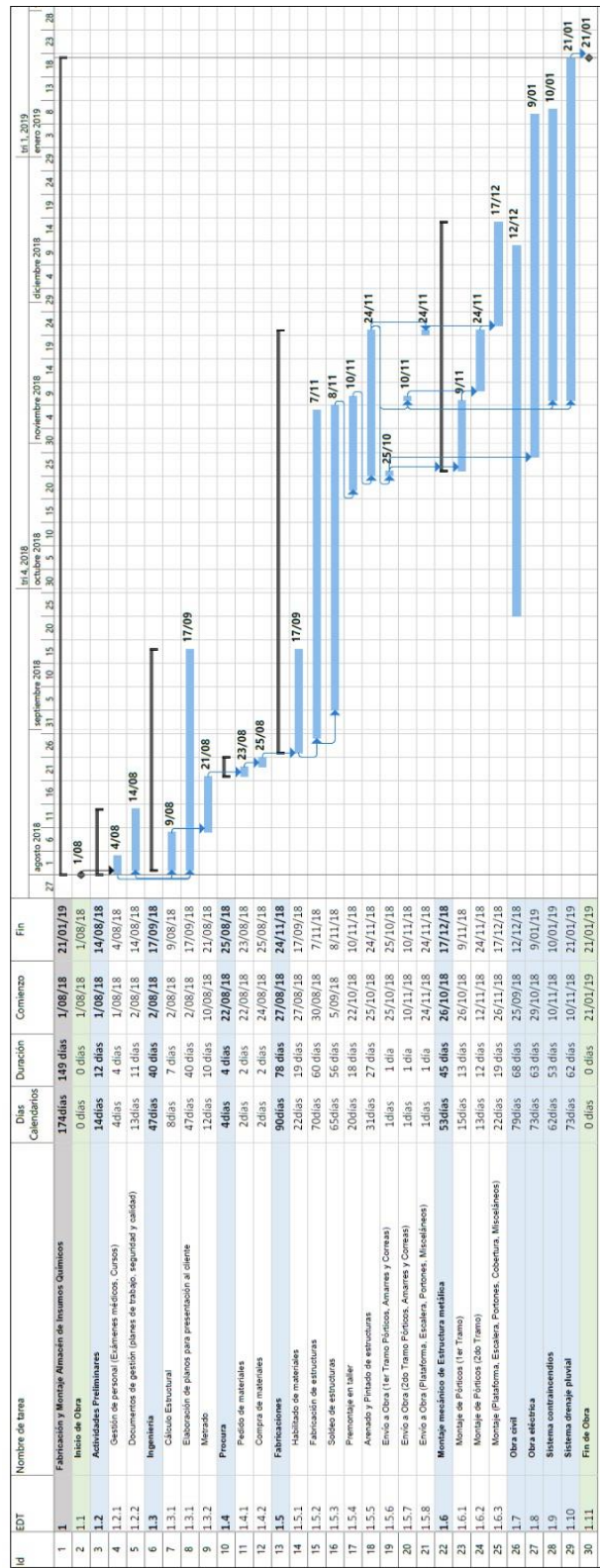
7.7.1. Cronograma de actividades:

El cronograma de actividades presentado corresponde al cronograma final de ejecución del proyecto, elaborado a partir de la actualización del cronograma de línea base.

Durante el desarrollo de las labores se presentaron algunas variaciones en los tiempos inicialmente previstos debido a retrasos en la adquisición de materiales (02 días), en la fabricación de los elementos (04 días) y en la entrega del terreno (07 días). Por ello, fue necesario reprogramar ciertas actividades críticas con el fin de optimizar los recursos y garantizar el cumplimiento del plazo contractual establecido. Este cronograma refleja, por tanto, la planificación real ejecutada en todo el proyecto.

Figura 41

Cronograma de actividades y Diagrama de Gantt en Microsoft Project.



7.8. Rigging Plan o Plan de Izaje

El presente Plan de Izaje fue elaborado para el montaje de las vigas de los pórticos de sección variable con una grúa Grove TMS 865 de 65 toneladas. En las tablas de carga del fabricante se muestra la relación entre el peso de cada viga, el radio, altura de trabajo y el porcentaje de utilización calculado según la norma ASME B30.5. Estos cálculos certificaron que todas las maniobras se ejecutaron dentro de los rangos operativos garantizando la estabilidad del equipo, la seguridad del personal y la eficiencia del proceso de montaje en obra.

Figura 42

Boom de pluma de grúa Grove TMS 865

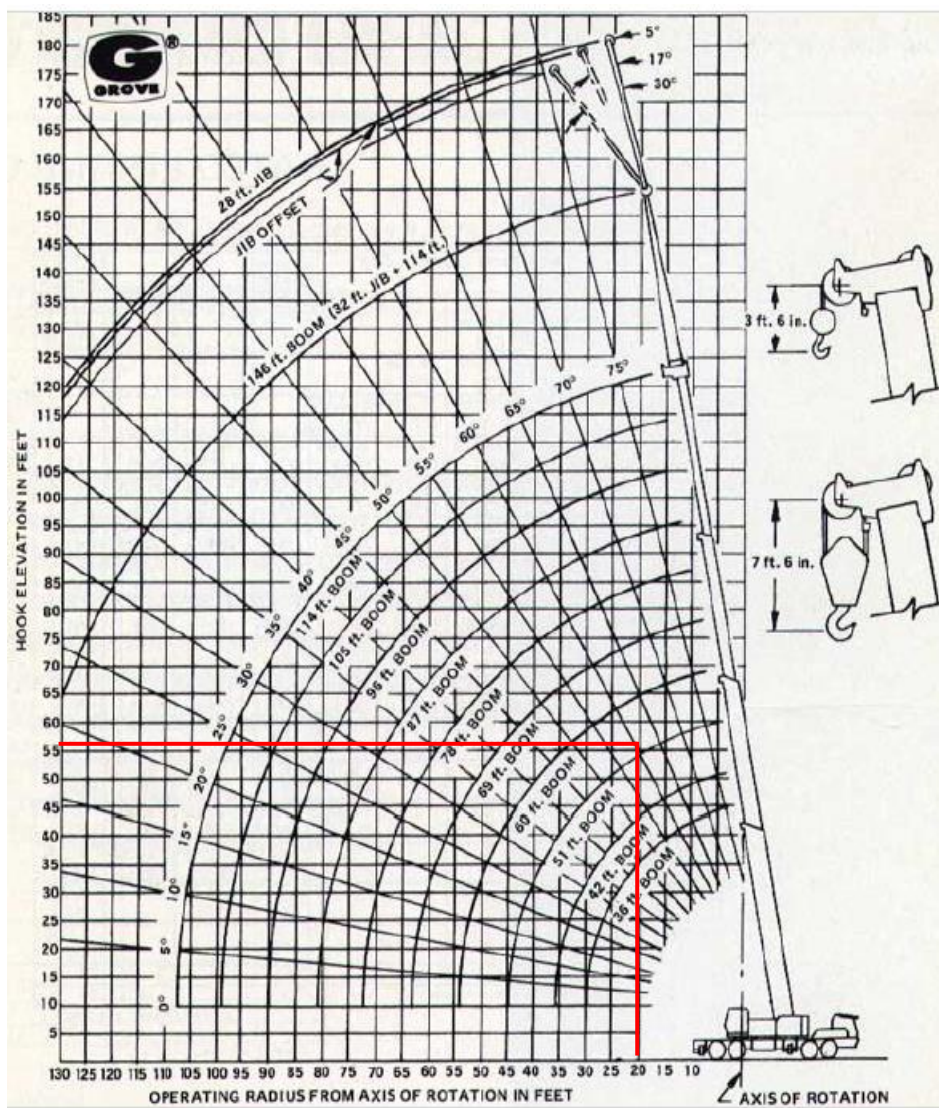


Figura 43

Capacidad de carga de grúa Grove TMS 865

Radius in Feet	Main Boom Length in Feet										114 ft. + 32ft. Ext. (2° Offset)
	36	42	51	60	69	78	87	96	105	114	146
10	130,000 (67)	106,700 (70.5)	101,600 (74)	100,000 (77)	96,700 (79)						See Warning Note 18
12	123,500 (63)	106,700 (67.5)	101,600 (71.5)	96,500 (75)	87,850 (77)	84,700 (79)					
15	105,000 (57.5)	105,000 (63)	95,300 (68)	84,900 (72)	79,180 (74.5)	77,550 (77)	64,500 (79)				
20	78,850 (47)	78,850 (54.5)	78,850 (61.5)	70,550 (66.5)	64,310 (70)	63,800 (73)	55,000 (75.5)	51,900 (77)	48,450 (78.5)	38,750 (80)	
25	60,000 (34)	60,000 (45.5)	60,000 (55)	60,000 (61)	54,000 (65.5)	49,700 (69)	45,600 (72)	43,600 (74)	41,300 (76)	34,000 (77)	22,500 (80)
30		45,340 (34)	45,340 (47.5)	45,340 (55.5)	45,340 (61)	42,750 (65)	39,150 (68.5)	38,400 (71)	35,350 (73)	30,300 (74.5)	21,200 (78)
35		33,510 (16.5)	33,510 (39)	33,510 (49.5)	33,510 (56)	33,510 (61)	33,510 (64.5)	32,700 (67.5)	30,700 (70)	27,250 (72)	18,300 (76)
40			25,830 (28.5)	25,830 (42.5)	25,830 (50.5)	25,830 (56.5)	25,830 (61)	25,830 (64.5)	25,830 (67)	24,750 (69)	16,000 (74)
45	See Warning Note 16			21,170 (34.5)	21,170 (45)	21,170 (51.5)	21,170 (57)	21,170 (61)	21,170 (64)	21,170 (66.5)	14,620 (72)
50				16,450 (24)	16,450 (38.5)	16,450 (46.5)	16,450 (52.5)	16,450 (57.5)	16,450 (61)	16,450 (63.5)	13,730 (69.5)
60					11,010 (20)	11,010 (35)	11,010 (43.5)	11,010 (49.5)	11,010 (54)	11,010 (57.5)	11,450 (65)
70							6,710 (32)	6,710 (40.5)	6,710 (46.5)	6,710 (51)	9,500 (60.5)
80							3,980 (12.5)	3,980 (29.5)	3,980 (38)	3,980 (44)	6,900 (56)
90								2,270 (7)	2,270 (27)	2,270 (35.5)	4,710 (50.5)
100											2,950 (45)
110											1,640 (39)

Tabla 19

Pesos para la maniobra

IT	DESCRIPCION	CANT.	Peso Unit. (kg.)	Peso Total (kg.)
1	PESO DE CARGA			
1.1	Viga de Pórtico	1	3098	3098
2	PESO DE MANIOBRA			
2.1	Gancho de Izaje auxiliar	1	161.5	161.5
2.2	Gancho de Izaje Principal	1	491.0	491
2.3	Eslingas de 3" x 4cap x 6000 mm - (8.4 Tn)	2	6.6	13.2
2.4	Grillete de 1" (8.5 Tn)	2	2.21	4.42
3	PESO TOTAL			3768.12

Tabla 20*Porcentaje de Utilización de la grúa.*

IT	CONFIGURACIÓN DE GRÚA	Cant.	Unidad
1	Radio máximo de trabajo	6.0	m
2	Boom	18.0	m
3	Estabilizadores	100%	-
4	Contrapeso	5.50	Tn
5	Modo	NA	-
6	Angulo máximo	58	°
7	Capacidad de gancho	60.0	Tn
8	N° de cables de gancho principal	8.0	-
9	Capacidad de carga	7 194	Kg
10	% UTILIZACIÓN	52.4	%

En conclusión:

- En la tabla 2 se muestra la capacidad de carga de izaje, con lo cual se concluye que con un radio de carga máximo de 6m, altura de 17m, ángulo máximo de 58° y radio de giro de 360°, la grúa tiene una capacidad de carga máxima de 70 550 N o 7 194 kg.
- El peso de izaje representa un 52.4 % de la capacidad máxima de carga según la siguiente fórmula:

$$\% \text{ utilización} = \frac{\text{Peso total}}{\text{Capacidad tabla}} \times 100$$

7.9. Supervisión Técnica - Operativa

Con el objetivo de asegurar el cumplimiento de las especificaciones técnicas, normas de calidad y seguridad establecidas es que se llevó a cabo la supervisión continua de las actividades de producción. El control se desarrolló mediante inspecciones periódicas en taller y obra, el levantamiento de observaciones, así como la emisión de indicaciones y recomendaciones de

acuerdo con los lineamientos de la norma AISC 306 para diseño y AWS D1.1 (capítulo 7) para fabricaciones.

A partir de las inspecciones y de los reportes diarios se evaluó el avance físico tomando como base los ratios de producción reales en las etapas de fabricación, soldadura, pintura y montaje respecto a cada hora hombre trabajado (hh).

Tabla 21

Ratios de producción de las etapas de construcción

INDICADOR	FÓRMULA	RESULTADO
Productividad de fabricación	kg/hh	40
Productividad de soldadura	kg/hh	01
Productividad de pintura	m^2/hh	15
Productividad de montaje	kg/hh	50

7.10. Control de calidad (QA/QC)

Los resultados del control de calidad se presentaron mediante los registros de inspección recopilados en taller durante el control dimensional, la fabricación, pruebas END, tratamiento superficial, pintura y montaje de las estructuras metálicas incluyendo evidencias fotográficas del proceso.

Por ello, se muestran ejemplos representativos de los registros de control de calidad realizados en el presente proyecto a modo ilustrativo. Los demás formatos y reportes se incorporan en los Anexos. Así mismo, se muestran fotos de los elementos inspeccionados en taller y montados en obra como resultados del procedimiento.

- Registros de inspección: Fabricación de vigas sección variable

Figura 44

Registro de inspección de columnas W1

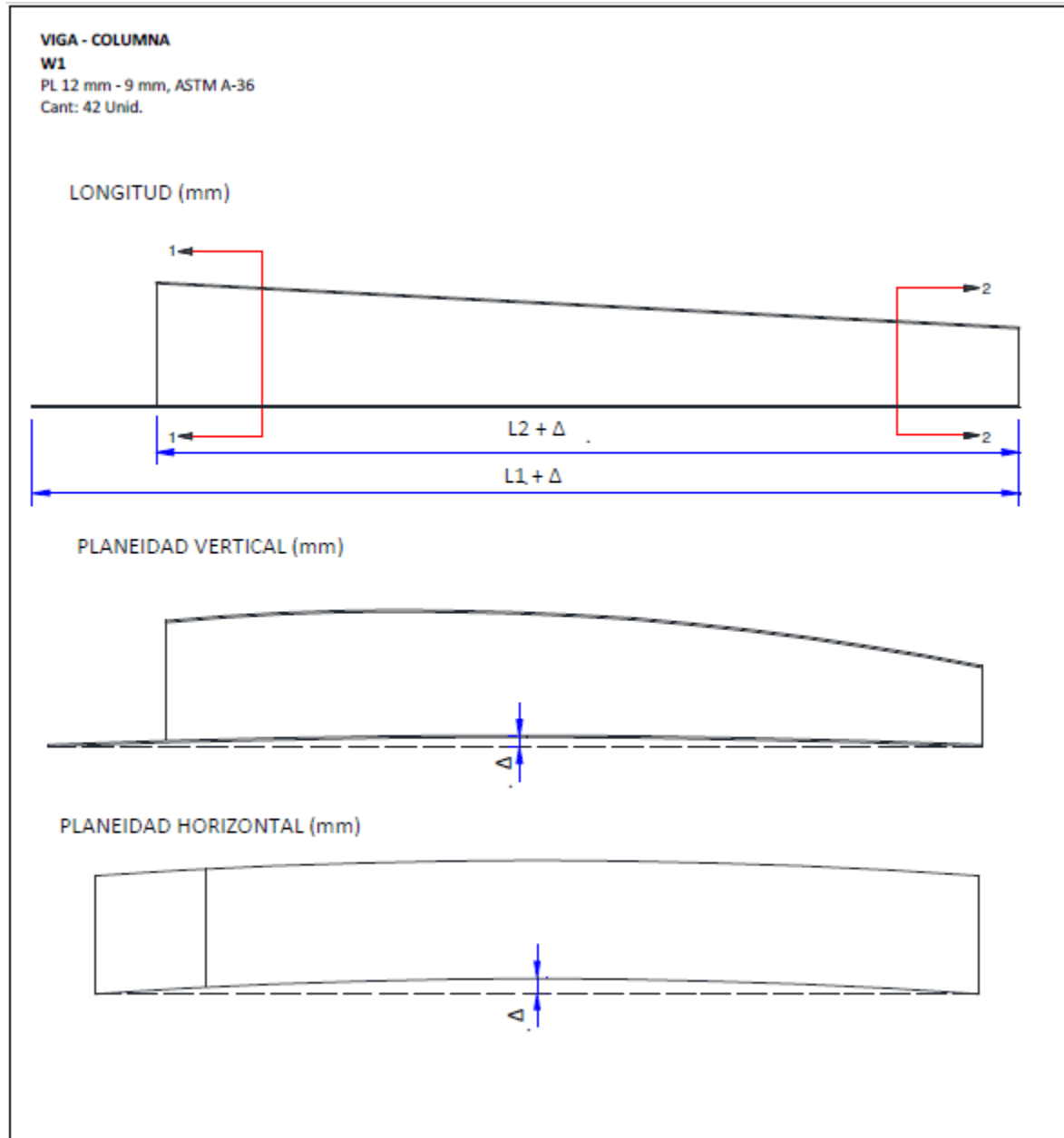


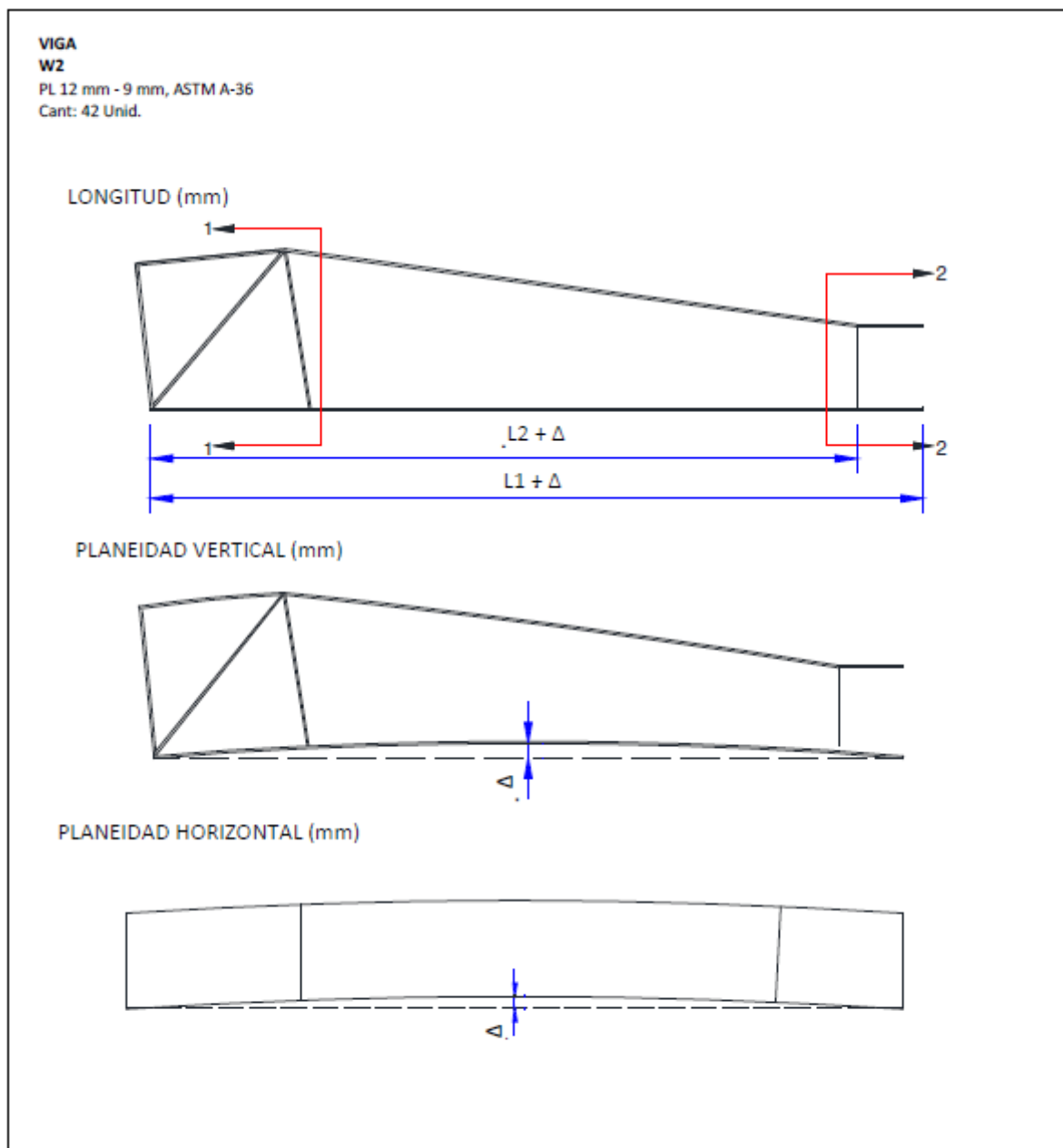
Figura 45*Registro de inspección de vigas W2*

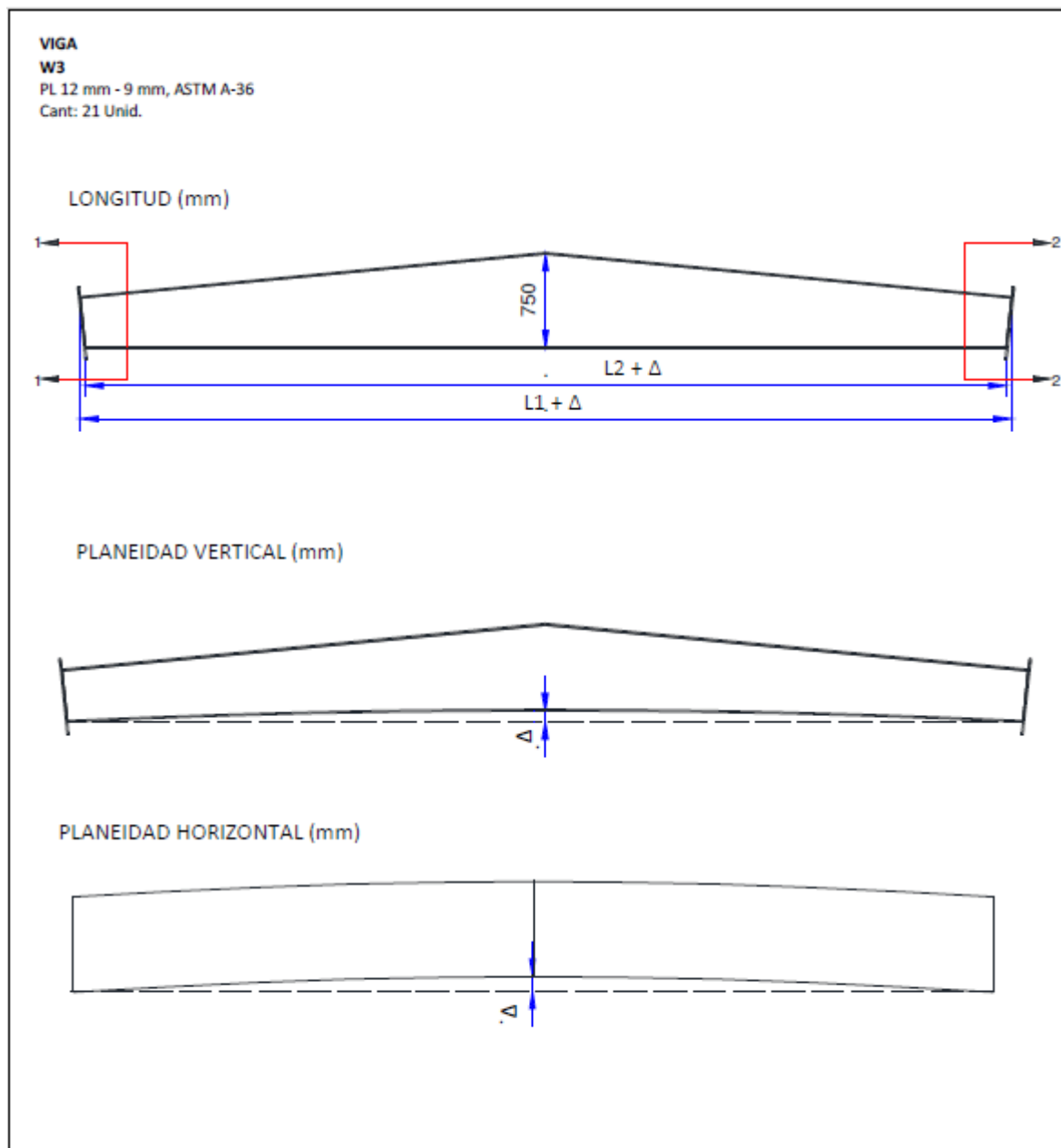
Figura 46*Registro de inspección de vigas W3*

Figura 47

Registro dimensional en secciones 1-1 y 2-2

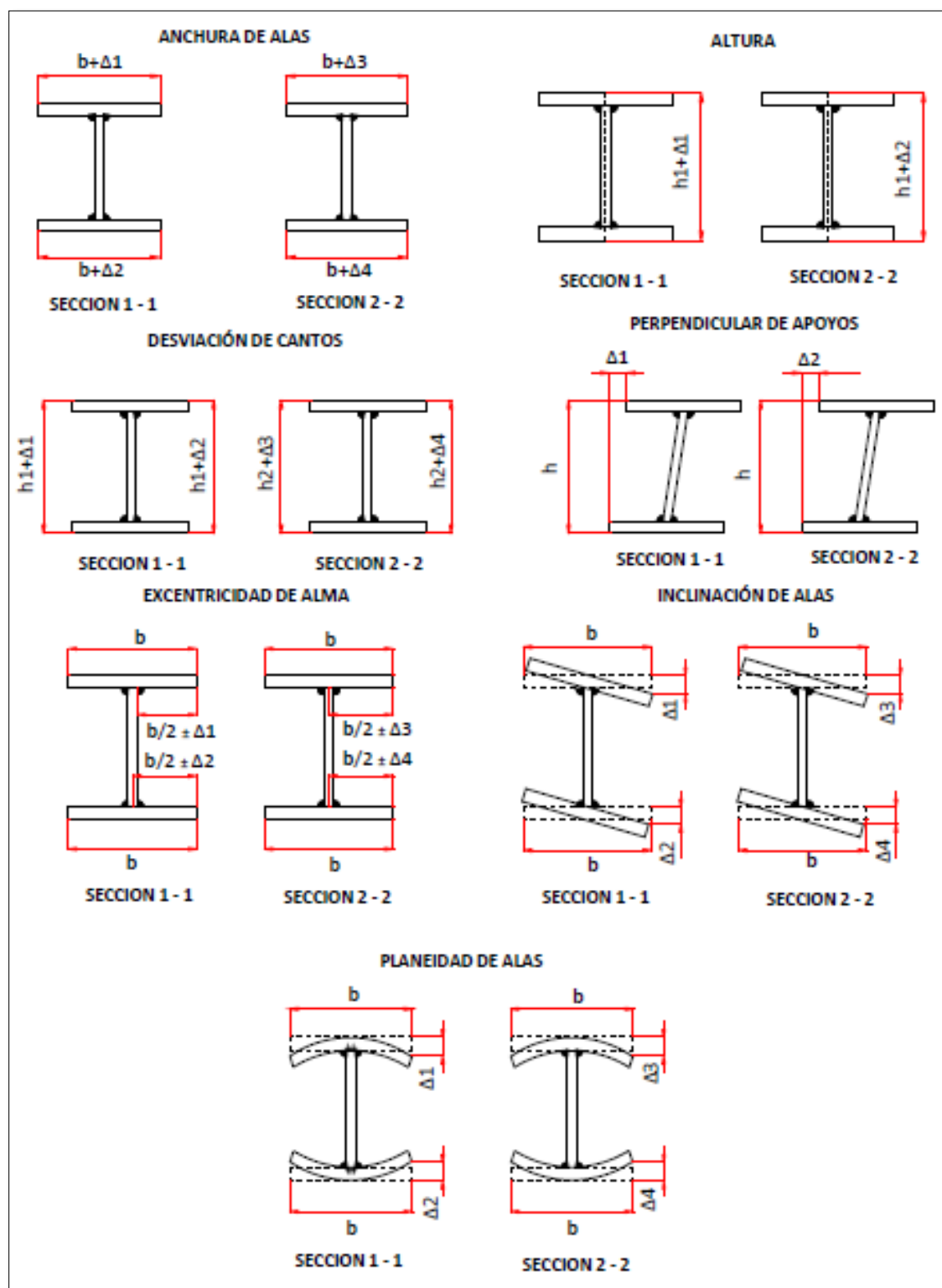


Figura 48

Cuadro resumen de registro de inspección dimensional columna W1

ITEM	FECHA	DIMENSIONES (mm)																												PLANIEDAD DE LAS ALAS (Δ = max {b/150 ; 3 mm })	Calific.							
		DEVIACION DE														PERPENDICULARIDAD																						
		LONGITUD (Si L ≤ 10 m ; Δ = ± 2 mm Si L > 10 m ; Δ = ± 3 mm)				PLANEIDAD VERTICAL (Δ = max {L/1000 ; 3 mm})				PLANEIDAD HORIZONTAL (Δ = max{L/1000 ; 6 mm})				ANCHURA DE ALAS (Si b < 300 mm; Δ = ±3 mm Si b ≥ 300 mm; Δ = ±5 mm)				ALTURA (Si L ≤ 10 m ; Δ = ± 2 mm Si L > 10 m ; Δ = ± 3 mm)				CANTOS (Si h < 900 mm ; Δ = ±3 mm Si 900 mm < h ≤ 1.500 mm ; Δ = ±5 mm)				ADEN APOYOS (Si h < 300 mm; Δ = ±3 mm ; b ≥ 300 mm; Δ = ±5 mm)						EXCENTRICIDAD DEL ALMA (Si b < 300 mm; Δ = ±3 mm b ≥ 300 mm; Δ = ±5 mm)						
		L1 (Nominal)	Δ	L2 (Nominal)	Δ	Δ Superior	Δ Inferior	b (Nominal)	Δ1	Δ2	Δ3	Δ4	Δ1	Δ2	Δ3	Δ4	h (Nominal)	Δ1	Δ2	Δ3	Δ4	b (Nominal)	Δ1	Δ2	Δ3	Δ4	b (Nominal)	Δ1	Δ2			Δ3	Δ4					
W1-1		5652	1	4939	0	0	0	0	0	200	1	0	0	1	1	2	0	450-700	2	1	200	2	0	2	2	200	2	1	1	1	1	200	1	0	2	1	AC	
W1-2		5652	0	4939	2	1	1	2	2	200	1	0	1	0	0	1	0	1	450-700	2	2	200	0	0	2	1	200	0	2	1	1	200	0	2	1	1	AC	
W1-3		5652	2	4939	0	2	1	2	1	200	1	0	1	1	0	1	0	2	450-700	2	2	200	2	1	0	1	200	1	1	0	1	200	1	0	2	2	AC	
W1-4		5652	1	4939	1	0	2	1	1	200	1	1	0	1	0	2	2	450-700	0	0	200	2	2	2	2	200	0	1	1	2	200	1	0	0	1	AC		
W1-5		5652	0	4939	2	2	2	0	0	200	1	1	0	1	0	2	0	450-700	1	2	200	2	0	1	1	200	1	0	0	1	200	2	2	2	0	AC		
W1-6		5652	0	4939	2	2	2	1	0	200	1	1	0	1	1	2	1	450-700	0	2	200	0	2	2	2	200	2	2	2	2	200	2	0	0	0	AC		
W1-7		5652	1	4939	1	1	2	0	0	200	1	0	0	1	2	1	2	1	450-700	0	2	200	0	0	1	0	200	2	2	0	1	200	2	0	1	1	AC	
W1-8		5652	1	4939	1	0	2	0	0	200	0	0	0	0	0	1	1	450-700	1	1	200	0	0	0	2	200	2	1	2	1	200	0	1	1	1	AC		
W1-9		5652	1	4939	2	0	2	1	1	200	0	1	0	1	0	2	2	450-700	0	1	200	2	2	0	2	200	2	2	0	0	200	1	0	1	1	AC		
W1-10		5652	0	4939	2	0	1	1	1	200	1	1	0	1	0	1	0	1	450-700	1	1	200	1	1	0	1	200	0	1	1	2	200	1	0	2	0	AC	
W1-11		5652	0	4939	2	1	0	0	0	200	0	1	0	1	1	2	1	2	450-700	2	0	200	1	2	0	0	200	0	2	2	0	200	2	0	2	1	AC	
W1-12		5652	0	4939	2	0	2	0	0	200	1	1	1	0	1	0	0	0	450-700	2	2	200	0	2	2	2	200	1	0	1	2	200	2	2	0	0	AC	
W1-13		5652	2	4939	2	0	2	1	1	200	0	0	0	0	0	1	1	1	450-700	2	0	200	0	1	2	0	200	2	2	2	2	200	2	2	1	2	AC	
W1-14		5652	1	4939	2	2	2	2	2	200	1	0	0	0	0	1	1	2	450-700	2	1	200	1	1	2	2	200	0	1	1	0	200	0	2	0	0	AC	
W1-15		5652	0	4939	2	0	2	1	1	200	1	0	1	0	2	1	0	1	450-700	2	0	200	2	0	0	0	200	0	2	2	1	200	0	1	1	0	AC	
W1-16		5652	1	4939	2	1	0	1	1	200	1	1	0	0	1	2	0	2	450-700	2	1	200	1	1	0	0	200	2	1	0	2	200	0	0	1	2	AC	
W1-17		5652	2	4939	0	0	1	0	0	200	0	0	0	0	1	1	1	2	0	450-700	0	0	200	0	2	2	2	200	0	2	0	1	200	2	1	0	0	AC

Figura 49

Nave industrial ensamblada, con cobertura y portones en proceso

**Figura 50**

Nave industrial para Almacén de Insumos Químicos – SEDAPAL



VIII. Aportes Logrados Para el Desarrollo del Centro Laboral

- La adjudicación del proyecto fue un gran logro para la empresa debido a la gran envergadura del proyecto por ser una estructura con dimensiones considerables de 35 metros de luz por 135 metros de largo. Esto representó un gran reto para la empresa al tener que diseñar pórticos de sección variable con poco peso, pero con la capacidad de soportar todos los esfuerzos actuantes.
- El buen trabajo realizado por el equipo del Área de Ingeniería en la ejecución del proyecto garantizó el correcto montaje en obra en un excelente tiempo, recibiendo las felicitaciones de un importante cliente como es Sedapal, haciendo que se fortalezca la confianza para futuros proyectos.
- El sistema ERP para requerimiento de materiales recién se había implementado en la empresa y se usó por primera vez con este proyecto, por ello que su uso y correcto manejo permitió tener la experiencia y habilidad para desarrollar otros proyectos con mejor productividad.
- Este proyecto se sumó al portafolio de la empresa y se convirtió en una carta de presentación para demostrar la experiencia de la empresa en la construcción de naves industriales y tener un mayor reconocimiento en el mercado.
- El éxito del proyecto simbolizó un crecimiento de la empresa debido a la utilidad lograda gracias al apoyo de todas las áreas involucradas.

IX. Aportes Para la Formación Profesional

- Al ser el encargado del proyecto, el principal aporte a mi formación profesional fue el de lograr sumar experiencia en el desarrollo de un gran proyecto de estructuras metálicas desde el diseño, metrado, requerimientos, modelado, planos de ingeniería y supervisión.
- El realizar el diseño y los planos de detalles no solo implicó poner en práctica la teoría ya adquirida en la universidad, sino que fue una oportunidad para ampliar conocimientos teóricos en cuanto a normativas técnicas internacionales y códigos de construcción.
- A través de la ejecución de este proyecto se pudo desarrollar capacidades técnicas que ayudaron en la solución de problemas, toma de decisiones y liderazgo.
- Se mejoraron habilidades en la gestión del proyecto en varias áreas como la gestión del tiempo y de la comunicación entre gerencia, jefatura inmediata y jefatura de producción para facilitar la información y la lectura de los planos. Gran parte del éxito del proyecto fue gracias al apoyo de estas personas experimentadas que en su momento compartieron de sus conocimientos para encaminar el proyecto.
- También se mantuvo una comunicación externa con el ingeniero usuario a cargo del proyecto con quien no solo se coordinó y envió la información requerida, sino que se tuvo el honor de representar a la empresa y ser expositor en una charla técnica de estructuras en el auditorio de Sedapal.

X. Conclusiones y Recomendaciones

10.1. Conclusiones

- El análisis y diseño estructural de la nave industrial con pórticos de sección variable, realizado mediante un modelo estructural desarrollado en SAP 2000, permitió verificar que la estructura cumple con los criterios de resistencia, estabilidad y servicio establecidos por la normativa AISC 360-10. Los resultados obtenidos evidencian que todos los elementos estructurales presentan relaciones Demanda/Capacidad dentro de los límites admisibles, alcanzándose un valor máximo de 0.89. Asimismo, el uso de vigas de sección variable permitió optimizar el peso propio de la estructura, logrando una solución estructural eficiente para una luz libre de 35 metros, con un adecuado comportamiento estructural y una geometría funcional y estética.
- El metrado de los elementos de la nave industrial permitió cuantificar de manera precisa los pesos y áreas requeridos para el proyecto, obteniéndose un peso aproximado de la estructura de 135 toneladas y un área de pintado de 6 430 m². Este proceso fue fundamental para la correcta gestión de materiales mediante el sistema ERP de la empresa, contribuyendo a una planificación eficiente de recursos, adquisición oportuna de insumos y adecuada programación de las actividades de fabricación e instalación. Asimismo, con la información obtenida se determinó el costo unitario del proyecto, expresado en dólares americanos por kilogramo de acero estructural fabricado, parámetro fundamental para el proceso de cotización, evaluación económica y toma de decisiones en proyectos de estructuras metálicas.
- La elaboración del modelo tridimensional de representación geométrica de la nave industrial permitió mejorar significativamente la comprensión global del proyecto, tanto

para fines de presentación al cliente como para la coordinación interna. El modelo 3D facilitó la visualización de la estructura, la identificación temprana de detalles constructivos y la optimización del desarrollo de los planos de ingeniería, contribuyendo a una mejor comunicación entre las áreas de diseño, producción y ejecución.

- La elaboración de los planos de ingeniería para las etapas de habilitado, fabricación e instalación de las estructuras metálicas constituyó un aspecto clave para el desarrollo ordenado del proyecto. La precisión y claridad de la información contenida en los planos permitió una correcta ejecución de los trabajos, evitando reprocesos y retrasos durante la fabricación y la instalación. Como resultado, el sistema estructural empernado pudo ser instalado sin inconvenientes significativos, evidenciando la importancia de contar con documentación técnica adecuada y conforme a las normas estructurales vigentes.
- La fabricación de las estructuras se llevó a cabo de manera eficiente, logrando cumplir con el gran objetivo de entregar un producto de calidad en el tiempo presupuestado de 5 meses para todo el proyecto. Un factor importante fue el usar procesos de fabricación optimizados como el habilitado de todas las piezas para los pórticos con el pantógrafo CNC, lo cual permitió ahorrar tiempo y costos.
- La ejecución y supervisión simultánea de la fabricación e instalación de la estructura de acero de la nave industrial permitió asegurar la conformidad de los trabajos con los planos de ingeniería, las especificaciones técnicas y las normas nacionales e internacionales aplicables. La implementación de procesos optimizados, como el habilitado de piezas mediante pantógrafo CNC, contribuyó a la reducción de tiempos y costos de fabricación, logrando completar el proyecto dentro del plazo establecido de cinco meses. Asimismo, una supervisión continua y efectiva permitió identificar y corregir oportunamente

desviaciones durante la fabricación y la instalación, garantizando la calidad del producto final, la correcta aplicación del Rigging Plan y la optimización de los recursos empleados.

10.2. Recomendaciones

- Se recomienda que el análisis y diseño estructural de la nave industrial, desarrollado mediante SAP 2000, sea complementado con verificaciones mediante cálculos manuales, con el fin de validar los resultados obtenidos por el software y asegurar el cumplimiento de los criterios de resistencia, estabilidad y servicio establecidos por la normativa AISC. Esta práctica permite al proyectista comprender el comportamiento estructural y reducir la dependencia exclusiva del software. Asimismo, considerando las limitaciones del software en el diseño detallado de conexiones, se sugiere complementar el proceso de diseño con el uso de herramientas especializadas como IDEA StatiCa, CYPE 3D o Autodesk Robot Structural Analysis los cuales permiten un análisis más detallado y confiable de las uniones estructurales.
- El metrado de los elementos estructurales debe desarrollarse con especial cuidado, dado que errores en esta etapa pueden generar sobrecostos por compra excesiva de materiales o retrasos por desabastecimiento. Se recomienda destinar el tiempo necesario para esta actividad, elaborar planos de habilitado además de las vistas generales y emplear herramientas organizadas, como plantillas automatizadas en hojas de cálculo, que permitan obtener de forma precisa áreas y pesos requeridos para la correcta planificación y gestión de materiales.
- Para la elaboración del modelo tridimensional de representación geométrica de la nave industrial, se recomienda evaluar el uso de software especializado en estructuras metálicas, como Tekla Structures, el cual facilita la creación de sistemas estructurales completos, la

detección de interferencias y la generación automática de planos y metrados. No obstante, herramientas como SolidWorks resultan adecuadas cuando el objetivo principal es la presentación visual del proyecto y la coordinación previa al desarrollo de la documentación técnica.

- Durante la elaboración de los planos de ingeniería para las etapas de habilitado, fabricación e instalación, se recomienda mantener criterios de claridad, precisión y estandarización gráfica, considerando la escala real de los formatos de impresión y organizando los detalles constructivos de acuerdo con las actividades del personal ejecutor. Una adecuada estructuración de los planos contribuye a reducir errores, evitar reprocesos y mejorar la comunicación entre las áreas de diseño, producción y ejecución.
- En las etapas de fabricación e instalación de la estructura metálica, se recomienda implementar un programa de supervisión técnica continua, que permita verificar el cumplimiento de los planos de ingeniería, las especificaciones técnicas y las normas nacionales e internacionales aplicables. Asimismo, se sugiere analizar la optimización de los procesos productivos mediante el uso de sistemas estructurales completamente empernados, equipos de corte CNC y, en proyectos de mayor envergadura, tecnologías como la soldadura robotizada, las cuales contribuyen a mejorar la productividad, la calidad del producto final y el cumplimiento del cronograma del proyecto.

XI. Referencias bibliográficas

- American Institute of Steel Construction. (2010). *Especificación para construcciones de acero (AISC 360-10)*.
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)*.
- American Society of Mechanical Engineers. (2021). *Mobile and Locomotive Cranes (ASME B30.5)*.
- American Welding Society. (1993). *Especificación para Electrodos y Varillas de Acero Carbono para Soldadura en Arco con Protección de Gas (AWS A5.18)*.
- American Welding Society. (2012). *Símbolos estándares para soldadura, soldadura fuerte y examinación no destructiva (AWS A2.4)*.
- American Welding Society. (2012). *Código de soldadura estructural-acero (AWS D1.1)*.
- Csernak, S. y McCormac, J. (2012). *Diseño de estructuras de Acero*. 5ta Edición. Alfaomega.
- Indura, (2007). *Manual de sistemas y materiales de Soldadura*.
- Mnisterio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Norma E.020 *Cargas*. (RNE, Perú).
- Mnisterio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2017). Norma E.030 *Diseño Sismoresistente, Reglamento Nacional de Edificaciones* (RNE, Perú).
- Mnisterio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E.090 *Concreto Armado*. (RNE, Perú).
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. McGraw-Hill

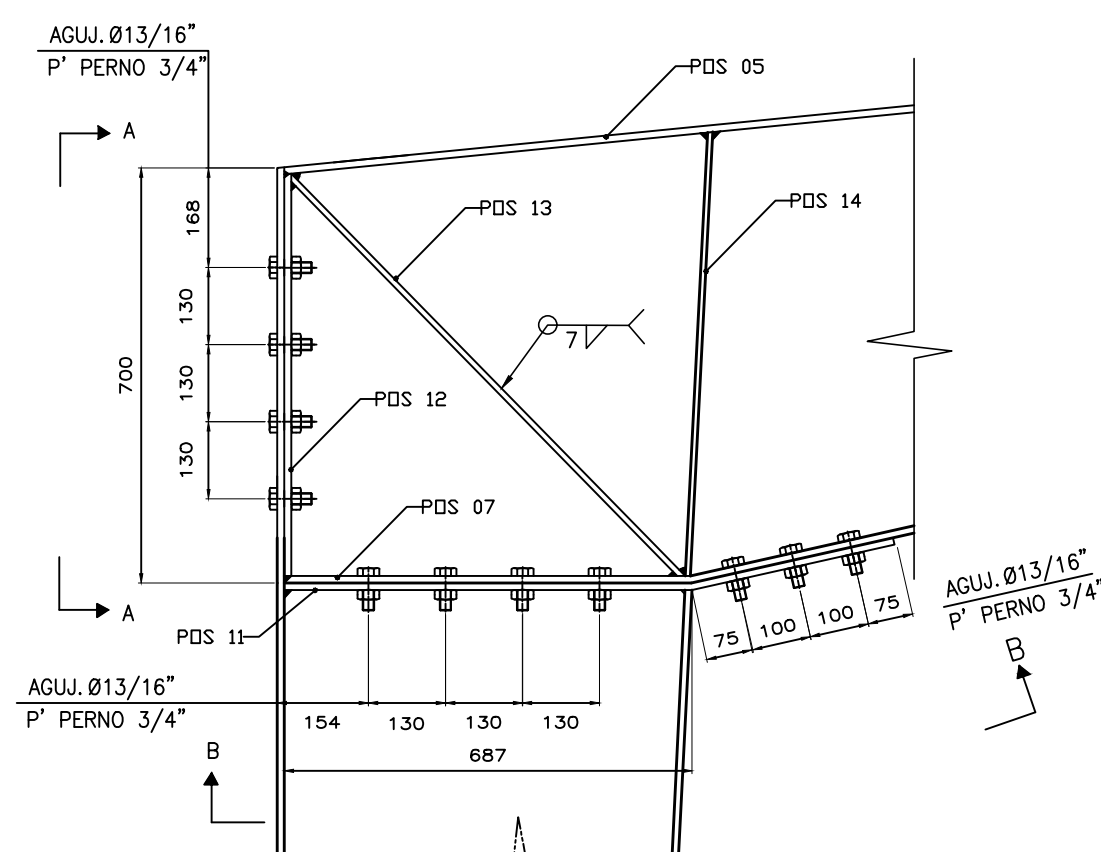
Anexos

Anexo 1: Planos de ingeniería

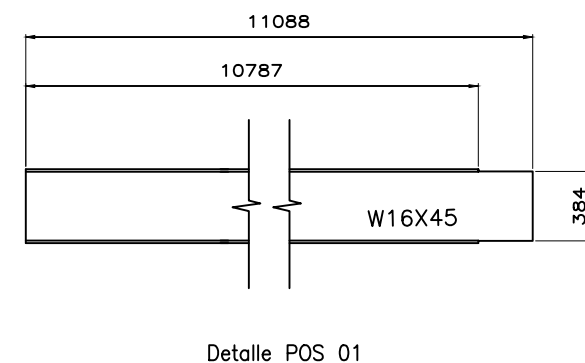


NOTA:
* ALTURA DE PORTONES laterales: 5 METROS
* ALTURA DE PORTÓN frontal: 5.5 METROS

		OFICINA TÉCNICA IP 0005818	
		CLIENTE: SEDAPAL	
DIBUJADO: S. COLONIA		PROYECTO: ALMACEN DE INSUMOS QUIMICOS	
REVISADO: Ing. C. CARRION		PARTE: ARQUITECTURA - PLANTA/LATERALES	
APROBADO: Ing. CRUZADO LINO		PLANO N°: IP-EV-77-VG-03	
ESCALA: INDICADA		FECHA: 25.09.2018	PLANO REF.: -
		HOJA: 1	DE: 1



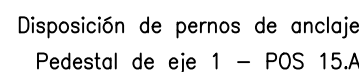
DETALLE "D-1"



Detalle POS 01

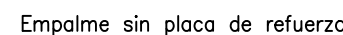


CORTE "A-A"



Disposición de pernos de anclaje
Pedestal de eje 2 al 20 – POS 15.B

Disposición de pernos de anclaje
Pedestal de eje 21 – POS 15.C



DETALLE "A"
EMPALME DE ALAS

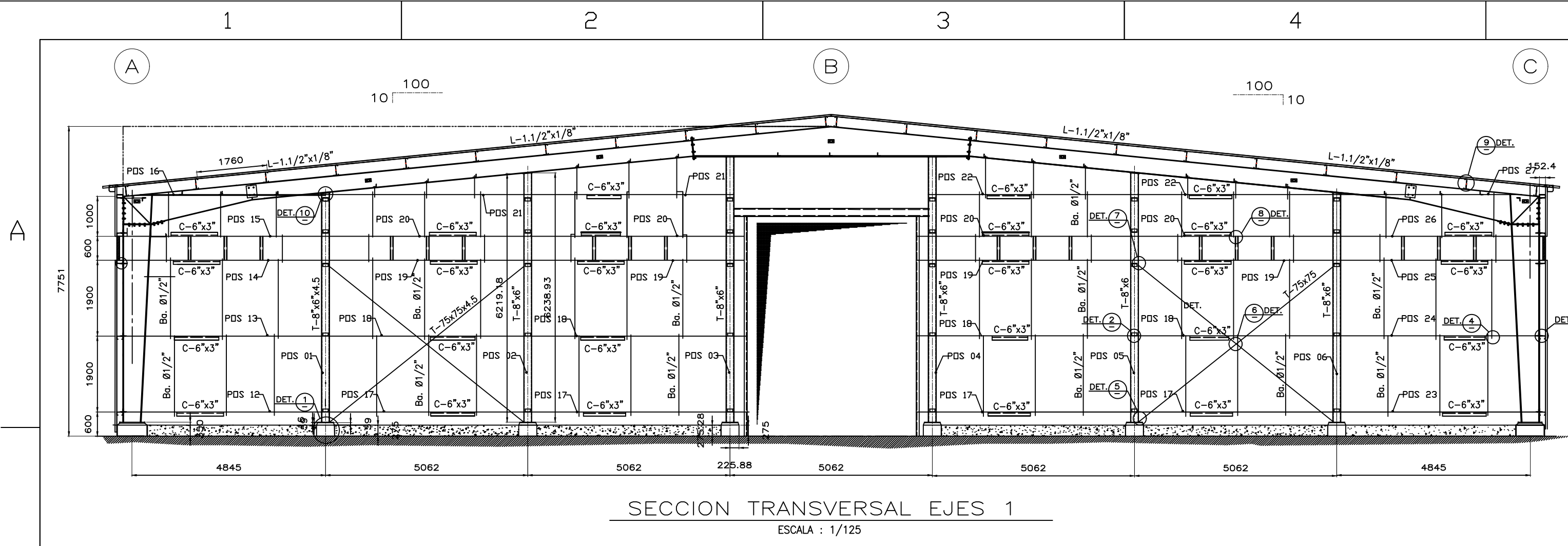
CORTE "E-E"
DETALLE EMPALME DE ALMAS

CORTE "F-F"

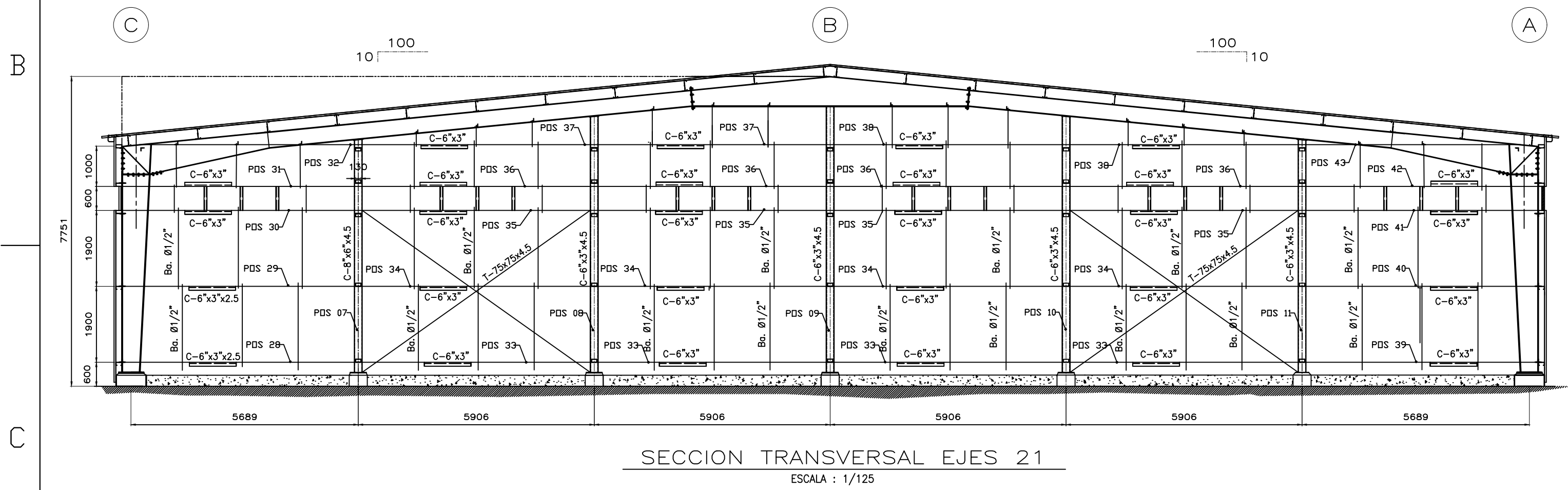
 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA		OFICINA TECNICA IP 0005818
---	--	-------------------------------

OFICINA TECNICA
IP 0005818

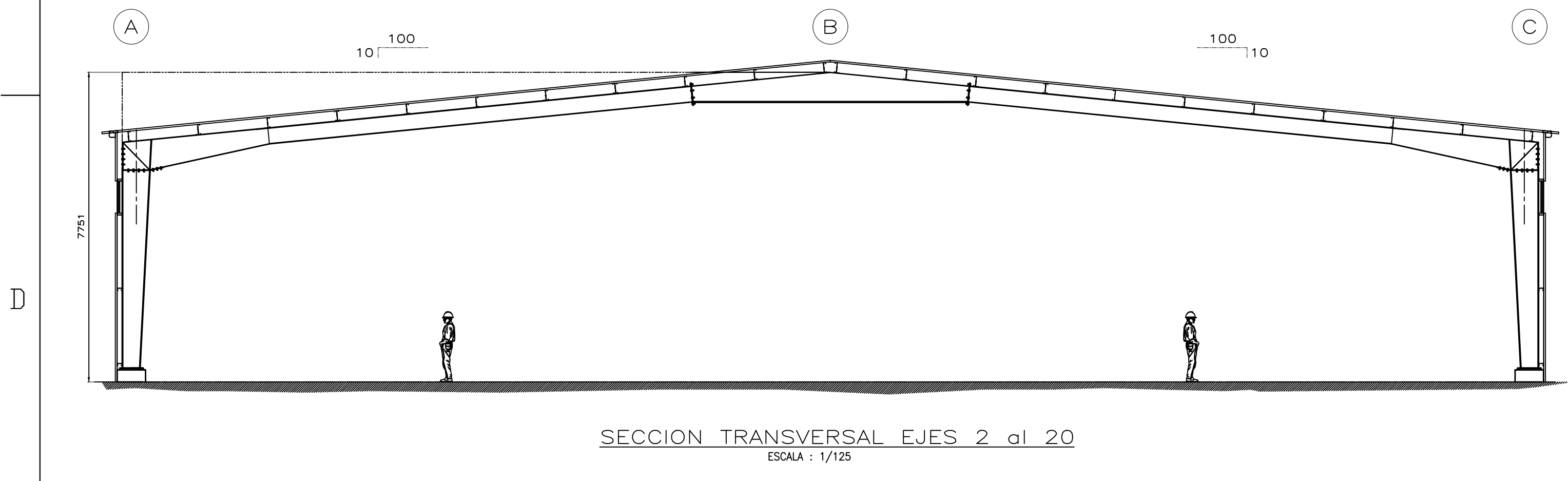
		CLIENTE: SEDAPAL			
		PROYECTO: ALMACEN DE INSUMOS QUIMICOS			
DIBUJADO: S. COLONIA		PARTE: PÓRTICO – VIGAS Y COLUMNAS			
REVISADO: Ing. C. CARRION		PLANO N°: IP-EV-77-F-01			REV.: 
APROBADO: Ing. CRUZADO LINO		ESCALA: INDICADA	FECHA: 11/08/2018	PLANO REF.: -	HOJA: 1 DE 1



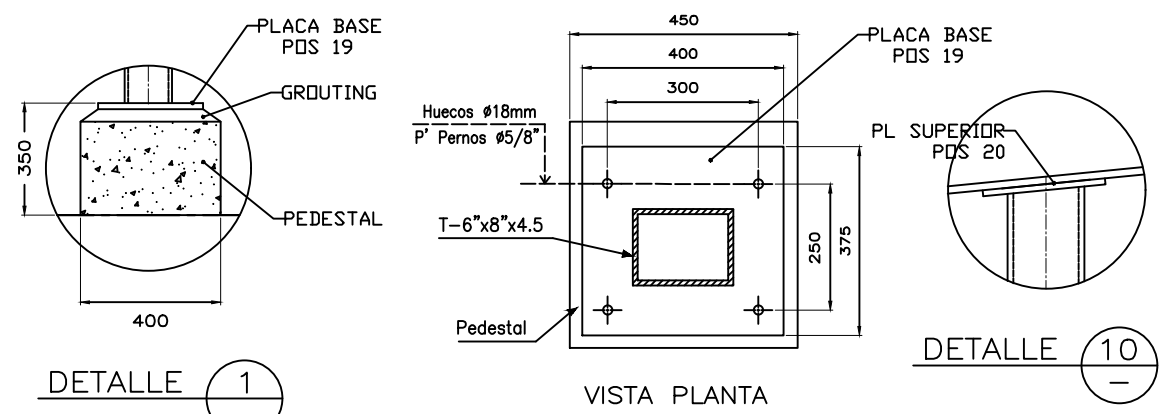
SECCION TRANSVERSAL EJES 1
ESCALA : 1/125



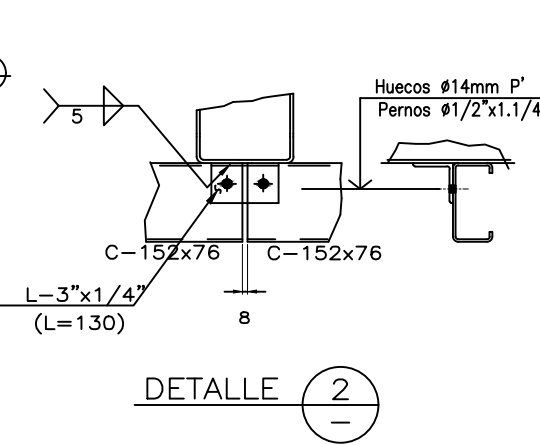
SECCION TRANSVERSAL EJES 21
ESCALA : 1/125



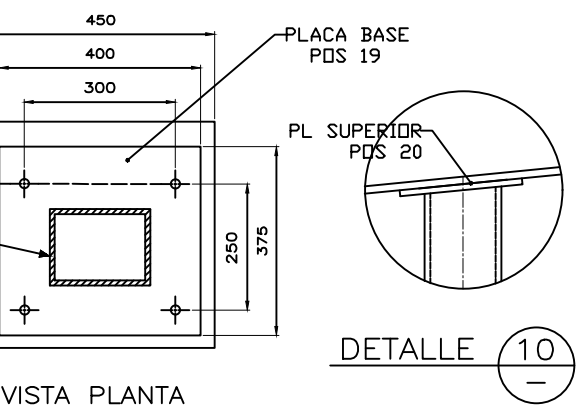
SECCION TRANSVERSAL EJES 2 al 20
ESCALA : 1/125



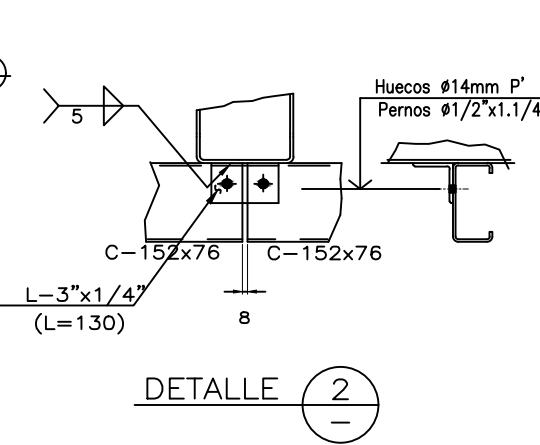
DETALLE 1



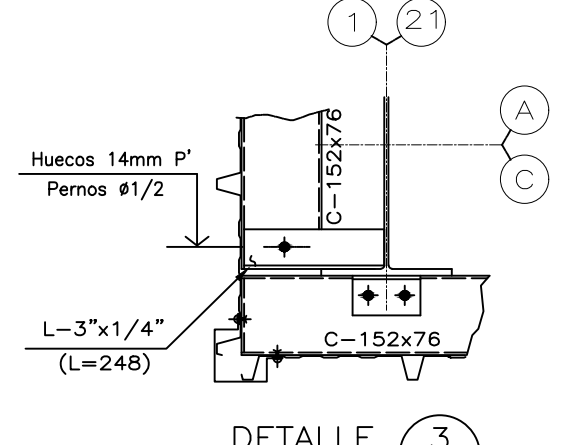
DETALLE 2



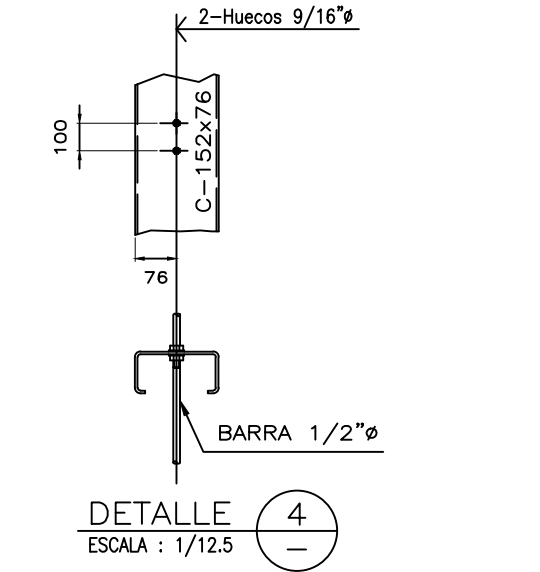
DETALLE 3



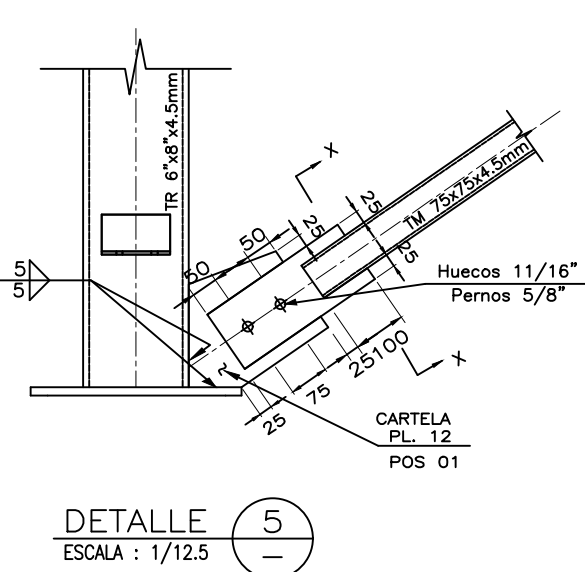
DETALLE 4



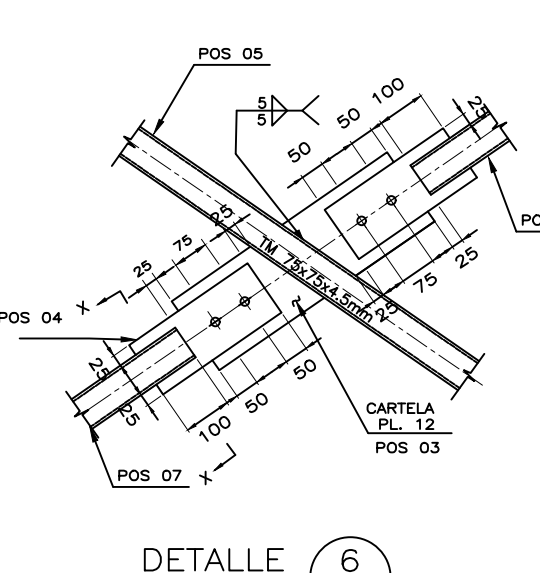
DETALLE 5



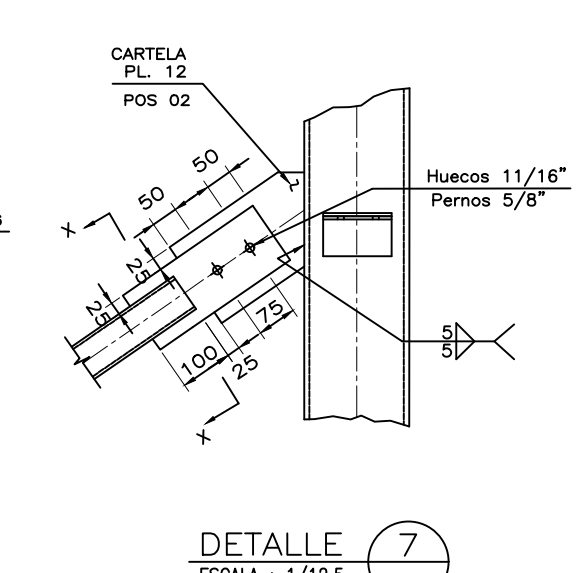
DETALLE 6



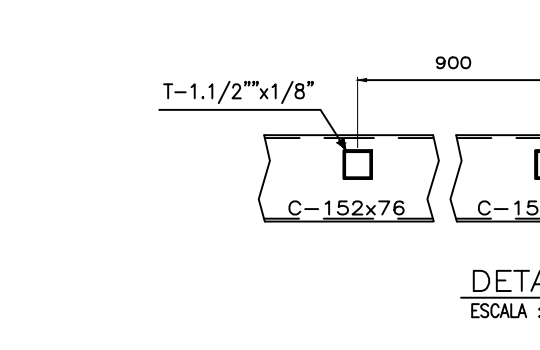
DETALLE 7



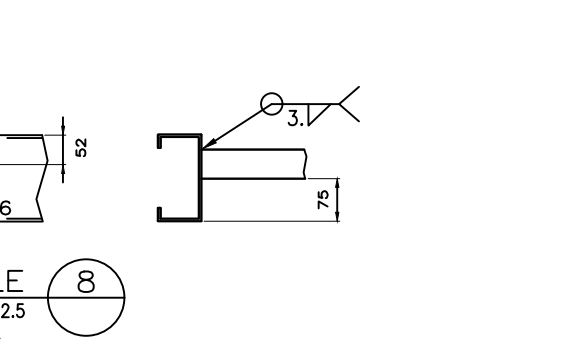
DETALLE 8



DETALLE 9



DETALLE 10



DETALLE 11



CLIENTE: SEDAPAL		PROYECTO: ALMACEN DE INSUMOS QUIMICOS	
DIBUJADO: S. COLONIA		PARTE: PORTICOS - VISTAS FRONTALES	
REVISADO: Ing. C. CARRION		PLANO N°: IP-EV-77-F-02	
APROBADO: Ing. CRUZADO LINO		ESCALA: INDICADA	FECHA: 31.10.2018
		PLANO REF.: -	HOJA: 1
		DE: 1	