



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL INCORPORANDO
APOYOS TIPO RÓTULA PARA ALMACENES DE GRANDES LUCES
EN LA CIUDAD DE ILO**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE :
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

Alvarez Hinostraza, Joel Leonardo (orcid.org/0000-0003-1715-3655)

Baldeon Villanes, Albert Paolo (orcid.org/0000-0003-3291-3376)

ASESOR:

Ign. Cerna Vasquez, Marco Antonio Junior (orcid.org/0000-0002-8259-5444)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

Lima – Perú

2021

Dedicatoria

A Dios,

Por darnos la vida y permitirnos
explorarnos de toda nuestras
facultades de pensar.

A nuestros padres e hijos,

Por brindarnos su apoyo
incondicional y por ser motivación
de superación de la vida.

Al estudiante,

Con nuestro aporte al estudio,
esperamos que este trabajo pueda
servirles y estimule su interés en el
tema.

Agradecimiento

Deseamos expresar nuestros agradecimientos especial a los ingenieros asesores al Mg. Marco Cerna Vasquez y al Mg. Hermes Alzamora Roman, por su apoyo y su valioso tiempo dedicado a comentar y sugerir importantes pautas para el desarrollo de la tesis de investigación.

Índice

Caratula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice de contenido.....	iv
Índice de cuadros.....	v
Índice de figuras.....	vi
I.- INTRODUCCIÓN.....	1
II.- MARCO TEÓRICO	4
III.- METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....	16
3.1 Tipo y diseño de investigación	16
3.2 Variables y operacionalización.	16
3.3 Población, muestra y muestreo.	18
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	18
3.5. Procedimientos.....	21
3.6. Método de análisis de datos.....	21
3.7. Aspectos éticos	22
IV. RESULTADOS.....	23
V. DISCUSIÓN	48
VI. CONCLUSIONES	50
VII. RECOMENDACIONES.....	51
REFERENCIAS.....	52
ANEXOS	55
ANEXO 1: Memoria de Cálculo de Estructura de Almacén Optimizado	55
ANEXO 2: Cálculo de Conexiones Empernadas de Almacén.	82
ANEXO 3: Cálculo de Conexiones de Pin	102
ANEXO 4: Lista de Materiales de acero para las dos Propuestas.....	107
ANEXO 5: Cotización de Suministro de Perfiles y Planchas de Acero.....	109

Índice de cuadros

Cuadro 1. Matriz de Operacionalización de las variables.....	17
Cuadro 2. Cuadro de máximos D/C de perfiles metálicos.....	33
Cuadro 3. Cuadro de máximos D/C de perfiles metálicos.....	35
Cuadro 4. Reacciones con columna intermedia (Fuente: Elaboración propia).....	36
Cuadro 5. Reacciones de propuesta mejorada (Fuente: Elaboración propia).....	37
Cuadro 6. Comparativo de cargas de gravedad en apoyos (Fuente: Elaboración propia).	37
Cuadro 7. Desplazamiento vertical por carga viva (Fuente: Elaboración propia).....	38
Cuadro 8. Desplazamiento por carga viento (Fuente: Elaboración propia).....	39
Cuadro 9. Desplazamiento por carga de sismo (Fuente: Elaboración propia).....	40
Cuadro 10. Desplazamiento por carga viva (Fuente: Elaboración propia).....	41
Cuadro 11. Desplazamiento por carga viento (Fuente: Elaboración propia).....	42
Cuadro 12. Desplazamiento por carga de sismo (Fuente: Elaboración propia).....	43
Cuadro 13. Resumen comparativo de desplazamientos (Fuente: Elaboración propia).....	43
Cuadro 14. Incidencia de materiales de acero (Fuente: Elaboración propia).....	44
Cuadro 15. Costo almacén convencional (Fuente: Elaboración propia).....	44
Cuadro 16. Costo almacén optimizado (Fuente: Elaboración propia).....	44
Cuadro 17. Cuadro de máximos D/C conexión W12X35 (Fuente: Elaboración propia)....	45
Cuadro 18. Cuadro de máximos D/C conexión W12X30 (Fuente: Elaboración propia)....	46
Cuadro 19. Cuadro de máximos D/C conexión W6X12 (Fuente: Elaboración propia).....	47

Índice de figuras

Figura 1. Principales pasos para realizar un diseño sísmico sobre el comportamiento plástico (Según Goel y Chao 2008).	7
Figura 2. Mecanismo de fluencia deseada según el sistema estructural de (Goel y Chao 2008).	8
Figura 3.. Formación progresiva del mecanismo plástico deseado. Fuente: Según Goel y Chao 2008.....	9
Figura 4. Esquema de almacenamiento de minerales. (Fuente del propietario Southern Perú Copper Corporation).....	10
Figura 5. Configuración final del pórtico para el almacenamiento de minerales. (Fuente del propietario Southern Perú Copper Corporation).....	11
Figura 6. Dimensión estandar de pines y/o pasadores de acero. (Fuente Norma “AISC of Steel Construction Manual 14th Edition, United State of America 2010”).....	12
Figura 7. Esquema típico de conexión de la rótula. (Fuente: Elaboración propia).	13
Figura 8. Modelamiento 3D estructura. (Fuente: Elaboración propia).	15
Figura 9. Diseño típico de conexión apoyos tipo rótula para columnas metálicas. (Fuente: Elaboración propia).....	15
Figura 10. Dimensiones de planta de área de techado. (Fuente: Elaboración propia).	23
Figura 11. Dimensiones geométricas de pórtico convencional (Fuente: Elaboración propia).	24
Figura 12. Dimensiones geométricas de pórtico optimizado (Fuente: Elaboración propia).	25
Figura 13. Perfiles de pórtico convencional (Fuente: Elaboración propia).	26
Figura 14. Perfiles de pórtico optimizado (Fuente: Elaboración propia).	27
Figura 15. Diseño de pórtico con columna central (Fuente: Elaboración propia).....	28
Figura 16. Modelamiento 3D análisis estructural (Fuente: Elaboración propia).....	28
Figura 17. Diseño de pórtico sin columna intermedia pórtico (Fuente: SAP 2000).	29
Figura 18. Modelamiento 3D análisis estructural sin columna intermedia (Fuente: SAP 2000)	29
Figura 19. Dimensionamiento de perfiles pórtico (Fuente: Fuente: SAP 2000).	32
Figura 20. Diagrama Demanda Capacidad $D/C < 1.0$ (Fuente: Fuente: SAP 2000).	33
Figura 21. Perfiles de pórtico propuesta mejorada (Fuente: SAP 2000).....	34
Figura 22. Diagrama Demanda Capacidad $D/C < 1.0$ (Fuente: Fuente: SAP 2000).	35
Figura 23. Detalle de empalme empernado viga W12x35 (Fuente: Elaboración propia). .	45

<i>Figura 24. Detalle de empalme empernado viga W12X30 (Fuente: Elaboración propia).....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 25. Detalle de empalme empernado viga W6X12 (Fuente: Elaboración propia).....</i>	<i>47</i>

Resumen

La presente tesis se desarrolla el análisis estructural y metodología de diseño para almacenes de grandes luces, basado principalmente en almacén no convencionales proponiendo un diseño óptimo incorporando apoyos tipo rótula, que cumplan los criterios de diseño considerando las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE, según las normas (E020, E030 & E.90) y complementando con la norma americana del AISC-LRFD.

Con la finalidad de entender el método expuesto, se ha realizado un ejemplo de memoria de cálculo de los miembros estructurales del almacén y las conexiones principales de los pórticos mostrado en el anexo de la tesis, en donde se aplican todos los conceptos pasos por paso, de manera que el lector sea capaz de aplicar la metodología en sus diseños o investigaciones futuras.

El análisis del comportamiento estructural y la similitud de comparación de resultados se han realizado mediante el uso de programa de cómputo SAP 2000.

La metodología propuesta es aplicable a aquellas estructuras no convencionales en etapa de diseño, lo que presupone un comportamiento elástico líneas del sistema, para poder aplicar el análisis dinámico sísmico a esta estructura. Además, la metodología es factible de aplicar a estructuras especiales de grandes luces, bajo esta hipótesis de diseño.

Con los datos obtenidos, los resultados de los diseños se realizaron el análisis comparativo de las dos alternativas con la que se logró determinar las ventajas y desventajas de diseñar una y otra alternativa según resultado. Finalmente se logró concluir que la propuesta de almacén sin columna intermedia tiene ventajas en cuanto a estructuración de diseño, operacionalidad de funcionamiento del almacén, además es viable económicamente porque se reduce el consumo de acero por metro cuadrado de techado.

PALABRAS CLAVE:

Almacén, análisis, estructuras, programa, diseño estructural, optimización.

Abstract

This thesis develops the structural analysis and design methodology for large-span warehouses, based mainly on non-conventional warehouses, proposing an optimal design incorporating ball-and-socket supports that meet the design criteria considering the standards of the National Building Regulations RNE, according to the standards (E020, E030 & E.90) and complementing the American standard AISC-LRFD.

In order to understand the exposed method, an example of the calculation memory of the structural members of the warehouse and the main connections of the gantries has been made, shown in the annex to the thesis, where all the concepts are applied step by step, so that the reader is able to apply the methodology in their designs or future research.

The analysis of the structural behavior and the similarity of comparison of results have been carried out by using the SAP 2000 computer program.

The proposed methodology is applicable to those unconventional structures in the design stage, which presupposes an elastic behavior of the system lines, in order to apply the dynamic seismic analysis to this structure. In addition, the methodology is feasible to apply to special structures with large spans, under this design hypothesis.

With the data obtained, the results of the designs were performed a comparative analysis of the two alternatives with which it was possible to determine the advantages and disadvantages of designing one and the other alternative according to the result. Finally, it was possible to conclude that the proposal for a warehouse without an intermediate column has advantages in terms of design structuring, operational operation of the warehouse, and it is also economically viable because the consumption of steel per square meter of roofing is reduced.

KEYWORDS:

Warehouse, analysis, structures, program, structural design, optimization.

I.- INTRODUCCIÓN

Con la finalidad de mantener la seguridad e integridad de una estructura metálica destinada de grandes luces y hacerlas económicamente viables para su uso y funcionamiento estructural, nos remontaremos a varias décadas en nuestro país donde las empresas privadas de ingeniería y metalmecánica realizaron distintos estudios así como investigaciones de análisis estructural en el sector de la construcción para almacenes de grandes luces empleando el sistema convencional con anclajes de apoyos tipo empotramiento, esta necesidad surge básicamente para las necesidades de distintas compañías industriales que almacenan materias primas, compañías mineras y a todas las industrias nacionales, con la finalidad de aprovechar los espacios libres para el almacenamiento de sus productos o procesos industriales según lo requieran.

En todas partes del mundo en los diferentes sectores industriales existe la necesidad de contar construcciones con cubiertas metálicas que cubran grandes luces mayores a 50.0m con espacios maniobrables y transitables para el flujo de equipos, asegurando el aprovechamiento y la distribución de sus áreas de producción en línea y de producción estas construcciones en nuestro país se diseñan de la forma convencional considerando almacenes con apoyos y de luces moderadas que oscilan aproximadamente entre 15.0m @ 45.0m utilizando para el diseño columnas metálicas, estos a su vez empotradas o simplemente apoyadas en un pedestal de concreto armado.

Las desventajas que se presenta para diseñar y construir almacenes de grandes luces con el sistema convencional empleando columnas apoyadas del tipo empotramiento en la base del pedestal es debido a las cargas o reacciones que son muy grandes, así como los momentos; estas cargas dimensionan y requieren una cimentación considerable para absorber las cargas del almacén convencional; este sistema convencional demanda costos muy elevados y con un tiempo de ejecución prolongado para la entrega de la obra.

En función a lo mencionado la infraestructura y la configuración del almacén que vamos a dimensionar en el presente estudio, representa una mejora para el aprovechamiento de los espacios internos, la optimización de materiales y la capacidad de respuesta a una necesidad en el común denominador de las grandes empresas de nuestro País.

Para nuestro País, las construcciones de almacenes de grandes luces con apoyos tipo rótula presentan una alternativa de solución técnica viable y demostrable que además facilita los procesos de ingeniería, fabricación y construcción; la finalidad de esta investigación es remplazar los apoyos convencionales a apoyos con rótulas, las cuales transmiten la fuerza de un cuerpo a otro y que la misma no posee momento; por lo tanto, la sumatoria de momento es cero en el punto de la rótula.

En un mundo donde las tecnologías de construcción avanzan a pasos agigantados nuestro país no puede ser ajeno al cambio; es por eso que es necesario desarrollar e implementar metodologías para diseñar almacenes de grandes luces con dimensiones y secciones variables; aprovechando los distintos insumos que proveen siderúrgicas nacionales. Esta falencia se debe a diferentes factores como falta de información bibliográfica o casos de éxitos; así también como una actualización e implementación en la norma técnica nacional RNE E.090, otro factor también es que en las universidades no existen cursos especializados en dimensionamiento de estructuras de grandes luces en la cual el estudiante pueda adquirir experiencia de estas nuevas tecnologías.

Para este estudio se realizará un modelo matemático en 3D en el software SAP2000 y se analizarán todas las combinaciones de cargas principalmente en las bases de apoyos para determinar el tipo de acero de la superestructura así como el pin de apoyo; dimensionando su capacidad de resistencia mecánica, también abarcará el análisis de los perfiles que compone el almacén para efecto de controlar los desplazamientos verticales por carga viva y desplazamientos horizontales por efecto de cargas de viento y sismo.

En la presente investigación se tiene como **problema general** lo siguiente: ¿En qué medida la propuesta de diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula mejorará el funcionamiento estructural para almacenes de grandes luces?

De igual forma, consideramos **03 problemas específicos** los cuales son: (1) ¿Cuál es la incidencia de materia prima de acero estructural para almacenes con apoyos tipo convencionales y con apoyos tipo rótula? (2) ¿Cuánto mejoraría un diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula en la construcción de almacenes de grandes luces? (3) ¿Cuáles son los beneficios adicionales de utilizar apoyos tipo rótula como alternativa de diseño para los almacenes de grandes luces?.

El **objetivo general** es proponer el diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula para optimizar el uso de los almacenes optimizados con espacios libres mayores de 60.0m.

Como **objetivo específico** tenemos la siguiente propuesta: (1) Realizar la estructuración geométrica para los almacenes del tipo convencional y del optimizado. (2) Análisis estructural y dimensionamiento de los perfiles para almacén del tipo convencional y para almacenes con apoyos tipo rótula. (3) Diseñar las conexiones emperradas para el almacén optimizado. (4) Realizar análisis económico comparativo de incidencia del acero para las naves convencional y optimizado.

Como **hipótesis general**, nuestra propuesta del diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula son necesarios para cubrir áreas extensas destinadas para la almacenes, coliseos y estadios.

Para la investigación la **hipótesis específico** son las siguientes: (1) Analizar el cálculo estructural para almacenes empleando apoyos tipo convencionales. (2) Analizar la incorporación de apoyos tipo rótula que mejorará el diseño de almacenes de grandes luces. (3) Verificar que el diseño con apoyos tipo rótula mejorará el comportamiento estructural y la constructabilidad de los componentes del almacén.

II.- MARCO TEÓRICO

Para nuestro proyecto de investigación la descripción y formulación del problema, referente a la realidad problemática vamos a mencionar algunos antecedentes relacionados con el tema de investigación.

Según Vargas Cordova W., en su investigación para obtener título de Ingeniero Civil, titulado Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en Av. Argentina, Callao – 2017. Describe lo siguiente:

Analizar la zona industrial del Callao y Lima Metropolitana, el cual se enfocó este proyecto de investigación, ha evidenciado que las plantas industriales de grandes luces ubicadas en los centros industriales, oscilan de los 30 a 60 metros y la gran mayoría inclusive de menores luces; al realizar su investigación y la inspección insitu en los lugares mencionados, observo que las estructuras en al menos el 50.0% evidenciaban claramente la ausencia de una adecuada protección segura frente a la variación del clima, también se pudo observar que no se tiene un adecuado aprovechamiento de los espacios libres, por lo cual infirió que es necesario un plan de diseño en acero de nave industrial con mayores luces; siendo este de gran utilidad para mejorar el ambiente de trabajo, las actividad internas de movimiento de mercadería o almacenamiento esto también orientado para los espacios de circulación de los trabajadores, el cual reduciría los tiempos muertos e incrementaría productividad de las grandes empresas de Callao y Lima Metropolitana. (2017, p.15).

Según Gutarra M., en su investigación para obtener título de Ingeniero Civil, titulado, Mejoramiento de almacenes autosoportados con elementos de acero estructural nacionales, Huancayo-Perú-2016. Describe lo siguiente:

Las distintas problemáticas en relación a la comparación del uso de un almacén estructural, determina el comportamiento de los sistemas a usar en la construcción de edificaciones; se pueden utilizar elementos de acero estructural el cual optimizan la construcción ya

sean industriales o Comerciales esto en comparación al sistema convencional utilizado en el país. (2016, p.12).

Según Orihuela y Dávila, en su investigación para obtener título de Ingeniero Civil, titulado Cálculo y Diseño Estructural de una Nave Industrial Aplicando La Normativa AISC en la Ciudad de Juliaca, Provincia De San Román. Describe lo siguiente:

El objetivo principal de diseñar naves industriales usando materiales en Stock del mercado nacional de acero, es someterlas colocándoles diferentes estados de carga; a esto también se suma el cálculo de sus conexiones ya sean principales y secundarias; el cual deben cumplir con la metodología AISC, también concluyeron que una buena metodología incluida en los diseños a compresión, corte, tensión, flexión, torsión y deflexión para los elementos de concreto, acero y a su vez en los pernos de anclaje, suele ser más fácil y se puede optimizar la entrega del diseño final ya que una estructura de acero en lo general posee elementos que son prefabricados en taller de una manera ideal esto sumado que son resistentes y mantienen su durabilidad aún ante los diferentes cambios climáticos, otra de las características es que son reciclables y reutilizables; sin embargo se hace énfasis que se debe tomar ciertas medidas necesarias y sobre todo se debe realizar los análisis correspondientes para obtener resultados favorables ante diferentes escenarios el fuego y la corrosión según ubicación geográfica; se recomienda el adecuado uso de las normas de diseño u un minucioso estudio del diseño de las zapatas y pedestales que soportaran la nave industrial. (2016, p.35).

Antecedente internacional, para Cruz C. L.; Figueroa P. y Hernández C., en su investigación para obtener título de Ingeniero Civil en la Universidad de San Salvador, el cual título; Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el Método LRFD. San Salvador-2012. Describe lo siguiente:

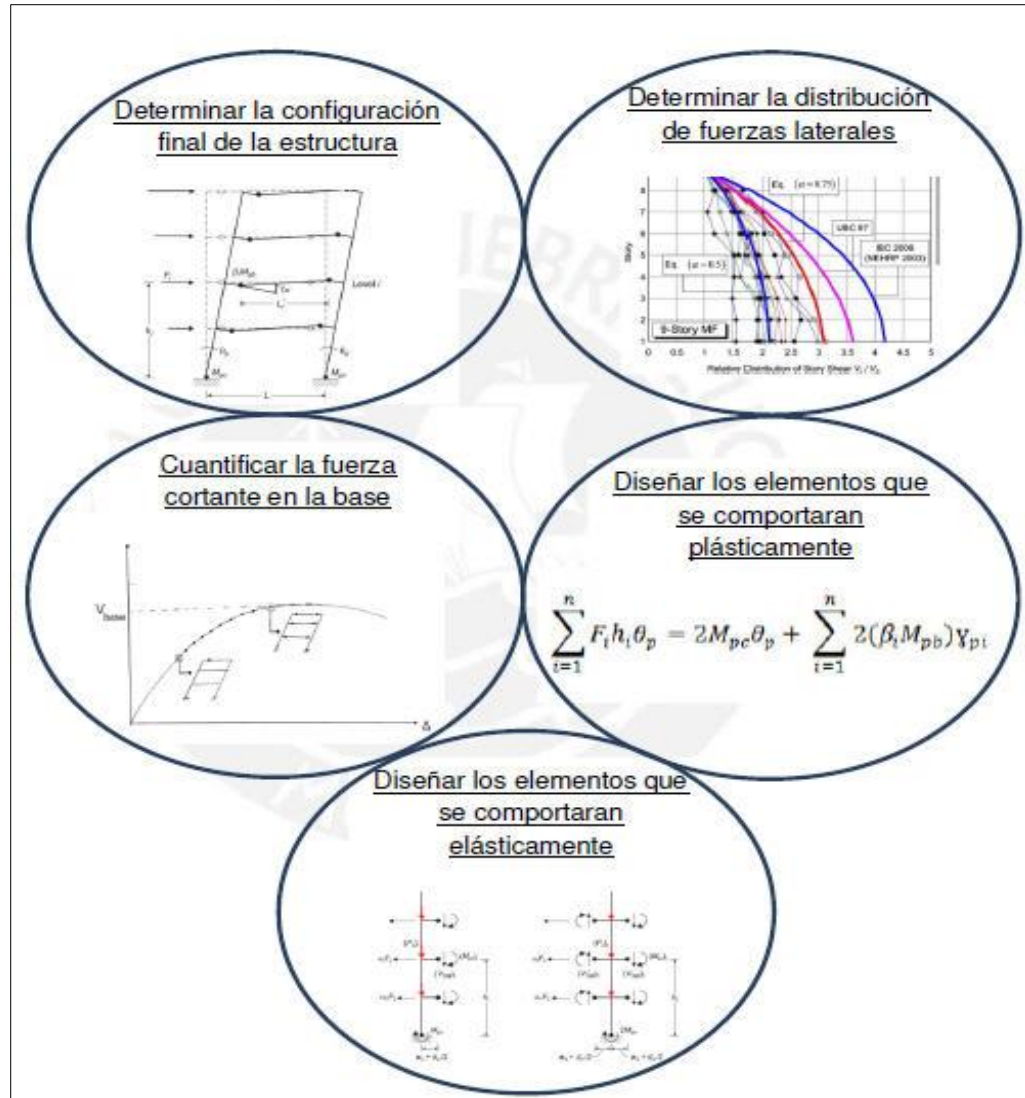
El método LRFD nos brinda la guía necesaria y lineamientos generales para dimensionar y diseñar un adecuado proceso en la selección de elementos de acero estructural tanto para los pilares, las vigas principales y demás componentes metálicos, basándose en una investigación de tipologías estructurales más usadas en el mundo esto también con la variable del tipo de perfil que se comercializa en el país del El Salvador. (2012, p.26).

Según Recio, F. (2012), en su investigación para obtener título de Ingeniero Civil en la Universidad de España, Madrid, el cual título; Cálculo de nave industrial mediante Cype Metal 3D clásico para almacenamiento de materiales de construcción. Madrid-España-2012. Describe lo siguiente:

El diseño de la nave metálica en Cype Metal 3D fue diseñar una estructura en tres dimensiones el cual facilito el cálculo y la optimización de recursos, este software además ayudo a dimensionar una estructura optima bajo los parámetros recomendados y las cargas adecuadas, esta estructura tipo almacén cumplió con la normativa del Código Técnico de Edificación. (2012, p.13).

En base a los temas teóricos de investigación, según Silva Paytán (2017, p.34), en “El desarrollo y aplicación del método de diseño estructural es usual que se considere siempre cinco pasos principales los cuales se deben seguir para poder obtener el dimensionamiento de los perfiles que las conformaran la estructura”.

Figura 1. Principales pasos para realizar un diseño sísmico sobre el comportamiento plástico (Según Goel y Chao 2008).



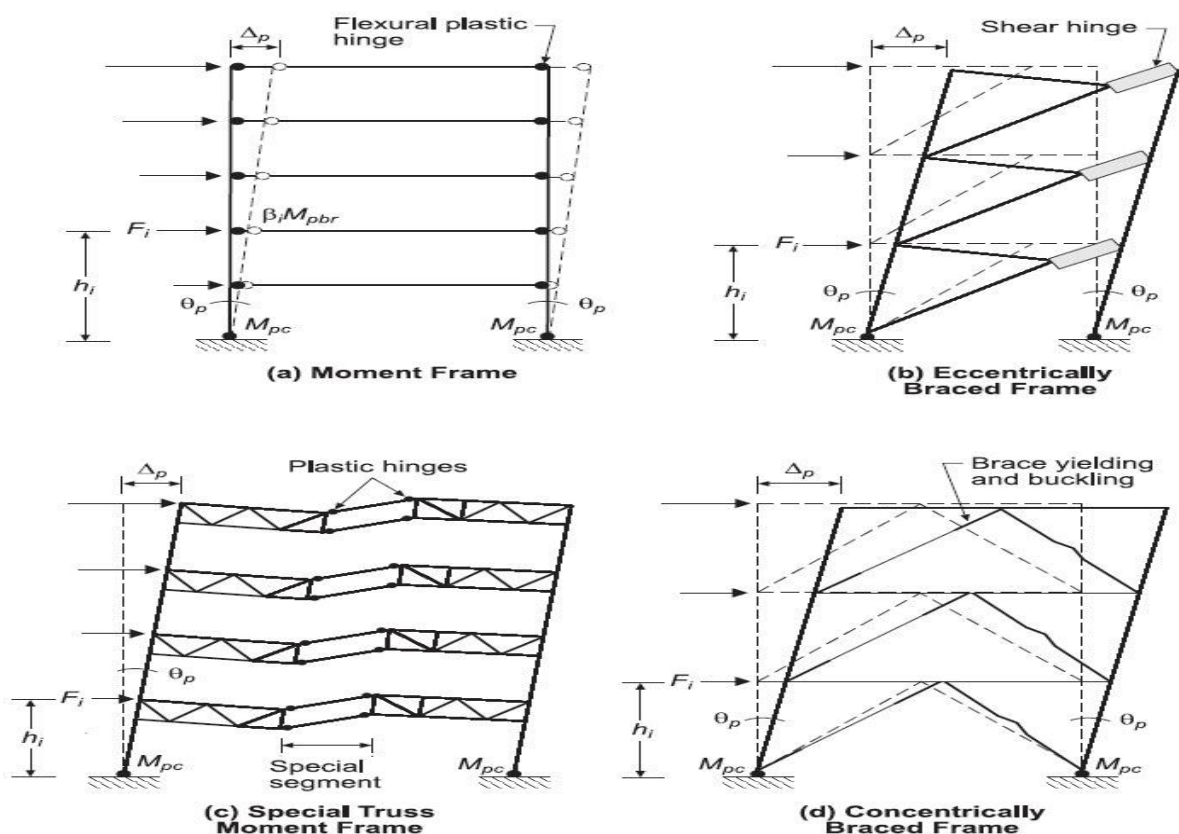
Fuente: Según Goel y Chao 2008.

Para los mecanismos plásticos deseados, según Silva Paytán (2017, p.19), en su estudio acerca del “análisis y diseño en acero menciona que existen diferentes tipologías estructurales como, pórticos arriostrados y pórticos a momentos, se menciona también que para cada sistema a plantear las Normas de diseño estructural son distintos el cual también dependerá de la ubicación geográfica de cada país, aquí también se recomienda algunas reglas que deben cumplirse con el

objetivo de llegar a un mecanismo plástico deseado. Por ejemplo, para el caso de los pórticos a momentos la norma AISC 341 exige que todos los momentos que llegan a la columna sean amplificados en un rango de 1.5 y 1.7 veces más; esto con la finalidad de evitar la formación de rótulas plásticas en la columna, aquí también se debe considerar que el mecanismo plástico deseado durante un sismo sea lo más ideal posible y estas formen rótulas en las vigas, para que estas ayuden a disipar la energía y no afectar la estabilidad de toda la estructura. El cual se puede reflejar como en el caso de los pórticos a momentos, donde existen distintos mecanismos plásticos deseados según el sistema estructural, esto también dependerá si es aceptable que algunos elementos se plastifiquen, mientras que otros deberán comportarse de manera elásticamente”.

La figura 2 muestra los distintos mecanismos plásticos deseados para cuatro sistemas estructurales de acero.

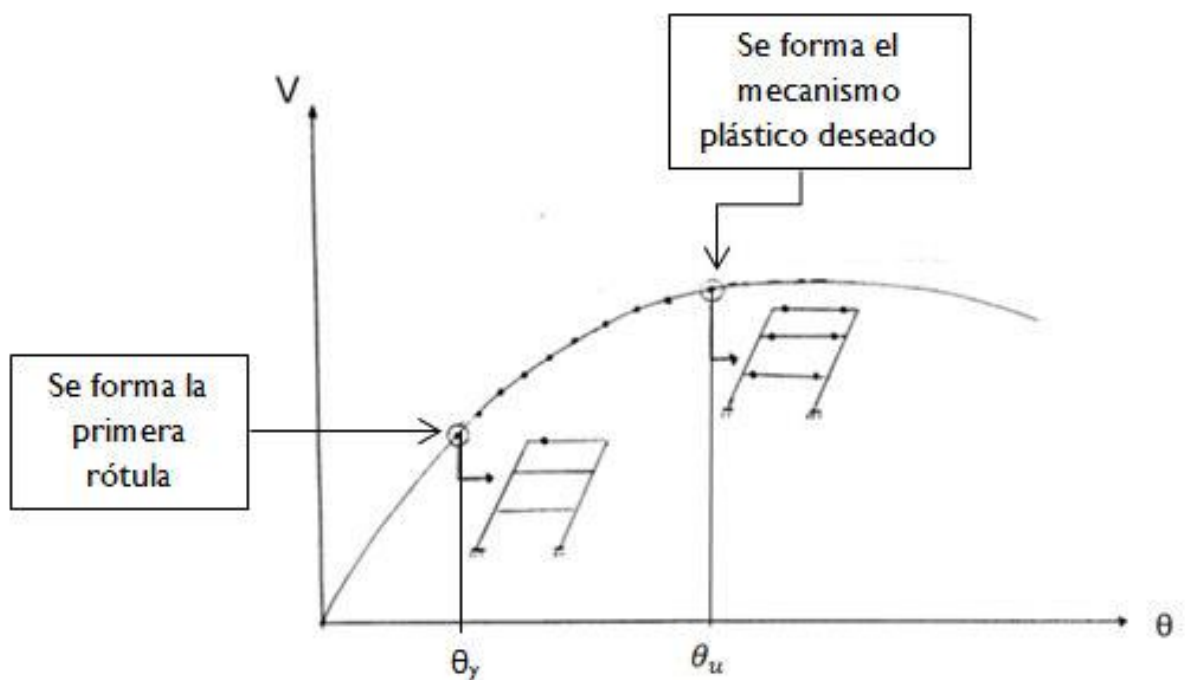
Figura 2. Mecanismo de fluencia deseada según el sistema estructural de (Goel y Chao 2008).



Fuente: Según, Goel y Chao 2008.

Considerando que la deriva ultima durante el sismo, según Silva Paytán (2017, p.23), todo “mecanismo plástico deseado se formara progresivamente, esto conforme aumente el rango de desplazamiento lateral o de la deriva de la estructura. Esta deriva formada por el mecanismo plástico deseado, se le conoce como deriva última; el cual debe ser elegida considerando el desempeño al cual debe llegar una estructura según los parámetros de intensidad del sismo”.

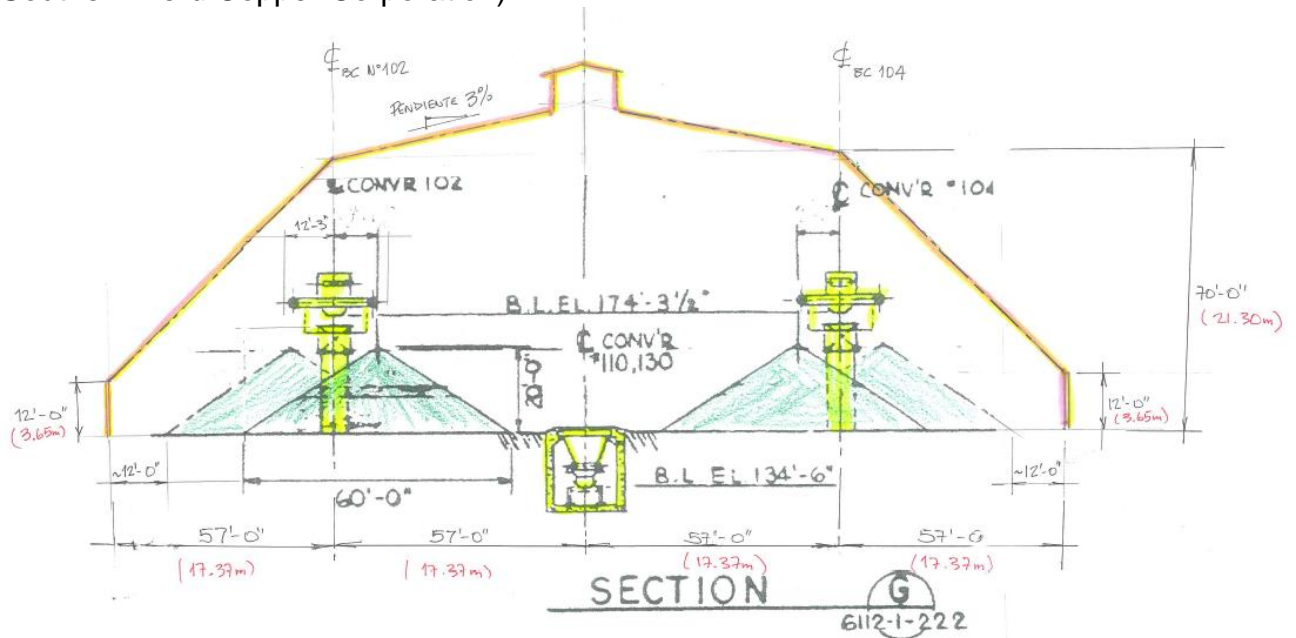
Figura 3.. Formación progresiva del mecanismo plástico deseado. Fuente: Según Goel y Chao 2008.



Cuando analizamos y diseñamos las estructuras por desempeño sísmico se inicia con una configuración final deseada en base a esto se puede realizar el predimensionamiento inicial; para esto iniciamos ingresando las cargas de gravedad a nuestro modelo matemático de la estructura, estas cargas serán últimas o amplificadas. Posteriormente se procede a calcular, verificar las fuerzas y los momentos internos de la estructura plastificada, bajo la aplicación de diferentes fuerzas externas; un ejemplo típico a esta metodología son los coeficientes de

rigidez, que son momentos y fuerzas que se aplicaran a un elemento para darle una configuración determinada de deformación.

Figura 4. Esquema de almacenamiento de minerales. (Fuente del propietario Southern Perú Copper Corporation).

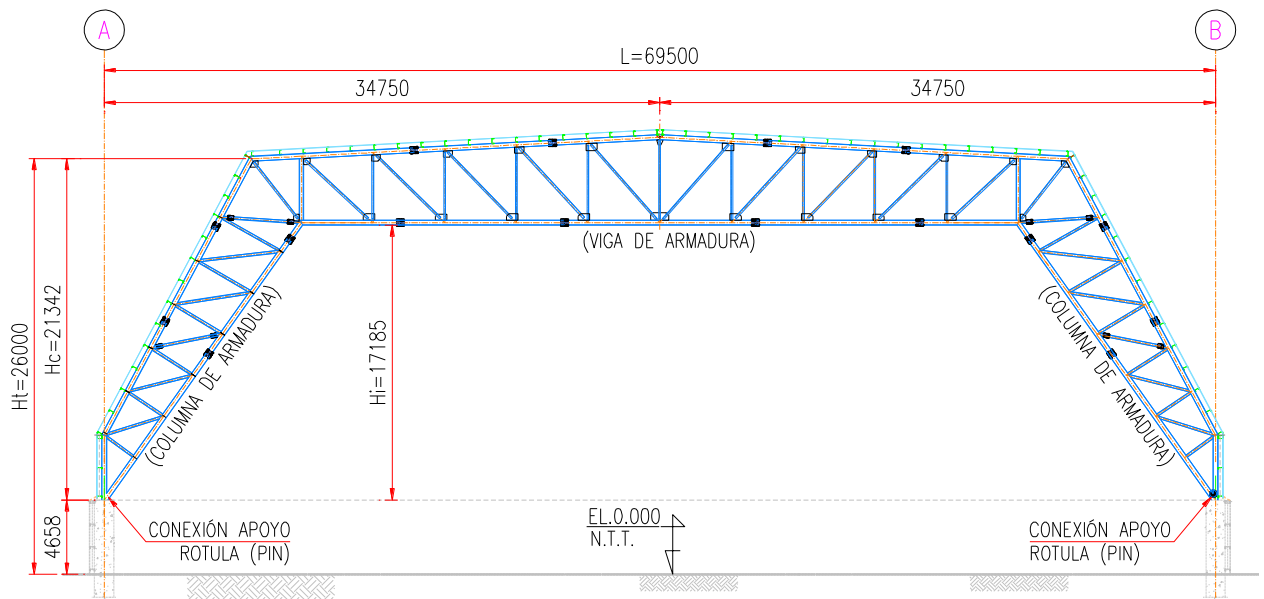


La configuración o la geometría general, definitiva para la estructura debe ser prediseñada y tipificada antes de iniciar el cálculo estructural, también se debe contar con la elección de los elementos estructurales de acero provistas en el mercado nacional; por este motivo, debemos basarnos en las diferentes recomendaciones de normas internacionales, experiencias y de bibliografía que analiza el comportamiento de las estructuras cuando son sometidas a condiciones de sismos de gran intensidad. Esta tipología estructural constara con mecanismos plásticos asignados para una determinada deriva última.

La Cubierta de grandes luces para el área de almacenamiento de concentrado, está formada por vigas y columnas con acero estructural.

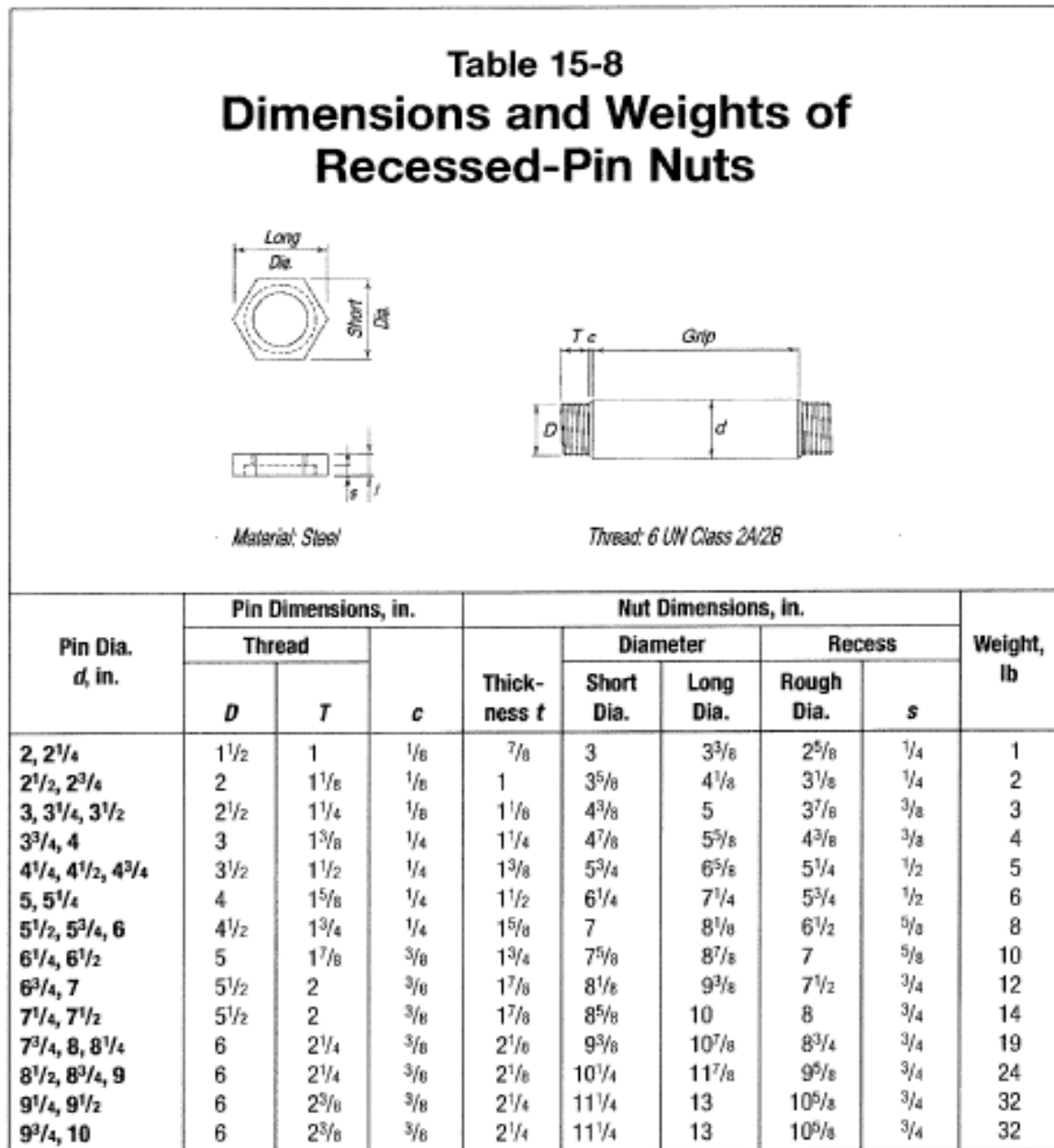
Para el proyecto de estudio los marcos cubren un claro de 69.5 m y los pórticos estarán espaciados en el sentido longitudinal a cada 8.50 m. (Figura 2).

Figura 5. Configuración final del pórtico para el almacenamiento de minerales.
(Fuente del propietario Southern Perú Copper Corporation).



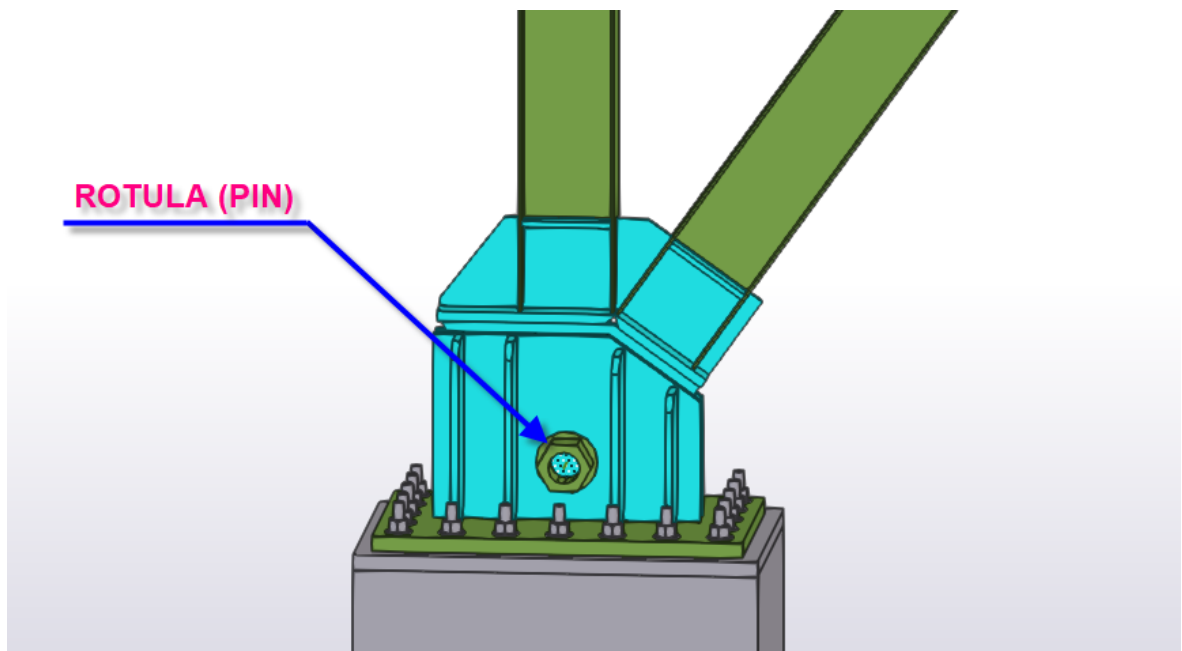
Su aplicación de mecanismo de conexiones con pin (Rótula), es un material de acero especial conformada varios componentes químicos que permite su uso de conexiones mecánicas para elementos de máquina. La figura 6 muestra en la actualidad su aplicación e implementación en el diseño de la conexión en edificaciones para permitir una conexión tipo rótula en las bases que se transmiten cargas a la cimentación, su función principal es liberar energía y transmitir las cargas entre ambos cuerpos que los conectan.

Figura 6. Dimensión estándar de pines y/o pasadores de acero. (Fuente Norma "AISC of Steel Construction Manual 14th Edition, United State of America 2010").



El esquema de la figura 7, tiene como objetivo diseñar la forma de la conexión en donde la rótula (pin) cumple la función de transferir las cargas desde la parte superior de las columnas, hacia la parte inferior que son la base de cimentación.

Figura 7. Esquema típico de conexión de la rótula. (Fuente: Elaboración propia).



La constructabilidad de almacenes de grandes luces con las últimas tecnologías existentes en el campo de la construcción de estructuras complejas y grandes luces sumado a la aplicación de softwares ingeniería, es inherente lograr elementos estructurales más esbeltos y que soporten mayores sobrecargas. Esta combinación de método y softwares ayudan al cálculo de estructuras aligeradas en toda su extensión con el fin de obtener un diseño óptimo.

Esta metodología también es conocida con el sistema BIM, en el estudio de investigación emplearemos proyectar y construir virtualmente un modelamiento virtual en 3D interactuando con todas las especialidades de la construcción, detalles de conexiones y la cimentación. El desarrollo tiene la finalidad de prevenir y proyectar una construcción óptima y que sea transportable y maniobrable durante el montaje.

Para el Ing. Miguel Bozzo CH, sostiene al respecto lo siguiente:

En el Perú desde la década de (1960), inicia la construcción de edificaciones de estructuras metálicas con diversas tipologías en las cuales se podían contar con losas, arcos, pórticos, cúpulas, domos y demás estructuras mixtas. En este entono la estructura metálica que se aplicaba se debía implementar y calcular para cada caso en particular esto variaba en función a las características y la forma de cada proyecto a desarrollarse. Era indiferente si la estructura presentaba una determinada forma espacial, esto debido a la solicitud del Arquitecto o proyectista o dependiendo de las necesidades del cliente. Para las estructuras de grandes luces la solución tradicional era utilizar arcos parabólicos conformados de Vigas estructurales o de tijerales compuestos (ángulos y redondos lisos); teniendo en cuenta que si en un proyecto se utilizaba solamente concreto armado los precios unitarios por elemento se incrementaban considerablemente y se tenía una obra en la cual no era rentable tanto para el cliente, como para el constructor, esta desventaja y necesidad exigió a los constructores a innovar en nuevas tecnologías de construcción; otra desventaja de utilizar solo concreto era la necesidad de cubrir grandes luces. Esta necesidad y exigencia se presentó básicamente en estructuras como hangares, coliseos, almacenes, mezanines, hospitales, anfiteatros, fábricas, cines, hoteles, donde el uso de acero era inminente y destinado a cubrir dicha necesidad del cliente para almacenar en grandes espacios, considerar mayor iluminación natural, eliminar muros, columnas y elementos intermedios que obstruían el pase peatonal y vehicular en el interior de la mega estructura. (2005, p.13)

Figura 8. Modelamiento 3D estructura. (Fuente: Elaboración propia).

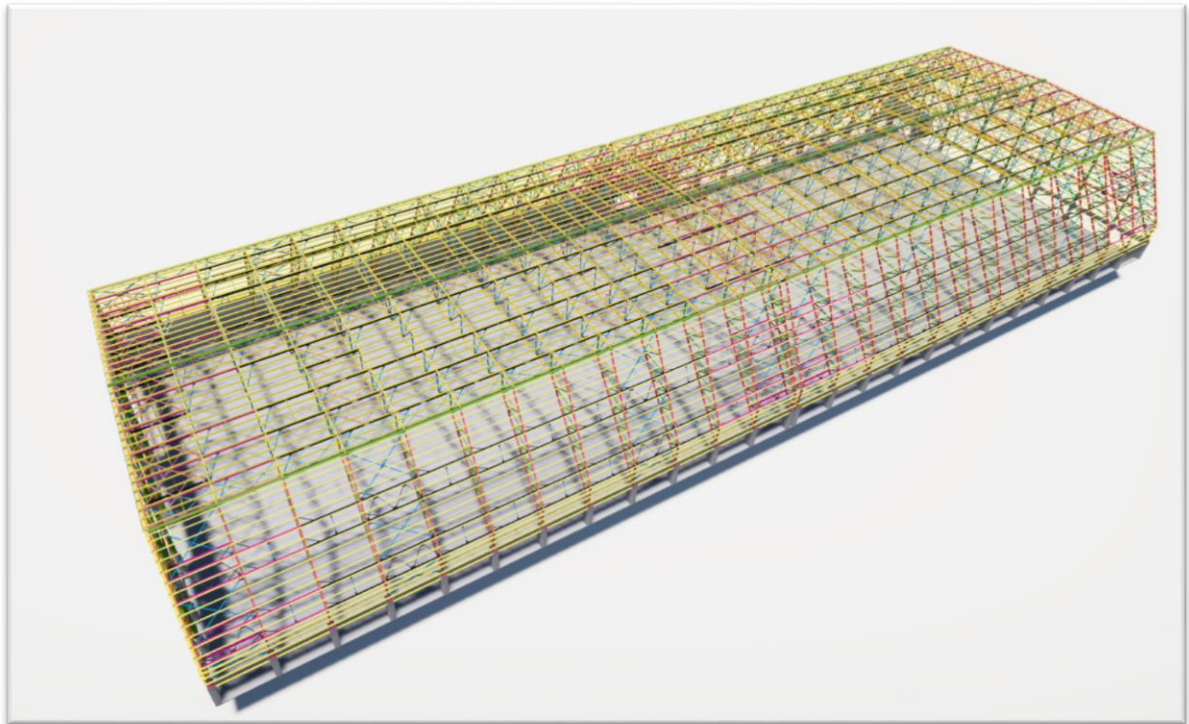
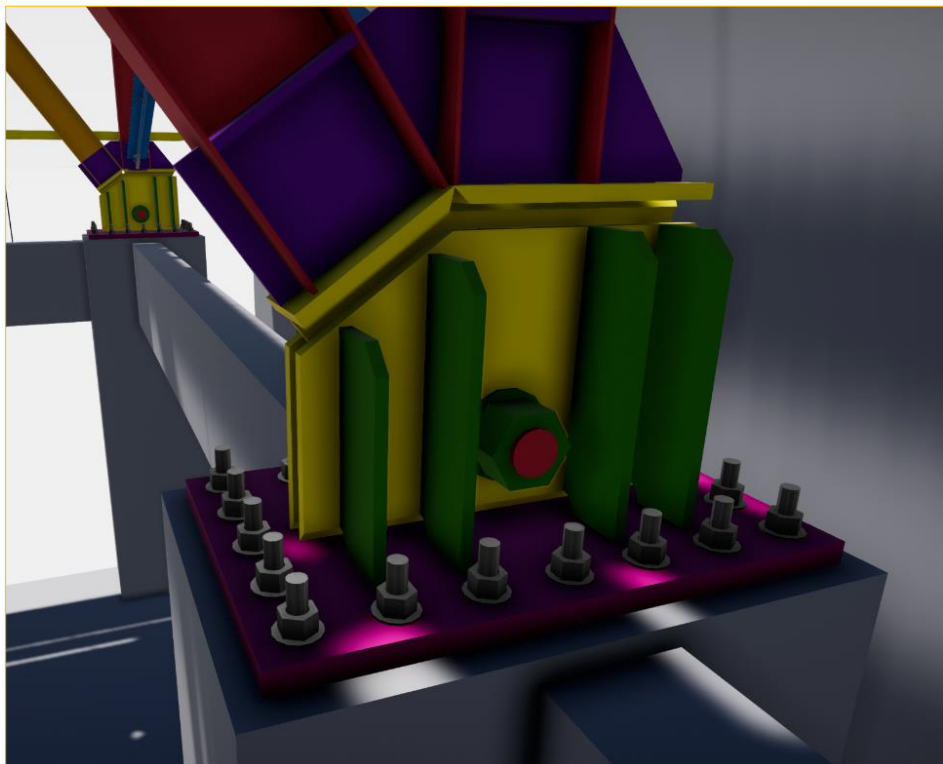


Figura 9. Diseño típico de conexión apoyos tipo rótula para columnas metálicas. (Fuente: Elaboración propia).



III.- METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1 Tipo y diseño de investigación

En esta metodología de investigación, de diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula para almacenes de grandes luces.

Diseño de la Investigación: **Descriptiva.**

Tipo de la investigación

Según los estudios de Valderrama (2015, p.165) la “investigación aplicada está orientada a conocer, hacer, construir, actuar y modificar; así como su preocupación es la aplicación constante e inmediata de una realidad concreta”.

Esta investigación fue de tipo aplicada ya que mediante la guía de diseño del AISC y el Reglamento Nacional E090 se buscó brindar solución a un problema específico de la empresa constructora para ofertar construcciones que cumplan las necesidades de sus clientes, tales como diseñar y construir almacenes de grandes luces mayores de 50m.

3.2 Variables y operacionalización.

Variable Independiente

Según : Frederick S. Merritt Roger L Brockenbrough (2006).

: Sriramulu Vinnakota (2006).

: Luis F. Zapata Baguietto (1997).

El diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula en los de almacenes de grandes luces es una aplicación descriptiva con conocimientos técnicos en el diseño estructural elaborado un modelo matemático para los almacenes de grandes luces. Se logrará la optimización de diseño estructural acorde a las guías manuales en acero según las bibliografías, Reglamento Nacional y la Norma del AISC LRFD.

Cuadro 1. Matriz de Operacionalización de las variables.

"Propuesta de diseño estructural incorporando apoyos tipo rótula para almacenes de grandes luces en la ciudad de Ilo "						
Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador	Instrumento	Escala Medición
Variable Independiente Propuesta de Diseño Estructural Incorporando Apoyos Tipo Rótula	"Nuestra propuesta estructural comprende implementar el diseño y el dimensionamiento de los componentes para un almacén de 69.5m de luz libre, empleando apoyos tipo rótula en las bases, que sea capaz de resistir las máximas reacciones según combinaciones de carga de diseño según método AISC LRFD". "Almacenes de grandes luces para cubrir materiales o materia prima es una condición previa que se requiere para satisfacer la necesidad de implementar e innovar el diseño de las estructuras"	Para desarrollar un diseño y cálculo del almacén incorporando apoyos tipo rótula es necesario elaborar un modelo matemático 3D de la estructura contemplando todas las cargas de diseño, para el análisis estructural emplearemos el software SAP2000 y para el modelamiento el Tekla Structures. Para el cálculo de las conexiones principales emplearemos el Mathcad Prime 5.	Modelamiento de estructura en 3D. Ingreso de Cargas Muerta, Viva y de Viento. Análisis Sísmico Dinámico.	Desplazamientos vertical y horizontal Reacciones en las bases	<ul style="list-style-type: none"> • SAP2000 • Tekla Structures • E020 • E030 • E090 • AISC LRFD 	Deriva
			Dimensionamiento de perfiles.	Interacción de esfuerzos en los miembros principales.	<ul style="list-style-type: none"> • AISC LRFD • E090 	Razón o Demanda Capacidad
			Diseño de empalmes empernados	Interacción de esfuerzos de perfil y pernos de conexión.	<ul style="list-style-type: none"> • Mathcad Prime 5 • E090 • AISC LRFD 	Razón o Demanda Capacidad

Fuente: Elaboración propia.

3.3 Población, muestra y muestreo.

Población

Para Valderrama (2015), indica que “existe lo que llamamos muestra estadística, que es el conjunto de la población a ser medida, considerando que la(s) variable(s) a estudiar, deben estar contenidas en cada muestra del universo total”. (p.182).

Para la presente tesis, la muestra de estadística está definida por el campo estructural y central del estudio, el cual sería el análisis estructural de almacenes de grandes luces mayores de 50.0m, con altura mayores de 20.0m e incorporando apoyos tipo rótula, que comprende la investigación en la zona de Ilo-Perú.

Muestra

Según esto Valderrama (2015) expresó en su estudio de investigación, que “una muestra es un subconjunto de población referencial de un universo o población, esta representación reflejara fielmente cada característica de la población muestral cuando se aplique la técnica adecuada de muestreo individual o grupal”. (p.184).

Para nuestro caso, nuestra muestra será no probabilístico definido por un criterio espontaneo y por lo tanto nuestra muestra será seleccionada a elección del investigador para el diseño estructural del almacén de 69.5 metros de luz, en el cual se está incorporando apoyos tipo rótula para el almacenamiento de minerales del proyecto Southern Perú- Fundición Ilo.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnica de recolección de datos

Para Valderrama (2015, p.194), la forma de “recolectar los datos también implica planificar un plan detallado y con procedimientos que nos puedan conducir a una recolección de datos específicos”.

Para la presente investigación utilizaremos la técnica de observación directa, mediante el cual el investigador debe conocer la característica del diseño para obtener los datos necesarios que intervendrán en el proceso de estudio del almacén de grandes luces.

Según lo descrito en el párrafo anterior, emplearemos instrumentos como las fichas de recolección y análisis de datos. El cual se considerará para efectos de diseño y análisis estructural en los siguientes casos o datos:

- ✓ Medidas perimétricas de terreno para el almacenamiento, esto para la configuración geométrica de la estructura preliminar, considerando las dimensiones, los perfiles y tipo de rótula a utilizar.
- ✓ Análisis sísmico, se tomará como referencia la norma nacional E.030 sismorresistente en donde indican los parámetros de sitio, para determinar las cargas sísmicas.
- ✓ Tipo de zona meteorológicos, determinara las cargas exteriores según mapa eólico, analizado presión y succión en función a la altura del almacén.
- ✓ Material de acero, emplear material con características mecánicas de alta resistencia y perfiles deberán ser comerciales.

Instrumentos de recolección de datos

Según lo manifestado por Valderrama (2015), indica que “obtener los datos, es elaborar un plan detallado con el fin de que nos conduzca a reunir datos con un propósito específico”. (p.194).

Este instrumento a emplear en los respectivos ensayos y datos a recolectar contribuirán al desarrollo y al plan de tesis; estos datos obtenidos por fabricantes o laboratorios especializados, ayudarán a la medición y al cálculo de las naves de grandes luces. A continuación, se mencionarán los principales estudios a tener en cuenta para el análisis estructura:

- ✓ Parámetros sísmicos según RNE, E.030.
- ✓ Expedición según mapa eólico del Perú según reglamento E.020, velocidad de viento en la zona.
- ✓ Recopilación de certificación de material de acero de la estructura y los pines para los apoyos tipo rótula.

Validez del instrumento

Para Rojas Crotte (2011, p.35), la “validez estadística es evaluar el instrumento de medición mediante las opciones de consulta y prueba de experiencia de expertos; analizar esta información es vital para dar una opinión concreta y plausible del instrumento de evaluación”.

Se validan los datos propuestos para el diseño estructural, mediante fichas de recolección, para el presente estudio de investigación recurriremos a las bases de datos de investigadores y expertos en la materia.

Confiabilidad

Según lo manifestado por el investigador Valderrama (2015), sostuvo que “el instrumento de medición es fiable si los datos obtenidos son consistentes cuando a estas se le aplican diferentes análisis de estabilidad o reproductibilidad. Esto se evalúa analizando el instrumento de muestra típica de varios sujetos, considerando un análisis mínimo de 2 veces por prueba y realizado por más de un observador. Esto con la finalidad de analizar la concordancia entre ambos resultados y sacar un margen mínimo de error”. (p.215).

La veracidad de los datos que se obtendrán para el estudio del diseño y análisis estructural, se consiguieron mediante fichas de recolección de datos del proyecto en mención. Para la presente investigación tomaremos como referencia de las instituciones especializadas en normas y procesos, los cuáles garantizaran la validez de los estudios técnicos aplicados, la confiabilidad de los datos y la validez estadística.

- ✓ Normativa internacional del acero el AISC & ASTM.
- ✓ Normativa nacional RNE. E.020, E.30 & E.090.
- ✓ Laboratorios mecánica de suelo
- ✓ SENAMHI
- ✓ Municipalidad Provincial de Ilo
- ✓ Laboratorio de Ensayo de Materiales

3.5. Procedimientos

El método a emplear la recolección de datos será del tipo encuesta, esto con la finalidad de obtener un consolidado de datos históricos del comportamiento estructural y de la verificación de resistencia mecánica del acero para el diseño de los almacenes de grandes luces empleando apoyos tipo rótula.

En esta investigación el instrumento de recolección de datos a usar será las fichas de recolección primarios, donde el formato se elaborará de acuerdo a las variables del estudio de investigación.

3.6. Método de análisis de datos

Según lo manifestado por Valderrama (2015), indica que “luego de obtener cada dato, lo siguiente a realizar es el análisis de estadístico con el cual se obtendrá la respuesta a la pregunta inicial con la premisa de que si corresponde poder aceptarla o caso contrario rechazar las hipótesis de estudio”. (p.229).

- **Estadística descriptiva**

Para definir la estadística descriptiva el Investigador Hernández (2014), indica que “lo primero en realizar es la tarea de describir cada dato, así como los valores y las puntuaciones que se obtienen para cada variable”. (p.282).

Para el presente estudio de investigación se aplicara un plan de análisis de datos descriptivo correspondientes al método de observación, el cual permitirá analizar nuestras fichas de recolección, estos datos son necesario para nuestro proceso diseño estructural, los cuales estarán validados por fuentes reconocidas y confiables, del cual se procederá luego a realizar un modelo matemático en el cual se introducirá las variables solicitadas por el software SAP 2000 bajo la metodología de diseño en acero AISC-LRFD.

- ✓ Guía de diseños en acero estructural según AISC-LRFD.
- ✓ Tipología de Combinación de cargas recomendadas por el AISC-LRFD & RNE.
- ✓ Software para diseño estructural SAP2000.

3.7. Aspectos éticos

El presente estudio de investigación se desarrolla bajo las normas, códigos y lineamientos que indica la Universidad Cesar Vallejo (UCV), considerando cada aporte externo y respetando el derecho de autor de cada bibliografía recopilada el cual se empleara las normas APA, citando a los autores y redactando las respectivas referencias bibliográficas.

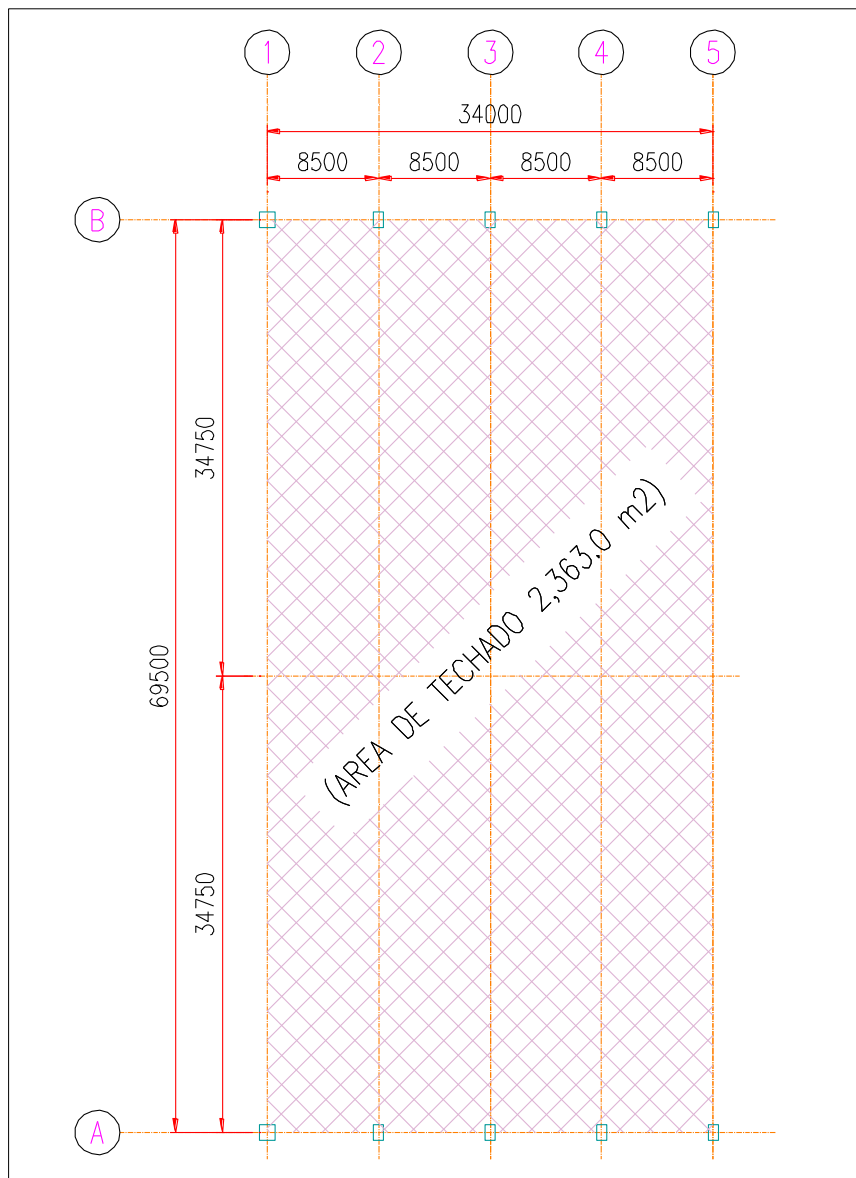
IV. RESULTADOS

En este apartado de la investigación se muestran los resultados del análisis estructural en acero para los almacenes; pórtico tipo convencional con columna intermedia y pórticos sin columna intermedia.

El presente estudio se ha realizado para cubrir un área con dimensiones de 69.5m de luz libre por 34.0m de longitud divididos en vanos de 8.5m, haciendo un área de techado de 2,363.0m².

El análisis e interpretación de los resultados se realizó haciendo el uso del software SAP2000.

Figura 10. Dimensiones de planta de área de techado. (Fuente: Elaboración propia).



4.1. ESTRUCTURACIÓN DE ALMACENES

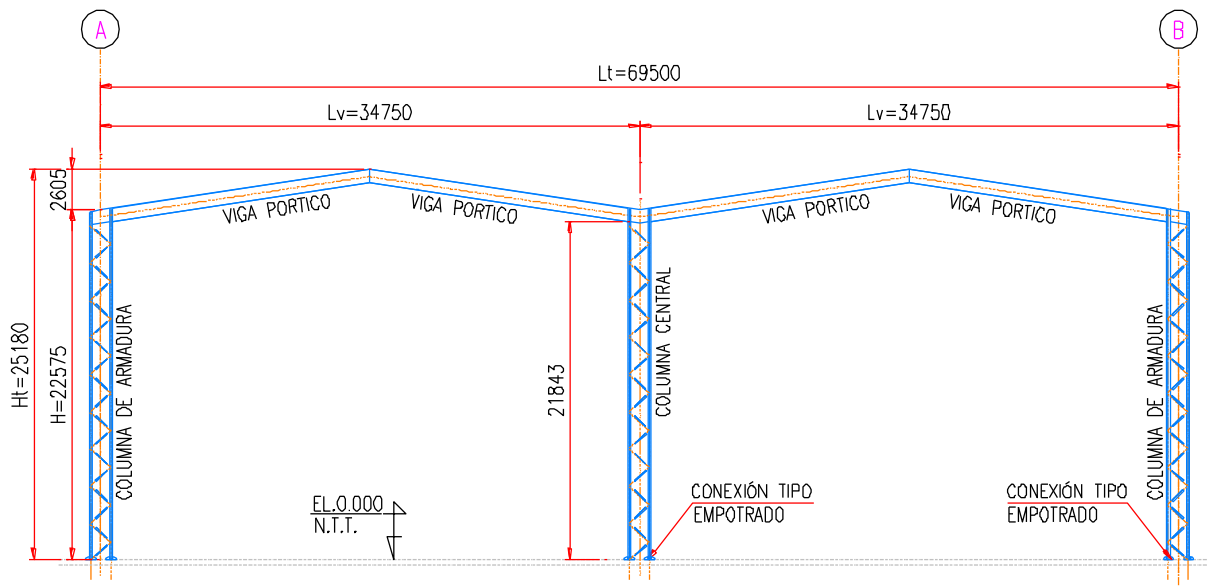
Diseñar y construir almacenes de grandes áreas de techado para cubrir grandes luces mayores de 50.0m, los ingenieros y diseñadores especialistas en estructuras usualmente proponen almacenes con columnas intermedias, sin embargo, sus propuestas no cubren sus necesidades a las empresas industriales porque las columnas intermedias interfieren en sus procesos destinado para su operación.

Otra consideración importante en el diseño de almacenes que debemos considerar es las alturas efectivas libres, en nuestra propuesta superan los 20.0m que es viable su implementación en el desarrollo de la ingeniería.

En la siguiente figura se muestra la geometría del pórtico para un almacén convencional.

Nuestra primera propuesta se planteó pórticos con columna intermedia acortando la luz $L_t=69.5\text{m}$ en dos partes conformando dos naves sucesivas, cada una con luz libre de $L_v=34.75\text{m}$.

Figura 11. Dimensiones geométricas de pórtico convencional (Fuente: Elaboración propia).



PORTICO CON COLUMNA INTERMEDIA (CONVENCIONAL)

ESC. 1/250

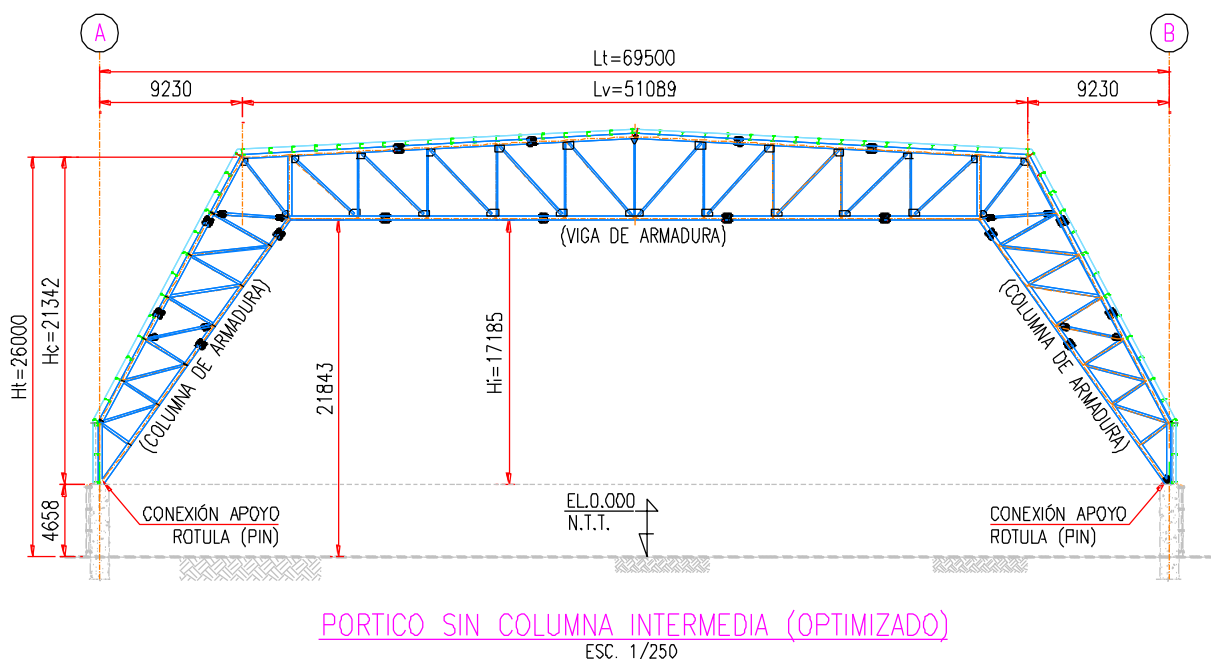
Luego de analizar otras propuestas con columna intermedia, surgieron varias ideas de implementar e innovar diseñar los pórticos sin columnas intermedias para almacenes de grandes luces que superan los 50.0m y a su vez cumpliendo la altura libre efectiva.

Se hacen varios trazos geométricos de pórticos empleando variedad de perfiles laminados de fabrica comerciales y fabricados de plancha soldada, resulta que las dimensiones de secciones son perfiles extrapesados y el consumo de acero por metro cuadrado en la construcción se excede considerablemente.

Finalmente optamos por un trazo de pórtico tipo armadura para aliviar el peso de acero en la construcción y diseñar una estructura optimizada que a su vez sea económicamente.

Nuestra propuesta optimizada pórticos sin columnas intermedias luz libre $L_t=69.5m$ y altura efectiva mayor de 20.0m, los pórticos tipo armadura estará conformado de perfiles laminados comerciales y los apoyos seria del tipo rotula.

Figura 12. Dimensiones geométricas de pórtico optimizado (Fuente: Elaboración propia).

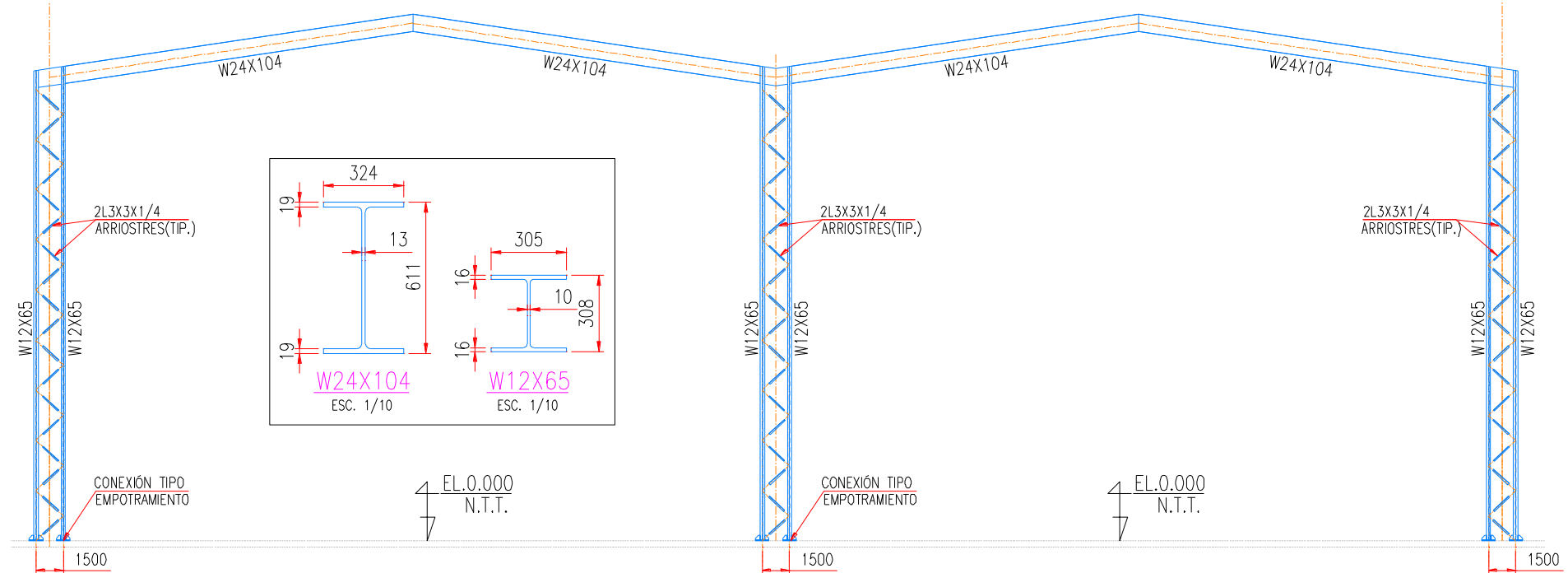


Para la estructura convencional se propuso columnas rectas tipo armadura y las vigas pórticos a dos aguas empleado los siguientes perfiles laminados según el manual AISC LRFD.

Los apoyos de las columnas con esta configuración geométrica son del tipo empotramiento en las bases.

- Las cuerdas de las columnas del pórtico están diseñadas con perfiles W12X65.
- Las cuerdas de la viga pórtico están diseñadas con perfiles W24X104.
- Las diagonales de las columnas están diseñadas con perfiles 2L3X3X1/4

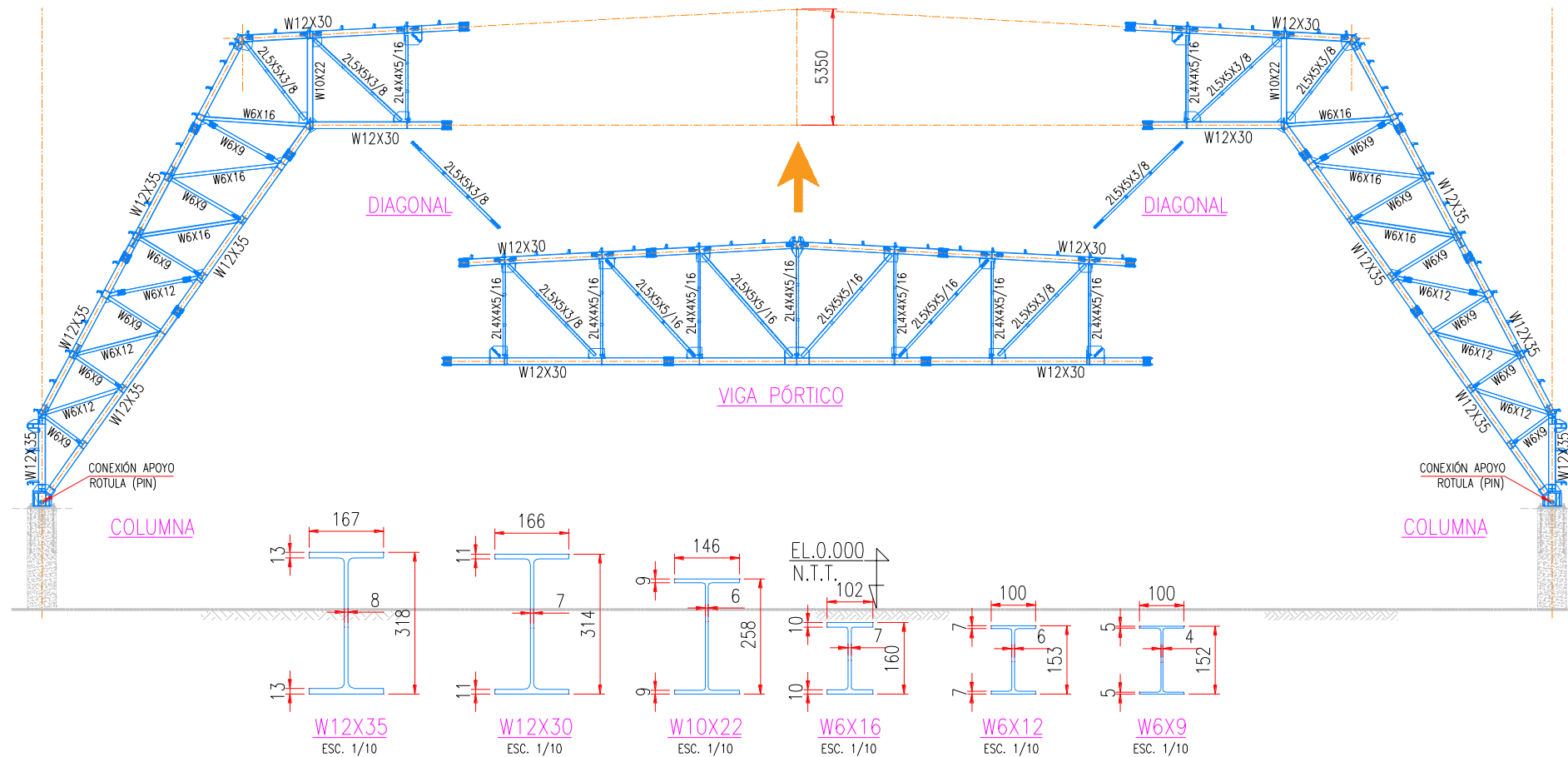
Figura 13. Perfiles de pórtico convencional (Fuente: Elaboración propia).



Para la estructura optimizada se han empleado columnas y vigas tipo armadura siguiendo los requerimientos del manual AISC LRFD.

- Las cuerdas de la **columna** y **viga** del pórtico están diseñadas con perfiles W12X35 & W12X30 respectivamente.
- Las montantes y diagonales de las columnas están diseñadas con perfiles W10X22, W6X16, W6X12 & W6X9.
- Las montantes y diagonales de la viga pórtico está conformado por perfiles 2L5X5X3/8, 2L4X4X5/16 & 2L5X5X5/16.

Figura 14. Perfiles de pórtico optimizado (Fuente: Elaboración propia).



4.2. MODELAMIENTO ALMACÉN CONVENCIONAL

Para el análisis estructural de una nave convencional con columnas intermedias se ha realizado un modelo matemático con el SAP2000.

Se ha trazado por medio de elementos (frames) y asignan los tipos de perfiles en columnas, vigas y arriostres. Una vez trazado se ingresan las cargas de diseño como; carga muerta, carga viva, carga de viento y carga de sismo.

Figura 15. Diseño de pórtico con columna central (Fuente: Elaboración propia).

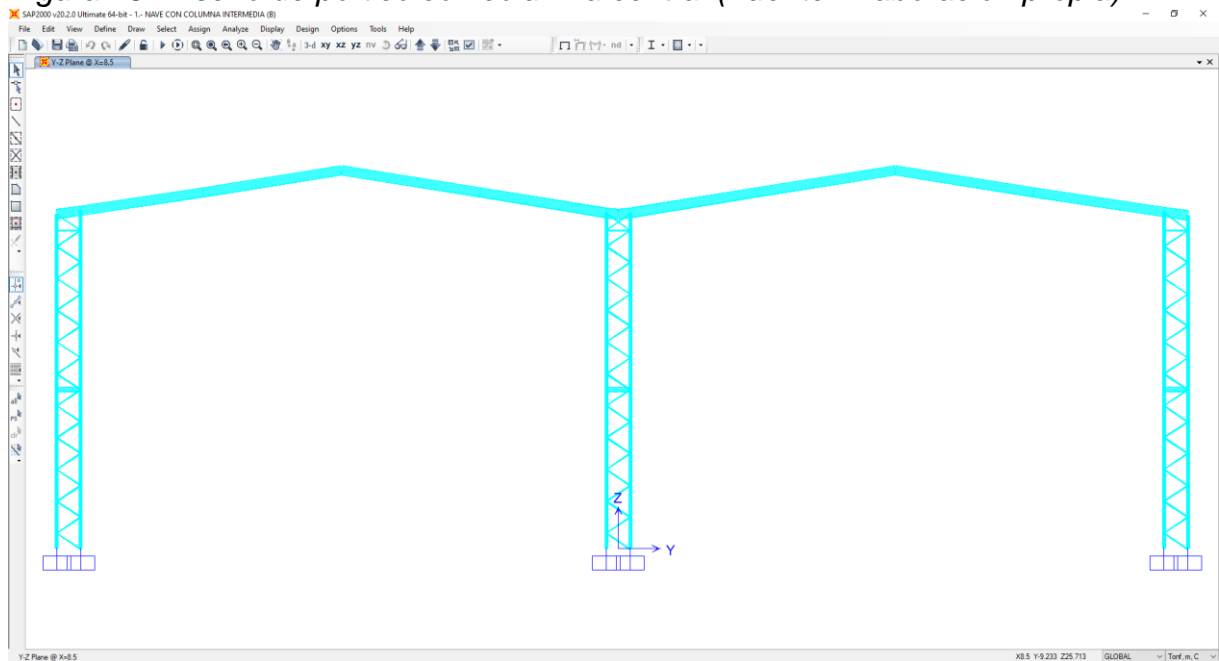
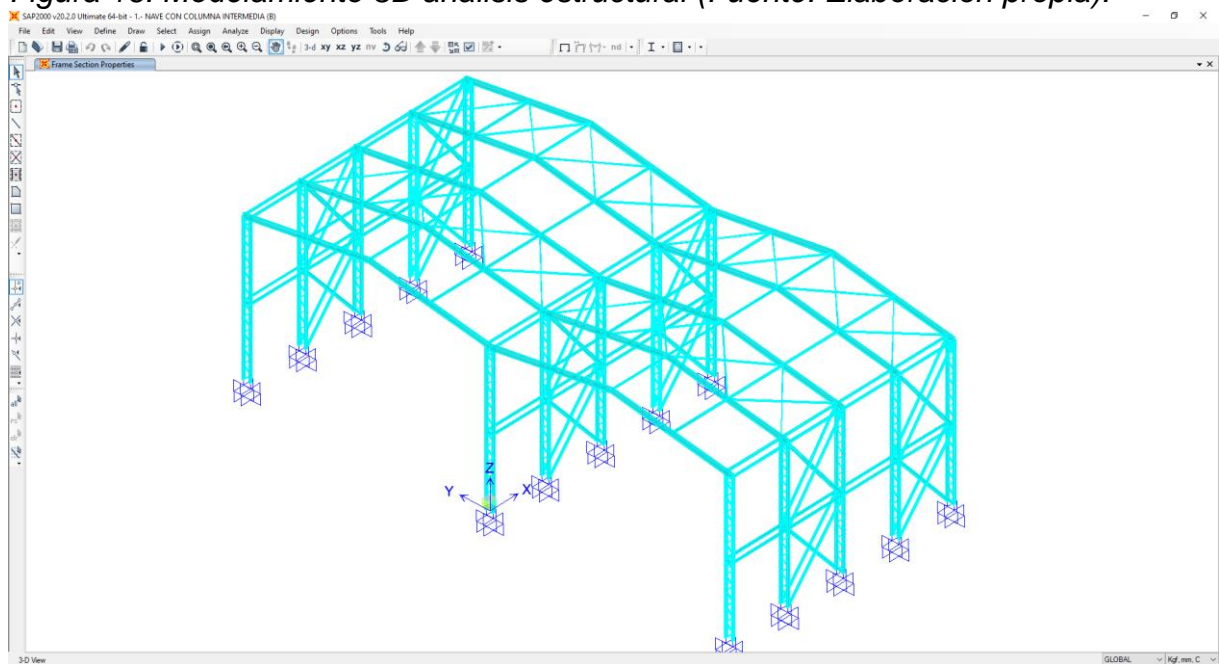


Figura 16. Modelamiento 3D análisis estructural (Fuente: Elaboración propia).



4.3. MODELAMIENTO DE PROPUESTA OPTIMIZADA

Teniendo el trazo del pórtico optimizado se procede a modelar para el análisis estructural de la nave.

Se ha trazado por medio de elementos (frames) y asignan los tipos de perfiles en columnas, vigas y arriostres. Una vez trazado se ingresan las cargas de diseño como; carga muerta, carga viva, carga de viento y carga de sismo.

Figura 17. Diseño de pórtico sin columna intermedia pórtico (Fuente: SAP 2000).

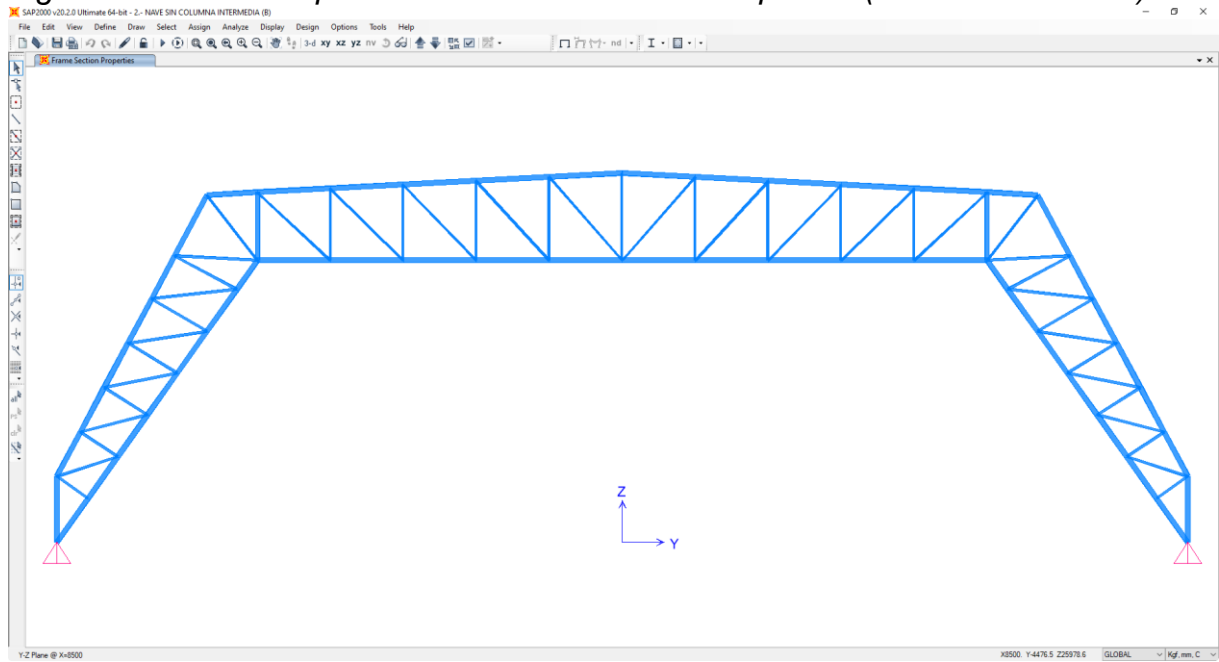
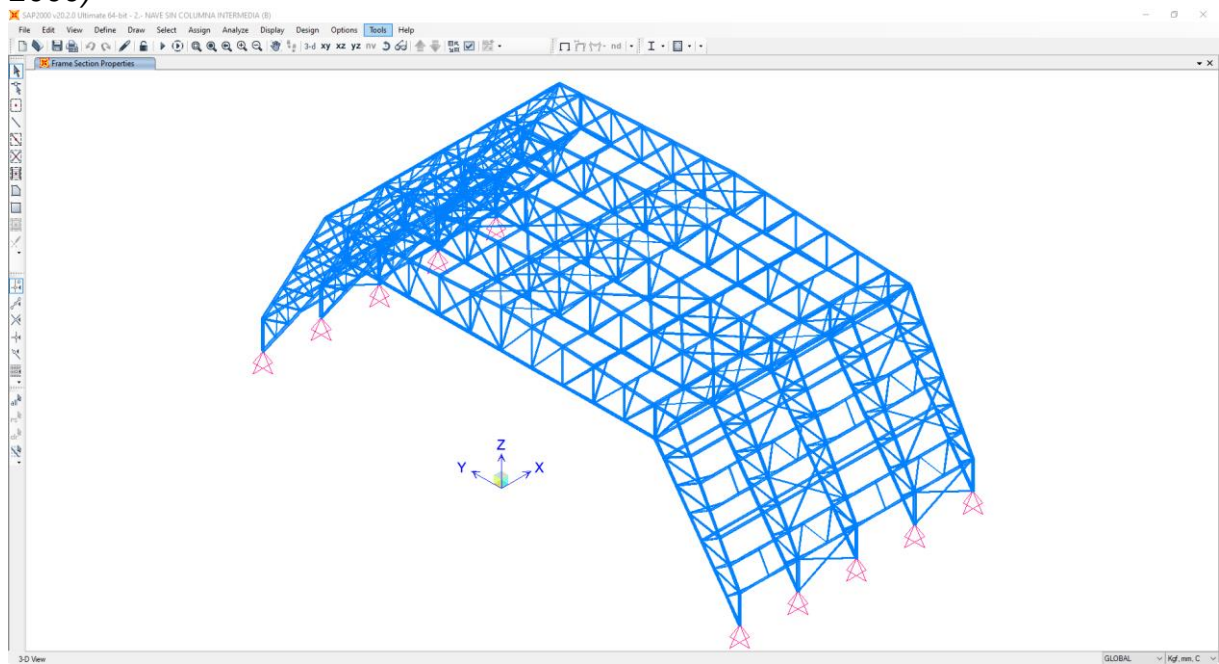


Figura 18. Modelamiento 3D análisis estructural sin columna intermedia (Fuente: SAP 2000)



4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las normativas que servirán de base para realizar los cálculos y verificación de estabilidad del pórtico son las siguientes:

E.030-2018 “Diseño Sismo resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

E.020-2006 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

E.090-2006 “Estructuras Metálicas” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Manual AISC LRFD “American Institute of Steel Construction” (Fourteenth Edition).

Los análisis se realizaron suponiendo un comportamiento del material lineal y elástico.

Módulo de elasticidad $E=2100000 \text{ kg/cm}^2$

Para perfiles “W” acero ASTM A992 Gr.50 esfuerzo de fluencia $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

Para perfiles angulares acero ASTM A36 esfuerzo de fluencia $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$.

Las cargas verticales y horizontales se evaluaron conforme a la norma de Cargas, E.020.

Los pesos de los elementos de estructura metálica viguetas de techo se estimaron a partir de sus dimensiones reales, con un peso específico de 7849 kg/m^3 .

Para la cobertura se utilizó planchas Precor TR-4 con un peso de 7.5 kg/m^2 . La separación entre pórticos es 8.50 m .

Según norma E.020 se consideró una carga viva de 30 kg/m^2 .

La velocidad de viento para la ciudad de Ilo es considerada muy alta. Según el Mapa eólico del Perú, ilustrada según norma E.020 ésta debería ser entre $(85 @ 115) \text{ km/h}$ tomando el promedio consideramos 100 km/h para Ilo.

Los efectos sísmicos en las estructuras fueron evaluados mediante un análisis modal espectral. Para ello, se definió el espectro de respuesta en base a la norma técnica peruana E.030. Los parámetros usados están indicados en el anexo de la memoria de cálculo.

Para el análisis estructural en mención se ha considerado la envolvente que corresponde a trece combinaciones según la norma E.90 (método LRFD).

COMB1	: 1.4D + 1.4Dt
COMB2	: 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr
COMB3	: 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr
COMB4	: 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr + 0.8Wx
COMB5	: 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr + 0.8Wy
COMB6	: 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr + 1.3Wx
COMB7	: 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr + 1.3Wy
COMB8	: 1.2D + 1.2Dt + 1.0Sx
COMB9	: 1.2D + 1.2Dt + 1.0Sy
COMB10	: 0.9D + 0.9Dt + 1.3Wx
COMB11	: 0.9D + 0.9Dt + 1.3Wy
COMB12	: 0.9D + 0.9Dt + 1.0Sx
COMB13	: 0.9D + 0.9Dt + 1.0Sy

Donde:

D : carga muerta (permanente).

Lr : carga viva en techo.

W : carga de viento.

S : carga sísmica.

PÓRTICOS CON COLUMNA INTERMEDIA:

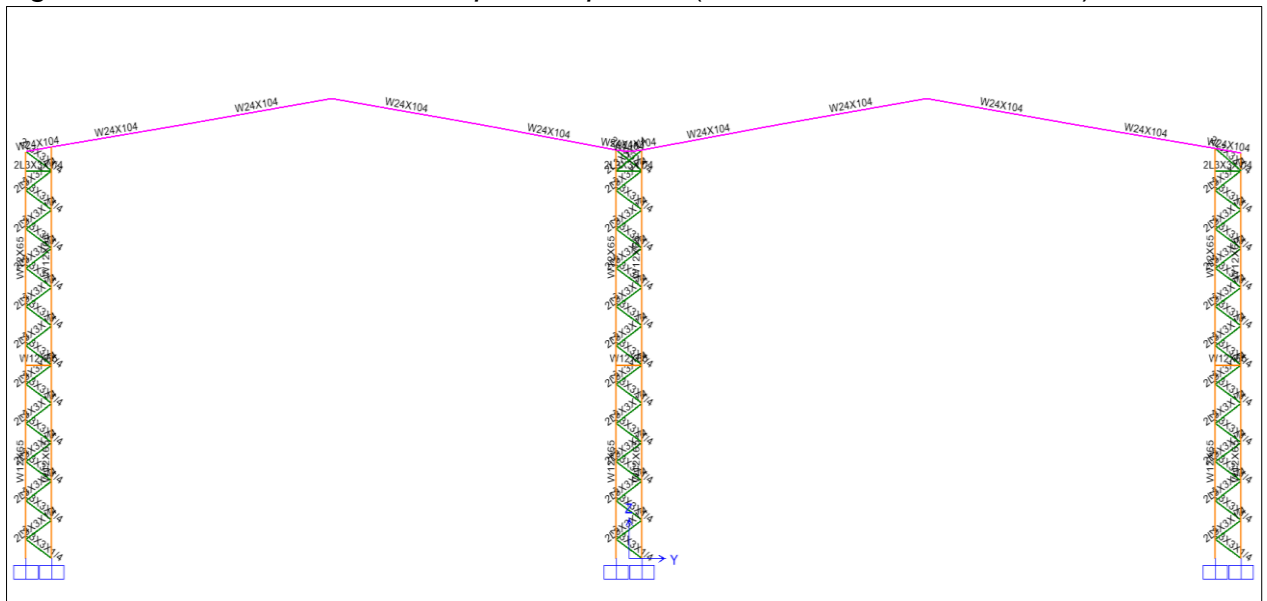
Los análisis que aquí se presentan se realizaron con un modelo bidimensional de barras biarticuladas, con 87 nudos y 94 elementos tipo frame, que se muestra en la figura 17. Las barras o elementos del modelo se identifican por los nudos en sus extremos.

Se hace uso del programa SAP2000 para hacer un análisis tomando en cuenta las cargas de gravedad, viento y sismo. Para ello se modela los elementos de la estructura metálica como elementos "frame". Los cuales toman esfuerzos de carga axial, momento y fuerza cortante.

El apoyo se considera empotrado tanto en dirección X-X como en dirección Y-Y.

Para la obtención y dimensionamiento de los perfiles de los pórticos a continuación se muestran los perfiles y resultados (Demanda Capacidad según figura N°18).

Figura 19. Dimensionamiento de perfiles pórtico (Fuente: Fuente: SAP 2000).

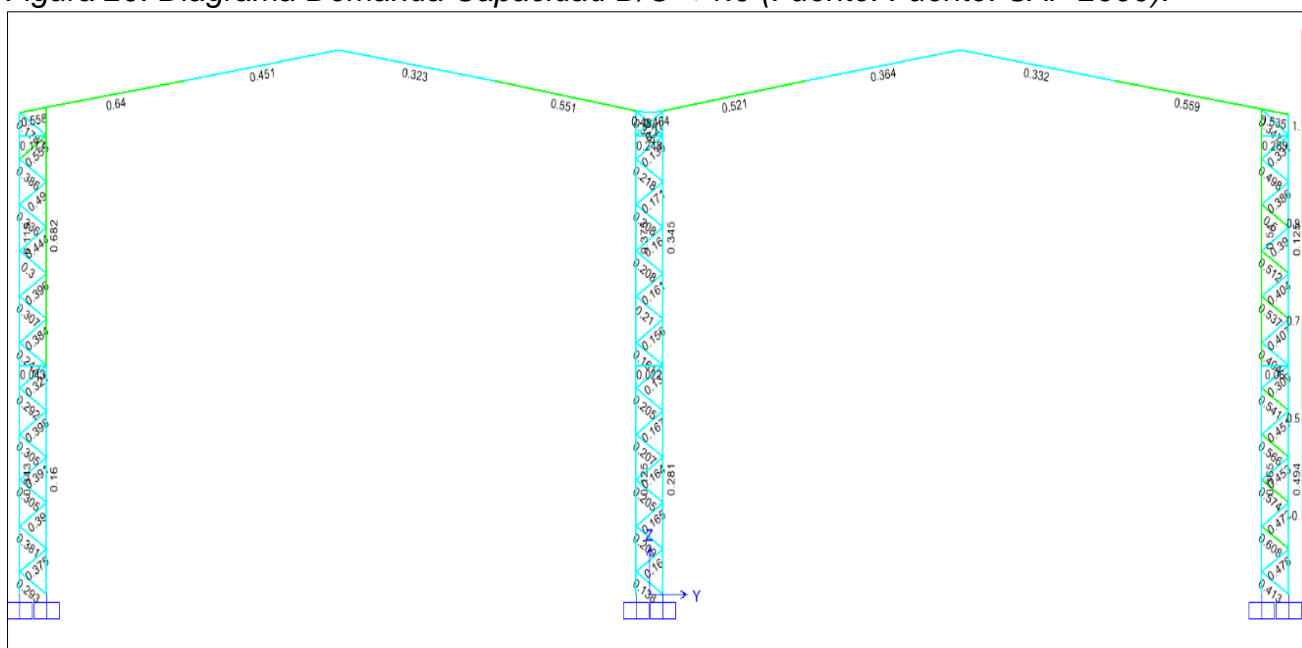


Verificación de la capacidad de los elementos pórtico convencional:

Se puede ver en la figura siguiente los ratios de los esfuerzos factorizados para cada elemento. Las fuerzas admisibles en los elementos fueron determinados según las recomendaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

Finalmente se ha realizado el modelo del pórtico en SAP2000 V20 donde se verifica que los ratios D/C para los elementos metálicos son menores que la unidad.

Figura 20. Diagrama Demanda Capacidad D/C < 1.0 (Fuente: Fuente: SAP 2000).



Cuadro 2. Cuadro de máximos D/C de perfiles metálicos.

Elemento	Tipo Perfil	Ratio DC	Combinación	Estatus DC<1.0
Columna	W12X65	0.68	COMB5	Cumplió
Columna	W12X65	0.54	COMB5	Cumplió
Columna	W12X65	0.49	COMB5	Cumplió
Viga pórtico	W24X104	0.64	COMB5	Cumplió
Viga pórtico	W24X104	0.56	COMB5	Cumplió
Viga pórtico	W24X104	0.54	COMB5	Cumplió
Arriostre	2L3X3X1/4	0.61	COMB7	Cumplió
Arriostre	2L3X3X1/4	0.47	COMB7	Cumplió
Arriostre	2L3X3X1/4	0.57	COMB5	Cumplió

PÓRTICOS SIN COLUMNA INTERMEDIA:

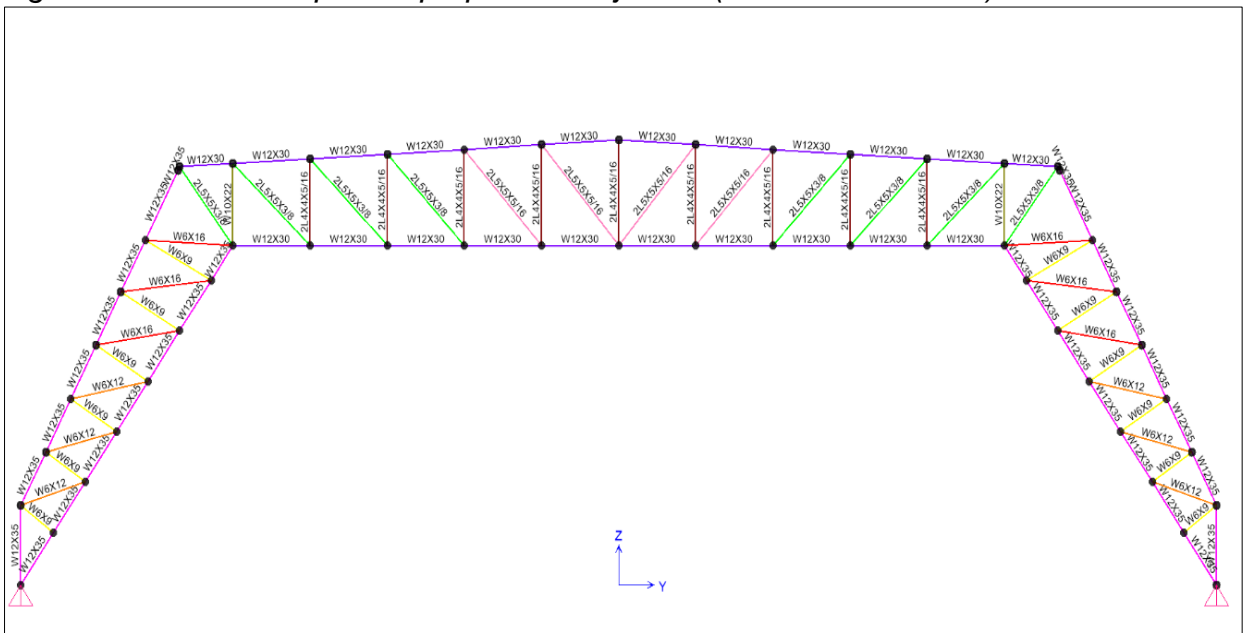
Los análisis que aquí se presentan se realizaron con un modelo bidimensional de barras biarticuladas, con 52 nudos y 99 elementos tipo frame, que se muestra en la figura 17. Las barras o elementos del modelo se identifican por los nudos en sus extremos.

Se hace uso del programa SAP2000 para hacer un análisis tomando en cuenta las cargas de gravedad, viento y sismo. Para ello se modela los elementos de la estructura metálica como elementos "frame". Los cuales toman esfuerzos de carga axial, momento y fuerza cortante.

El apoyo de columnas se considera tipo articulado tanto en dirección X-X como en dirección Y-Y.

Para la obtención y dimensionamiento de los perfiles de los pórticos a continuación se muestran los perfiles y resultados (Demanda Capacidad según figura N°18).

Figura 21. Perfiles de pórtico propuesta mejorada (Fuente: SAP 2000).

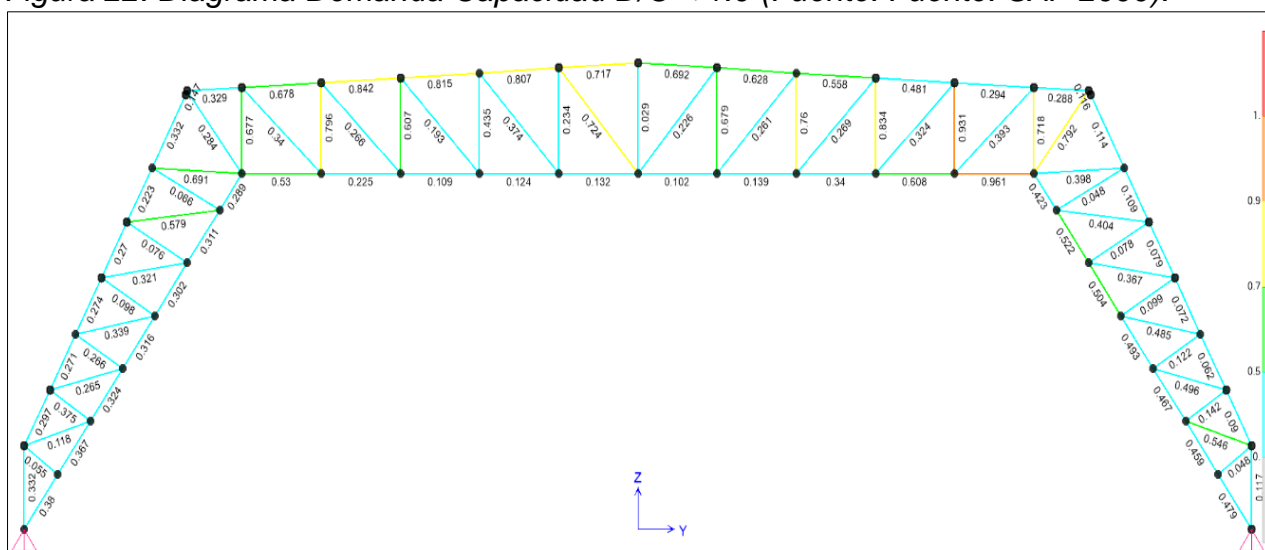


Verificación de la capacidad de los elementos pórtico optimizado:

Se puede ver en la figura siguiente los ratios de los esfuerzos factorizados para cada elemento. Las fuerzas admisibles en los elementos fueron determinados según las recomendaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

Finalmente se ha realizado el modelo del pórtico en SAP2000 V20 donde se verifica que los ratios D/C para los elementos metálicos son menores que la unidad.

Figura 22. Diagrama Demanda Capacidad D/C < 1.0 (Fuente: Fuente: SAP 2000).



Cuadro 3. Cuadro de máximos D/C de perfiles metálicos.

Elemento	Tipo Perfil	Ratio DC	Combinación	Estatus DC<1.0
Columna Brida Inferior	W12X35	0.33	COMB7	Cumplió
Columna Brida Superior	W12X35	0.52	COMB11	Cumplió
Viga Brida Superior	W12X30	0.84	COMB7	Cumplió
Viga Brida Superior	W12X30	0.96	COMB7	Cumplió
Montante	W10X22	0.72	COMB5	Cumplió
Diagonal	W6X16	0.69	COMB7	Cumplió
Diagonal	W6X12	0.55	COMB11	Cumplió
Diagonal	W6X9	0.38	COMB7	Cumplió
Diagonal	2L5X5X3/8	0.79	COMB7	Cumplió
Montante	2L4X4X5/16	0.83	COMB5	Cumplió
Diagonal	2L5X5X5/16	0.37	COMB11	Cumplió

4.5. REACCIONES EN LAS BASES

En las tablas se presentan las reacciones de fuerzas y momentos flectores en la base de las columnas. En el análisis estructural en mención se ha considerado la envolvente que corresponde a trece combinaciones según la norma RNE (método LRFD).

Fx : Fuerza horizontal en X

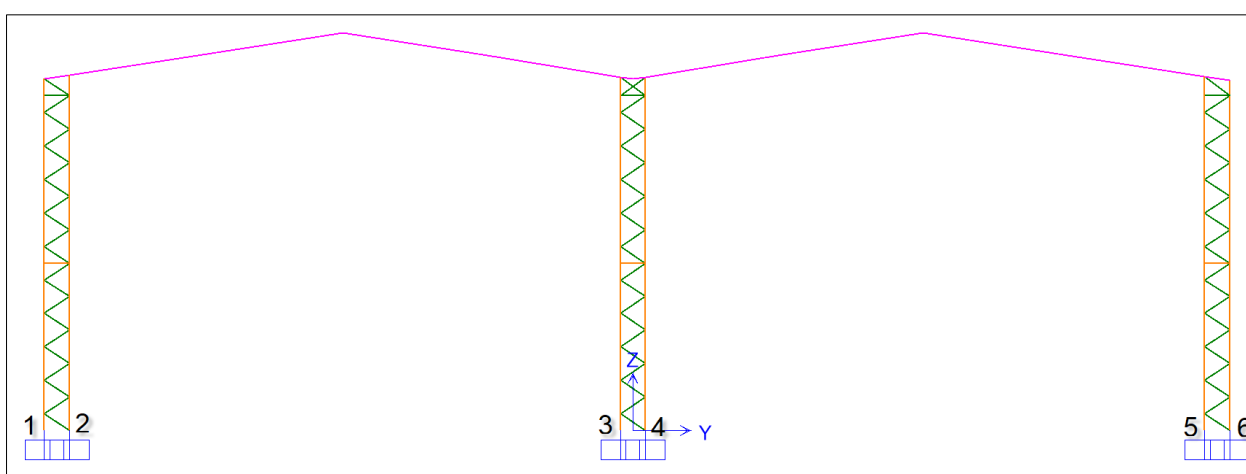
Mx : Momento en X

Fy : Fuerza horizontal en Y

My : Momento en Y

Fz : Fuerza vertical en Z

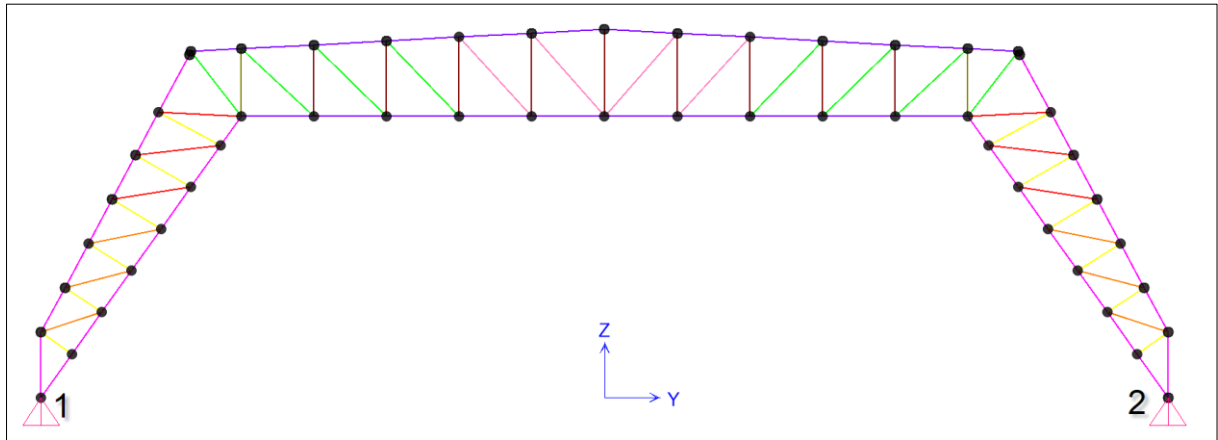
Mz : Momento en Z



Cuadro 4. Reacciones con columna intermedia (Fuente: Elaboración propia).

Nodos	Combinación	Rango	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
N°	Tipo	(+/-)	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	ENVOLVENTE	Max	0.676	1.963	72.332	2.188	0.040	0.000
1	ENVOLVENTE	Min	- 5.330	- 2.298	- 27.387	- 2.238	- 0.052	- 0.000
2	ENVOLVENTE	Max	3.472	6.303	54.259	1.484	0.050	0.000
2	ENVOLVENTE	Min	- 3.310	- 7.462	- 53.404	- 1.515	- 0.058	- 0.000
3	ENVOLVENTE	Max	2.724	0.888	46.380	0.843	0.147	0.000
3	ENVOLVENTE	Min	- 3.714	- 0.569	- 37.167	- 1.023	- 0.149	- 0.000
4	ENVOLVENTE	Max	1.579	2.433	65.849	0.740	0.148	0.001
4	ENVOLVENTE	Min	- 4.932	- 2.540	- 23.298	- 0.668	- 0.150	- 0.001
5	ENVOLVENTE	Max	6.778	- 0.111	11.883	3.725	0.055	0.000
5	ENVOLVENTE	Min	- 1.180	- 3.042	- 104.504	0.107	- 0.062	- 0.000
6	ENVOLVENTE	Max	- 0.174	- 0.814	126.161	2.853	0.041	0.000
6	ENVOLVENTE	Min	- 9.181	- 11.643	1.990	0.096	- 0.054	- 0.000

Siguiendo los mismos pasos de la nave convencional, para el optimizado consideramos las mismas cargas de diseño y combinaciones.



Cuadro 5. Reacciones de propuesta mejorada (Fuente: Elaboración propia).

Nodos	Combinación	Rango	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Nº	Tipo	(+/-)	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	ENVOLVENTE	Max	0.726	25.110	44.871	0	0	0
1	ENVOLVENTE	Min	0.583	18.831	34.435	0	0	0
2	ENVOLVENTE	Max	0.720	-18.838	44.798	0	0	0
2	ENVOLVENTE	Min	0.578	-25.117	34.373	0	0	0

A continuación, mostramos el cuadro comparativo para las dos propuestas de diseño.

Cuadro 6. Comparativo de reacciones en apoyos (Fuente: Elaboración propia).

Comparativo de Reacciones - Fuerzas			
Desplazamiento de Pórticos	Convencional	Optimizado	Reducción
	F (Tonf)	F(Tonf)	%
Fuerza vertical en Z	126.00	44.87	64.39%
Fuerza horizontal en X	-9.18	0.73	107.95%
Fuerza horizontal en Y	-11.64	-25.11	-115.72%
Comparativo de Reacciones - Momentos			
Desplazamiento de Pórticos	Convencional	Optimizado	Reducción
	M (Tonf*m)	M(Tonf*m)	%
Momento en X	3.73	0	100.00%
Momento en Y	-0.15	0	100.00%
Momento en Z	0.00	0	
*Se observa que la propuesta optimizada es mejor el comportamiento estructural.			

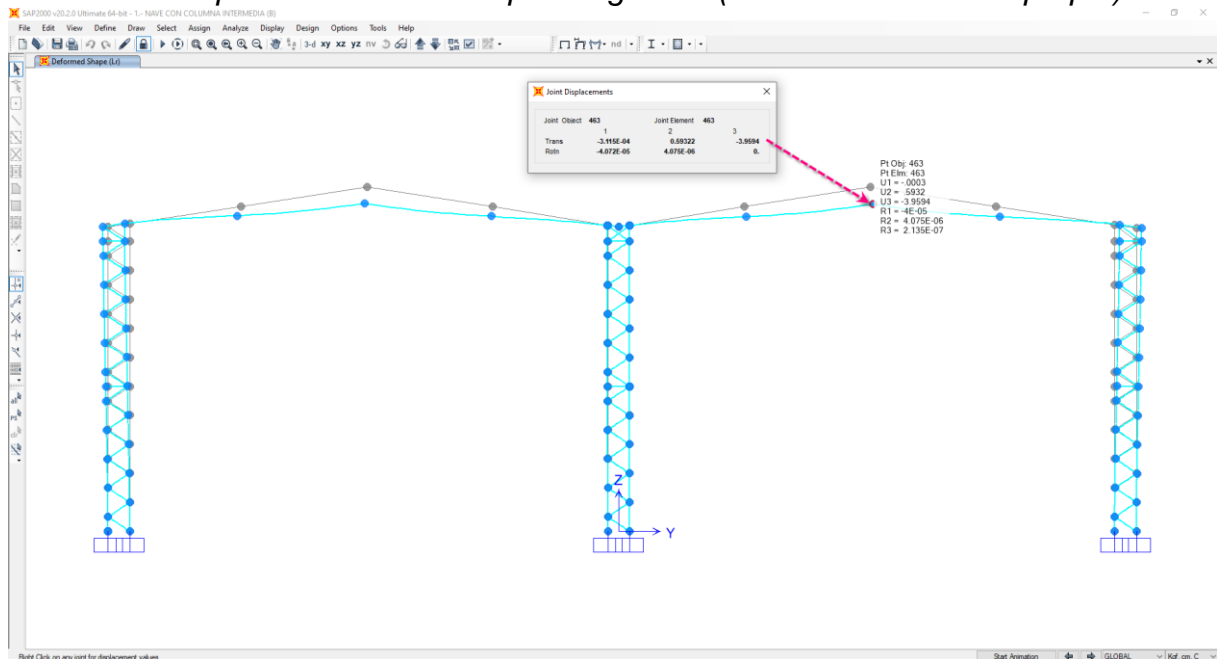
4.6. DESPLAZAMIENTOS VERTICAL & HORIZONTAL

Para la obtención de los desplazamientos vertical deberá cumplir con la norma nacional E.020 (capítulo 7, tabla N° 7.3.1 flechas máximas admisibles).

El desplazamiento sísmico según la norma E.30 (capítulo V, tabla N° 11 desplazamientos laterales relativos admisibles).

PÓRTICOS CONVENCIONAL CON COLUMNA INTERMEDIA:

Cuadro 7. Desplazamiento vertical por carga viva (Fuente: Elaboración propia).



La mayor deflexión vertical en la cubierta es:

Para el pórtico mostrado se tiene como longitud de claro de viga $L=34.75\text{m}$, en el punto central del claro que es el punto más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

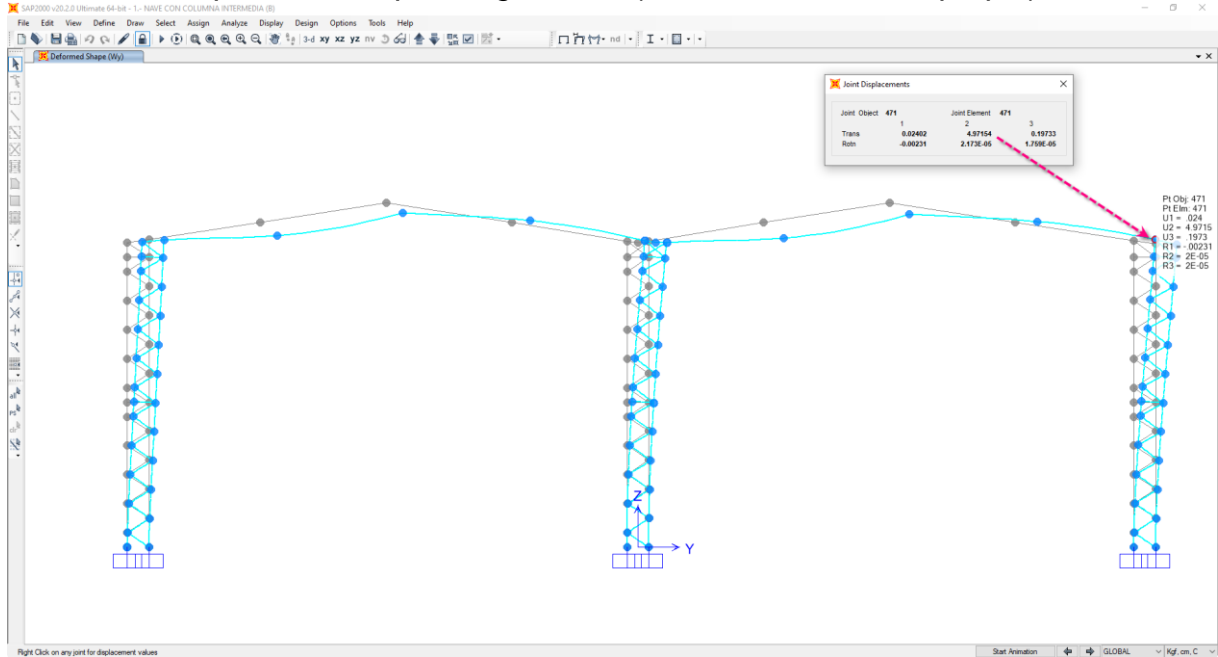
$$\Delta_{act} = -3.96 \text{ cm}$$

En comparación con la normativa vigente E.20 se debe cumplir la siguiente relación

$$\Delta_{perm} < L/240 = 14.48 \text{ cm}$$

La estructura cumple $\Delta_{act} < \Delta_{perm}$

Cuadro 8. Desplazamiento por carga viento (Fuente: Elaboración propia).



La mayor deflexión horizontal en la cubierta es:

Para el pórtico mostrado se tiene como altura de columna $H=25.18\text{m}$, en el punto superior que es el más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

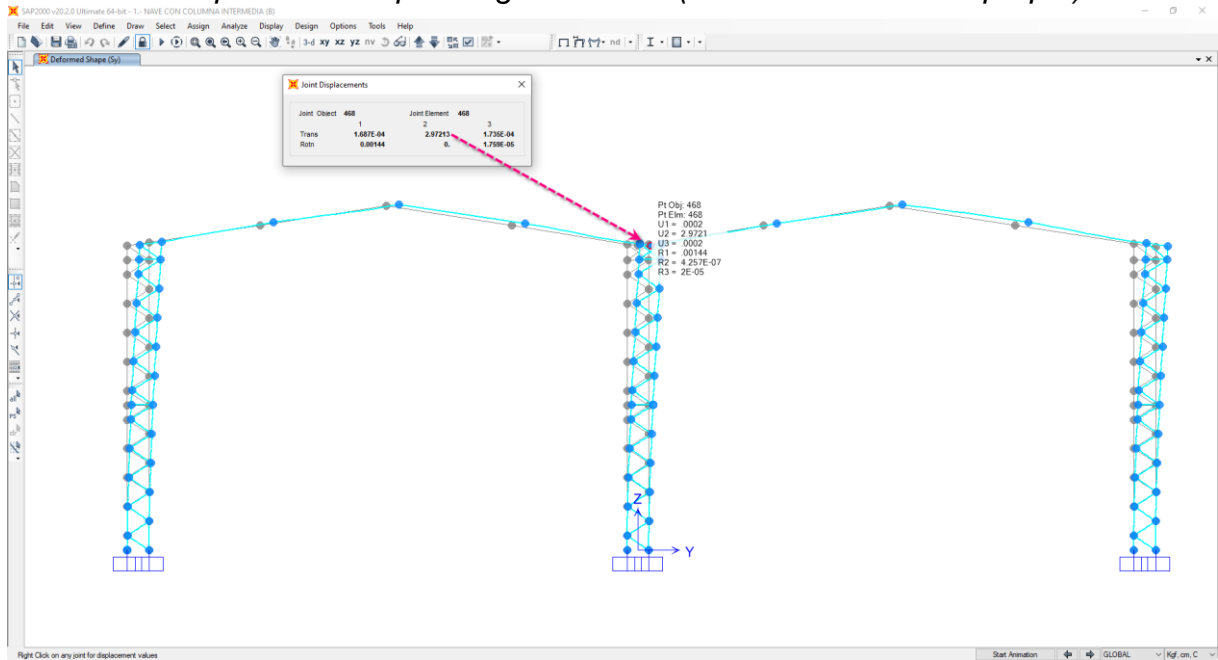
$$\Delta_{act} = 4.97 \text{ cm}$$

En comparación con la normativa vigente se debe cumplir la siguiente relación

$$\Delta_{perm} < H/500 = 5.40 \text{ cm}$$

La estructura cumple. $\Delta_{act} < \Delta_{perm}$

Cuadro 9. Desplazamiento por carga de sismo (Fuente: Elaboración propia).



Desplazamiento horizontal es:

Para el pórtico mostrado se tiene como altura de columna $H=25.18\text{m}$, en el punto superior que el más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

$$\Delta_i = 2.97 \text{ cm}$$

De acuerdo a la normativa vigente E.30 el desplazamiento horizontal admisible es calculado $[(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / H] < 0.01$.

En la ecuación reemplazando las variables $\Delta_i=2.97\text{cm}$, $R=8$ y $H=25.18\text{m}$, y se debe cumplir:

$$0.007 < 0.01$$

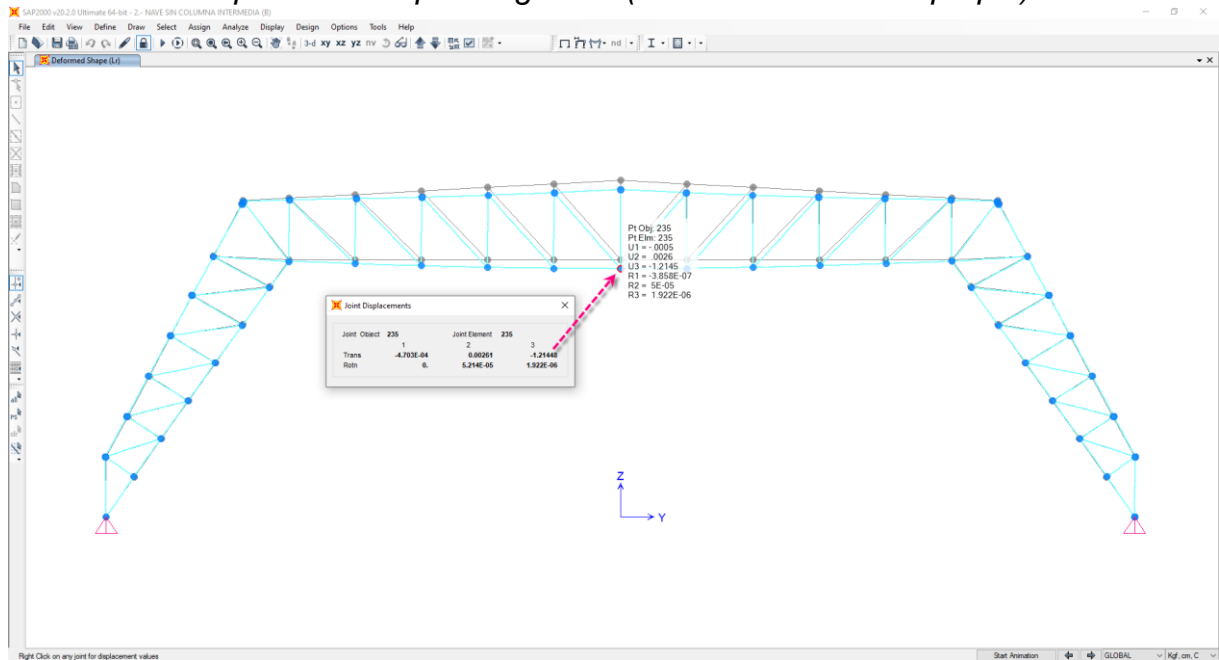
La estructura cumple por sismorresistente.

PÓRTICOS SIN COLUMNA INTERMEDIA:

Para la obtención de los desplazamientos vertical deberá cumplir con la norma nacional E.020 (capítulo 7, tabla N° 7.3.1 flechas máximas admisibles).

El desplazamiento sísmico según la norma E.30 (capítulo V, tabla N° 11 desplazamientos laterales relativos admisibles).

Cuadro 10. Desplazamiento por carga viva (Fuente: Elaboración propia).



La mayor deflexión vertical en la cubierta es:

Para el pórtico mostrado se tiene como longitud de claro de viga $L=51.08\text{m}$, en el punto central del claro que es el punto más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

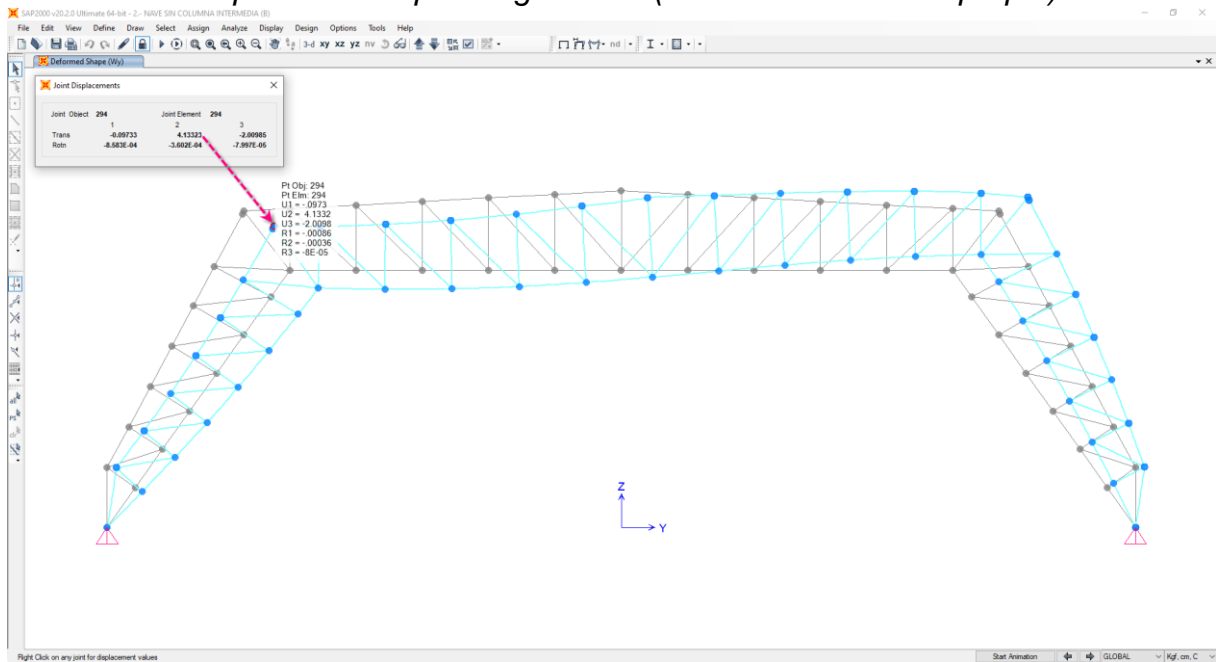
$$\Delta_{\text{act}} = 1.22 \text{ cm}$$

En comparación con la normativa vigente E.20 se debe cumplir la siguiente relación

$$\Delta_{\text{perm}} < L/240 = 21.28 \text{ cm}$$

La estructura cumple $\Delta_{\text{act}} < \Delta_{\text{perm}}$

Cuadro 11. Desplazamiento por carga viento (Fuente: Elaboración propia).



La mayor deflexión horizontal en la columna es:

Para el pórtico mostrado se tiene como altura de columna $H=21.34\text{m}$, en el punto superior que es el más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

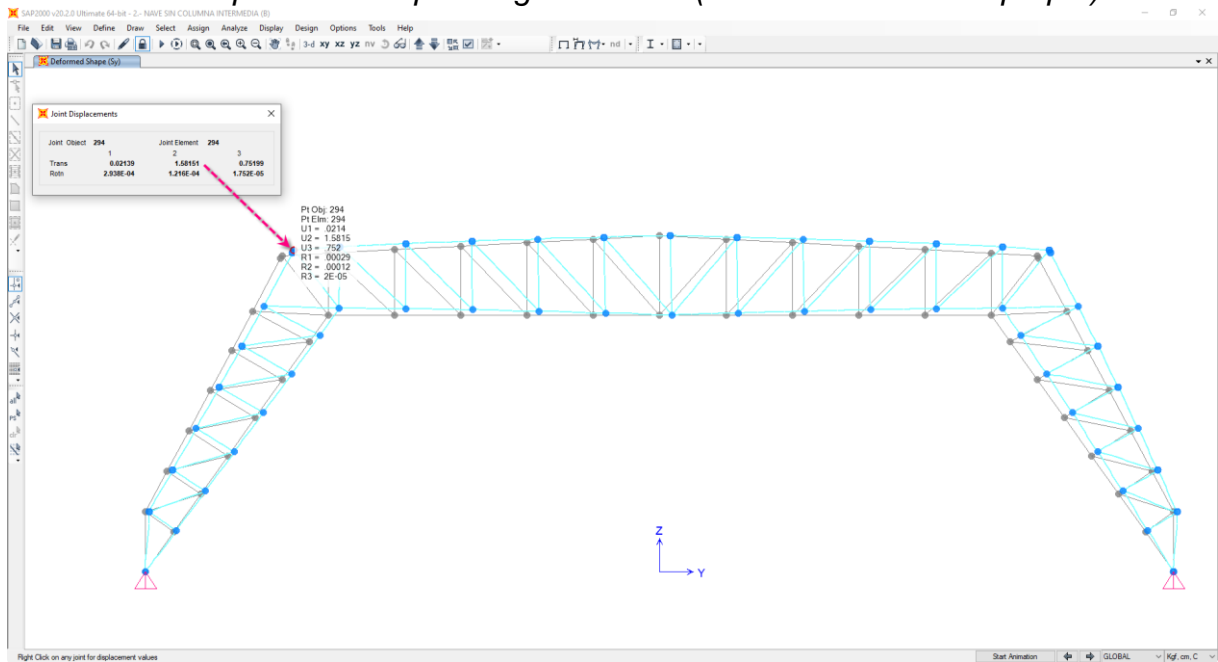
$$\Delta_{act} = 4.13 \text{ cm}$$

En comparación con la normativa vigente E.20 se debe cumplir la siguiente relación

$$\Delta_{perm} < L/500 = 4.27 \text{ cm}$$

La estructura cumple. $\Delta_{act} < \Delta_{perm}$

Cuadro 12. Desplazamiento por carga de sismo (Fuente: Elaboración propia).



Desplazamiento horizontal es:

Para el pórtico mostrado se tiene como altura de columna $H=21.34\text{m}$, en el punto superior que el más crítico, se ha presentado el siguiente resultado.

$$\Delta_i = 1.58 \text{ cm}$$

De acuerdo a la normativa vigente E.30 el desplazamiento horizontal admisible es calculado $[(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / H] < 0.01$.

En la ecuación reemplazando las variables $\Delta_i=1.58\text{cm}$, $R=8$ y $H=21.34\text{m}$, y se debe cumplir:

$$0.004 < 0.01$$

La estructura cumple por sismorresistente.

4.7. COMPARATIVO DE DESPLAZAMIENTOS PARA LOS DOS ALMACENES

Cuadro 13. Resumen comparativo de desplazamientos (Fuente: Elaboración propia).

Comparativo de Desplazamiento para las dos Propuestas			
Desplazamiento de Pórticos	Convencional	Optimizado	Reducción
	Δ (cm)	Δ (cm)	%
Vertical - Carga Viva	-3.96	-1.22	69.19%
Horizontal - Carga viento	4.97	4.13	16.90%
Horizontal - Carga de sismo	2.97	1.58	46.80%

**Se observa que la propuesta optimizada es mejor el comportamiento estructural.*

4.8. EVALUACIÓN ECONÓMICA DE LAS DOS PROPUESTAS

Luego del análisis estructural, con continuación mostramos la incidencia de los pesos de materiales para las dos propuestas convencional y optimizado.

Cuadro 14. Incidencia de materiales de acero (Fuente: Elaboración propia).

Incidencia de Material para las dos Propuestas				
Descripción Almacén	Convencional	Optimizado	Reducción	Ahorro
	Ton	Ton.	%	Ton.
TECHO 2363.0m2	184.70	134.95	26.94%	49.75

**El estudio se ha realizado para un área de techado de 2363.0m2.*

En el siguiente cuadro se indica la evaluación económica de la estructura convencional.

El costo unitario promedio que se maneja en las empresas Metalmecánicas por el suministro y fabricación en taller está en el orden de 2.40\$/kg +igv.

Cuadro 15. Costo almacén convencional (Fuente: Elaboración propia).

Costo por Suministro & Fabricación - Almacén Convencional			
Almacén	Material	Costo Unit.	Costo
Tipo	Ton.	\$/kg.	\$
Suministro de Acero	184.70	1.10	203,170.00
Fabricación en Taller	184.70	1.30	240,110.00
Costo Total \$			443,280.00

Del mismo modo se indica la evaluación económica para la estructura optimizada.

Cuadro 16. Costo almacén optimizado (Fuente: Elaboración propia).

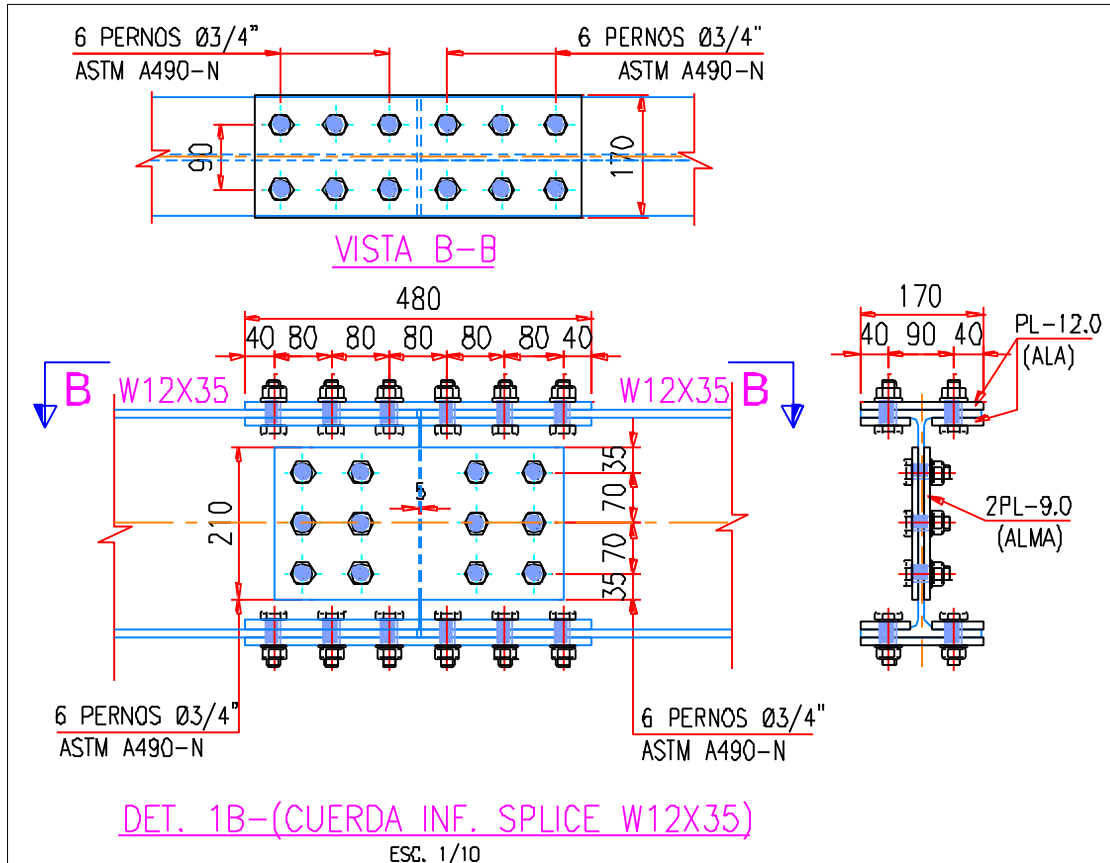
Costo por Suministro & Fabricación - Almacén Optimizado			
Almacén	Material	Costo Unit.	Costo
Tipo	Ton.	\$/kg.	\$
Suministro de Acero	134.95	1.10	148,445.00
Fabricación en Taller	134.95	1.30	175,435.00
Costo Total \$			323,880.00

4.9. CONEXIONES PRINCIPALES DE PÓRTICO OPTIMIZADO

PERFIL W12X35 PARA ARMADURA DE COLUMNA

Para el pórtico principal se muestra el diseño y los resultados de las verificaciones de sus componentes de la conexión emperrada.

Figura 23. Detalle de empalme emperrado viga W12x35 (Fuente: Elaboración propia).



Cuadro 17. Cuadro de máximos D/C conexión W12X35 (Fuente: Elaboración propia).

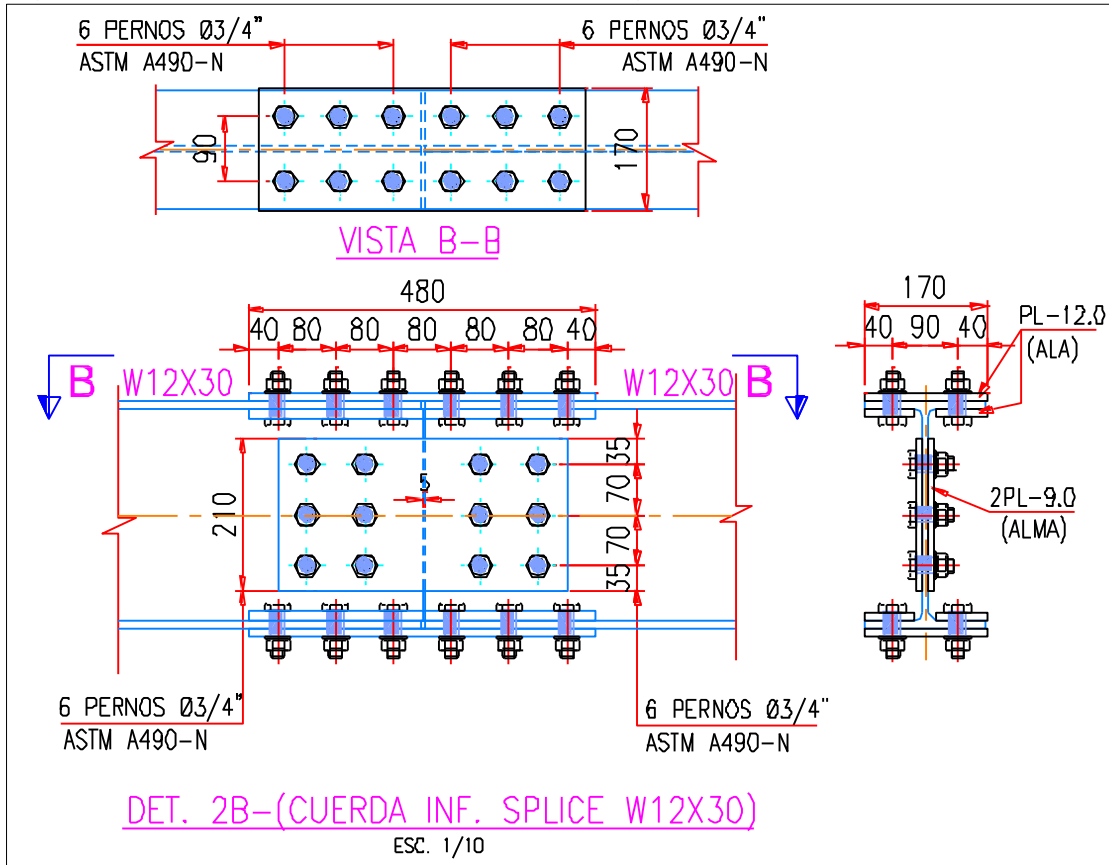
Item.	Verificación / Conexión viga W12X35	Tipo Perfil	Ratio D/C
1.0	Resistencia de pernos en alas de viga	Viga	0.70
2.0	Resistencia de pernos en alma de viga	Viga	0.51
3.0	Resistencia al aplastamiento en ala de viga	Viga	0.59
4.0	Resistencia de aplastamiento en placa de conexión	Placa	0.58
5.0	Resistencia bloque de corte en ala de viga	Viga	0.76
6.0	Resistencia bloque de corte en placa de conexión	Placa	0.87

*La memoria de cálculo detallado se muestra en el anexo.

PERFIL W12X30 PARA ARMADURA DE COLUMNA

Para el pórtico principal se muestra el diseño y los resultados de las verificaciones de sus componentes de la conexión emperrada.

Figura 24. Detalle de empalme emperrado viga W12X30 (Fuente: Elaboración propia).



Cuadro 18. Cuadro de máximos D/C conexión W12X30 (Fuente: Elaboración propia).

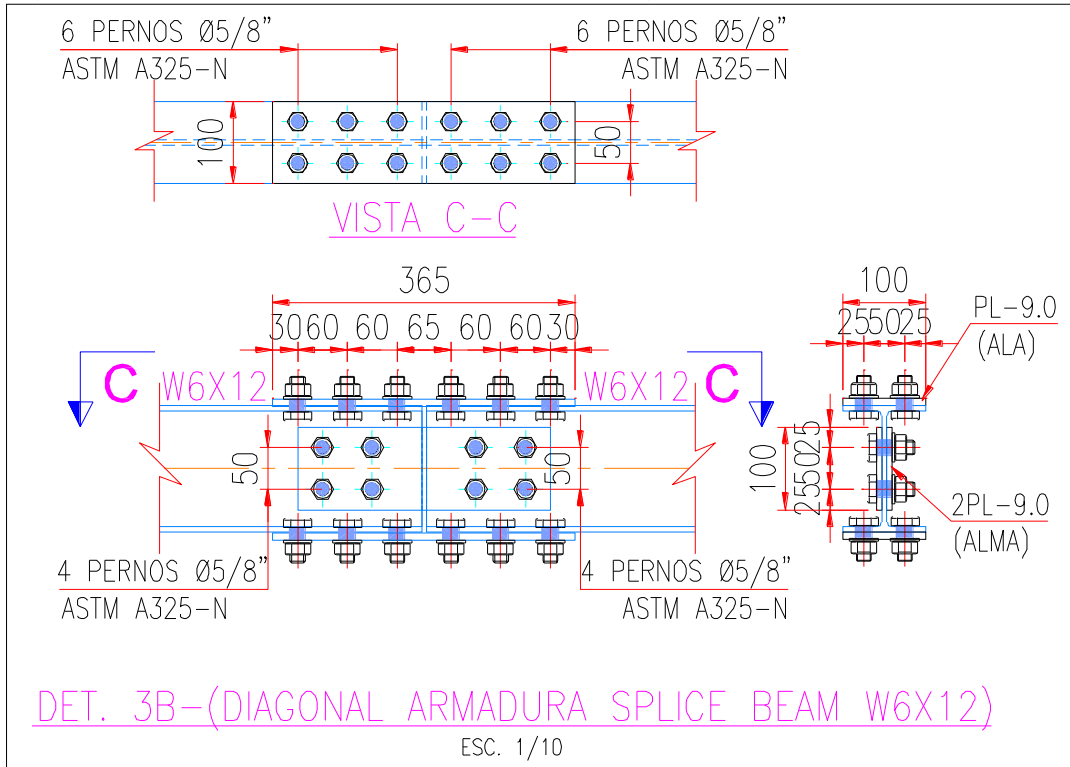
Item.	Verificación / Conexión viga W12X30	Tipo Perfil	Ratio D/C
1.0	Resistencia de pernos en alas de viga	Viga	0.59
2.0	Resistencia de pernos en alma de viga	Viga	0.61
3.0	Resistencia al aplastamiento en ala de viga	Viga	0.52
4.0	Resistencia de aplastamiento en placa de conexión	Placa	0.49
5.0	Resistencia bloque de corte en ala de viga	Viga	0.79
6.0	Resistencia bloque de corte en placa de conexión	Placa	0.73

*La memoria de cálculo detallado se muestra en el anexo.

PERFIL W6X12 DIAGONAL PARA ARMADURA DE COLUMNA

Para el pórtico principal se muestra el diseño y los resultados de las verificaciones de sus componentes de la conexión emperrada.

Figura 25. Detalle de empalme emperrado viga W6X12 (Fuente: Elaboración propia).



Cuadro 19. Cuadro de máximos D/C conexión W6X12 (Fuente: Elaboración propia).

Item.	Verificación / Conexión viga W6X12	Tipo Perfil	Ratio D/C
1.0	Resistencia de pernos en alas de viga	Viga	0.83
2.0	Resistencia de pernos en alma de viga	Viga	0.70
3.0	Resistencia al aplastamiento en ala de viga	Viga	0.45
4.0	Resistencia de aplastamiento en placa de conexión	Placa	0.35
5.0	Resistencia bloque de corte en ala de viga	Viga	0.72
6.0	Resistencia bloque de corte en placa de conexión	Placa	0.57
*La memoria de cálculo detallado se muestra en el anexo.			

V. DISCUSIÓN

Para el pórtico optimizado con un claro de viga de $L=51.08\text{m}$, en el análisis el desplazamiento máximo vertical obtenido por carga viva son del orden de 1.22cm , considerando para una sobrecarga de diseño de $30.0\text{kg}/\text{m}^2$ según norma E.020, comparando con el valor admisible es decir $L/240= 21.28\text{cm}$, este valor es superior al valor calculado en el análisis, por lo tanto, se puede considerarse aceptable.

En el análisis dinámico para los dos tipos de almacenes con las mismas participaciones de masas según norma E.030; carga viva 25% y carga muerta el 100%, para el pórtico convencional resulta una deriva de 0.007 y para el pórtico optimizado una deriva de 0.004 , estos valores son inferiores al valor admisible según la norma E.030, que establece que para estructura en acero una deriva máxima en el orden de 0.01 .

En el dimensionamiento de los elementos estructurales que conforman para los dos tipos de pórticos, para la propuesta optimizada los perfiles son livianos de menor libraje según cuadro N° 03 el perfil mayor es $W12X35\text{Lb}/\text{pie}$, en cambio para el pórtico convencional los perfiles son pesados según cuadro N° 02 el perfil mayor resulta una $W24X104\text{Lb}/\text{pie}$, por lo tanto, comparando las características de las perfiles se puede considerarse que el almacén sin columnas intermedias es óptima el diseño y viable constructivamente.

En la tabla N° 14 se realizaron los metrados para poder determinar la incidencia del acero en los dos tipos de almacenes. Con esto también se puede obtener y comparar la ratio global de materiales respecto al área total del proyecto, esta información es muy útil para evaluar los costos y presupuestos, además nos indica si el diseño es razonable ejecutar el proyecto. El área de techo a construir del almacén es $2,363.0\text{m}^2$. El consumo de acero para la nave convencional es $78.17\text{kgf}/\text{m}^2$ que tienen mayor incidencia de acero por metro cuadrado respecto a la estructura optimizada es $57.11\text{kgf}/\text{m}^2$. La variación por el consumo total de acero por metro cuadrado de ambas propuestas es $21.05\text{kgf}/\text{m}^2$.

Las reacciones en las bases se muestran en los cuadros N°4 & 5, para el pórtico convencional con apoyos empotrados los momentos en la columna nodo N°4 generan compresión máxima de 65.85Tonf. y tracción de 23.30Tonf. estos valores de cargas que se muestran son superiores respecto al pórtico optimizado con apoyos tipo rotula en nodo N 01 solo resulta una compresión de 44.87Ton, la diferencia se presenta porque en la propuesta mejorada las reacciones son fuerzas puntuales que permitiría obtener un diseño óptimo para su cimentación, por lo tanto, comparando las reacciones se puede considerar que el pórtico con apoyos tipo rotula resultaría un diseño optimo para la construcción.

VI. CONCLUSIONES

La metodología propuesta es aplicable para diseñar almacenes no convencionales en la etapa de diseño, (previa a su fabricación), partiendo por el pre dimensionamiento de sus miembros estructurales y la configuración de estos en el sistema que componen. En el análisis se asume o presume un comportamiento elástico-líneas del sistema estructural, para poder aplicar los criterios de diseño en acero. En tal efecto, es factible aplicar la metodología de comparación de diseño a estructuras existentes asumiendo la misma hipótesis de diseño.

La metodología propuesta constituye una nueva y eficiente alternativa para el diseñador porque adecua los criterios de diseño de las normas para aplicarlos a las estructuras no convencionales, con la finalidad de lograr resultados óptimos en las etapas de diseño y construcción.

De los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico para la propuesta optimizada de diseño, los desplazamientos horizontales son inferiores respecto a la estructura convencional. Cumpliendo los requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad según la norma E.30. Puede concluirse que los efectos de sismo no son críticos para la estructura del almacén.

Se realizó el dimensionamiento para la propuesta convencional y la optimizada, cumpliendo con los requerimientos de diseño parámetros de la norma E.090 (Estructura de Acero) y la norma E.030 (Análisis Sismo resistente).

En el resultado del análisis se determinó el comparativo de los metrados de perfiles (ver tabla N° 14), con los mismos criterios de diseño estructural hemos obtenido que la propuesta de la estructura optimizada resulta técnicamente y económica favorable en una reducción de peso de material de acero en 26.94% respecto al diseño convencional, es por ello que la estructura pórtico con sin columna intermedia tiene menor consumo de acero (Kgf/m²) y menor costo por suministro material (\$/Ton). Por lo tanto, se puede concluir que, para el diseño mejorado, la cantidad de acero es óptima y razonable económicamente.

Debido que en Perú se encuentra se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, y sobre todo en la región costa ($Z=0.45$), es imprescindible que el profesional tenga conocimientos actuales en el área de diseño estructural en acero, porque la mayoría de las estructuras construidas en el país no cumplen con los requerimientos recomendados por los códigos de diseño aplicados local e internacional.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda antes de usar el software SAP 2000, previamente tener conocimientos de los cursos de análisis estructural e interpretación de las normas locales e internacionales, para poder obtener un resultado confiable y cumpliendo los requisitos de diseño estructural en acero.

Es preferible analizar estructuras no convencionales con el mayor número de estados o combinaciones de cargas para abarcar, en consecuencia, el mayor número de estados críticos de diseño. En la investigación para la validación de la metodología se generaron trece combinaciones de cargas establecidos por la AISC-LRFD, con ayuda del programa SAP 2000 permite considerar el estado envolvente de todas ellas, es decir, todas las posibles combinaciones que se puedan generar matemáticamente. Sin duda, ingresando correctamente la data al programa se logra generar resultados confiables que los métodos clásicos.

Esto es porque en la estructura convencional, en la mayoría de ellas se han empleado perfiles pesados. Por lo tanto, se puede decir de forma general para el diseño mejorado, que la cantidad de acero es óptima y razonable económicamente.

Cumplir con todos los requisitos recomendados por los códigos nacionales e internacionales para el diseño de las estructuras metálicas ya que en zonas de alto riesgo sísmico (región costa Perú), es de vital importancia la confiabilidad de las construcciones.

REFERENCIAS

- AISC, Steel Construction Manual 14th Edition, United State of America, 2010.
- AISC. (2016), 15th Steel Construction Manual. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 4: Extended End-Plate moment connections Seismic and Wind applications. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 6: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 9: Torsional analysis of Structural Steel Members. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 10: Erection bracing of low-Rise Structural Steel Buildings. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 12: Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance. Estados Unidos.
- AISC. (2003), Steel Design Guide series 13: Stiffening of Wide-Flange Column at Moment Connections Wind and Seismic Applications. Estados Unidos.
- AISC. (2003). Steel Design Guide series 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment EndPlate connections. Estados Unidos.
- AISC. (2003). Steel Design Guide series 17: High Strength Bolts a Primer for Structural Engineers. Estados Unidos.
- AISC. (2006). Steel Design Guide series 21: Welded Connections a Primer for Engineers. Estados Unidos.
- ASCE 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Estados Unidos.
- ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings, United State of America, Illinois, Chicago, 2005.
- ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, United State of America, Illinois, Chicago, 2005.
- ASCE, FEMA 356: Prestandard and Comentario for the Seismic Rehabilitation Buildings, United State of America, Illinois, Chicago, 2000.
- ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, United State of America, Virginia, Reston, 2000.
- IBC, International Building Code, United State of America, 2009.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.020 Cargas, Diario "El Peruano", 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.030 Diseño Sismo Resistente, Diario "El Peruano", 2016.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.090 Estructuras Metálicas, Diario "El Peruano", 2009.

Jack C. McCormac/ Stephen F. Csernak, Structural Steel Design 5th Edition, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458, 2013.

Zapata Baglieto Luis, Diseño Estructural en Acero (Lima 2003).

Ortega García Juan E. (1985) Manual de Estructuras de Acero. CAPECO, Lima, Perú.

Drake, Richard y Sharon, Elkin (1999) Beam-Column Base Plate Design-LRFD Method. En: Engineering Journal of American Institute of Steel Construction, Volumen 36, pp:29-37.

Laman, Jeffrey (1999) Design aids for walking vibrations in steel framed floors. En: Engineering Journal of American Institute of Steel Construction, Volumen 36, pp:82-101.

Ospina, Pedro (1999) Estructuras de acero para edificios en el área andina. En: Simposio Acero y Concreto. Lima. Pp: 57-64.

D. Engelhardt, Michael et alia (1999) Design of reduced beam section(RBS) moment frame connections. En: Steel Tips of Structural Steel Education Council. Berkeley-California.

FEMA (1999) Seismic Design Criteria for New Moment-Resisting Steel Frame Construction Federal Emergency Management Agency

Honeck, William y Westphal Derek (1999) Practical design and detailing of steel column base plates. En: Steel Tips of Structural Steel Education Council. Forell Elsevier, Inc.

Mrozowski, Tim (1999) Construction Management of Steel Construction. Chicago: AISC

Bruneau, Michael et alia (1998) Ductile Design of Steel Structures – McGraw Hill – United States

Abolhassan, Astaneh.(1998) Seismic behavior and design of gusset plates. En: Steel Tips of Structural Steel Education Council. Berkeley-California.

Facultad de Ingeniería Civil: Universidad de los Andes 1998 Manual técnico de lámina colaborante. 1ra. Edición. Bogota: Universidad de los Andes.

Galambos, Theodore 1998 Developments in LRFD in the United States of America - Elsevier Science Conference.

US Army Corps Engineers 1998 Seismic Design for Buildings - West Point – Chicago - Estados Unidos.

Galambos, Theodore et alia 1997 Estructuras de acero con LRFD. 3ra Edición. Chicago: Prentice Hall, Inc.

American Institute of Steel Construction, Inc., 1997 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC

Brockenbrough, Roger y Frederick Merrit 1997 Manual de diseño de estructuras de acero. 2da. Edición. New York: McGraw-Hill, Inc

Becker, Roy y Ishler, Michael 1996 Seismic design practice for eccentrically braced frames. En: Steel Tips of Structural Steel Education Council. Berkeley- California.

Francisco Javier Crisafulli, Diseño Sismo Resistente de Construcciones de Acero 3ra Edición, Asociación Latinoamericana del Acero – ALACERO 2013.

Alejandro Muñoz Pelaez, Apuntes del Curso de Ingeniería Antisísmica, Pontificia Universidad Católica. Lima, Perú 2009

Vargas C. W. (2017), Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en Av. Argentina, Lima – Callao.

Gutarra M. (2016), Mejoramiento de almacenes autosoportados con elementos de acero estructural nacionales, Huancayo - Perú.

Orihuela y Dávila (2016), Diseño Estructural de una Nave Industrial Aplicando La Normativa AISC en la Ciudad de Juliaca – Perú.

Cruz C. L.; Figueroa P. y Hernández C. (2012), Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el Método LRFD. San Salvador.

Recio, F. (2012), Cálculo de nave industrial mediante Cype Metal 3D clásico para almacenamiento de materiales de construcción. Madrid - España.

Silva P. (2017), Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero. Lima Perú.

MVCS (2006). Norma Técnica E.020 "Cargas", Lima. El Peruano.

MVCS (2018). Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente". Lima: El Peruano.

MVCS (2009b). Norma Técnica E.090 "Acero". Lima: El Peruano

ILAFSA (2007). Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en acero. Sao Paulo -Brasil.

TECMO (2006). Estructuras Metálicas. Bogota – Colombia.

Aedo, E. M. (2016). Diseño, Fabricación y Montaje de Estructuras Metálicas de una Nave Múltiple con Sistema Tubest, para una Planta Industrial ubicado en Zona Industrial de Lurín. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima – Perú.

Alacero (2010). Módulo de uniones apernadas y soldada; Macro Steel Project. Sao Paulo – Brasil.

Cabello, J. (2016).: Diseño de Estructuras de Naves de Acero. Universidad autónoma de México, Ciudad de México - México

ANEXOS

ANEXO 1: Memoria de Cálculo de Estructura de Almacén Optimizado

1. PROPOSITO

Se pretende realizar un estudio e implementación del diseño para la construcción de las cubiertas para el área de concentrado y fundentes dentro del proyecto servicio de ingeniería a través de un contrato marco para el desarrollo de estudios de ingeniería específica, “Mejoramiento plataforma de almacenamiento para concentrado y fundentes de fundición Ilo” de Southern Perú Copper Corporation. Por tal motivo se realizó el análisis y diseño de las estructuras principales de acero.

2. OBJETIVO

Desarrollar la ingeniería de detalle cumpliendo con los requisitos de seguridad y de servicio especificados en los diversos códigos locales e internacionales para el diseño estructural.

3. DEFINICIONES

RNE	Reglamento Nacional de Edificaciones
ASCE	American Society of Civil Engineers
AISC	American Institute of Steel Construction
AWS	American Welding Society
ASTM	American Society for Testing and Materials.

4. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Las instalaciones de SPCC, se ubican al sur del Perú, el puerto de Ilo.



Figura 4.1– Ubicación del proyecto

5. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Los documentos de referencia usados en el diseño y análisis son presentados en el Cuadro:

Códigos, Regulaciones y Estándares

RNE Reglamento Nacional de Edificaciones	Norma E.020 Cargas
	Norma E.030 Sismo Resistente
	Norma E.090 Acero Estructural
AISC (American Institute of Steel Construction)	Manual of Steel Construction 14th Edition
	Specification for Structural Steel Building - Load and Resistance Factor Design (LRFD)
	Specification for Structural joints using ASTM A325 or A490 Bolts - Load and Resistance Factor Design (LRFD)
	Code of Standard Practice for Steel Building and Bridges AISC
AWS.D1.1/D1.1M	Structural Welding Code – Steel, American Welding Society
ASTM	Estándares aplicables para los diferentes materiales de construcción especificados en este Criterio, American Society for Testing and Materials.

6. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La Cubierta para el área de almacenamiento de concentrado, está formada por armaduras del tipo pórticos con perfiles metálicos tipo W y tipo ángulo, se usaron perfiles con acero estructural ASTM A992 Gr.50.

Los pórticos cubren un claro de 69.5 m y están espaciados en el sentido longitudinal a cada 8.50 m.

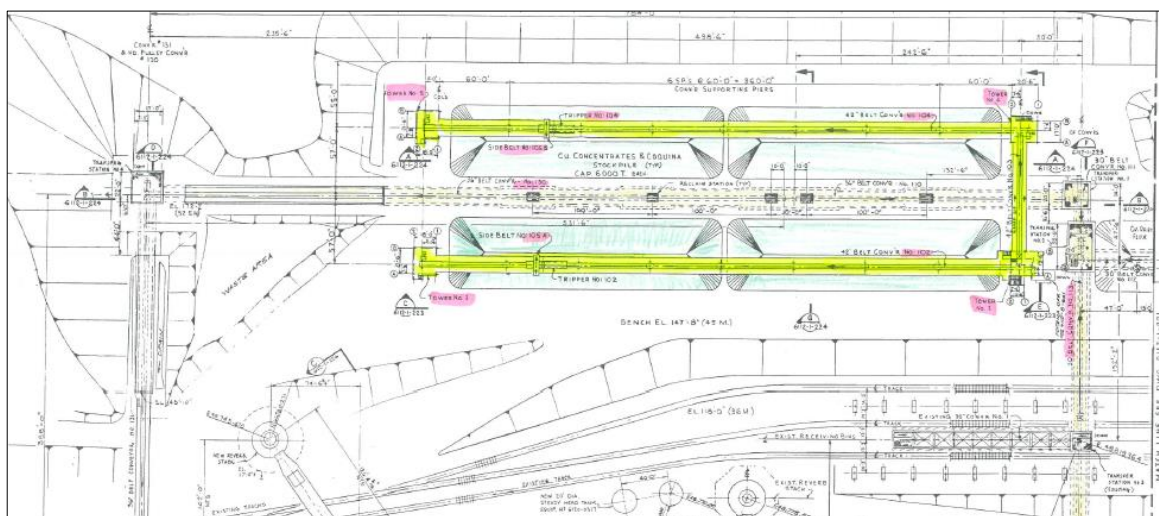


Figura 6.1– Vista en planta del terreno de almacenamiento

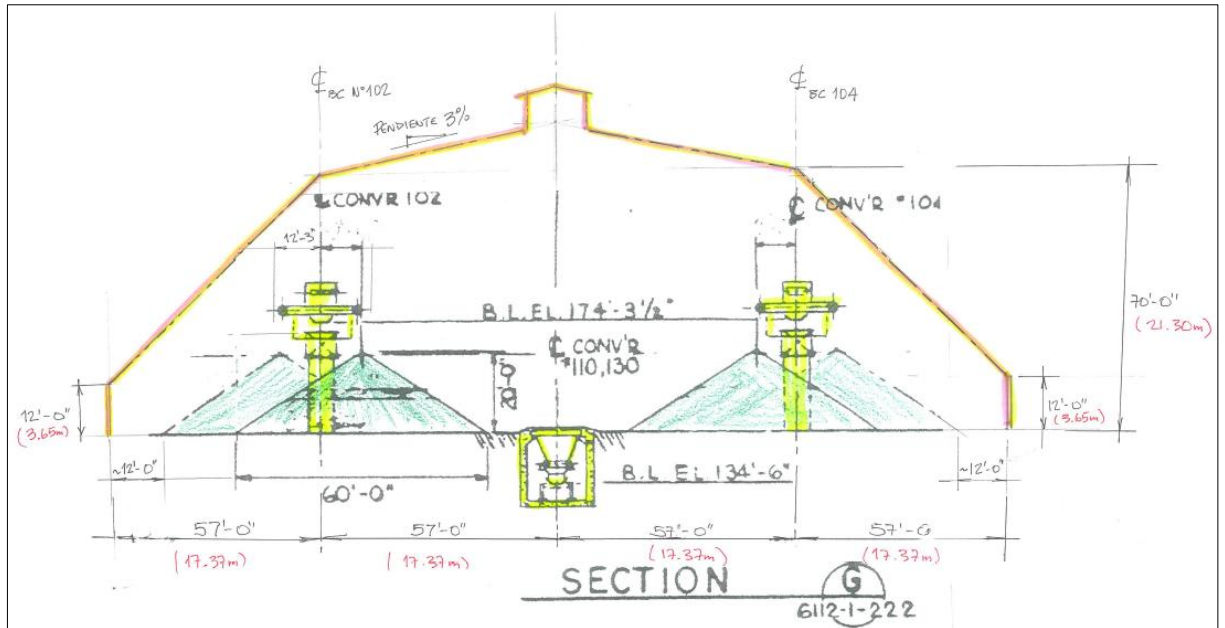


Figura 6.2– Bosquejo de elevación de proyección de cubierta metálica.

7. TIPO DE ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis y diseño de las cubiertas, se hace uso del software SAP2000, en el cual se genera un modelo matemático tridimensional, haciendo uso de elementos barra, a los cuales se les proporcionan las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones de los elementos de acero.

En el modelo matemático se definen las distintas cargas que la superestructura deberá de resistir, tales como cargas gravitacionales permanentes, cargas muertas, cargas vivas, fuerzas accidentales por sismo y viento. La aplicación de estas cargas queda supeditado a las combinaciones de carga establecidas en los estándares especificados en las bases de diseño estructural.

A partir de los datos suministrados al editar del modelo tridimensional y en función de la caracterización de la estructura en relación a su tamaño, se considera pertinente generar un análisis tridimensional para determinar el comportamiento de la estructura ante las acciones permanentes y accidentales.

8. CONFIGURACIÓN GEOMETRICA DEL ALMACEN

En los siguientes esquemas se muestran las características y configuración geométrica.

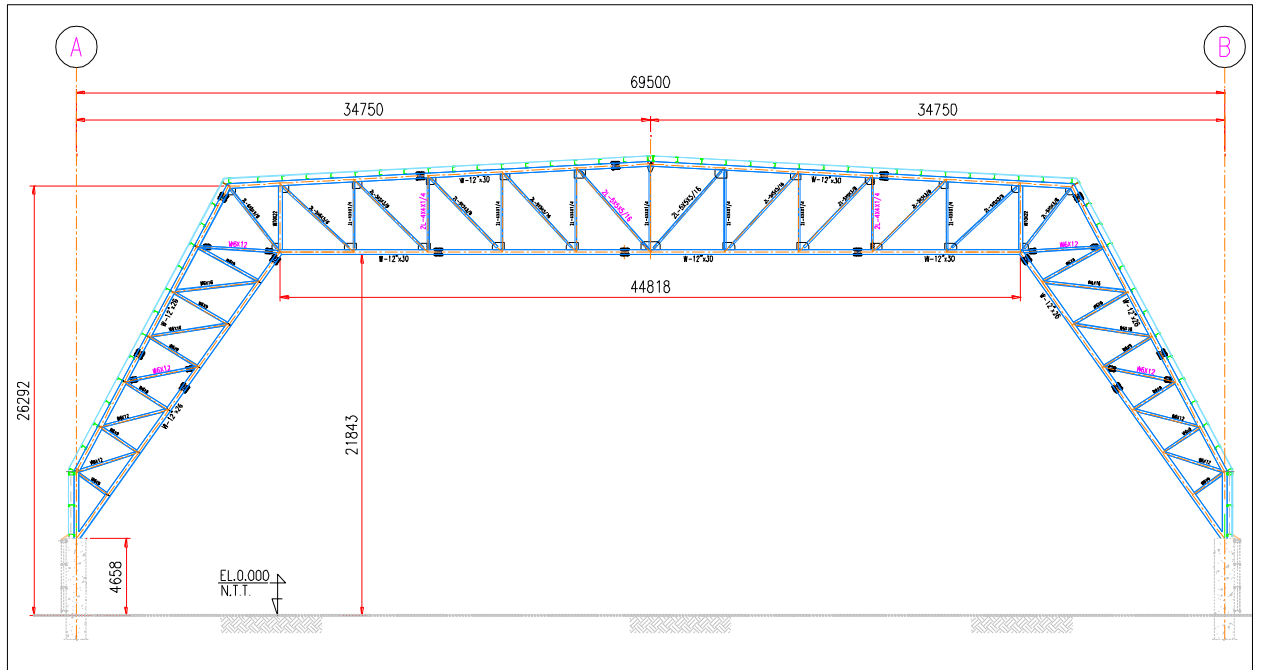


Figura 8.1– Configuración de portico típico

9. MODELO MATEMATICO

Los perfiles empleados en el modelo matemático y su geometría de la estructura analizada se representan en la siguiente figura:

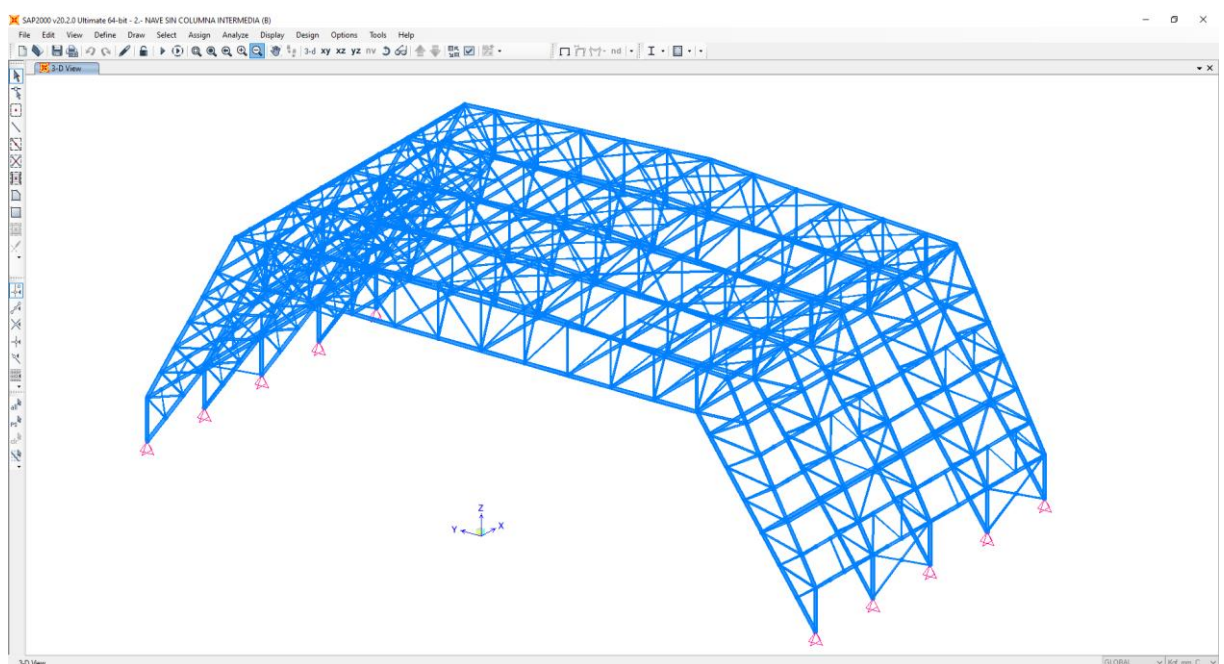


Figura 9.1 – Vistas 3D general (SAP2000)

10. CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES DE CARGAS

CARGA MUERTA (D, Dt)

Carga de Perfiles (D)

Es la carga vertical debida al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.

El cálculo del peso de los perfiles de acero en modelo 3D, es considerado directamente en el software SAP2000.

Carga Muerta (Dt)

Los metrados de cargas se muestra en los siguientes cuadros:

Cuadro de Carga Muerta en Techo

Material	Cargas
Panel metálico Precor TR-4	7.5 kg/m ²
Viguetas de techo (canales "C")	8.0 kg/m ²
Luminarias	2.5 kg/m ²
Otros	5.0 kg/m ²
Carga Total: 23.0 kg/m²	

**La carga total se distribuye sobre las viguetas horizontales.*

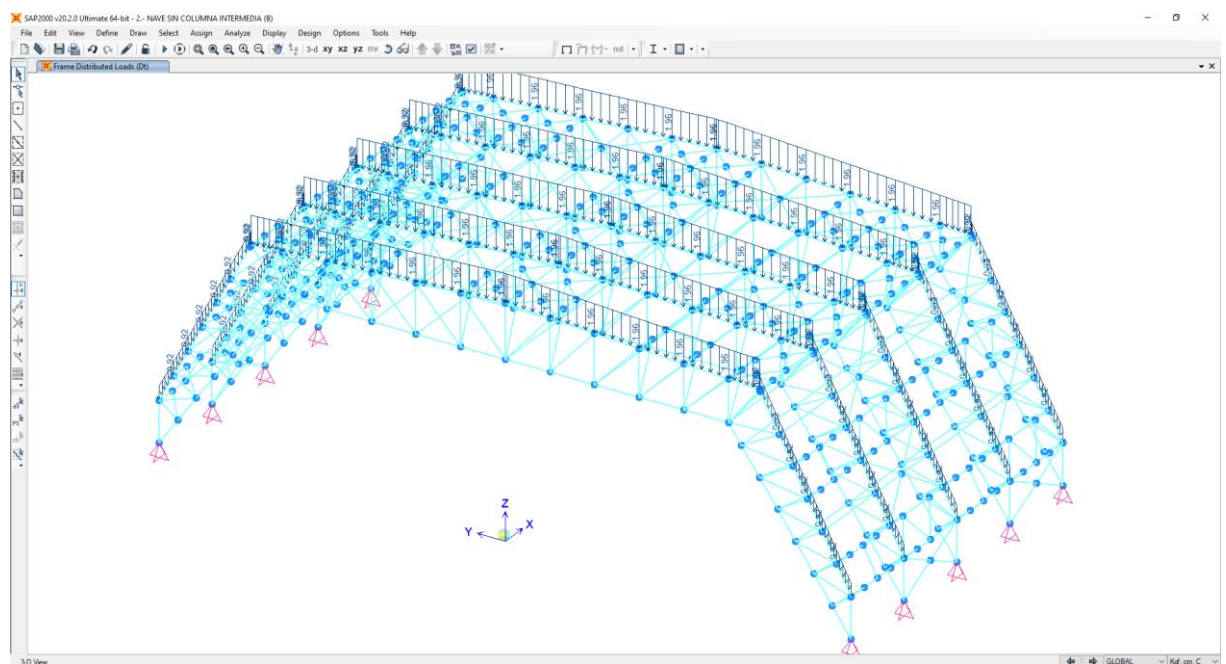


Figura 10.1 – Asignación de carga muerta en techo, kg/cm.

CARGA VIVA (L)

Carga Viva Techo (Lr)

De acuerdo al RNE la Norma NTE.020, la carga viva sobre el techo con cobertura liviana de planchas onduladas o plegadas, material plástico, etc. La mínima carga viva sobre los techos con cobertura liviana deberá ser 0.30 kPa (30.0 kg/m²).

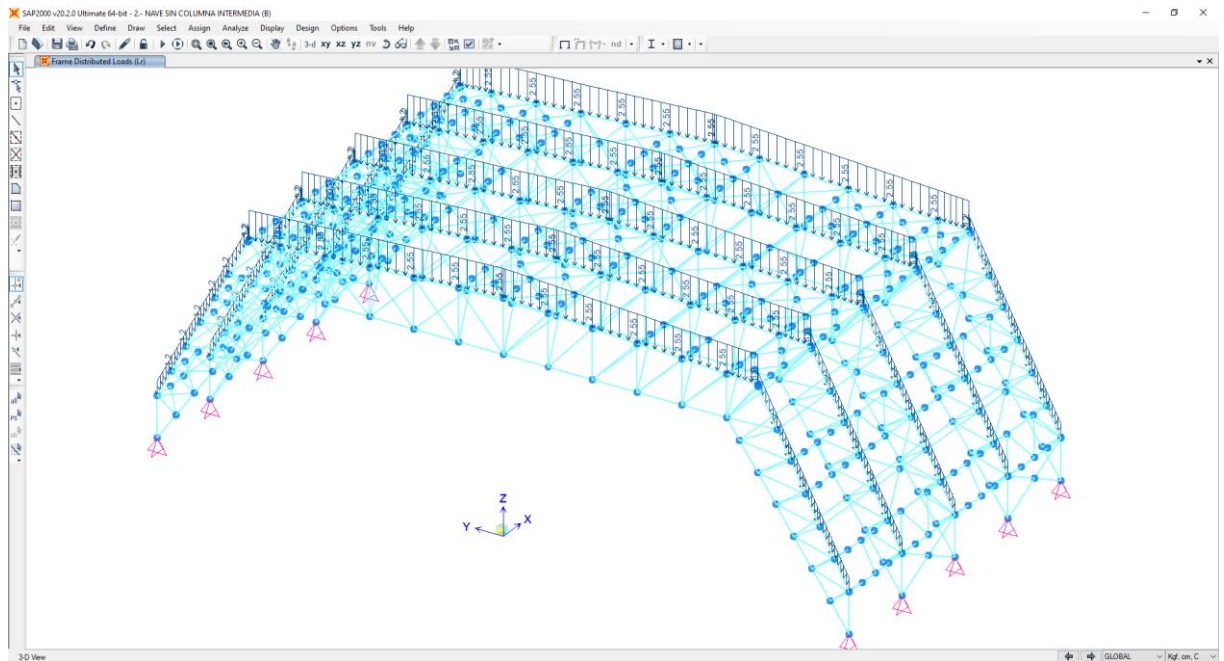


Figura 10.2 – Carga viva en planta techo superior, kg/cm

CARGA DE VIENTO (W)

Cargas de viento de acuerdo a la Norma NTE.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Según Mapa Eulico la velocidad de viento en la zona tomaremos 100.0km/h.

METRADO DE CARGAS DEL RNE E020

CARGAS DE VIENTO SOBRE ESTRUCTURA

$V = 100$ km/h Velocidad de viento en la zona

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

Velocidad de diseño (km/h) a la altura h.

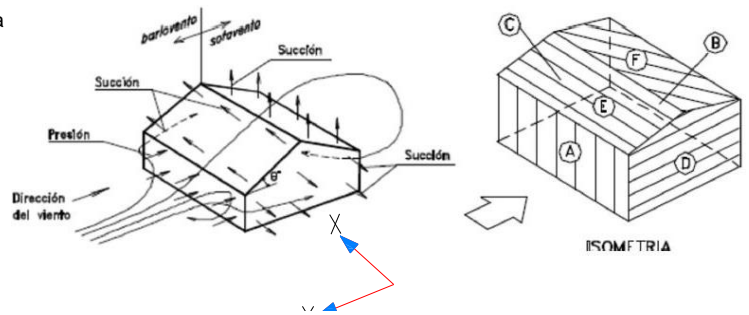
$$P_h = 0.005 * C_p * V_h^2, \quad C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Donde:

h : Altura sobre el terreno (m)

C_{pe} : Factor de forma adimensional - externa

C_{pi} : factor de forma adimensional - interna



CASO I: C_{pi}= 0.30 (Aberturas uniformes en lados a barlovento y sotavento)

Dirección de Viento: Wy

Construcción	Face	h(m)	Dirección	C _{pe}	C _{pi}	C _p	V _h	Ph(kg/m ²)	Tipo
Superficies verticales de edificios	A	26.5	Barlovento	0.80	0.30	0.50	123.91	38.39	Presión
Superficies verticales de edificios	B	26.5	Sotavento	-0.60	0.30	-0.90	123.91	-69.09	Succión
superficies // a la dirección del viento	C	26.5	Barlovento	-0.70	0.30	-1.00	123.91	-76.77	Succión
superficies // a la dirección del viento	D	26.5	Barlovento	-0.70	0.30	-1.00	123.91	-76.77	Succión
superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$	E	26.5	Barlovento	0.70	0.30	0.40	123.91	30.71	Presión
superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$	F	26.5	Sotavento	-0.60	0.30	-0.90	123.91	-69.09	Succión

Dirección de Viento: Wx

Construcción	Face	h(m)	Dirección	C _{pe}	C _{pi}	C _p	V _h	Ph(kg/m ²)	Tipo
superficies // a la dirección del viento	A	26.5	Barlovento	-0.70	0.30	-1.00	123.91	-76.77	Succión
superficies // a la dirección del viento	B	26.5	Sotavento	-0.70	0.30	-1.00	123.91	-76.77	Succión
Superficies verticales de edificios	C	26.5	Sotavento	-0.60	0.30	-0.90	123.91	-69.09	Succión
Superficies verticales de edificios	D	26.5	Barlovento	0.80	0.30	0.50	123.91	38.39	Presión
superficies // a la dirección del viento	E	26.5	Barlovento	-0.30	0.30	-0.60	123.91	-46.06	Succión
superficies // a la dirección del viento	F	26.5	Sotavento	-0.60	0.30	-0.90	123.91	-69.09	Succión

CASO II: $C_{pi} = -0.3$ (Aberturas uniformes en lados a barlovento y sotavento)

Dirección de Viento: Wy

Construcción	Face	h(m)	Dirección	Cpe	Cpi	Cp	Vh	Ph(kg/m2)	Tipo
Superficies verticales de edificios	A	26.5	Barlovento	0.80	-0.30	1.10	123.91	84.45	Presión
Superficies verticales de edificios	B	26.5	Sotavento	-0.60	-0.30	-0.30	123.91	-23.03	Succión
superficies // a la dirección del viento	C	26.5	Barlovento	-0.70	-0.30	-0.40	123.91	-30.71	Succión
superficies // a la dirección del viento	D	26.5	Barlovento	-0.70	-0.30	-0.40	123.91	-30.71	Succión
superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$	E	26.5	Barlovento	0.70	-0.30	1.00	123.91	76.77	Presión
superficies inclinadas $\theta \leq 15^\circ$	F	26.5	Sotavento	-0.60	-0.30	-0.30	123.91	-23.03	Succión

Dirección de Viento: Wx

Construcción	Face	h(m)	Dirección	Cpe	Cpi	Cp	Vh	Ph(kg/m2)	Tipo
superficies // a la dirección del viento	A	26.5	Barlovento	-0.70	-0.30	-0.40	123.91	-30.71	Succión
superficies // a la dirección del viento	B	26.5	Sotavento	-0.70	-0.30	-0.40	123.91	-30.71	Succión
Superficies verticales de edificios	C	26.5	Sotavento	-0.60	-0.30	-0.30	123.91	-23.03	Succión
Superficies verticales de edificios	D	26.5	Barlovento	0.80	-0.30	1.10	123.91	84.45	Presión
superficies // a la dirección del viento	E	26.5	Barlovento	-0.30	-0.30	0.00	123.91	0.00	Succión
superficies // a la dirección del viento	F	26.5	Sotavento	-0.60	-0.30	-0.30	123.91	-23.03	Succión

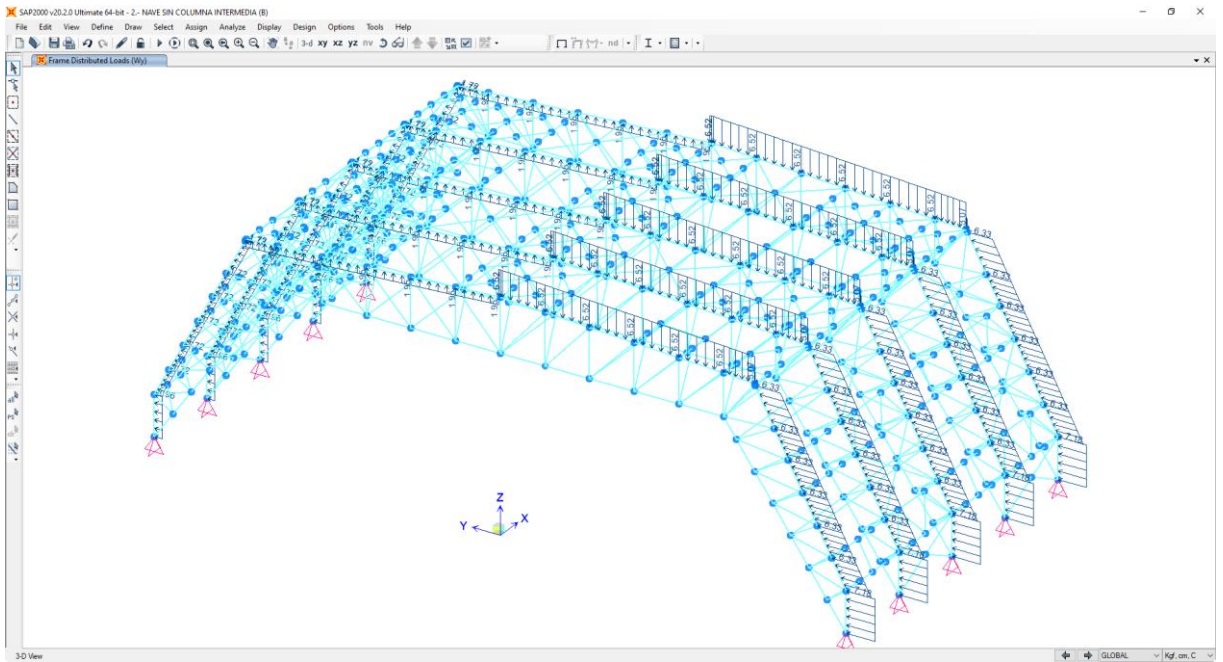


Figura 10.3. – Carga en techo, dirección “Y”, kg/cm

CARGA POR SISMO (Sx & Sy)

Para el análisis por sismo se usa la normativa de Perú, E.030 Sismorresistente 2018, que son alimentados al modelo matemático.

Las fuerzas sísmicas se aplican en el programa SAP2000, considerando cargas muertas y vivas.

Para el análisis sísmico de las estructuras se calcularon los desplazamientos laterales de todos sus nodos (en direcciones del eje X y el eje Y), así como sus fuerzas internas de cada elemento resistente por el método de respuesta modal espectral. Para obtener esta información se realizó un modelo tridimensional de las estructuras. (Figura 10.4).

- Cargas consideradas para el análisis sísmico son:
 - D (carga muerta) 100%
 - L (carga viva del techo) 25%

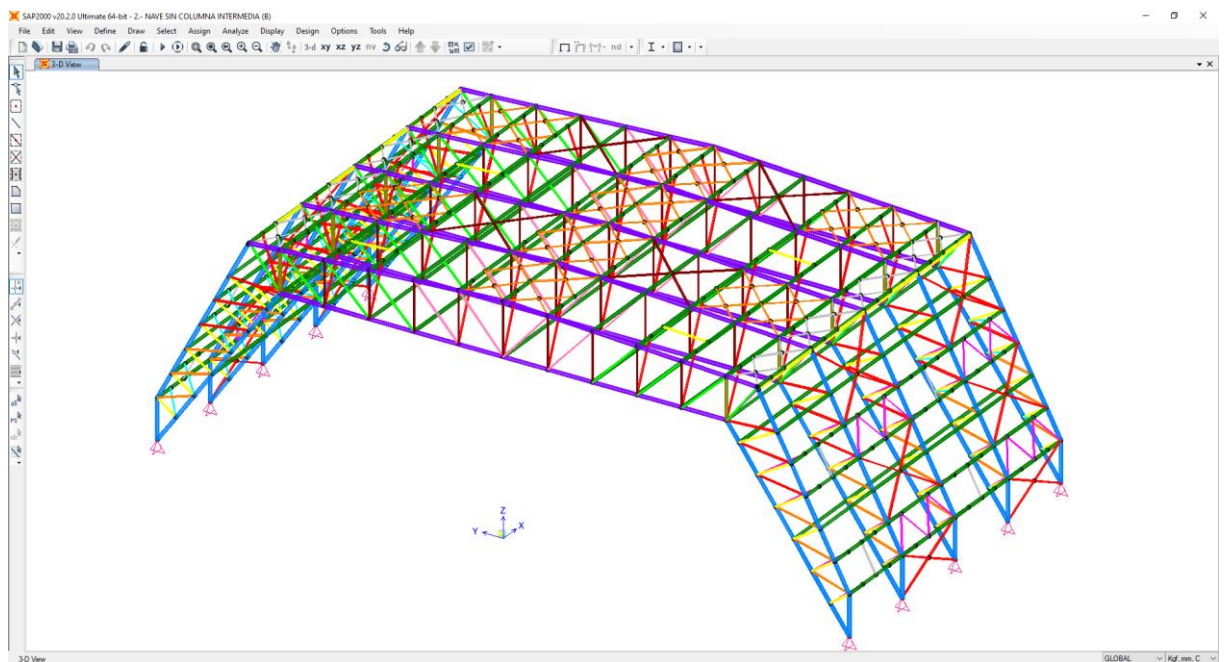


Figura 10.4.- Modelo tridimensional.

Zonificación.

Z= Factor de aceleración máxima horizontal.

Zona 4, Z=0.45

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10



Condiciones Geotécnicas.

Tipo de perfil s2 (suelos intermedios).

Perfil	\bar{V}_s	N_{60}	S_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

s2

Parámetro del Sitio.

ZONA \ SUELO	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

S=1.05

	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

Tp=0.6

Tl=2.0

Factor de Amplificación Sísmica (C).

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

C=2.5

Categoría de Edificación y Factor de Uso (U)

A Edificaciones esenciales U=1.5

U=1.3

B Edificaciones importantes U=1.3

C Edificaciones comunes U=1.0

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Ro).

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
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
(SCBF)	6
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	8
(OCBF)	
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

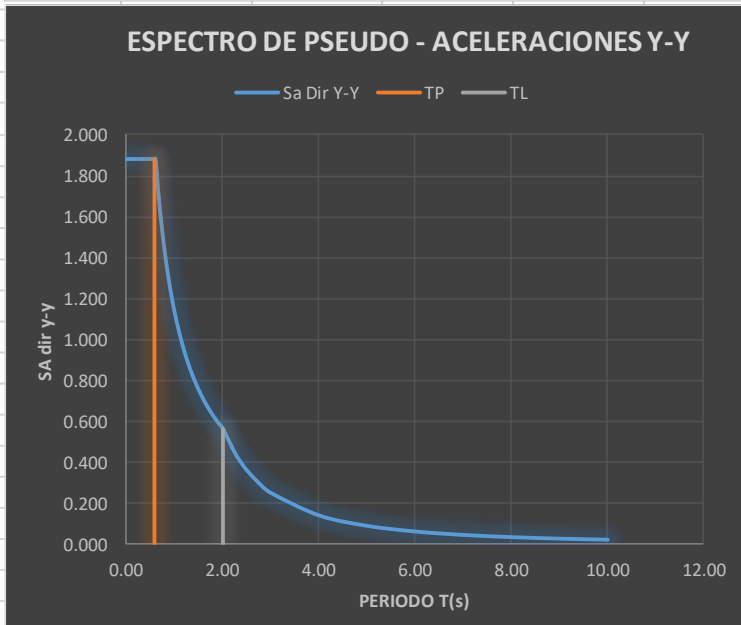
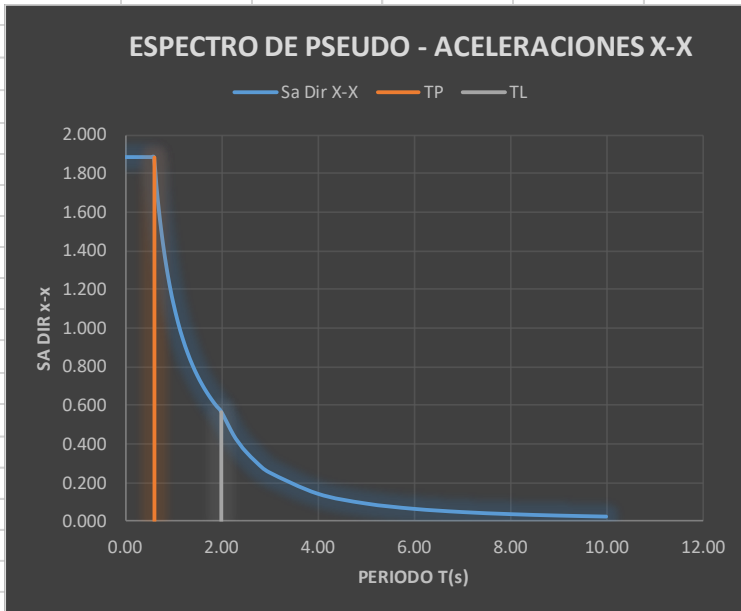
Rx=8.0

Ry=8.0

Análisis Dinámico:

Para obtener la resultante máxima de la estructura, se empleó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) que contempla la Norma E-030. Este criterio se aplica a cada fuerza interna en los elementos que compone la super estructura y desplazamientos globales.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y	C	T	Sa Dir X-	Sa Dir Y-
Z	0.45	R ₀	8.0	8.0	2.50	0.00	1.883	1.883
U	1.30	I _a	1.00	1.00	2.50	0.02	1.883	1.883
S	1.05	I _p	1.00	1.00	2.50	0.04	1.883	1.883
T _P	0.60	R	8	8	2.50	0.06	1.883	1.883
TL	2.00		9.81 m/s ²		2.50	0.08	1.883	1.883
$T < T_P \quad C = 2,5$					2.50	0.10	1.883	1.883
$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$					2.50	0.12	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.14	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.16	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.18	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.20	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.25	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.30	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.35	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.40	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.45	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.50	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.55	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.50	0.60	1.883	1.883
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.31	0.65	1.738	1.738
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.14	0.70	1.614	1.614
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					2.00	0.75	1.506	1.506
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.88	0.80	1.412	1.412
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.76	0.85	1.329	1.329
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.67	0.90	1.255	1.255
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.58	0.95	1.189	1.189
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.50	1.00	1.130	1.130
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.36	1.10	1.027	1.027
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.25	1.20	0.942	0.942
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.15	1.30	0.869	0.869
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.07	1.40	0.807	0.807
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					1.00	1.50	0.753	0.753
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.94	1.60	0.706	0.706
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.88	1.70	0.665	0.665
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.83	1.80	0.628	0.628
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.79	1.90	0.595	0.595
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.75	2.00	0.565	0.565
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.59	2.25	0.446	0.446
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.52	2.40	0.392	0.392
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.48	2.50	0.362	0.362
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.40	2.75	0.299	0.299
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.33	3.00	0.251	0.251
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.19	4.00	0.141	0.141
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.12	5.00	0.090	0.090
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.08	6.00	0.063	0.063
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.06	7.00	0.046	0.046
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.05	8.00	0.035	0.035
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.04	9.00	0.028	0.028
$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$					0.03	10.00	0.023	0.023



COMBINACIONES DE CARGAS

La combinación de carga por el método del LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Combinaciones de Carga, para cálculos y diseños por resistencia última según RNE E.090:

Combinaciones de cargas:

$$U1 = 1.4D + 1.4Dt$$

$$U2 = 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr$$

$$U3 = 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr$$

$$U4 = 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr + 0.8Wx$$

$$U5 = 1.2D + 1.2Dt + 1.6Lr + 0.8Wy$$

$$U6 = 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr + 1.3Wx$$

$$U7 = 1.2D + 1.2Dt + 0.5Lr + 1.3Wy$$

$$U8 = 1.2D + 1.2Dt + 1.0Sx$$

$$U9 = 1.2D + 1.2Dt + 1.0Sy$$

$$U10 = 0.9D + 0.9Dt + 1.3Wx$$

$$U11 = 0.9D + 0.9Dt + 1.3Wy$$

$$U12 = 0.9D + 0.9Dt + 1.0Sx$$

$$U13 = 0.9D + 0.9Dt + 1.0Sy$$

Las combinaciones en servicio, son los siguientes:

$$S1 = D+L$$

Donde:

D : carga muerta (permanente).

Lr : carga viva en techo.

W : carga de viento.

S : carga sísmica.

11. ESPECIFICACIÓN DE MATERIAL DE ACERO

Los materiales son perfiles laminados tubulares y planchas lisas, son empleados con la resistencia mecánica especificada o su equivalencia en otra norma:

- Planchas estructurales : Acero ASTM A572 Gr.50 ($F_y = 50.0$ ksi)
- Vigas W laminadas : Acero ASTM A992 Gr.50 ($F_y = 50.0$ ksi)
- Perfiles Tubulares : Acero ASTM A 500 Gr.A ($F_y = 33.0$ ksi)
- Pernos de conexión : Acero ASTM A325 ($F_u = 120.0$ ksi)
- Pin (barra) : SAE 1045 ($F_u = 92.0$ ksi)

12. PERFILES UTILIZADOS EN MODELO MATEMÁTICO

Los perfiles y geometría de la estructura analizada se representan en las siguientes figuras:

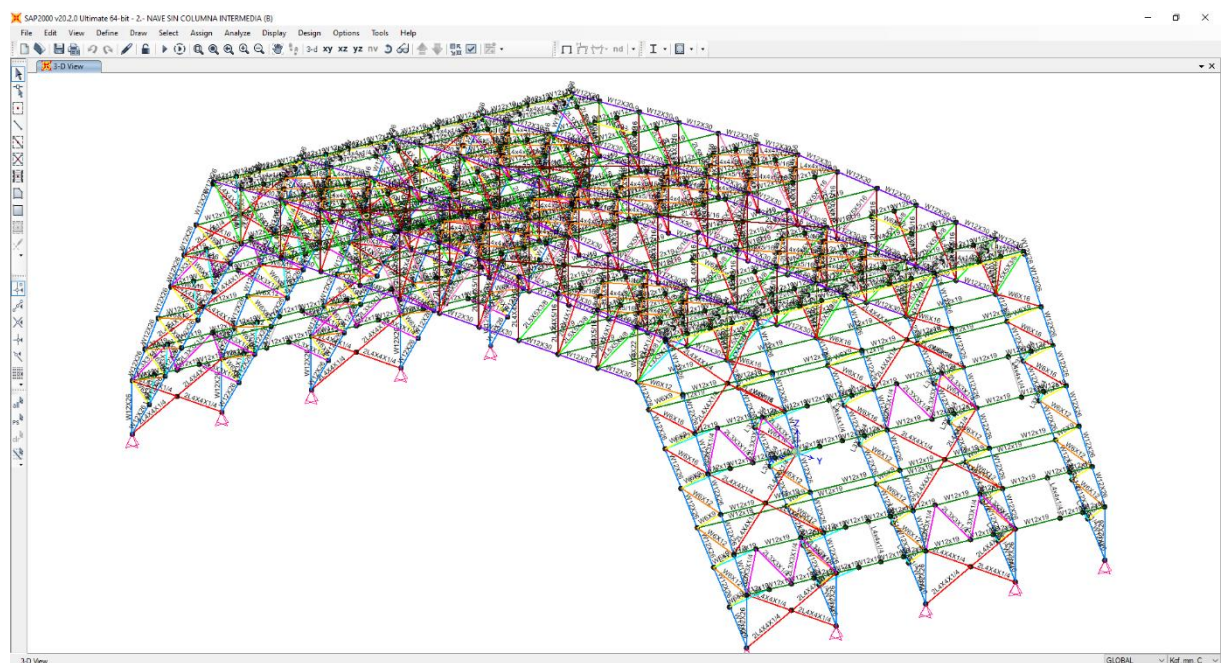


Figura 12.1 – Vista 3D general (SAP2000)

13. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE PERFILES

DEMANDA CAPACIDAD DE ESTRUCTURA DE ALMACÉN

El análisis y verificación para todas las combinaciones de cargas, realizado mediante el programa SAP2000. Vista referencial del modelo se presenta en las figuras.

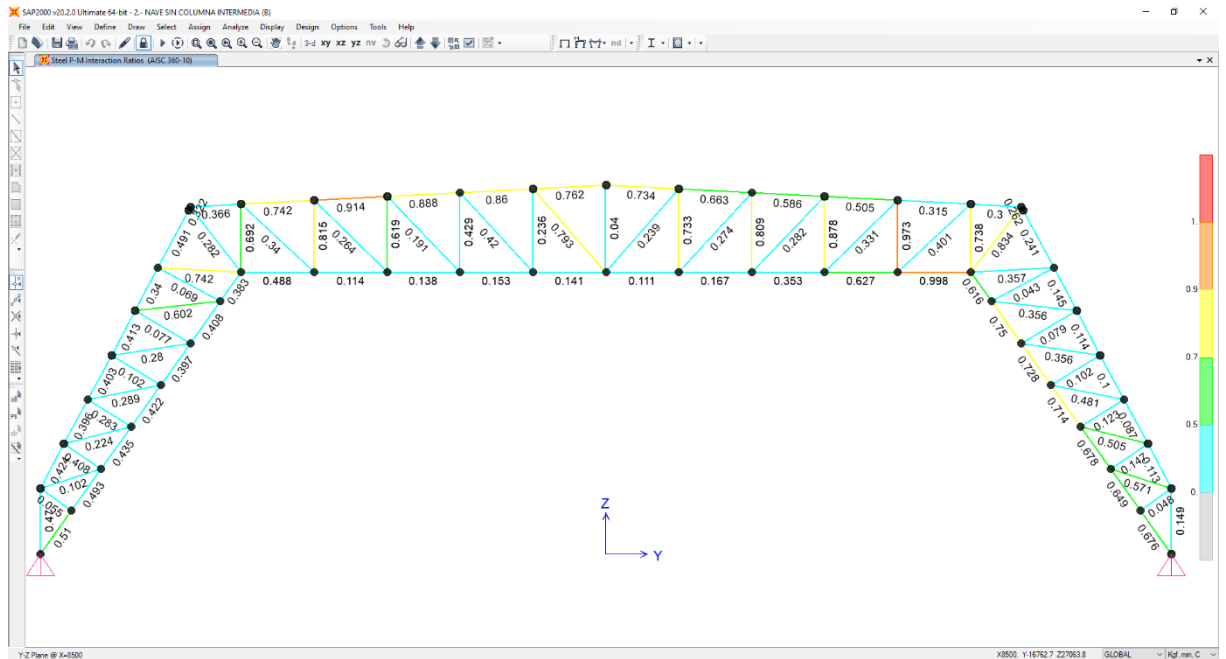


Figura 13.1 – Demanda Portico Principal (DC < 1.0...Ok, los resultados son satisfactorios)

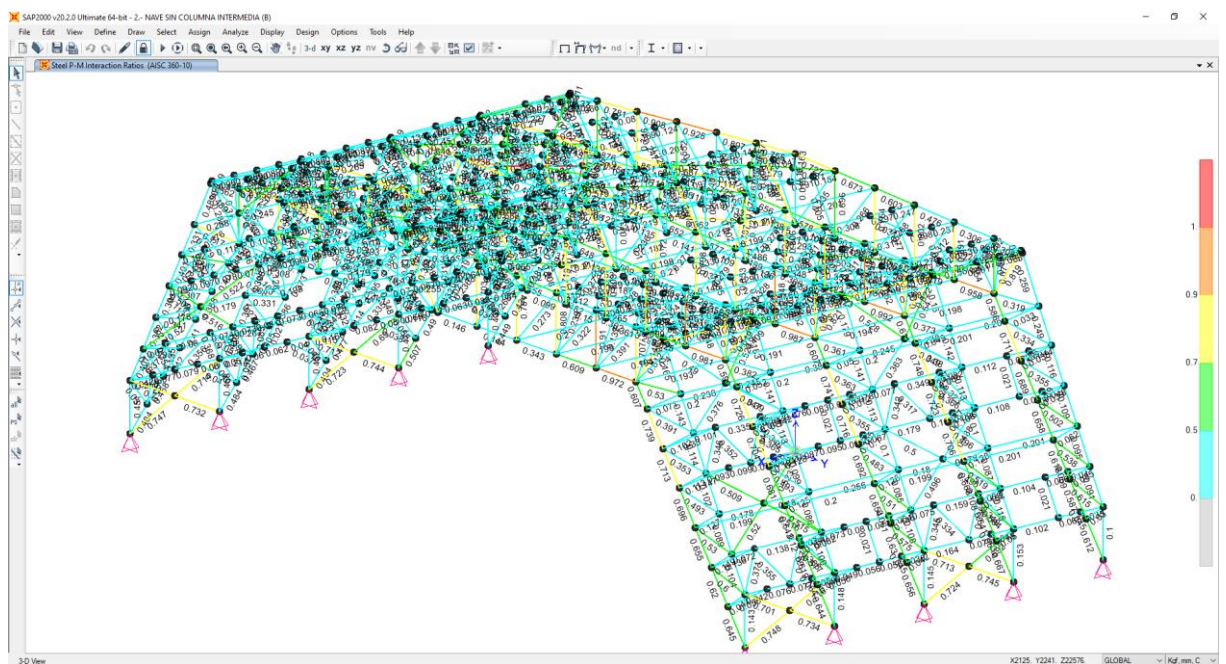


Figura 13.2 – Demanda Capacidad Modelo General (DC < 1.0...Ok, los resultados son satisfactorios)

VERIFICACIÓN DE PERFILES METÁLICOS

En los siguientes cuadros se muestran los cálculos de perfiles metálicos.

		Units		Tonf, m, C		
AISC 360-10 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : Tonf, m, C						
Frame : 217	X Mid: 8.500	Combo: COMB7	Design Type: Brace			
Length: 3.156	Y Mid: 24.602	Shape: W12X35	Frame Type: SMF			
Loc : 0.000	Z Mid: 14.259	Class: Compact	Princpl Rot: 0.000 degrees			
Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		Reduction: Tau-b Fixed			
D/C Limit=0.950	2nd Order: General 2nd Order		EA factor=0.800 EI factor=0.800			
AlphaPr/Py=0.280	AlphaPr/Pe=0.317	Tau_b=1.000				
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTY=0.900	PhiTF=0.750			
PhiS=0.900	PhiS-RI=1.000	PhiST=0.900				
A=0.007	I33=1.186E-04	r33=0.134	S33=7.473E-04	Av3=0.004		
J=0.000	I22=1.020E-05	r22=0.039	S22=1.224E-04	Av2=0.002		
E=20389019.16	fy=35153.481	Ry=1.100	z33=8.390E-04	Cw=0.000		
RLLF=1.000	Fu=45699.526		z22=1.885E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo COMB7)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	-65.327	-0.494	-0.043	-0.155	-0.031	2.183E-04
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)						
D/C Ratio: 0.522 = 0.499 + 0.017 + 0.006						
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.296
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1.000	1.000	1.432			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-65.327	130.803	210.240			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
Major Moment	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1		
Minor Moment	-0.494	26.545	26.545	22.183		
	-0.043	5.962				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
Major Shear	Force	Capacity	Ratio	Check		
Minor Shear	0.155	51.029	0.003	OK		
	0.031	83.554	0.000	OK		
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS						
	P	P				
Axial	Comp	Tens				
	-65.327	0.000				

Figura 13.3 – Cuerda Inferior Columna, perfil W12X35
(Demanda capacidad $0.52 < 1.0$)

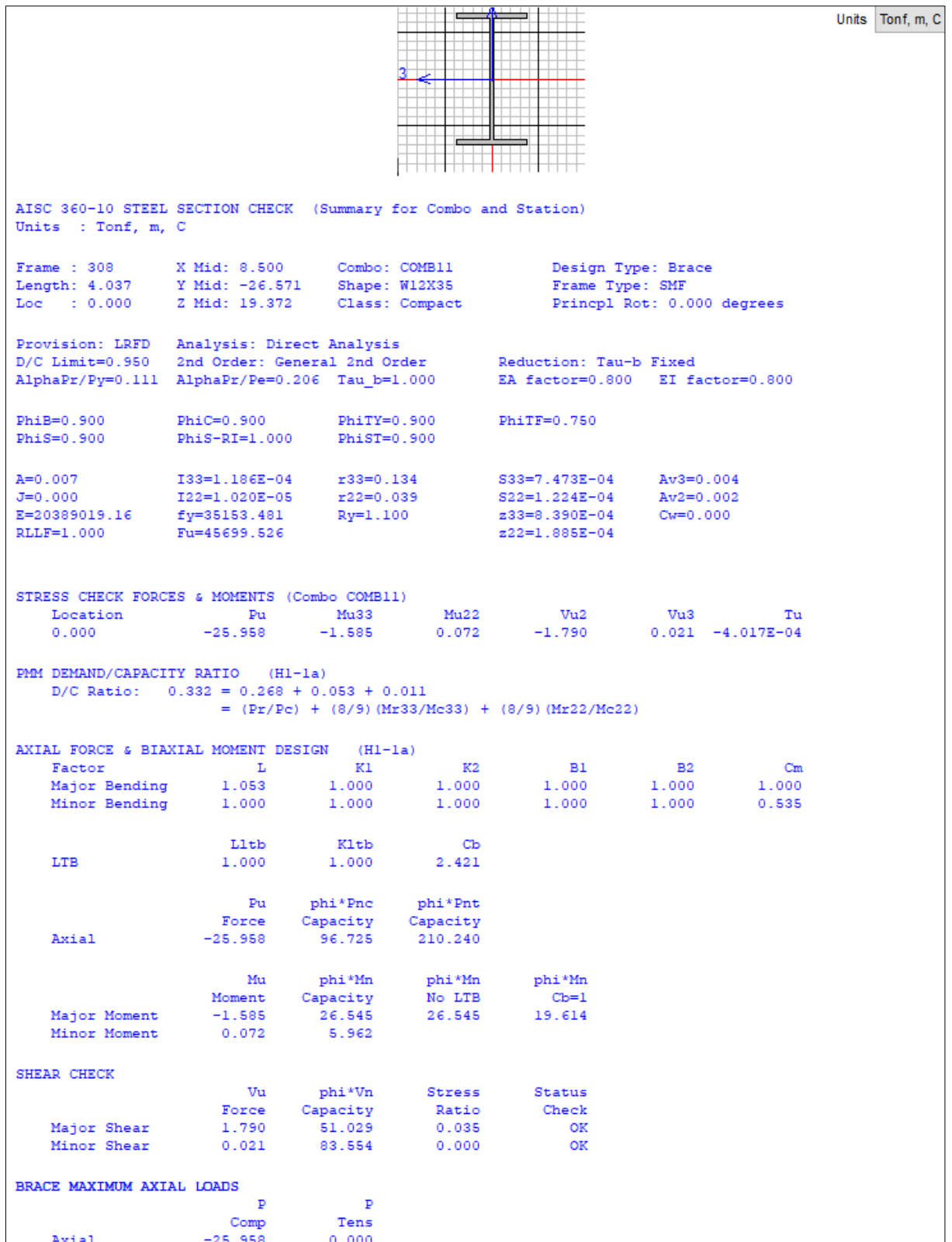


Figura 13.4 – Cuerda Superior Columna, perfil W12X35
(Demanda capacidad 0.33 < 1.0)

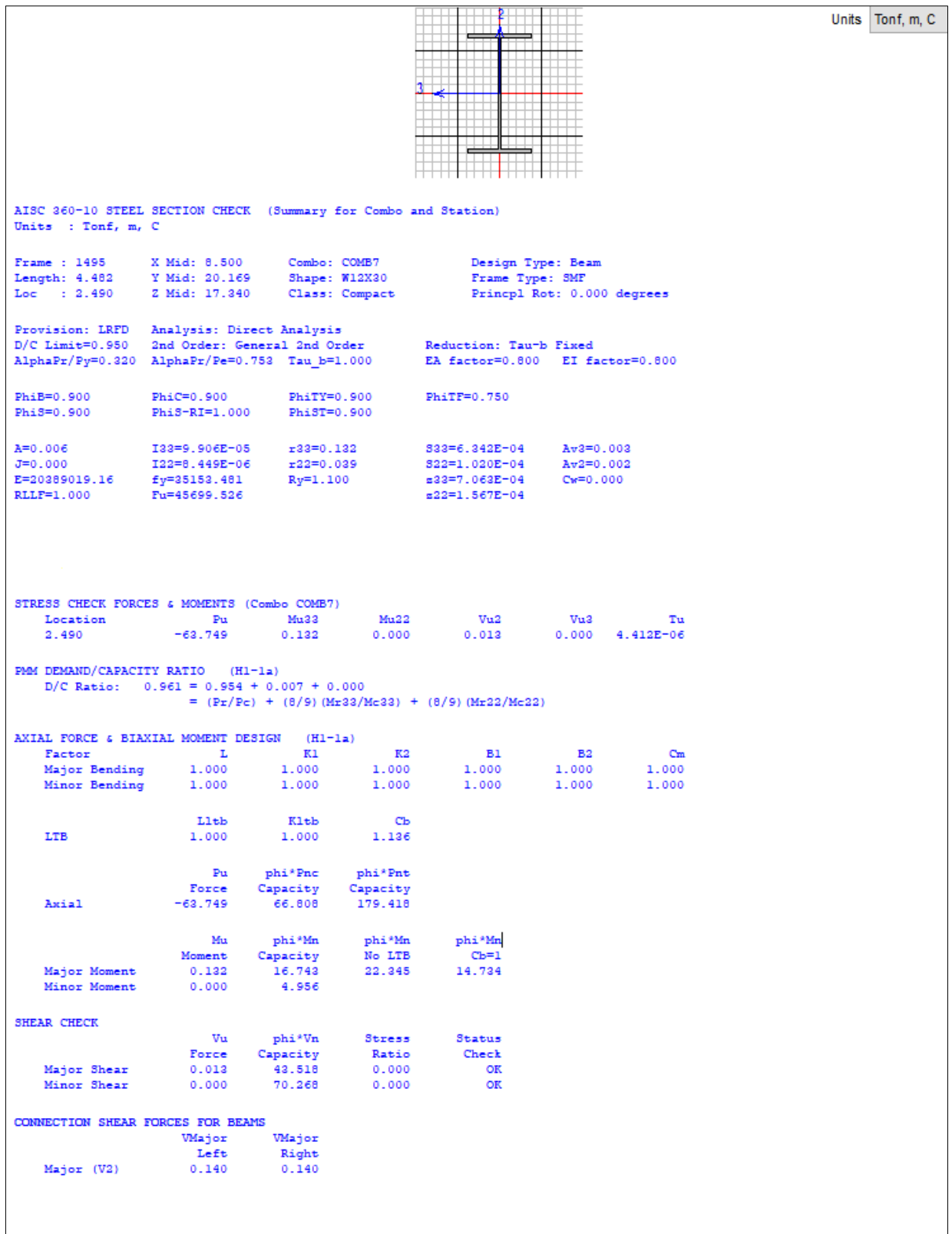


Figura 13.5 – Cuerda inferior de Viga, perfil W12X30
 (Demanda capacidad 0.96 < 1.0)

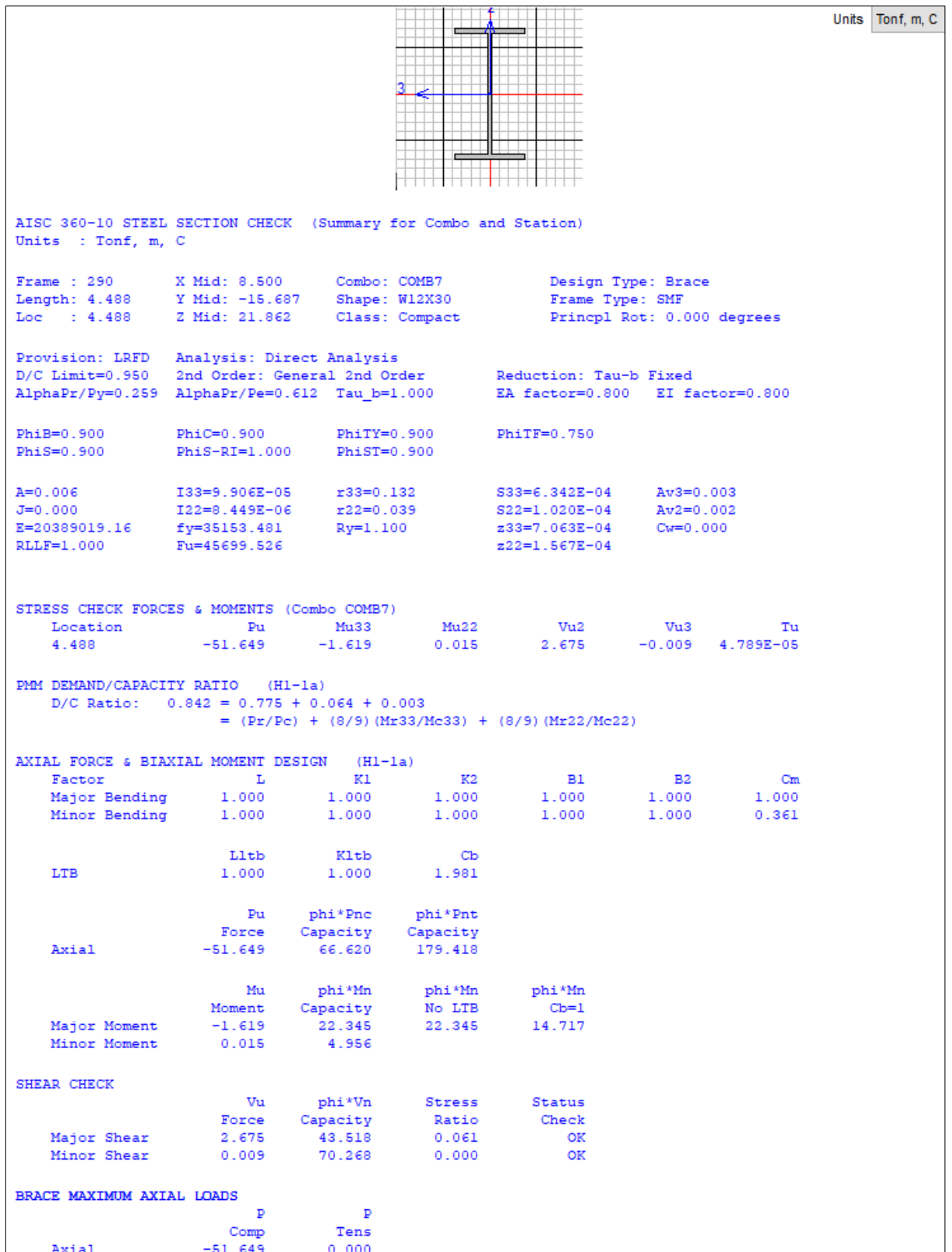


Figura 13.6 – Cuerda inferior de Viga, perfil W12X30
(Demanda capacidad 0.84 < 1.0)

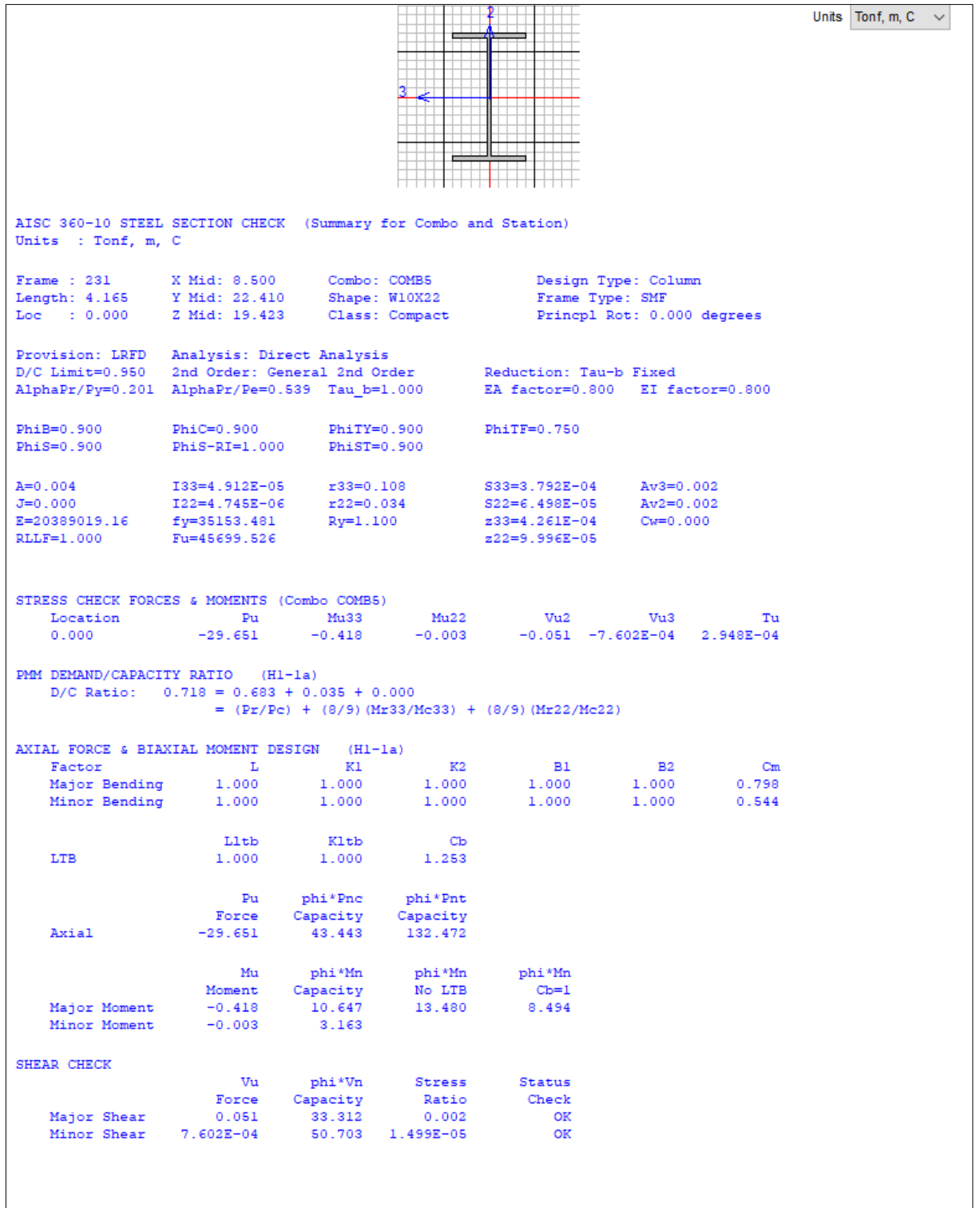


Figura 13.7 – Montante de Viga, perfil W10X22
(Demanda capacidad 0.72 < 1.0)

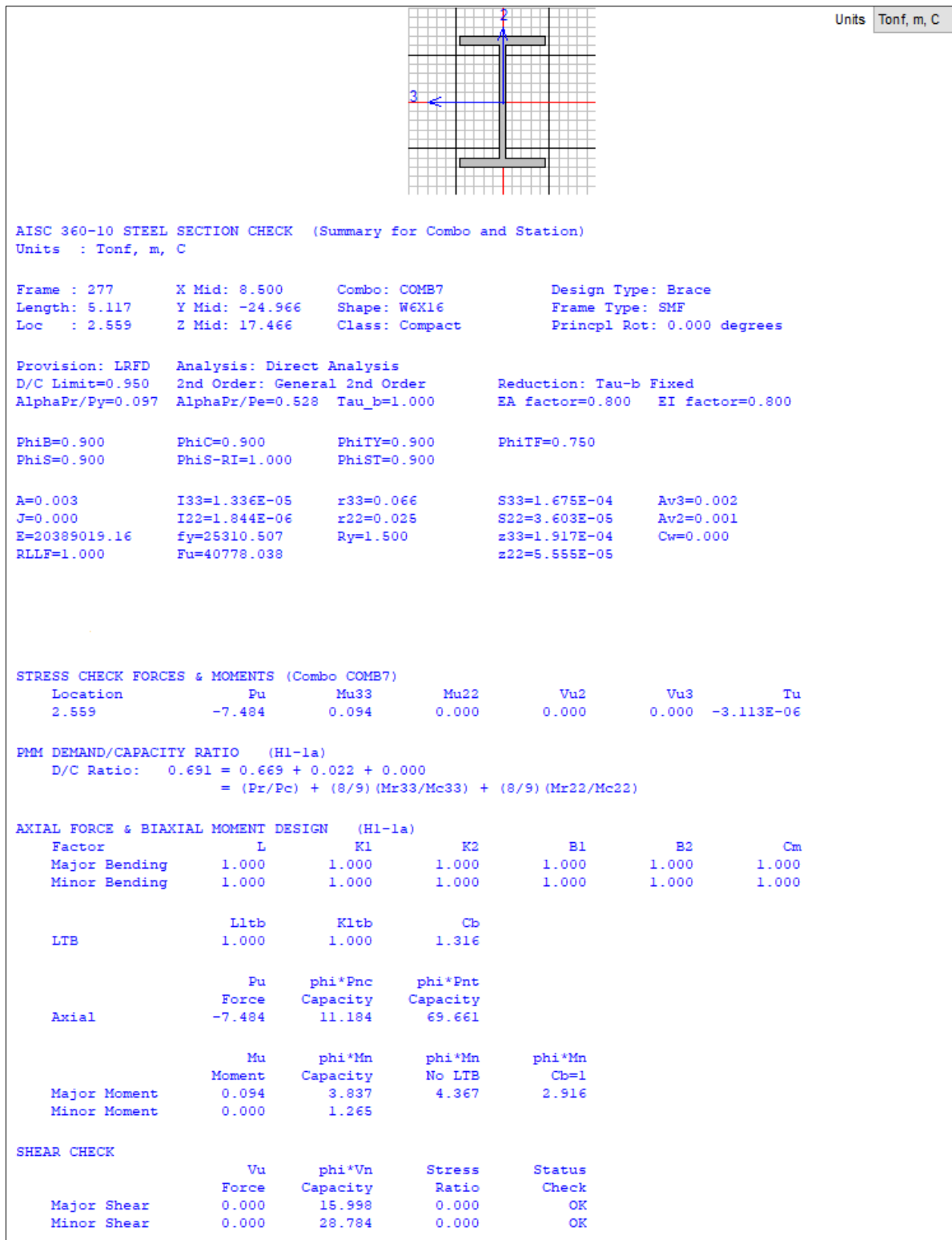


Figura 13.7 – Montante de Columna, perfil W6X16
(Demanda capacidad $0.69 < 1.0$)

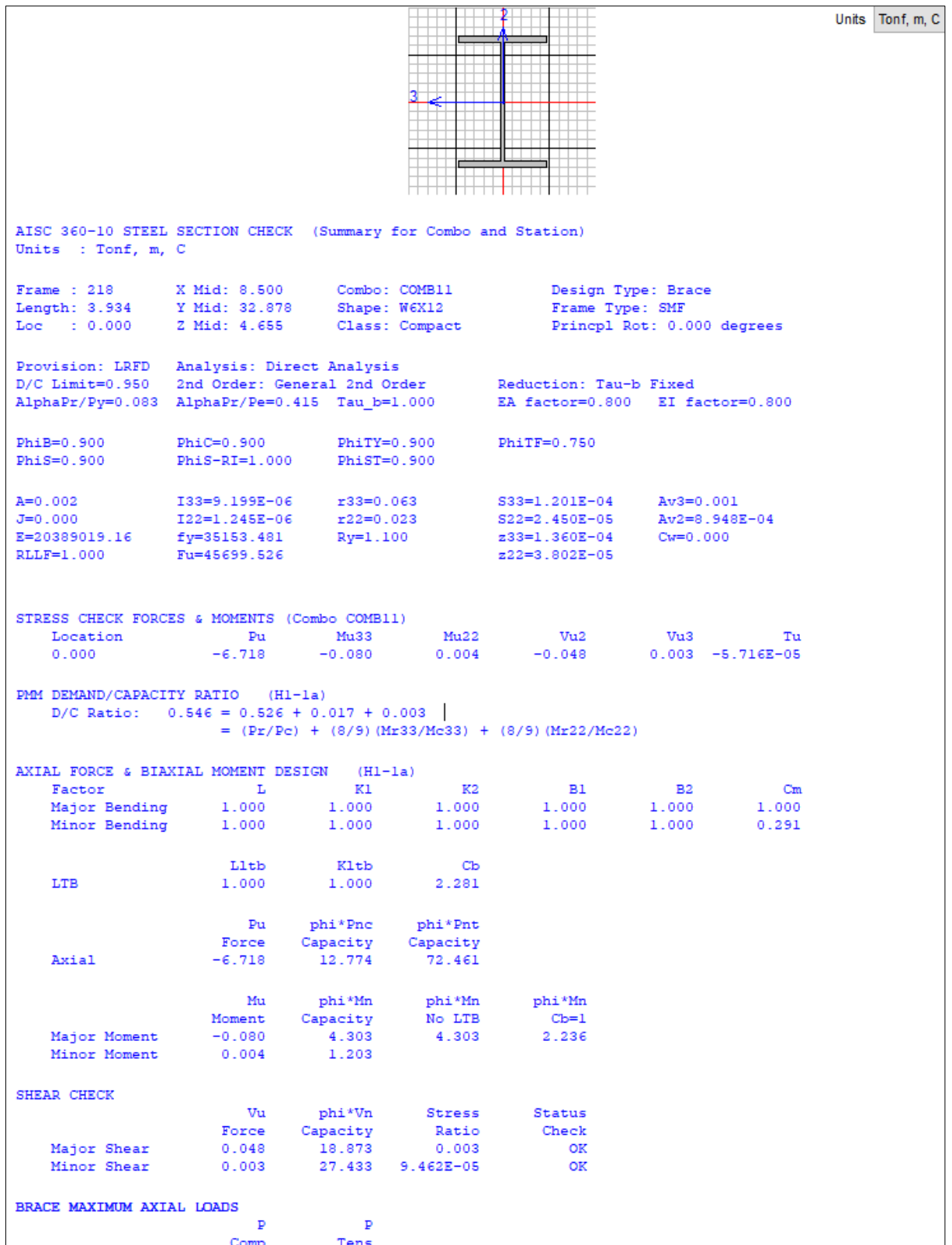


Figura 13.8 – Montante de Columna, perfil W6X12
(Demanda capacidad 0.55 < 1.0)

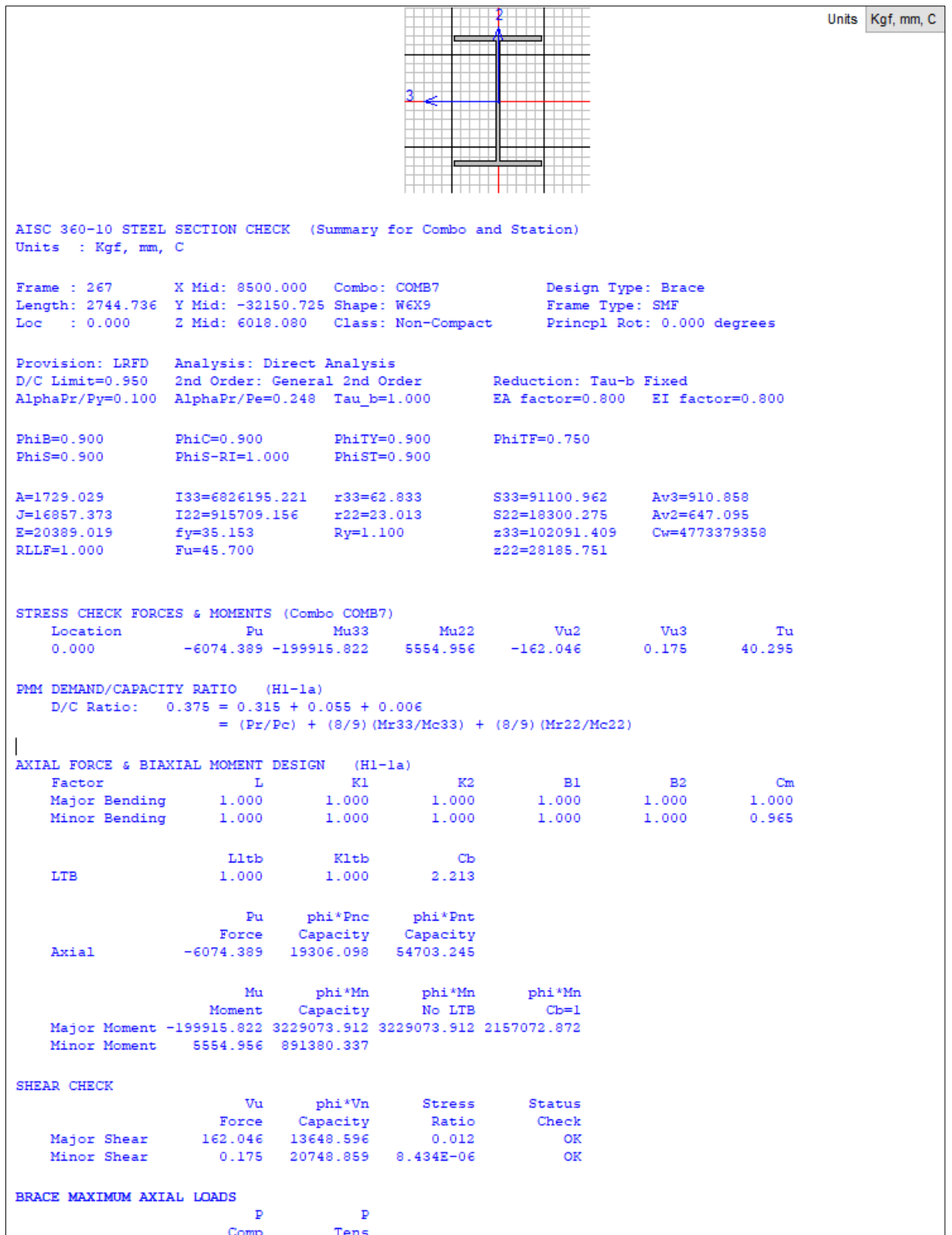


Figura 13.9 – Montante de Columna, perfil W6X9
(Demanda capacidad 0.38 < 1.0)

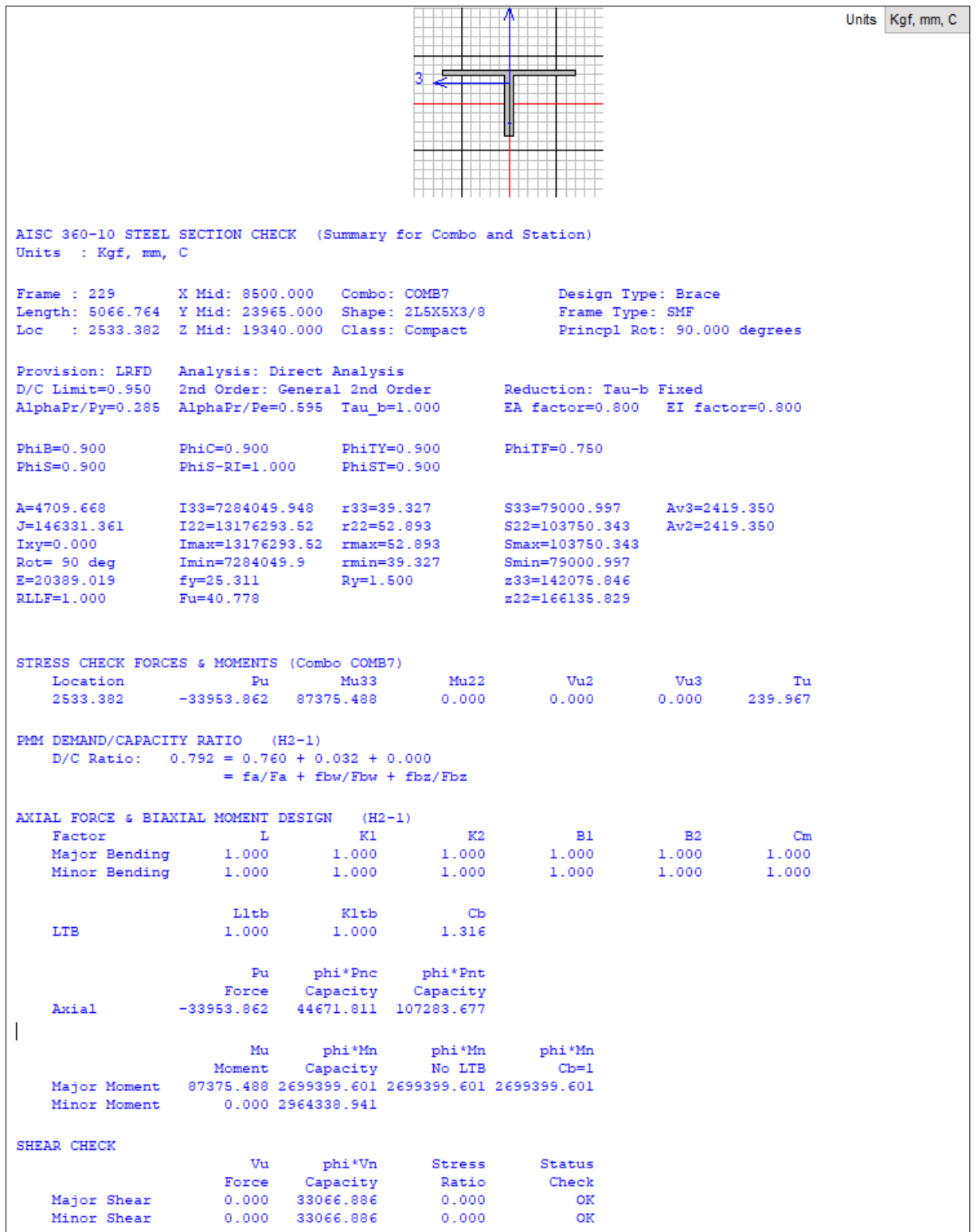


Figura 13.10 – Diagonal de Viga, perfil 2L-5X5X3/8
(Demanda capacidad 0.79 < 1.0)

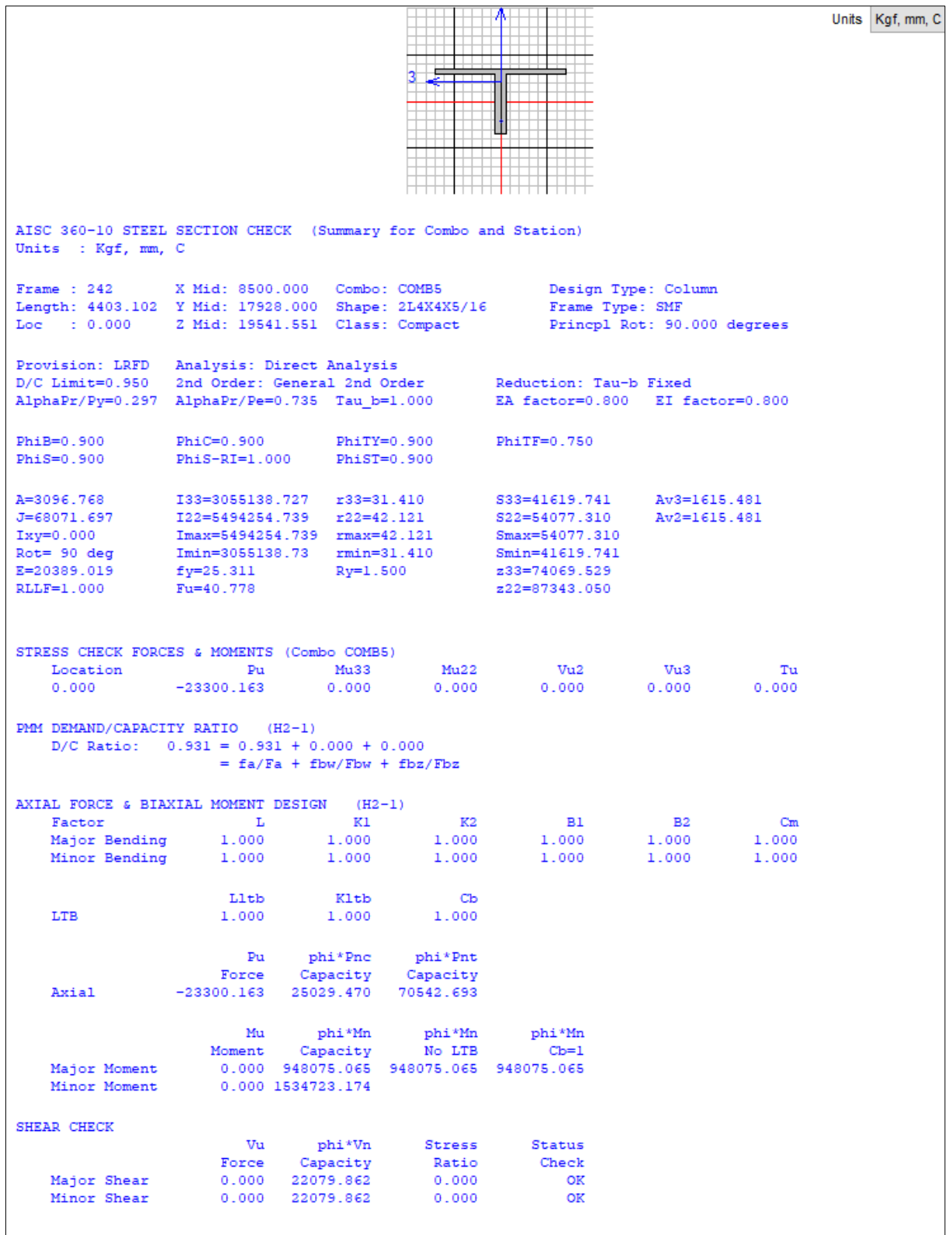


Figura 13.11 –Montante de Viga, perfil 2L-4X4X5/16
(Demanda capacidad 0.93 < 1.0)

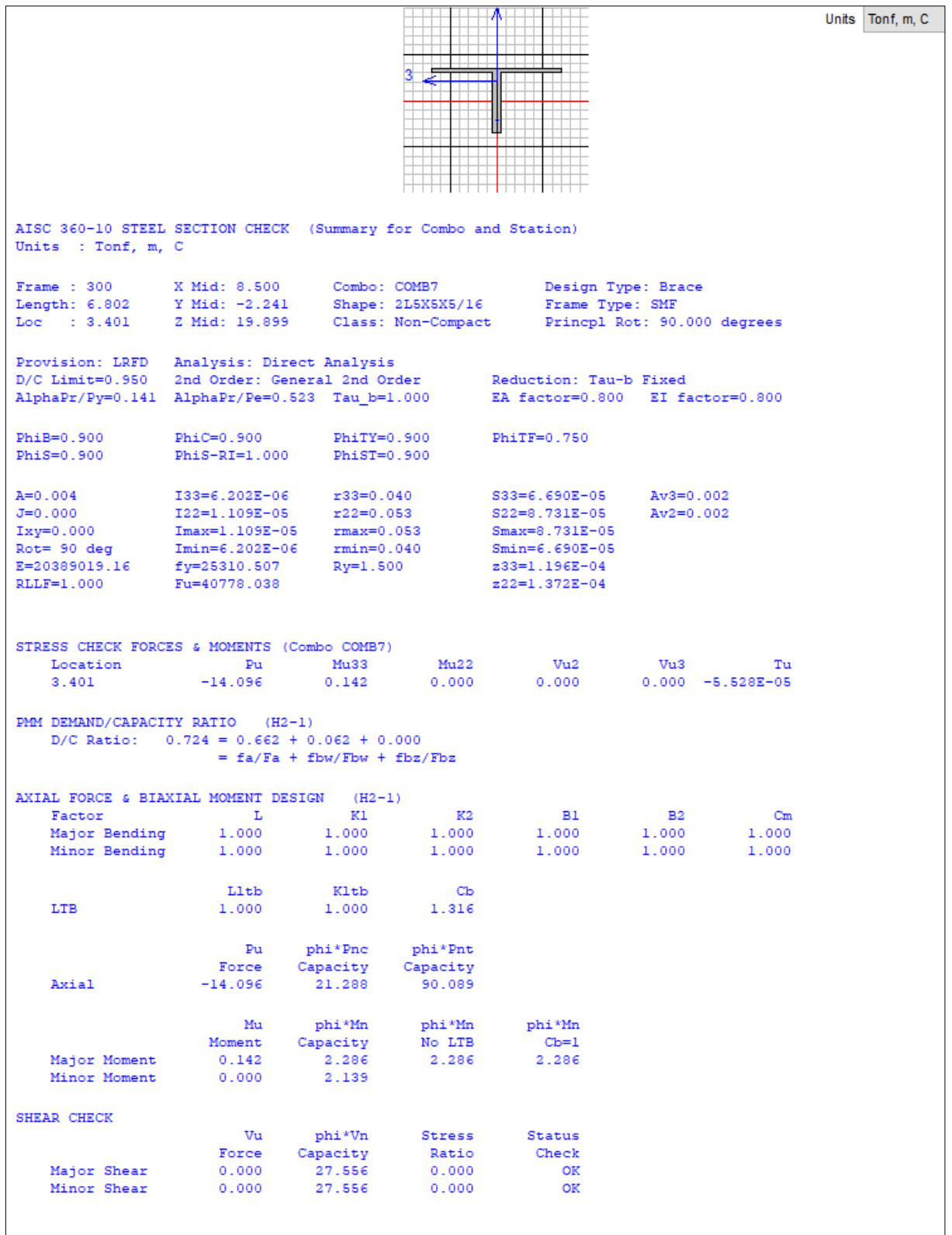


Figura 13.12 –Diagonal de Viga, perfil 2L-5X5X5/16
(Demanda capacidad 0.72 < 1.0)

ANEXO 2: Cálculo de Conexiones Empernadas de Almacén.

1. ALCANCE Y PROPOSITO:

La presente memoria de cálculo describe el desarrollo del diseño y cálculos de conexiones empernadas para la estructura de acero definidas para el Proyecto “Proyecto Mejoramiento Ambiental en la Preparación de Minerales”, de propiedad de Southern Perú Copper Corporation. (SPCC).

El cálculo y diseño de las conexiones se ha realizado según el método “Load and Resistance Factor Design”. (LRFD).

Para el criterio de diseño en cálculo de conexiones se ha tomado en consideración según especificación técnica de estructuras del documento 3711022-ESP04-01.

- Las cargas de diseño para las conexiones se han considerado al 100% de la capacidad del perfil.
- Según especificación técnica del proyecto, los perfiles serán acero ASTM A992 Gr.50 ($F_y=50.0\text{ksi}$).
- Por requerimiento del proyecto, los pernos de conexiones para la estructura principal se ha considerado ASTM A490, para correas de cerramiento pernos tipo ASTM A325.

2. PLANOS DEL PROYECTO

El cálculo de las conexiones empernadas se han desarrollo según planos de proyecto:

- Planos 3711022-04-001 @ 007 (Rev.1)

3. DEFINICIONES

- RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones
- ASCE: American Society of Civil Engine
- AISC: American Institute of Steel Construction
- AWS: American Welding Society
- ASTM: American Society for Testing and Materials.

4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Los documentos de referencia usados en el diseño y análisis son presentados en el Cuadro:

Códigos, Regulaciones y Estándares

RNE Reglamento Nacional de Edificaciones	Norma E.090 Acero Estructural
AISC (American Institute of Steel Construction)	Manual of Steel Construction 14 th Edition
	Specification for Structural Steel Building - Load and Resistance Factor Design (LRFD)
	Specification for Structural joints using ASTM A325 or A490 Bolts - Load and Resistance Factor Design (LRFD). Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-10
AISC Steel Design Serie 16	Moment End-Plate Connections
AWS.D1.1/D1.1M	Structural Welding Code – Steel, American Welding Society.

5. ARREGLO GENERAL DE CONEXIONES EN PÓRTICO

En los siguientes esquemas se representa las conexiones típicas para los nudos según tipo de perfiles en la estructura del MARCOS del modelo en 3D en TEKLA STRUCTURES.

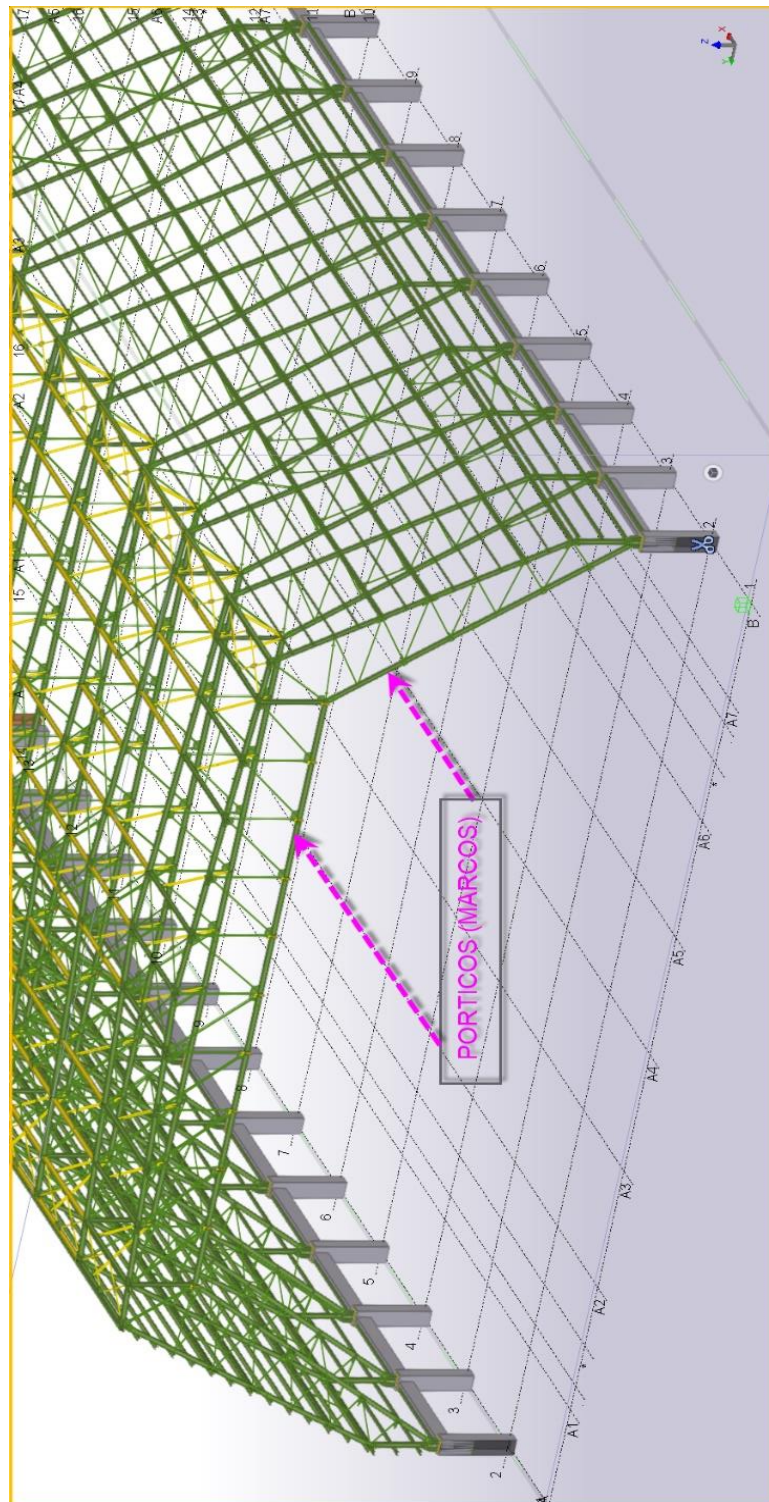


Figura 5.1– Esquema 3D referencial (porticos)

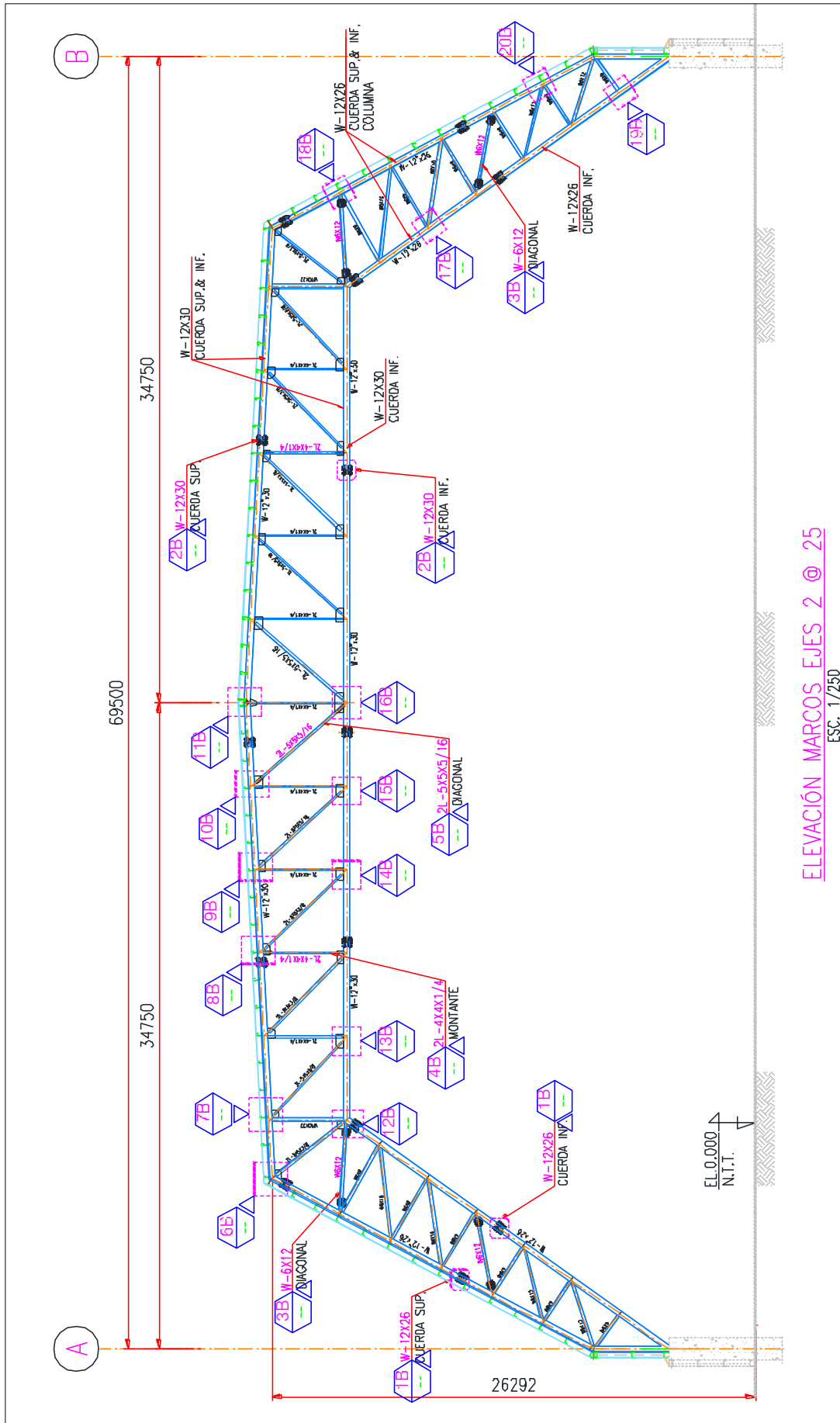


Figura 5.2– Vista de elevación de Portico.

ELEVACION MARCOS EJES 2 @ 25

ESC. 1/250

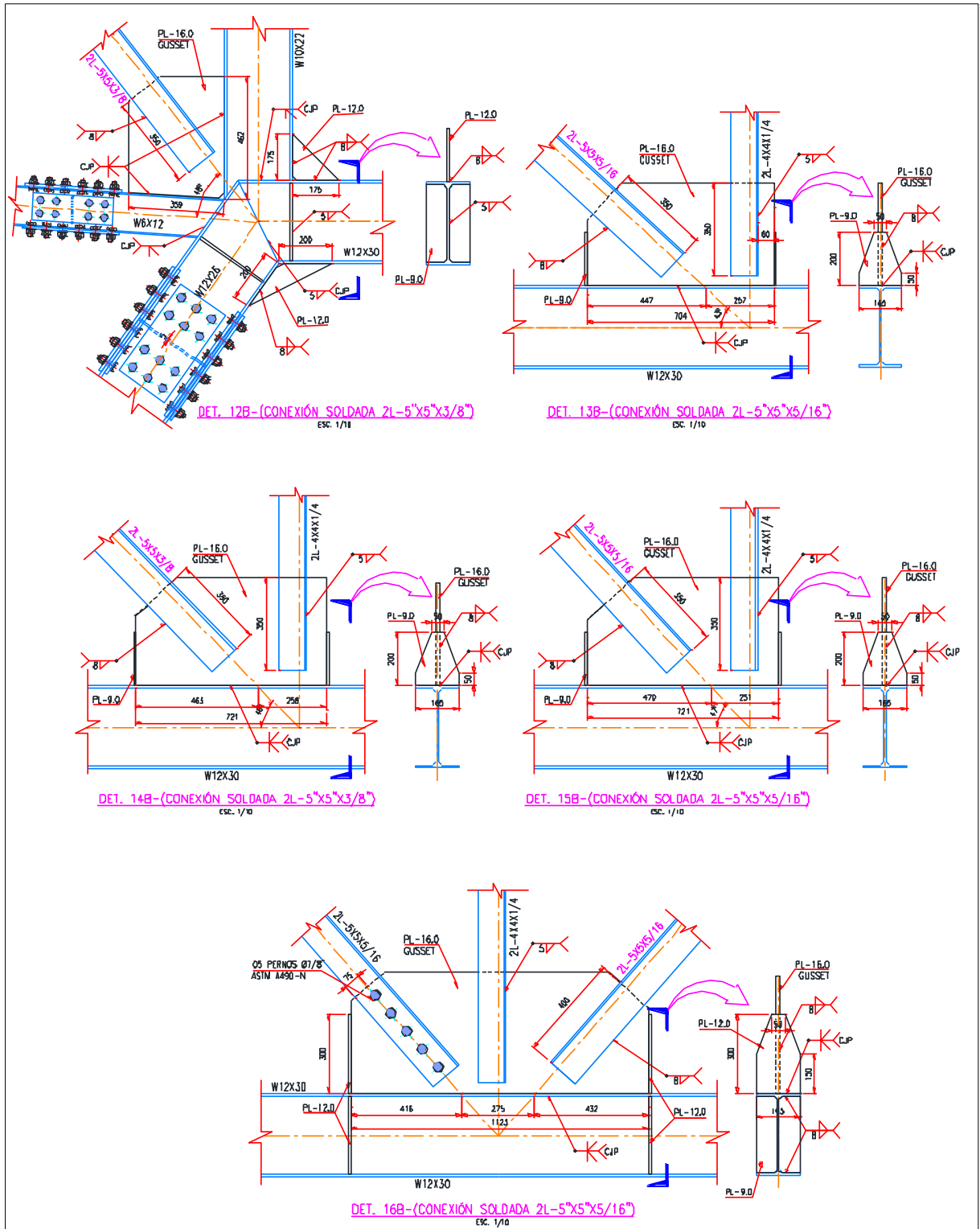


Figura 6.3– Detalles Típicos de Conexiones, (Parte 3 de 3)

(Las conexiones soldadas de estos detalles típicos en las columnas, están diseñados para transmitir el 100% de su capacidad, para asegurar la transferencia de carga consideramos necesarios que las juntas soldadas sean tipo CJP para los perfiles tipo W)

7. NOTAS DE CÁLCULOS DE CONEXIONES

CÁLCULO CONEXIÓN ARMADURA COLUMNA (SPLICE)

VIGA W12X35

Conexión a Tracción MCA-DET-01B

Proyecto : MEJORAMIENTO AMBIENTAL EN PREPARACIÓN DE MINERALES
Propietario : SOUTHERN PERÚ COPPER CORPORATION (SPCC).
Edificio : ESTRUCTURA DE ACERO- FUNDICIÓN DE ILO

Rev. **A**
 Fecha: 01-06-21
 Cal.: **JAH ING**

1.- MATERIALES:

PERNOS ASTM A490 N

$$F_{ut} := 150 \text{ ksi}$$

$$F_t := 0.75 \cdot F_{ut} = 112.5 \text{ ksi}$$

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición

Conexión del Tipo Aplastamiento.

SOLDADURA American Welding Society AWS D.1.1

$$E70-XX \quad F_s := 70 \text{ ksi}$$

$$F_v := 0.6 \cdot F_s = 42 \text{ ksi}$$

ACERO

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$\text{Beam} \quad \text{ASTM A992 Gr.50} \quad F_{yp} := 50.0 \text{ ksi}$$

$$F_{up} := 65.0 \text{ ksi}$$

$$\text{Plate} \quad \text{ASTM A572 Gr.50} \quad F_y := 50.0 \text{ ksi}$$

$$F_u := 65.0 \text{ ksi}$$

2.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL

BRACE W12X35

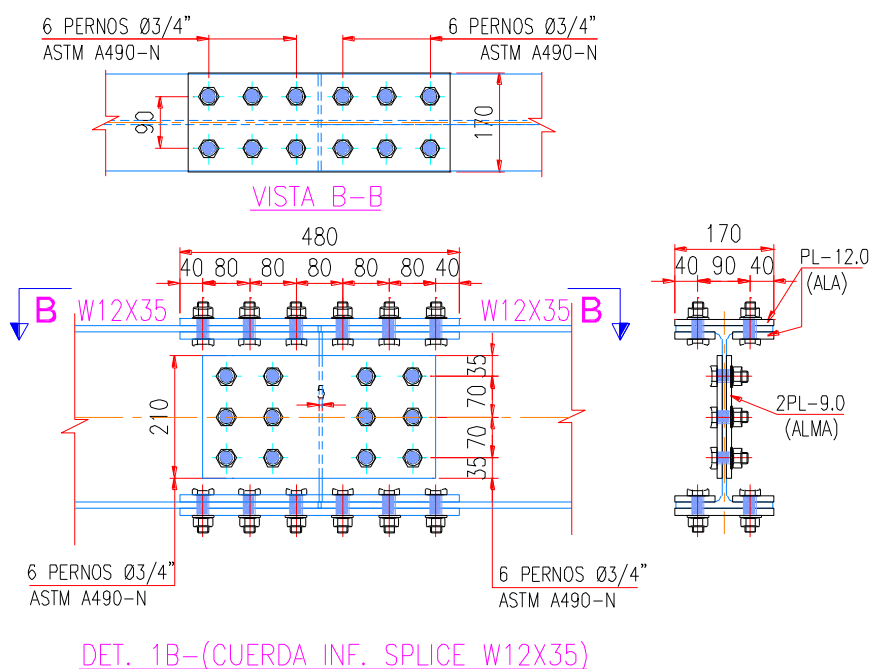
$$h := 12.35 \text{ in} \quad A_b := 10.30 \text{ in}^2$$

$$b_f := 6.56 \text{ in} \quad Z_x := 51.20 \text{ in}^3$$

$$t_f := 0.52 \text{ in}$$

$$t_w := 0.30 \text{ in}$$

3.- ESQUEMA TÍPICO DE CONEXIÓN



ESC. 1/10

4.- CARGAS DE DISEÑO:

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición & especificaciones AISC 360

Aplicación de Norma AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)

Según Table A3.1 Ry and Rt Values for Steel (Steel Reinforcement Materials)

- Para perfiles acero ASTM A992 Gr.50

$$R_{yb} := 1.1$$

TRACCIÓN EN ALA:

Diseño por Capacidad

$$\phi_p := 1.0$$

$$K_1 := 100\%$$

$$A_f := b_f \cdot t_f = 3.4 \text{ in}^2$$

$$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$$

$$T_f := K_1 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_f) = 187.62 \text{ kip}$$

TRACCIÓN EN ALMA :

Diseño por Capacidad

$$\phi_p := 1.0$$

$$K_2 := 100\%$$

$$A_w := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 3.4 \text{ in}^2$$

$$T_w := K_2 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_w) = 186.6 \text{ kip}$$

5.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALAS DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$$T_f = 187.6 \text{ kip} \quad \text{Fuerza de tracción en ala de viga}$$

Se asume que la fuerza de tracción y compresión en las alas es resistida por los pernos y las placas conectoras.

$$\text{Asumiendo perno} \quad d_1 := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.1 \text{ mm} \quad A_r := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} = 0.4 \text{ in}^2$$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A490

$$\phi_{s1} := (0.45 F_t) \cdot A_r = 22.4 \text{ kip}$$

Resistencia a doble corte (Double Shear):

$$\phi_{d1} := 2 \cdot \phi_{s1} = 44.7 \text{ kip}$$

$$n_{\text{req},1} := \frac{T_f}{\phi_{d1}} = 4.2 \quad * \text{ Considerar } n_1 := 6 \quad \text{Pernos } \varnothing 3/4''$$

Con $n_1 = 6$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\phi R_n := n_1 \cdot \phi_{d1} = 268.4 \text{ kip}$$

$$\left(\frac{T_f}{\phi R_n} \right) = 0.7$$

6.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALMA DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$$\mathbf{T_w = 186.6 \text{ kip}} \quad \text{Fuerza de corte en alma de viga}$$

Se asume que la fuerza de corte del alma es resistida por los pernos y las placas conectoras.

$$\text{Asumiendo perno} \quad \mathbf{d_2 := \frac{7}{8} \text{ in} = 22.2 \text{ mm}} \quad \mathbf{A_r := \pi \cdot \frac{d_2^2}{4} = 0.6 \text{ in}^2}$$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A490:

$$\mathbf{\phi_{s2} := (0.45 F_t) \cdot A_r = 30.4 \text{ kip}}$$

Resistencia a doble corte (Double Shear):

$$\mathbf{\phi_{d2} := 2 \cdot \phi_{s2} = 60.9 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{n_{req.2} := \frac{T_w}{\phi_{d2}} = 3.1} \quad * \text{ Considerar } \mathbf{n_2 := 6} \quad \mathbf{\text{Pernos } \mathbf{\varnothing 3/4"}}$$

Con $\mathbf{n_2 = 6}$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\mathbf{\phi R_n := n_2 \cdot \phi_{d2} = 365.3 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_w}{\phi R_n} \right) = 0.51$$

7.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PERFIL (ALA)

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$\mathbf{F_{up} = 65 \text{ ksi}}$$

$$\mathbf{t_f = 13.2 \text{ mm}} \quad \mathbf{\phi := 0.75} \quad \mathbf{d_{bh} := d_1 + \frac{1}{16} \text{ in} = 20.6 \text{ mm}} \quad \mathbf{n_1 = 6} \text{ (# pernos)}$$

$$\mathbf{L_{c1} := \left(35 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 49.4 \text{ mm}} \quad \mathbf{L_{c2} := (150 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 217.5 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{up} + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 319.5 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 370.7 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 319.5 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.59$$

8.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PLANCHA DE CONEXIÓN EN ALA

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$\mathbf{t_p := 12.0 \text{ mm}} \quad \mathbf{\phi := 0.75} \quad \mathbf{d_{bh} = 20.6 \text{ mm}} \quad \mathbf{F_u = 65 \text{ ksi}}$$

$$\mathbf{L_{c1} := \left(40 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 59.4 \text{ mm}} \quad \mathbf{L_{c2} := (160 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 237.5 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u) = 323 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_p \cdot F_u) = 336.8 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 323 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.58$$

9.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN ALA DE VIGA W

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nt} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nv} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Ala $F_{yp} = 50 \text{ ksi}$ $F_{up} = 65 \text{ ksi}$ $T_f = 187.6 \text{ kip}$
 $t_f = 13.2 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm}) \cdot t_f = 8.2 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm} - 2.5 d_{bh}) \cdot t_f = 6.1 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (45 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_f = 1.4 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 247 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 253.5 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 247 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.76$$

10.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN PLACA CONECTORA EN ALA

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Placa $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$
 $t_p = 12 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm}) \cdot t_p = 7.4 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm} - 2.5 d_{bh}) \cdot t_p = 5.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (40 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_p = 1.1 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 215.3 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 221.2 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 215.3 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.87$$

11.- CONEXIÓN DE EMPALME DE ARRIOSTRE

- PERNOS EN ALA : 12 de Ø3/4" ASTM A490
- PERNOS EN ALMA : 12 de Ø3/4" ASTM A490
- 2PL. EN ALA : 12.0mm ASTM A572 Gr.50
- 2PL. EN ALMA : 9.0mm ASTM A572 Gr.50

CÁLCULO CONEXIÓN CUERDA INF. & SUP. ARMADURA (SPLICE)

VIGA W12X30

Conexión a Tracción **MCA-DET-02B**

Proyecto : MEJORAMIENTO AMBIENTAL EN PREPARACIÓN DE MINERALES
 Propietario : SOUTHERN PERÚ COPPER CORPORATION (SPCC).
 Edificio : ESTRUCTURA DE ACERO- FUNDICIÓN DE ILO

Rev. **A**
 Fecha: 01-06-21
 Cal.: **JAH ING**

1.- MATERIALES:

PERNOS ASTM A490 N

$$F_{ut} := 150 \text{ ksi}$$

$$F_t := 0.75 \cdot F_{ut} = 112.5 \text{ ksi}$$

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición

Conexión del Tipo Aplastamiento.

SOLDADURA American Welding Society AWS D.1.1

$$E70-XX \quad F_s := 70 \text{ ksi}$$

$$F_v := 0.6 \cdot F_s = 42 \text{ ksi}$$

ACERO

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$\text{Beam} \quad \text{ASTM A992 Gr.50} \quad F_{yp} := 50.0 \text{ ksi}$$

$$F_{up} := 65.0 \text{ ksi}$$

$$\text{Plate} \quad \text{ASTM A572 Gr.50} \quad F_y := 50.0 \text{ ksi}$$

$$F_u := 65.0 \text{ ksi}$$

2.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL

BRACE W12X30

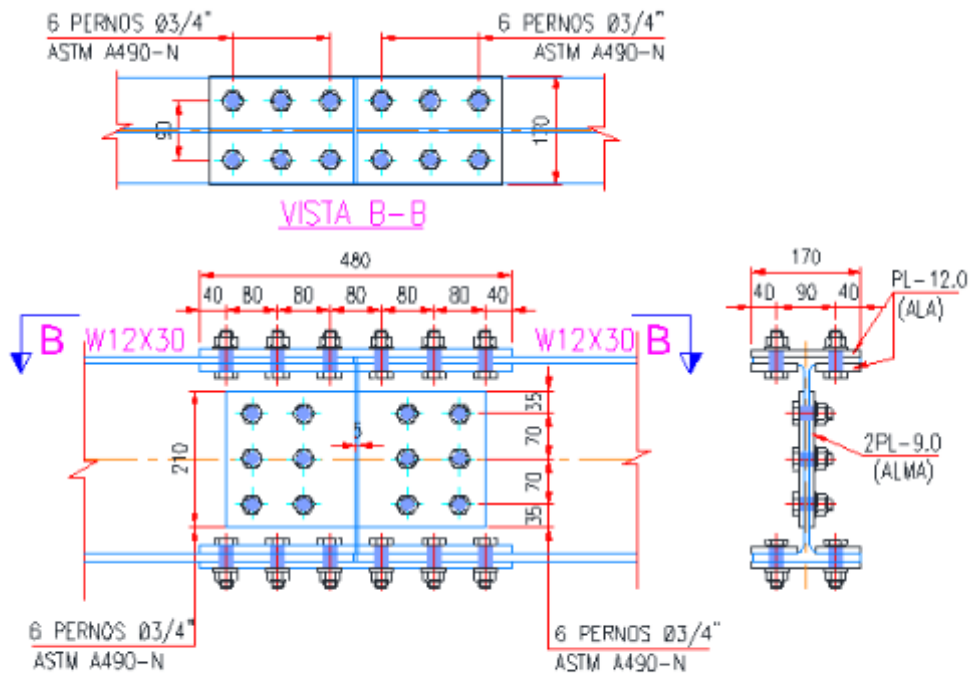
$$h := 12.34 \text{ in} \quad A_b := 8.79 \text{ in}^2$$

$$b_f := 6.52 \text{ in} \quad Z_x := 43.10 \text{ in}^3$$

$$t_f := 0.44 \text{ in}$$

$$t_w := 0.26 \text{ in}$$

3.- ESQUEMA TÍPICO DE CONEXIÓN



ESC. 1/10

4.- CARGAS DE DISEÑO:

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición & especificaciones AISC 360

Aplicación de Norma AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)

Según Table A3.1 Ry and Rt Values for Steel (Steel Reinforcement Materials)

- Para perfiles acero ASTM A992 Gr.50 $R_{yb} := 1.1$

TRACCIÓN EN ALA:

Diseño por Capacidad

$$K_1 := 100\%$$

$$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$$

$$\phi_p := 1.0$$

$$A_f := b_f \cdot t_f = 2.9 \text{ in}^2$$

$$T_f := K_1 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_f) = 157.78 \text{ kip}$$

TRACCIÓN EN ALMA :

Diseño por Capacidad

$$K_2 := 100\%$$

$$\phi_p := 1.0$$

$$A_w := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 3 \text{ in}^2$$

$$T_w := K_2 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_w) = 163.9 \text{ kip}$$

5.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALAS DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$$T_f = 157.8 \text{ kip} \quad \text{Fuerza de tracción en ala de viga}$$

Se asume que la fuerza de tracción y compresión en las alas es resistida por los pernos y las placas conectoras.

$$\text{Asumiendo perno} \quad d_1 := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.1 \text{ mm} \quad A_r := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} = 0.4 \text{ in}^2$$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A490

$$\phi_{s1} := (0.45 F_t) \cdot A_r = 22.4 \text{ kip}$$

Resistencia a doble corte (Double Shear):

$$\phi_{d1} := 2 \cdot \phi_{s1} = 44.7 \text{ kip}$$

$$n_{req.1} := \frac{T_f}{\phi_{d1}} = 3.5 \quad * \text{ Considerar } n_1 := 6 \quad \text{Pernos } \varnothing 3/4''$$

Con $n_1 = 6$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\phi R_n := n_1 \cdot \phi_{d1} = 268.4 \text{ kip}$$

$$\left(\frac{T_f}{\phi R_n} \right) = 0.59$$

6.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALMA DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$$\mathbf{T_w = 163.9 \text{ kip}} \quad \text{Fuerza de corte en alma de viga}$$

Se asume que la fuerza de corte del alma es resistida por los pernos y las placas conectoras.

$$\text{Asumiendo perno} \quad \mathbf{d_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.1 \text{ mm}} \quad \mathbf{A_T := \pi \cdot \frac{d_2^2}{4} = 0.4 \text{ in}^2}$$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A490:

$$\mathbf{\phi_{s2} := (0.45 F_t) \cdot A_T = 22.4 \text{ kip}}$$

Resistencia a doble corte (Double Shear):

$$\mathbf{\phi_{d2} := 2 \cdot \phi_{s2} = 44.7 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{n_{req.2} := \frac{T_w}{\phi_{d2}} = 3.7} \quad * \text{ Considerar } \mathbf{n_2 := 6} \quad \mathbf{\text{Pernos } \mathbf{\text{Ø3/4"}}$$

Con $n_2 = 6$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\mathbf{\phi R_n := n_2 \cdot \phi_{d2} = 268.4 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_w}{\phi R_n} \right) = 0.61$$

7.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PERFIL (ALA)

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$\mathbf{F_{up} = 65 \text{ ksi}}$$

$$\mathbf{t_f = 11.2 \text{ mm}} \quad \mathbf{\phi = 0.75} \quad \mathbf{d_{bh} := d_1 + \frac{1}{16} \text{ in} = 20.6 \text{ mm}} \quad \mathbf{n_1 = 6} \text{ (# pernos)}$$

$$\mathbf{L_{c1} := \left(40 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 59.4 \text{ mm}} \quad \mathbf{L_{c2} := (160 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 237.5 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{up} + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 300.8 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 313.7 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 300.8 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.52$$

8.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PLANCHA DE CONEXIÓN EN ALA

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$\mathbf{t_p := 12.0 \text{ mm}} \quad \mathbf{\phi := 0.75} \quad \mathbf{d_{bh} = 20.6 \text{ mm}} \quad \mathbf{F_u = 65 \text{ ksi}}$$

$$\mathbf{L_{c1} := \left(40 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 59.4 \text{ mm}} \quad \mathbf{L_{c2} := (160 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 237.5 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u) = 323 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_p \cdot F_u) = 336.8 \text{ kip}}$$

$$\mathbf{\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 323 \text{ kip}} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.49$$

9.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN ALA DE VIGA W

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Ala $F_{yp} = 50 \text{ ksi}$ $F_{up} = 65 \text{ ksi}$ $T_f = 157.8 \text{ kip}$
 $t_f = 11.2 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm}) \cdot t_f = 6.9 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm} - 2.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_f = 5.1 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (40 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_f = 1 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 200.5 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 206 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 200.5 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.79$$

10.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN PLACA CONECTORA EN ALA

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Placa $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$
 $t_p = 12 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm}) \cdot t_p = 7.4 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (40 \text{ mm} + 160 \text{ mm} - 2.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_p = 5.5 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (40 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_p = 1.1 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 215.3 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 221.2 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 215.3 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.73$$

11.- CONEXIÓN DE EMPALME DE ARRIOSTRE

- PERNOS EN ALA : 12 de Ø3/4" ASTM A490
- PERNOS EN ALMA : 12 de Ø3/4" ASTM A490
- 2PL. EN ALA : 12.0mm ASTM A572 Gr.50
- 2PL. EN ALMA : 9.0mm ASTM S572 Gr.50

CÁLCULO CONEXIÓN DIAGONAL EN ARMADURA (SPLICE)

VIGA W6X12

Conexión a Tracción **MCA-DET-03B**

Proyecto : MEJORAMIENTO PLATAFORMA DE ALMACENAMIENTO DE CONCENTRADO
Propietario : SOUTHERN PERÚ
Edificio : ESTRUCTURA DE ACERO- FUNDICIÓN DE ILO

Rev. **A**
Fecha: 01-06-21
Cal.: **JAH ING**

1.- MATERIALES:

PERNOS ASTM A325 N

$$F_{ut} := 120 \text{ ksi}$$

$$F_t := 0.75 \cdot F_{ut} = 90 \text{ ksi}$$

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición

Conexión del Tipo Aplastamiento.

SOLDADURA American Welding Society AWS D.1.1

$$E70-XX \quad F_s := 70 \text{ ksi}$$

$$F_v := 0.6 \cdot F_s = 42 \text{ ksi}$$

ACERO

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$\text{Beam} \quad \text{ASTM A992 Gr.50} \quad F_{yp} := 50.0 \text{ ksi} \quad F_{up} := 65.0 \text{ ksi}$$

$$\text{Plate} \quad \text{ASTM A572 Gr.50} \quad F_y := 50.0 \text{ ksi} \quad F_u := 65.0 \text{ ksi}$$

2.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL

BRACE W6X12

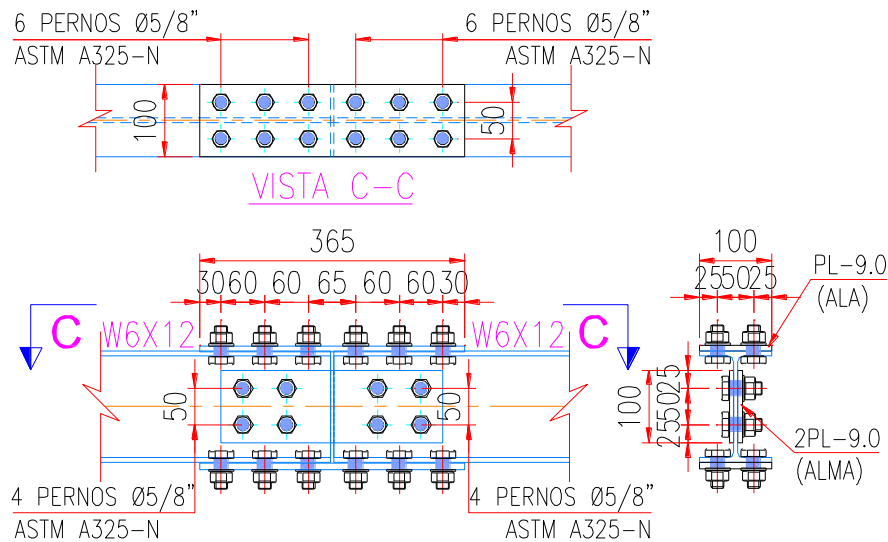
$$h := 6.03 \text{ in} \quad A_b := 3.55 \text{ in}^2$$

$$b_f := 4.0 \text{ in} \quad Z_x := 8.30 \text{ in}^3$$

$$t_f := 0.28 \text{ in}$$

$$t_w := 0.23 \text{ in}$$

3.- ESQUEMA TÍPICO DE CONEXIÓN



DET. 3B-(DIAGONAL ARMADURA SPLICE BEAM W6X12)

ESC. 1/10

4.- CARGAS DE DISEÑO:

Método de Diseño Según AISC LRFD 14va edición & especificaciones AISC 360

Aplicación de Norma AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)

Según Table A3.1 Ry and Rt Values for Steel (Steel Reinforcement Materials)

- Para perfiles acero ASTM A992 Gr.50 $R_{yb} := 1.1$

TRACCIÓN EN ALA:

Diseño por Capacidad $K_1 := 100\%$ $F_{yp} = 50 \text{ ksi}$
 $\phi_p := 1.0$ $A_f := b_f \cdot t_f = 1.1 \text{ in}^2$

$$T_f := K_1 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_f) = 61.6 \text{ kip}$$

TRACCIÓN EN ALMA :

Diseño por Capacidad $K_2 := 100\%$
 $\phi_p := 1.0$ $A_w := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 1.3 \text{ in}^2$

$$T_w := K_2 \cdot (\phi_p \cdot R_{yb} \cdot F_{yp} \cdot A_w) = 69.2 \text{ kip}$$

5.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALAS DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$T_f = 61.6 \text{ kip}$ Fuerza de tracción en ala de viga

Se asume que la fuerza de tracción y compresión en las alas es resistida por los pernos y las placas conectoras.

Asumiendo perno $d_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.9 \text{ mm}$ $A_f := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} = 0.3 \text{ in}^2$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A325

$$\phi_{s1} := (0.45 F_t) \cdot A_f = 12.4 \text{ kip}$$

Resistencia a simple corte (Single Shear):

$$\phi_{d1} := 1 \cdot \phi_{s1} = 12.4 \text{ kip}$$

$$n_{\text{req},1} := \frac{T_f}{\phi_{d1}} = 5 \quad * \text{ Considerar } n_1 := 6 \quad \text{Pernos } \text{Ø}5/8''$$

Con $n_1 = 6$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\phi R_n := n_1 \cdot \phi_{d1} = 74.6 \text{ kip}$$

$$\left(\frac{T_f}{\phi R_n} \right) = 0.83$$

6.- DIÁMETRO REQUERIDO DE PERNO EN ALMA DE VIGA "W"

Según manual AISC LRFD 14va edición Part.7 table 7-1 Available Shear pag.7-

$$T_w = 69.2 \text{ kip} \quad \text{Fuerza de corte en alma de viga}$$

Se asume que la fuerza de corte del alma es resistida por los pernos y las placas conectoras.

$$\text{Asumiendo perno} \quad d_2 := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.9 \text{ mm} \quad A_T := \pi \cdot \frac{d_2^2}{4} = 0.3 \text{ in}^2$$

Resistencia a simple corte disponible para un perno tipo ASTM A325

$$\phi_{s2} := (0.45 F_t) \cdot A_T = 12.4 \text{ kip}$$

Resistencia a doble corte (Double Shear):

$$\phi_{d2} := 2 \cdot \phi_{s2} = 24.9 \text{ kip}$$

$$n_{req.2} := \frac{T_w}{\phi_{d2}} = 2.8 \quad * \text{ Considerar } n_2 := 4 \quad \text{Pernos } \varnothing 5/8"$$

Con $n_2 = 4$ pernos es capaz de soportar y superar la carga de tracción del perfil.

$$\phi R_n := n_2 \cdot \phi_{d2} = 99.4 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_w}{\phi R_n} \right) = 0.7$$

7.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PERFIL (ALA)

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$F_{up} = 65 \text{ ksi}$$

$$t_f = 7.1 \text{ mm} \quad \phi := 0.75 \quad d_{bh} := d_1 + \frac{1}{16} \text{ in} = 17.5 \text{ mm} \quad n_1 = 6 \text{ (# pernos)}$$

$$L_{c1} := \left(30 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 42.5 \text{ mm} \quad L_{c2} := (120 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 170.2 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{up} + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 137.2 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_f \cdot F_{up}) = 168.9 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 137.2 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.45$$

8.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PLANCHA DE CONEXIÓN EN ALA

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6a)

$$t_p := 9.0 \text{ mm} \quad \phi := 0.75 \quad d_{bh} = 17.5 \text{ mm} \quad F_u = 65 \text{ ksi}$$

$$L_{c1} := \left(30 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) \cdot 2 = 42.5 \text{ mm} \quad L_{c2} := (120 \text{ mm} - 2 \cdot d_{bh}) \cdot 2 = 170.2 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u + 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u) = 173.6 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := n_1 \cdot \phi \cdot (3 d_{bh} \cdot t_p \cdot F_u) = 213.8 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 173.6 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.35$$

9.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN ALA DE VIGA W

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nt} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nv} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Ala $F_{yp} = 50 \text{ ksi}$ $F_{up} = 65 \text{ ksi}$ $T_f = 61.6 \text{ kip}$
 $t_f = 7.1 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (30 \text{ mm} + 120 \text{ mm}) \cdot t_f = 3.3 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (30 \text{ mm} + 120 \text{ mm} - 2.5 d_{bh}) \cdot t_f = 2.3 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (25 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_f = 0.4 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 86.1 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) = 91.9 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 86.1 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.72$$

10.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE EN PLACA CONECTORA EN ALA

From AISC Specification Section J4.3, the block shear rupture strength of the plate is determined as follows.

$$R_n := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

Espesor Placa $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$
 $t_p = 9 \text{ mm}$

$$A_{gv} := 2 \cdot (30 \text{ mm} + 120 \text{ mm}) \cdot t_p = 4.2 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := 2 \cdot (30 \text{ mm} + 120 \text{ mm} - 2.5 d_{bh}) \cdot t_p = 3 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := 2 \cdot (25 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_p = 0.5 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 108.9 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 116.3 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 108.9 \text{ kip} \quad \left(\frac{T_f}{\phi R_{min}} \right) = 0.57$$

11.- CONEXIÓN DE EMPALME DE ARRIOSTRE

- PERNOS EN ALA : 12 de Ø5/8" ASTM A325
- PERNOS EN ALMA : 8 de Ø5/8" ASTM A325
- 1PL. EN ALA : 9.0mm ASTM A572 Gr.50
- 2PL. EN ALMA : 9.0mm ASTM A572 Gr.50

ANEXO 3: Cálculo de Conexiones de Pin

VERIFICACIÓN DE PIN DE CONEXIÓN BARRA SAE 1045

Conexión a Corte **MCA-DET-001**

Proyecto : MEJORAMIENTO PLATAFORMA DE ALMACENAMIENTO DE CONCENTRADO
Propietario : SOUTHERN PERÚ
Área : ESTRUCTURA DE ACERO- FUNDICIÓN DE ILO

Rev. **A**
 Fecha: 10-10-21
 Cal.: **JAH ING**

1.- MATERIALES:

PERNO ACERO SAE 1045

$$F_{ut} := 650.0 \frac{N}{mm^2} = 94.27 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia limite a la tracción}$$

$$F_t := 0.75 \cdot F_{ut} = 70.71 \text{ ksi} \quad \text{(Conexión de tipo aplastamiento "N")}$$

SOLDADURA American Welding Society AWS D.1.1

$$E70-XX \quad F_s := 70 \text{ ksi}$$

$$F_{vs} := 0.6 \cdot F_s = 42 \text{ ksi}$$

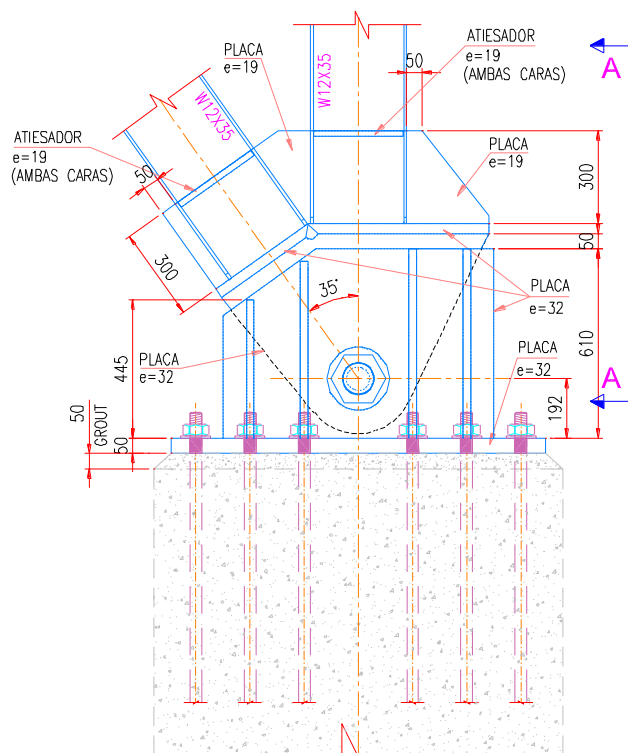
ACERO

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

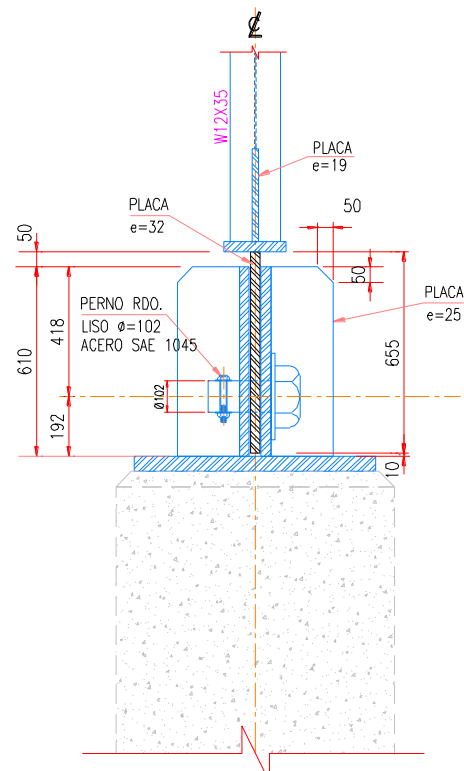
PLATE ASTM A572 Gr.50 $F_y := 50 \text{ ksi}$ $F_u := 65 \text{ ksi}$

2.-

2.- DETALLE DE CONEXIÓN



DETALLE 01
ESC. 1/15



CORTE A-A
ESC. 1/15

3.- CARGAS DE DISEÑO

Valores según cuadro de reacciones:

$$F_{UZ} := 44.90 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza vertical de tensión factorada columna}$$

$$F_{UX} := 25.80 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza horizontal factorada columna}$$

4.- RESISTENCIA A CORTE PARA EL PIN DE CONEXIÓN

Asumiendo perno $d_b := 4 \text{ in} = 101.6 \text{ mm}$

$$A_r := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 8107.32 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de sección del pin}$$

$$N_s := 1 \quad \text{Número de planos de corte}$$

Resistencia a corte disponible para el pin.

$$R_n := (0.45 F_t) \cdot A_r \cdot N_s = 181.36 \text{ tonnef}$$

La fuerza de corte factorada resultante:

$$F_{UR} := \sqrt{F_{UX}^2 + F_{UZ}^2}$$

$$F_{UR} = 51.78 \text{ tonnef}$$

*Índice Demanda - Capacidad es satisfactorio

$$DC := \left(\frac{F_{UR}}{R_n} \right) = 0.29$$

5.- RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN PLANCHA

Según manual AISC LRFD para referencia (J3-6b) $F_u = 65 \text{ ksi}$ $\phi := 0.75$

$$\text{Espesor } t_{p1} := 32.0 \text{ mm} \quad d_{bh} := d_b + \frac{1}{16} \text{ in} = 103.19 \text{ mm} \quad n := 1.0$$

$$L_{c1} := \left(180 \text{ mm} - \frac{d_{bh}}{2} \right) = 128.41 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_{p1} \cdot F_u) = 372.58 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := n \cdot \phi \cdot (3 \cdot d_{bh} \cdot t_{p1} \cdot F_u) = 748.52 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 372.58 \text{ kip}$$

*Índice Demanda - Capacidad es satisfactorio

$$DC := \left(\frac{F_{UR}}{\phi R_{min}} \right) = 0.31$$

6.- RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE

Verificaciones de acuerdo a las especificaciones AISC 360 Según AISC LRFD 14va edición

$$R_n := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad \phi := 0.75 \quad U_{bs} := 1.0$$

PLACA

$$t_{p1} = 32 \text{ mm} \quad F_y = 50 \text{ ksi} \quad F_u = 65 \text{ ksi}$$

$$A_{gv} := (180 \text{ mm}) \cdot t_{p1} = 8.93 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := (180 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_{p1} = 6.37 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := (200 \text{ mm} - 0.5 \cdot d_{bh}) \cdot t_{p1} = 7.36 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 545.14 \text{ kip}$$

$$\phi R_{nmax} := \phi \cdot (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 559.73 \text{ kip}$$

$$\phi R_{min} := \min(\phi R_n, \phi R_{nmax}) = 545.14 \text{ kip}$$

*Índice Demanda - Capacidad es satisfactorio

$$\left(\frac{F_{UR}}{\phi R_{min}} \right) = 0.21$$

H



AISI : 1045 W N°: 1.1191
 DIN : CK 45

Tipo de aleación promedio : C 0,45 Si 0,3 Mn 0,7 %
 Color de identificación : Rojo - Blanco - Rojo
 Estado de suministro : Dureza natural 193 HB máx.

ACERO FINO AL CARBONO DE ALTA CALIDAD

Gran pureza de fabricación y estricto control de calidad.

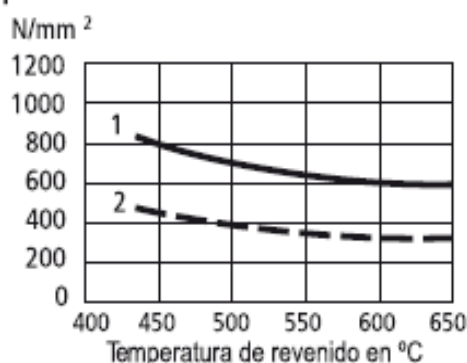
APLICACIONES: Partes de maquinaria y repuestos sometidos a esfuerzos normales. Árboles de transmisión, ejes, pernos, tuercas, ganchos, pines de sujeción, pasadores, cuñas, chavetas, etc. También para herramientas de mano, portamatrices, etc.

INDICACIONES PARA EL TRATAMIENTO TÉRMICO

Forjar:	1100	-	850 °C
Normalizar:	840	-	870 °C
Recocer:	650	-	700 °C
Enfriamiento lento en el horno			
Temple: al agua (*)	820	-	850 °C
Dimensiones menores: al aceite	830	-	860 °C
Revenido: Según el uso	100	-	300 °C
Nitrurado: en baño de sal			580 °C

SOLDADURA: Con soldadura especial de alta resistencia.

Según tamaño y complejidad del trabajo, se recomienda un precalentamiento entre 200-300°C. Electrodo BÖHLER UTP 76/ UTP 6020



1.- Resistencia a la tracción
 2.- Límite de Fluencia

Estado	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS				
	Diámetro mm.	Límite de fluencia N/mm ²	Resistencia a la tracción N/mm ²	Alargamiento (Lo = 5d) mín. %	Contracción mín. %
Natural	-	370	650	15	35
Recocido	16 - 100	340	650 - 750	17	35
	100 - 250	330	580 - 700	18	-

ANEXO 4: Lista de Materiales de acero para las dos Propuestas

En el siguiente cuadro se muestra el listado de materiales 01 que conforma para el almacén convencional.

Lista de Materiales 01 - Almacén Convencional			
Perfil	Material	Long. Total	Peso Total
Descripción	Acero	m	Tonf
W8X24	ASTM A992 Gr.50	279.84	45.89
W24X104	ASTM A992 Gr.50	359.31	55.68
W12X65	ASTM A992 Gr.50	654.75	63.33
2L4X4X3/8	ASTM A36	382.89	11.09
2L3X3X1/4	ASTM A36	600.26	8.72
Peso Total de Perfiles (Tonf)			184.70

Área de techado (m2)	2363.00
----------------------	---------

78.17 kgf/m2

Con la propuesta mejorada estos son los perfiles dimensionados en la lista de materiales 02.


Lista de Materiales 02 - Almacén Optimizada			
Perfil	Material	Long. Total	Peso Total
Descripción	Acero	m	Tonf
W12X30	ASTM A992 Gr.50	479.66	21.35
W12X35	ASTM A992 Gr.50	449.32	23.44
W10X22	ASTM A992 Gr.50	41.65	1.37
W12x19	ASTM A992 Gr.50	1292.00	36.44
W12X22	ASTM A992 Gr.50	68.00	2.23
W6X16	ASTM A992 Gr.50	148.02	3.55
W6X12	ASTM A992 Gr.50	132.77	2.39
W6X9	ASTM A992 Gr.50	218.66	2.97
L3X3X1/4	ASTM A36	143.99	1.05
2L3X3X1/4	ASTM A36	203.00	2.95
2L4X4X1/4	ASTM A36	500.74	9.81
2L5X5X3/8	ASTM A36	239.20	8.84
2L5X5X5/16	ASTM A36	134.28	4.17
L4x4x1/4	ASTM A36	193.33	1.90
L4x4x5/16	ASTM A36	395.60	4.81
2L4X4X5/16	ASTM A36	316.08	7.68
Peso Total de Perfiles (Tonf)			134.95

Área de techado (m2)	2363.00
----------------------	---------

57.11 kgf/m2

ANEXO 5: Cotización de Suministro de Perfiles y Planchas de Acero

De los proveedores de acero mostramos el costo en \$/kg el acero en perfiles y planchas.

						COTIZACION		AA10225407-1
Lima: Av. Enrique Meiggs 297 Parque Internacional de la Industrial y Comercio - Callao Tel. (511)517-1800 Fax Ventas (511)451-3688. Arequipa: Calle Jacinto Ibañez 111 Parque Industrial Apartado 143 Telf. (51 54)23-2430 Fax (51 54)21-9796. Pisco: Panamerica Sur Km 240 Tel. (51 34)53-2967 (51 34)53-2969 Fax(51 34)53-2971.								
<hr/>								
Fecha:	13 de julio del 2021							
Señor(es):	E Y C METALIKAS S.A.C.							
Ciudad:	SURQUILLO							
Referencia:	Solicitud de Cotización							
Contacto:	Sandro Luiqui Bejarano Casos							
<hr/>								
Estimados Señores:								
Atendiendo su solicitud nos es grato hacerles llegar la siguiente cotización:								
ITEM	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	*PESO KG	VALOR DE VENTA		
						VALOR UNITARIO	TOTAL	
						US\$	US\$	
1	402345	WHI) A36/GR50 8"X18LB/PIE X 40'	VAR	1	327.27	317.45	317.45	
2	402384	WHI) A36/GR50 18"X76LB/PIE X 40'	VAR	1	1381.82	1340.37	1340.37	
3	402439	WHI) A36/GR50 14"X30LB/PIE X 40'	VAR	1	545.45	529.09	529.09	
4	402380	WHI) A36/GR50 8"X15LB/PIE X 40'	VAR	1	272.73	264.55	264.55	
5	402423	WHI) A36/GR50 8"X10LB/PIE X 40'	VAR	1	181.82	178.36	178.36	
6	402410	WHI) A36 6"X15LB/PIE X 40'	VAR	1	272.73	264.55	264.55	
7	406643	WHI) A36/GR50 4" X 13LB/PIE X 40'	VAR	1	236.36	229.27	229.27	
8	401160	TB LAC CUAD 100 X 4.5 X 6 MT	UN	1	81.56	81.89	81.89	
9	403071	TB LAC CUAD 150 X 10.0 X 6 MT	UN	1	267.78	278.49	278.49	
10	402713	PESTRUC A-36 9.5MM X 2400MM X 6000MM	PL	1	1073.88	1128.65	1128.65	
11	401232	PESTRUC A-36 3.0MM X 1500MM X 3000MM	PL	1	108.00	108.33	108.33	
12	403169	TB 8CH 40 8C A53/A106/API 4" 6M GR.B	UN	1	96.42	111.56	111.56	
13	403170	TB 8CH 40 8C A53/A106/API 1. 1/2" 6M GR.B	UN	1	24.30	28.12	28.12	
14	401182	TB LAC RECT 100 X 150 X 4.5 X 6 MT	UN	1	99.60	108.46	108.46	
15	403100	TB LAC RECT 50 X 100 X 4.5 X 6 MT	UN	1	60.60	62.18	62.18	
16	400049	REDONDO LISO A36 1/2" X 6M	VAR	1	5.84	4.86	4.86	
17	400051	REDONDO LISO A36 5/8" X 6M	VAR	1	9.42	7.85	7.85	
18	400058	REDONDO LISO A36 1" X 6M.	VAR	1	23.88	20.47	20.47	
19	402391	WHI) A36/GR50 30"X90LB/PIE X 40'	VAR	1	1636.36	1670.72	1670.72	
20	402512	WHI) A36/GR50 12"X19LB/PIE X 40'	VAR	1	345.46	335.09	335.09	
21	402417	WHI) A36/GR50 10"X30LB/PIE X 40'	VAR	1	545.45	529.09	529.09	
*Peso Referencial					Peso Total KG:	7594.73	Sub-Total	7597.40
							I.G.V. (18%)	1367.53
							Total	8964.93

De cuadro proveedor Aceros Arequipa, podemos deducir que el costo por el suministro de acero seria $7597.40/7594.73 = 1.00\$/kg$.

COTIZACIÓN N° A48-0033300

Sres. : E Y C METÁLIKAS S A C		Ruc :	
Dirección :		Fax :	
Atte. : RAÚL		Tífn.:	
		Fecha lun. 12 Julio de 2021 8:15 am	

#	Código	Descripción	Unidad	Cant.	Peso Unid.	Subt KG.	Prec.Unidad	U\$	SubTotal
1		PLESTRUC. A-36 4.50 x 1500 x 10600	PZ	1	561.67	561.67	612.29		612.29
2		PLESTRUC. A-36 4.50 x 1500 x 9800	PZ	1	519.28	519.28	573.57		573.57
3		PLESTRUC. A-36 4.50 x 1500 x 7300	PZ	1	386.81	386.81	427.25		427.25
4		PLESTRUC. A-36 4.50 x 1500 x 5300	PZ	1	280.83	280.83	310.20		310.20
5	95.080	SERVICIO DE CORTE DE PLANCHAS	TM	1	0.00	0	43.97		43.97
Totales				5		1,748.59		U\$	1,967.28

Son: UN MIL NOVECIENTOS SESENTA Y SIETE CON 28/100 DOLARES AMERICANOS

Detalles de Cotización

Los Precios NO Incluyen I.G.V.

Forma de Pago : **Credito**

FAC.NEG.90 DÍAS

al Tipo de Cambio del día de Facturación

Válido hasta :

De cuadro proveedor TRADISA, podemos deducir que el costo por el suministro de acero sería $1967.28/1,748.59 = 1.14\$/kg$.

Para efecto del estudio análisis económico podemos considerar el promedio entre $(1.00 + 1.14)/2 = 1.10 \$/kg + igv$