

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DEL EDIFICIO DE CARROCERÍAS CEPEDA.

Trabajo de titulación modalidad trabajo experimental, presentado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

ESTUDIANTE:

ALEX SANTIAGO ALVAREZ SALGUERO

TUTOR:

ING. WLADIMIR JOSÉ RAMÍREZ CABRERA, MG.

Ambato – Ecuador

Febrero / 2025

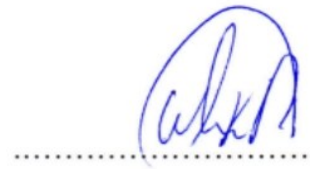
APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **"EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DEL EDIFICIO DE CARROCERÍAS CEPEDA"**, elaborado por el estudiante Alex Santiago Alvarez Salguero, portador de la cédula de ciudadanía número 1850498344, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, febrero 2025



.....

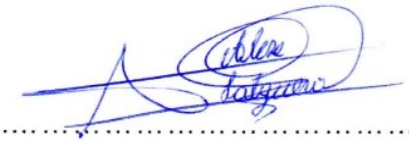
Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **Alex Santiago Alvarez Salguero**, con C.I. 1850498344 declaro que todos los contenidos y actividades expuestos en el desarrollo del presente trabajo experimental con el tema: " "**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DEL EDIFICIO DE CARROCERÍAS CEPEDA**", así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo experimental, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo. En tal virtud, el contenido, efectos legales y académicos que se desprenden del mismo son de exclusiva responsabilidad del autor.

Ambato, febrero 2025



Alex Santiago Alvarez Salguero
C.I. 1850498344
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este trabajo experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi trabajo experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, febrero 2025



Alvarez Salguero Alex Santiago

C.I. 1850498344

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del trabajo experimental, realizado por el estudiante **Alex Santiago Alvarez Salguero**, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **"EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DEL EDIFICIO DE CARROCERÍAS CEPEDA".**

Ambato, febrero 2025

Para constancia firma:

Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera, Mg.	Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, PHD.
MIEMBRO CALIFICADOR	**MIEMBRO CALIFICADOR**

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a mis padres ELENA, ZOILA Y CARLOS, a las tres personas más importantes en mi vida, quienes me han dado apoyo emocional, y por acompañarme desde el día que nací, por siempre escuchar mis experiencias tanto académicas como personales, por cumplir con su objetivo como padres, por nunca abandonarme en los momentos difíciles, por ser mis más grandes confidentes y por ser unidos como una gran familia. Los amo papas.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer primero a Dios por cuidarme y poder llegar a este momento en mi vida académica, por la bendición de otorgarme tres padres que me han cuidado como mis ángeles de la guarda y por permitirme seguir más años de vida caminando de la mano de los tres.

A mi mamá, Elena por darme la vida, por ser valiente y tener la fortaleza de superar su enfermedad y permitirme estar con ella por mucho más tiempo compartiendo este momento conmigo, y cumplir su labor como la mejor mamá del mundo.

A mi mamá, Zoila por ser su hijo adoptivo, por permitirme decirte mamá desde el momento en el que nací, por ser mi primera profesora educativa y de vida, por siempre darme su apoyo, y por cumplir con su labor de ser la mamá del mundo. Por educarme con los valores de la responsabilidad y valentía.

A mi papá, Carlos por permitirme decirte papá, por estar siempre conmigo, por todos los momentos que hemos pasado juntos, por su amor, consejos y por darme el sentido de la puntualidad de él, por siempre llevarme de su mano y darme su bendición todas las mañanas.

También quiero agradecer a mi tutor Ingeniero Wladimir Ramírez, por aceptar ser mi guía durante el desarrollo de esta tesis, por su apoyo y confianza en mi trabajo.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO

APROBACIÓN DEL TUTOR ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN iii
DERECHOS DE AUTOR iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO v
DEDICATORIA vi
AGRADECIMIENTO vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDO viii
ÍNDICE DE FIGURAS ix
ÍNDICE DE TABLAS x
ÍNDICE DE ANEXOS xi
SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS xii
RESUMEN EJECUTIVO xiii
ABSTRACT xiv
CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO 1
I. JUSTIFICACIÓN 1
II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 2
III. OBJETIVOS 6
CAPITULO II METODOLOGÍA 7
A. FASE 1 7
1) RECOLECCIÓN DE DATOS 7
2) MODELADO DE LA ESTRUCTURA 9
B. FASE 2 12
1) REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 12
2) ANÁLISIS CONTRA EL FUEGO. 13
CAPITULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN 19
I . ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS 19
A. FASE 1 19
1) RECOLECCIÓN DE DATOS 19
2) ANÁLISIS SÍSMICO Y DE VIENTO 20
B. FASE 2 27
1) REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA 27
2) ANÁLISIS CONTRA EL FUEGO DE LA ESTRUCTURA 29
C. FASE 3 38
II. DISCUSIÓN DE RESULTADOS 46
III. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS 47
CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 49
I. CONCLUSIONES 49
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS: 51
ANEXOS 55

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1. Análisis visual de los equipos presentes en la estructura 8
Fig.2. Levantamiento geométrico de la estructura. 8
Fig.3. Representación del pórtico en AUTOCAD 9
Fig.4. Espectro elástico horizontal de diseño 10
Fig.5. Modelado estructural 12
Fig.6. Modelado reforzamiento estructural 13
Fig.7. Curva Temperatura ISO 834.. 13
Fig.8. Identificación de perfiles críticos en condiciones normales. 16
Fig.9. Factores de reducción a temperatura en relación con el valor de fy y E 16
Fig.10. Dibujo del pórtico en software estructural 20
Fig.11. Comprobación del periodo de la estructura dentro del software. 21
Fig.12. Representación gráfica del espectro de respuesta elástico 23
Fig.13. Perfiles que necesitan reforzamiento en la estructura 26
Fig.14. Perfiles que necesitan reforzamiento en la cubierta 26
Fig.15. Diseño del pórtico más critico 28
Fig.16. Diseño de correas de la cubierta con reforzamiento 28
Fig.17. Secciones críticas de cordones 31
Fig.18. Sección protegida de cordones. 40
Fig.19. Secciones críticas de columnas. 57
Fig.20. Secciones críticas de correas 62
Fig.21. Sección protegida de columnas. 67
Fig.22. Sección protegida de correas 72

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I. TIPOS DE PERFILES DE LAESTRUCTURA 19
TABLA II.TIPOS DE PERFILES PARA EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA 27
TABLA III. TEMPERTAURA CURVA ISO 834 29
TABLA IV. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS CORDONES 31
TABLA V. DETERMINACIÓN ΔTS DE CORDONES 31
TABLA VI. PROPIEDADES TÉRMICAS DEL GYPSUM 39
TABLA VII. TEMPERATURA DEL ACERO DE CORDONES PROTEGIDOS CON GYPSUM 40
TABLA VIII. DETERMINACIÓN ΔTS DE COLUMNAS 55
TABLA IX. FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA TEMPERATURA 56
TABLA X. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA COLUMNA 58
TABLA XI. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA CORREA 62
TABLA XII. DETERMINACIÓN ΔTS DE CORREAS 63
TABLA XIII. TEMPERATURA DEL ACERO DE COLUMNAS PROTEGIDAS CON GYPSUM 66
TABLA XIV. TEMPERATURA DEL ACERO DE CORREAS PROTEGIDAS CON GYPSUM 72

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1 COLUMNAS NO PROTEGIDAS 55
ANEXO 2 CORREAS NO PROTEGIDAS 62
ANEXO 3 COLUMNAS PROTEGIDAS 66
ANEXO 4 CORREAS PROTEGIDAS 72

SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

IADC: Instituto Americano de Acero

BIM: Building Information Modeling

DBP: Diseño basado en prestaciones

ASCE: American Society of Civil Engineers

RESUMEN EJECUTIVO

El fuego ha representado una problemática en estructuras de acero, además dentro de la NEC no establece cargas ni tiempo que deben soportar las estructuras a este fenómeno, debido a ello, se desarrolló esta investigación, la cual analiza la susceptibilidad al fuego con normativas internacionales como el Eurocódigo de Carrocerías Cepeda, una empresa dedicada a la fabricación de carrocerías en la cual los elementos que intervienen en su producción son altamente inflamables y tiene una alta probabilidad de causar un incendio.

La investigación se desarrolló a través de tres fases, la primera donde se realizó el análisis lineal de la estructura considerando los aspectos de la NEC, identificando así los perfiles críticos en condiciones normales. Durante la segunda fase, se analizó la temperatura que alcanzan los perfiles que componen a la estructura, llegando a temperaturas elevadas, que afectaron directamente a las propiedades del acero como el módulo de elasticidad y el límite de fluencia, disminuyendo su capacidad estructural y aumentando la probabilidad de colapso. Para la tercera fase, se implementó el material Gypsum como medida de protección, con el cual mejoró la resistencia al fuego de la estructura.

Los resultados muestran que el Gypsum es un excelente material de protección frente al fuego ya que reduce significativamente las temperaturas en cada uno de los perfiles pasando de temperaturas de 713.82 a 168.12 grados centígrados, en el caso del perfil más crítico. La capacidad estructural después del incendio dependerá de la cantidad de material que se coloca dentro de la estructura.

Palabras clave: Resistencia contrafuego, análisis lineal, límite de fluencia, módulo de elasticidad, gypsum.

ABSTRACT

Fire has represented a problem in steel structures, in addition, the NEC does not establish loads or time that the structures must withstand this phenomenon, therefore, this research was developed, which analyzes the susceptibility to fire with international standards such as the Eurocode of Carrocerías Cepeda, a company dedicated to the manufacture of car bodies in which the elements involved in its production are highly flammable and have a high probability of causing a fire.

The research was developed through three phases, the first one where the linear analysis of the structure was carried out considering the aspects of the NEC, thus identifying the critical profiles under normal conditions. During the second phase, the temperature reached by the profiles that make up the structure was analyzed, reaching high temperatures, which directly affected the properties of the steel such as the modulus of elasticity and yield strength, decreasing its structural capacity and increasing the probability of collapse. For the third phase, Gypsum material was implemented as a protective measure, which improved the fire resistance of the structure.

The results show that Gypsum is an excellent fire protection material as it significantly reduces the temperatures in each of the profiles from 713.82 to 168.12 degrees Celsius, in the case of the most critical profile. The structural capacity after the fire will depend on the amount of material placed inside the structure.

Keywords: Fire resistance, linear analysis, yield strength, modulus of elasticity, gypsum.

CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO

I. JUSTIFICACIÓN

Dentro del campo de Ingeniería Civil, las estructuras de acero han ido teniendo una participación fundamental dentro de la construcción debido a su gran resistencia a la tracción y a la compresión y, permitiéndole soportar grandes cargas sin llegar al colapso de la estructura, teniendo una ventaja económica frente a las estructuras normales de hormigón. Sin embargo, es un material susceptible al fuego, provocando serios daños dentro de la estructura, teniendo como resultado pérdidas humanas. Por lo tanto, surge la necesidad de realizar un análisis de susceptibilidad al fuego, permitiendo conocer si las dimensiones de los elementos cumplen con los requerimientos mínimos. En el caso de que la estructura no cumpla con estos requerimientos, se realizará un reforzamiento dentro de la misma, mejorando el tiempo de resistencia al fuego y así salvaguardar la seguridad de las personas.

En el Ecuador, la construcción con acero ha tomado un gran impulso, no obstante, se siguen utilizando las normativas anteriores, sin tener grandes avances en el diseño y cálculo estructural. Como consecuencia, las construcciones en acero de hace 20 años tienen una gran deficiencia estructural sin ser resistentes al fuego. Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se plantean los requisitos mínimos de diseño y de su mantenimiento, aunque no presenta un método especifico que permita calcular el tiempo de soporte frente al fuego de los elementos. A partir de esta problemática, se debe acudir a las normativas internacionales para fomentar un mejoramiento en la normativa nacional, implementando diseños eficientes que cumplan las condiciones normales de cargas, y a su vez con la seguridad ocupacional. Debido a lo anterior dentro de este estudio se planteará un método de evaluación frente al fuego.[1].

También, es importante destacar que la falta de evaluaciones rigurosas frente al fuego en las construcciones de acero puede tener graves consecuencias no solo en el ámbito de la seguridad estructural, sino también en términos de inversión y recuperación post-incendios. En otros países, se han planteado métodos de análisis y soluciones de protección contra el fuego demostrando ser efectivos para aumentar la resistencia de las estructuras de acero frente a altas temperaturas. Implementar estas tecnologías en el Ecuador, junto con una actualización normativa, podría no solo mejorar la seguridad de las edificaciones, sino también fomentar una mayor durabilidad y sostenibilidad en los proyectos de construcción.[1].

II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En otros países, el análisis de la capacidad estructural de acero frente al fuego se ha realizado un DBP, que permite tener una curva normalizada, permitiendo conocer lo niveles mínimos de resistencia de los elementos estructurales, sin embargo esta curva tiene como consecuencia elevar el costo de la construcción, debido a que sus resultados pueden interpretarse como el incremento de las secciones geométricas o utilizar de manera inadecuada los materiales que permiten reducir la susceptibilidad del fuego, además puede presentar resultados infravalorados de la temperatura. Además, incluye un análisis de los componentes y el tipo de instalaciones y los diferentes usos del edificio, esto permite conocer el escenario más crítico a la que será expuesto la edificación. También se han realizado simulaciones computacionales teniendo como variables a la velocidad del crecimiento del incendio, la potencia que se puede liberar y la energía proveniente del combustible, teniendo como resultado que las cubiertas constituidas por cerchas son los elementos más susceptibles al fuego, mientras que los elementos que funcionan como pilares, poseen una mayor resistencia.[2],[3].

Adicionalmente, se han realizado análisis en donde se establece que el acero estructural, al momento de ser sometido al fuego, pierde un 66.67 % de su capacidad inicial, dependiendo de la dirección y magnitud de la carga a la que sea sometido la estructura. Si un elemento estructural empieza a fallar, este fallo empieza a propagarse en los demás elementos y llegar al colapso. El Instituto Americano de la Construcción en Acero, establece que, al momento del diseño de la estructura, no se tome en cuenta los sistemas de barrera frente al fuego en la estabilidad estructural. Aunque, el peso de estos sistemas si e debe tomaren cuenta para la estimación de las cargas de servicio permanentes de la estructura.[4],[5].

Por otra parte, el tipo de acero también juega un papel importante en la resistencia al fuego, el acero galvanizado permite conservar a la estructura dentro del rango de los 500°C, y tener un tiempo de resistencia entre 15 y 30 minutos esto debido a que posee un recubrimiento de zinc, protegiendo a su vez al elemento de la corrosión, las propiedades mecánicas como la resistencia, rigidez y densidad son iguales que las del acero de carbono. En cambio, el acero de carbono presenta una menor resistencia al fuego, sin embargo, el acero galvanizado significa una mayor inversión en una construcción. Otro factor que influye en la resistencia del fuego es la emisividad superficial del material, el acero de carbono tiene un valor de emisividad del 0.7, y el zinc aporta una mejora al acero galvanizado, reduciéndose este valor a un 0.40.[6],[7].

En el Ecuador, se han llevado a cabo diversas investigaciones enfocadas en identificar el tipo de protección más eficaz contra el fuego, distinguiéndose entre la protección pasiva y activa. La protección activa abarca principalmente la detección temprana y la respuesta inmediata a un incendio, a través de sistemas como alarmas contra incendios, rociadores automáticos, y el uso de extintores. Estos sistemas están diseñados para mitigar los efectos del fuego al alertar a las personas y combatir el fuego directamente. Por otro lado, la protección pasiva, considerada de mayor importancia, incluye aquellos elementos estructurales y materiales de construcción que buscan ralentizar la propagación del fuego, creando barreras que limitan su avance. Dentro de los materiales más investigados y utilizados en Ecuador, se encuentra la placa de yeso tipo B, que ha demostrado ser una de las opciones más confiables en términos de protección pasiva. Este tipo de placa ha sido evaluado rigurosamente y cumple con las especificaciones necesarias para garantizar un tiempo de evacuación adecuado, estimado en aproximadamente 60 minutos, lo que proporciona un margen crucial para la seguridad de las personas en caso de incendio. Además de la placa tipo B, también se utiliza la placa de yeso tipo C, la cual es una alternativa más económica, pero presenta una desventaja en términos de resistencia al fuego, ya que no asegura el mismo tiempo de protección que la placa tipo B. A pesar de ser más accesible, la placa tipo C es recomendada solo en situaciones donde el riesgo de incendio es menor o donde se puede complementar con otros sistemas de protección.[8],[9].

Se han realizado varias aplicaciones del diseño generativo dentro de las estructuras de acero teniendo en cuenta un modelado paramétrico, teniendo en cuenta la geometría y las relaciones de cada uno de los elementos estructurales y su forma de estabilizar la estructura, teniendo un mejor análisis y diseño, aun así el desarrollo de la tecnología BIM es limitado, por lo que se debe combinar con un software de diseño estructural, minimizando así el impacto ambiental y los costos dentro de la construcción. Una de las desventajas de la construcción de acero es la capacidad que tienen las estructuras de poder absorber las vibraciones provocadas por factores externos como el viento, o producción industrial. De la misma manera, los sismos representan una amenaza para este tipo de estructuras, debido a que poseen una menor masa y rigidez que las estructuras construidas de hormigón, siendo más susceptibles al colapso. Por lo tanto, para comprobar si las secciones geométricas cumplen en condiciones normales, se debe realizar un modelado de las estructuras bajo las diferentes solicitaciones dentro de la NEC, como son las 7 combinaciones de carga, en donde se interpretan las cargas permanentes de sismo, sobrecarga, sobrecarga cubierta, de granizo y de viento. Además, se toma en cuenta el análisis modal, para poder obtener los modos de vibración de la estructura. Siendo primordial, primero cumplir con

los parámetros normales de diseño, en el caso de que la estructura no cumpla con los parámetros iniciales, se debe proponer un reforzamiento y consecuentemente un rediseño estructural. A través de los diagramas de momentos flectores, cortantes y axiales para cada uno de los elementos estructurales, se seleccionan los perfiles que puedan cumplir las condiciones sísmicas, Una vez se cumpla la estabilidad estructural, el acero tendrá una mayor sostenibilidad ambiental, menorando los tiempos de construcción y resistencia que las estructuras convencionales en hormigón. [10],[11].

De la misma manera, se han realizado trabajos de reforzamiento en estructuras de acero en diferentes ciudades del mundo, en donde la parte arquitectónica y estructural deben combinarse, una solución para los elementos que no cumplen con las condiciones normales, es la de incrementar secciones mixtas del acero y el hormigón. Combinándose así la resistencia a la tracción del acero, y la resistencia a la compresión del hormigón. Además, al momento de presentar esta combinación, aumenta la rigidez y la masa de la estructura, mejorando su sismoresistencia, aislamiento acústico y térmico. Para mejorar esta conexión, se utilizan cabezas insertadas en el forjado que permiten la adhesión entre el acero y el hormigón a lo largo de toda la zona de contacto entre ambos materiales. Asimismo, cabezas formadas sobre los perfiles incrementan la altura final del forjado mediante el uso de conectores metálicos, que se fijan mediante soldadura (cuando el tipo de acero lo permite) o mediante anclajes mecánicos. Esta solución fortalece las estructuras sin alterar de manera considerable sus características mecánicas, mientras incrementa su estabilidad estructural.[12].

Así como existen programas que permiten el cálculo estructural, también existen para el cálculo del fuego, siendo los más comunes aquellos que permiten el transporte del humo y el calor. Olenick y Carpenter han clasificado en seis campos que se pueden clasificar como: Resistencia al fuego estructural, zona, campo, evacuación, respuesta a detectores y varios, dentro de esta clasificación se pueden unir los modelos de zona y de campo. En esta investigación se realizó dos tipos de clasificaciones, una en donde tiene relación la respuesta térmica y mecánica de la estructura durante un incendio, mientras que la segunda clasificación se centra en los requisitos que debe cumplir una estructura para ser segura. Dentro de los modelos de resistencia al fuego estructural se descompone en programas para la resistencia al fuego estructural simplificado y avanzado. Los modelos de resistencia al fuego estructural se dividen en dos enfoques principales: modelos simplificados y avanzados. Ambos tipos de modelos tienen como objetivo evaluar el comportamiento de los elementos estructurales ante la exposición al fuego. Para realizar este análisis, se introducen en los programas

correspondientes diversos datos, como las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales, así como las cargas de fuego a las que están sometidos los elementos estructurales. En los modelos simplificados, generalmente se usan aproximaciones empíricas que permiten obtener resultados de manera rápida, aunque con una precisión limitada. Por otro lado, los modelos avanzados suelen utilizar simulaciones más complejas, que integran elementos como la transferencia de calor, la interacción entre los componentes estructurales y el fuego, y los cambios en las propiedades de los materiales a lo largo del tiempo. Los resultados que se obtienen de ambos tipos de modelos incluyen, entre otros, el tiempo en el que los elementos estructurales fallan, los estados tensionales que experimentan durante el proceso de exposición al fuego, y los desplazamientos o deformaciones que sufren. Estos resultados son fundamentales para evaluar la seguridad estructural en condiciones de incendio y para el diseño de estrategias de protección pasiva contra el fuego en edificaciones.[13], [14].

Para aumentar la resistencia al fuego del acero, de acuerdo con el análisis de seguridad contra incendios basado en diversas fuentes bibliográficas, es posible utilizar barreras contra vapor, agua y viento. Los materiales con baja permeabilidad presentan una mayor capacidad para resistir la expansión del fuego. Así mismo, se pueden emplear revestimientos como morteros ignífugos, lana de roca y pinturas intumescentes, los cuales contribuyen a detener la propagación de las llamas y permiten preservar las propiedades físicas y mecánicas de las estructuras ante la exposición al fuego. Además, el uso de protecciones pasivas, como paneles de fibra cerámica o escudos cortafuegos, es una estrategia efectiva para incrementar la estabilidad térmica del acero bajo condiciones extremas. Estas soluciones, junto con un diseño adecuado, logran aumentar el tiempo de resistencia estructural, dando más margen para una evacuación segura y la intervención de los equipos de emergencia.[15],[16].

Simultáneamente, la protección contra el fuego de las pinturas intumescentes dependerá no solo del espesor de la capa aplicada, sino también del tipo de aleación del acero utilizado. Al mejorar la calidad de la aleación, se incrementa la eficacia del recubrimiento, pero también aumenta el costo de construcción de los pórticos de acero. Según estudios sobre pórticos metálicos, los elementos estructurales más vulnerables al fuego son las uniones entre pilares y vigas, lo que requiere un mayor reforzamiento con aleaciones especializadas. No solo mejora la resistencia al fuego, sino que extiende el tiempo de exposición sin comprometer el módulo de elasticidad ni el límite elástico del acero, garantizando mayor seguridad estructural. [17]

III. OBJETIVOS

A. OBJETIVO GENERAL:

Realizar la evaluación estructural del edificio Carrocerías CEPEDA cuando es sometido al fuego

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Realizar una evaluación estructural mediante análisis lineal.
- Evaluar la resistencia al fuego de la estructura para las normas y estándares actuales.
- Proponer un sistema de resistencia al fuego para los elementos estructurales y sistemas de protección en caso de ser necesario.

CAPITULO II METODOLOGÍA

En la presente investigación se dispuso el desarrollo de tres fases. Por consiguiente, se estableció diferentes métodos para la composición de la metodología, siendo analítica y experimental para el levantamiento geométrico y análisis lineal de la estructura durante la Fase 1, en cambio para la Fase 2, se utilizó un tipo de metodología de investigación cuantitativa, para el desarrollo de métodos que evalúan al fuego los componentes de la estructura. Finalmente, en la Fase 3, se tuvo una metodología experimental para las recomendaciones de mejorar la resistencia al fuego de los perfiles estructurales críticos.

I. EQUIPOS Y MATERIALES

a) Materiales:

Se utilizó una cinta métrica CENTURY de 10 metros con serie 5MX19MM, así como un distanciómetro MILESEEY S6 S660M para el levantamiento de los elementos geométricos como vigas, columnas y cubierta que conforman a la estructura para el desarrollo de la fase 1. De la misma manera, se empleó software especializado de dibujo como AUTOCAD 2024, para el levantamiento gráfico de los elementos estructurales existentes. También, se ocupó software de análisis estructural para la evaluación del comportamiento en condiciones normales de la estructura frente a las cargas de viento y sismo. Durante el desarrollo de la segunda y tercera etapa no se utilizaron materiales.

II. MÉTODOS

A. FASE 1

Fue de tipo exploratorio, ya que se realizó las mediciones de los elementos como columnas, vigas y cubierta, para poder levantarlas en un software especializado y así determinar el periodo y temperatura de resistencia de los elementos que soportan el fuego.

1) Recolección de datos

En primera instancia, se realizó una evaluación visual sobre la localización del lugar, catalogándolo como una estructura susceptible al fuego por las actividades de pintura y soldadura, además de la presencia de sistemas eléctricos y almacenamiento de productos

químicos que son empleados para la fabricación de carrocerías de buses.

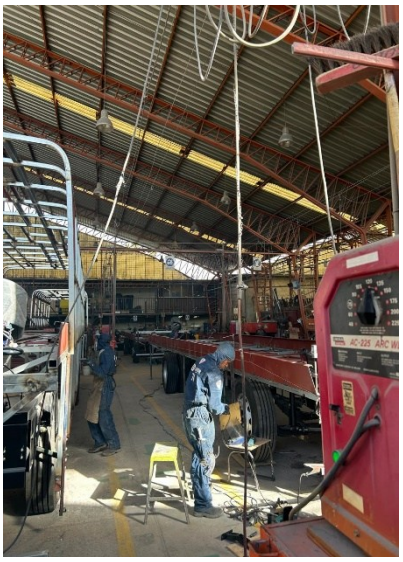


Fig.1. Análisis visual de los equipos presentes en la estructura

A través del uso de herramientas como cinta métrica y distanciómetro láser, se realizó un levantamiento detallado de las características geométricas de cada uno de los elementos que conforman la estructura. En este proceso se midieron parámetros clave como el ancho, el largo y el espesor de cada uno de los perfiles estructurales, asegurando un registro preciso de sus dimensiones. Además, se determinó la distancia entre cada uno de los pórticos presentes en la estructura, lo cual permitió establecer la separación y disposición de los elementos verticales y horizontales. Dentro del análisis de las correas, se registró con exactitud la distancia entre ellas, verificando su distribución y alineación con respecto a las cargas que soportan. De igual forma, se llevó a cabo una inspección minuciosa del tipo de cubierta instalada en la estructura, identificando su material, espesor y las posibles características térmicas que podrían influir en el comportamiento de la estructura durante un incendio.



Fig.2. Levantamiento geométrico de la estructura.

2) Modelado de la estructura

Posteriormente, en base a los datos obtenidos en el levantamiento geométrico de los elementos estructurales con las dimensiones reales, se realizó un plano de dibujo en AUTOCAD, que permitió llevarlo al software especializado.

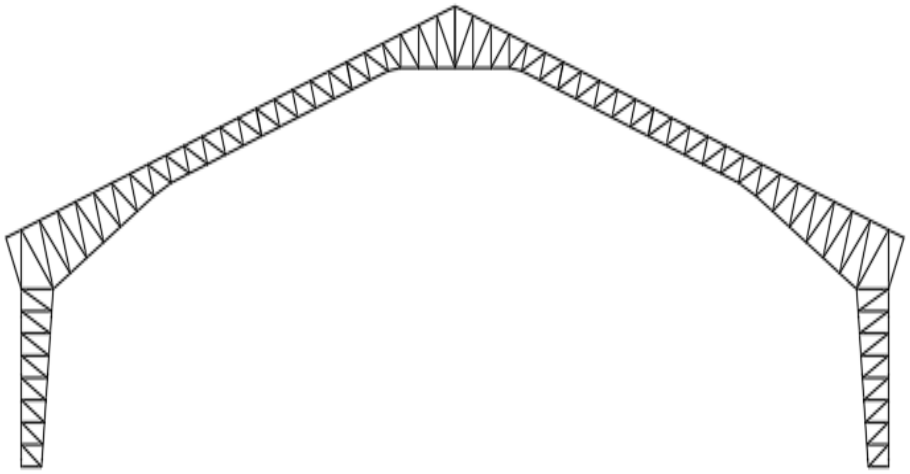


Fig.3. Representación del pórtico en AUTOCAD

A través del software ingenieril se utilizó la NEC, donde se obtuvieron los datos para ingresarlos a la aplicación. Para la estimación de la carga viva de cubiertas, se empleó los valores de sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas de acuerdo con la ocupación de los usos representados en la Tabla 9 del Capítulo de Cargas No Sísmicas de la NEC, donde se puede evidenciar una carga viva de cubiertas planas, inclinadas y curvas. Mientras que para la estimación de la carga muerta se la realizó a través de la zona influencia, partiendo del ancho tributario, considerando una sobrecarga permanente en la cubierta, en donde se toma en cuenta el peso de la cubierta y el peso de las luminarias presentes en la estructura.

Adicionalmente, se identificaron las cargas sísmicas. Para ello se determinó el coeficiente sísmico para integrarlo en la aplicación con el concepto de la cortante basal, teniendo en cuenta el tipo de suelo del lugar. Generalmente, el tipo de suelo en Ambato, donde está localizada la estructura, es tipo D y tipo C, sin embargo de acuerdo a la microzonificación en fallas, se estableció que la estructura tiene un tipo de suelo D.[18]. Por lo tanto, se ocuparon los siguientes coeficientes que están representados por la Tabla 1 de los Valores del factor Z en función de la zona sísmica Adoptada, correspondiente al capítulo 1 de diseño sismo resistente, considerando así que el cantón Ambato tiene una zona sísmica entre IV y V.

Además, se pudo determinar el coeficiente, categorizándolo según la parroquia si se encuentra entre IV y V, teniendo un coeficiente de caracterización del peligro sísmico como alta para la ubicación en donde se encuentra ubicada la estructura, por otra parte, también para la obtención de este coeficiente no existen irregularidades en planta y en elevación, simplificándolos de la ecuación del coeficiente sísmico.

Dentro de la misma normativa, se encuentra el término de espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a, que depende del factor de zona sísmica Z, los coeficientes de amplificación del suelo, F_a, F_d, F_s y el factor n, que se encuentran dentro las Tablas 3,4 y 5 del capítulo 2 del diseño sísmico resistente. [19].También se determinó el periodo fundamental de la estructura.

Adicionalmente, se pudo determinar el periodo limite en base al espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones que puede tener la estructura dependiendo del tipo de suelo D. A partir de esto, dentro del software de diseño estructural, se consideraron los periodos de vibrar, teniendo en cuenta la participación de la masa total de la estructura, considerando que el periodo fundamental de vibrar de la misma se encuentre en el rango correcto. Análogamente, para el gráfico del espectro de diseño se consideró una aceleración seudo espectral de retorno de 475 años.

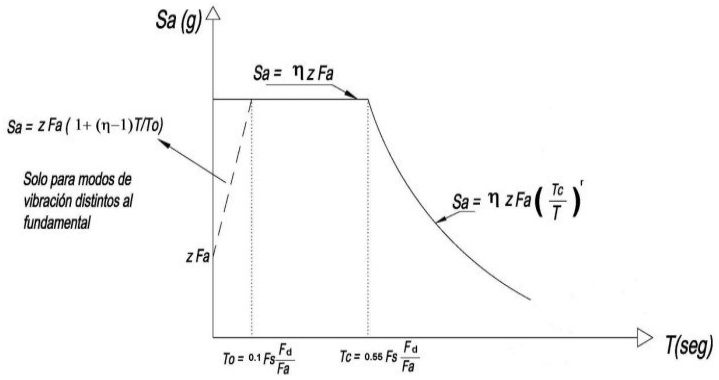


Fig.4. Espectro elástico horizontal de diseño .[19].

A partir del dato obtenido de la aceleración, se obtuvo el valor de la cortante basal o fuerza sísmica, siendo equivalente a la relación entre la aceleración y el coeficiente de reducción sísmica. También, se clasificó un coeficiente R equivalente al de la categoría de naves industriales con perfiles de acero, por lo tanto, el coeficiente sísmico se configuró en el software de modelación estructural. Así mismo, para la evaluación en condiciones normales de la estructura, se analizó la carga de viento de acuerdo con la NEC, tomando en cuenta la velocidad de diseño, debido a que la estructura mide 10 metros de altura, sin necesidad de realizar una

corrección en consecuencia de las características topográficas. Para la interpretación de esta carga, se debe considerar que el viento actúa en forma de presión, el empuje del viento se encuentra dado como P, en donde se debe tomar en cuenta la densidad del aire, mientras que el coeficiente de altura se asumió su valor de acuerdo con la norma ASCE. El factor de forma se clasifica en barlovento y sotavento, cuyos coeficientes se encuentran en la Tabla 6 del capítulo 1, correspondiente a Cargas No Sísmicas. [20].

A su vez, se consideró las cargas por viento de la velocidad instantánea de viento, y la corregida del viento, teniendo en cuenta la altura del edificio, así como sus características topográficas frente a la exposición al viento. El coeficiente de corrección se dará de acuerdo con la Tabla 5 del capítulo de Cargas No Sísmicas de la NEC. Una vez determinadas las cargas que participan en el modelo, dentro del software se configuraron las presiones de barlovento y sotavento. Partiendo del análisis de las condiciones normales donde intervienen las cargas sísmicas y de viento, se empleó las combinaciones establecidas en la NEC, para el diseño de los elementos presentes en la estructura, permitiendo conocer si se necesita un reforzamiento estructural. Las combinaciones de carga más críticas fueron las que toman en cuenta la carga del sismo presentes en la sección de combinaciones básicas del literal Combinación para el diseño por última resistencia que establece la normativa.

Para concluir con el desarrollo de esta fase, se simularon los elementos estructurales frente a las cargas sísmicas y de viento, evidenciando que perfiles son los que son más susceptibles al colapso y los que se encontraron mal diseñados, determinando así un reforzamiento para estos elementos que se desarrollará en las siguientes fases. Este análisis permitió proyectar el reforzamiento adecuado que se implementará en la estructura, asegurando una mayor estabilidad y resistencia estructural ante las cargas actuales y las posibles cargas dinámicas futuras.

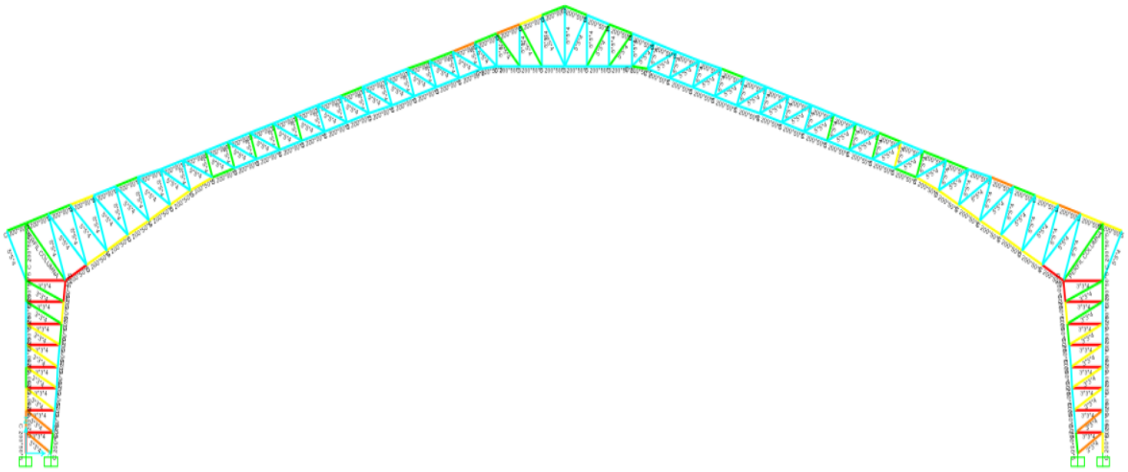


Fig.5. Modelado estructural

B. FASE 2

Se basó en la investigación descriptiva, en la cual se levantó el comportamiento del acero cuando es sometido a altas temperaturas y el comportamiento de sus propiedades físicas y mecánicas, obteniendo así parámetros que permitirán realizar la clasificación del grado de afectación de la estructura que ha sido afectada.[1].

1) Reforzamiento estructural

Una vez finalizado el análisis lineal, se procedió a establecer un reforzamiento estructural dentro del entramado de las columnas y las correas esencialmente debido a que se encuentran fuera del rango de los valores permitidos por la longitud de cada elemento, para ello se colocó un reforzamiento que permita disminuir la longitud en el entramado y entre correas ,debido a esto se implementó la colocación de correas conocidas como secundarias y perfiles dobles dentro de la columna, así como perfiles espalda con espalda mejorando la capacidad estructural.

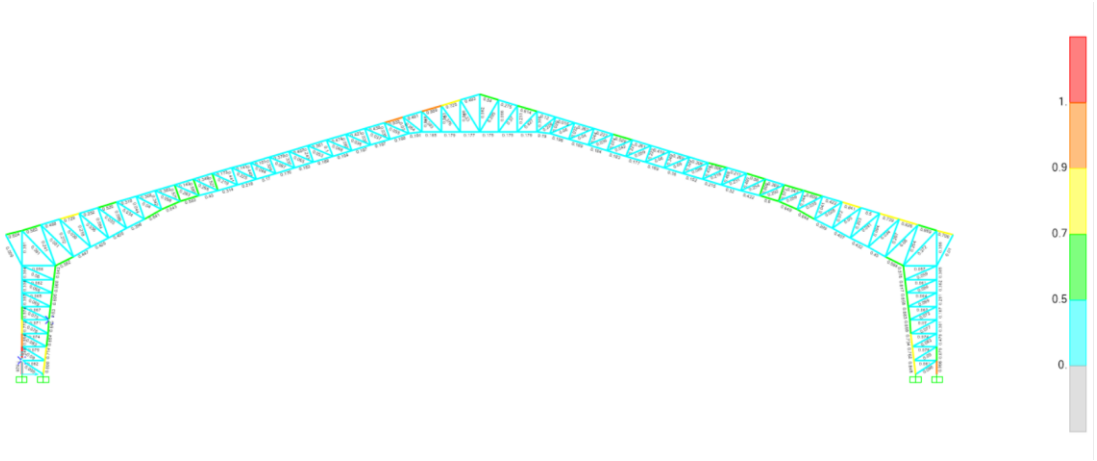


Fig.6. Modelado reforzamiento estructural

2) Análisis contra el fuego.

De la misma manera, para el caso de la comprobación de un elemento estructural de acero en situación de incendio. El método en el dominio de temperatura es el más habitual para elementos sometidos a tracción o flexión, consistiendo en limitar la temperatura alcanzada por el elemento estructural en situación de incendio a una temperatura llamada "crítica".

Se consideró, un modelo de incendio a través de la curva normalizada tiempo – temperatura ISO 834. Posteriormente, se estudió el problema de la transmisión de calor, como la conducción, convección y radiación. Ambas metodologías permiten relacionar la variable estudiada con la variable tiempo de resistencia, verificando si la estructura cumple o no con la exigencia de tiempo de resistencia al fuego.[17].

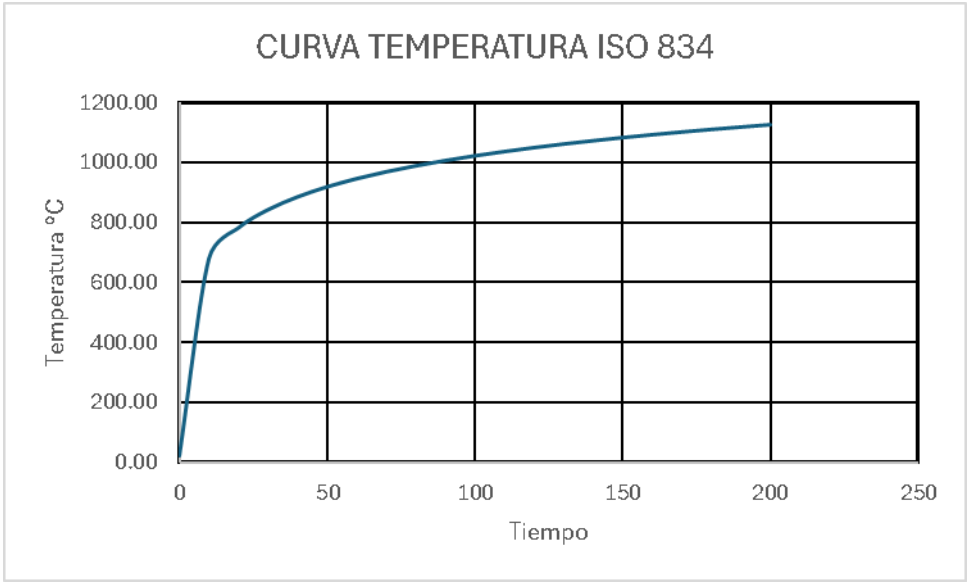


Fig.7. Curva Temperatura ISO 834.[21].

En el desarrollo del análisis de la resistencia al fuego, en Ecuador no existe una normativa que establezca el tiempo de resistencia al fuego de una estructura de acero, por lo tanto, se consideraron normativas extranjeras como el Eurocódigo, donde se establece el tiempo de resistencia al fuego dependiendo de la descripción de las instalaciones industriales en cuanto a su seguridad frente a incendios. Además, se consideró la máxima superficie construida que es susceptible al incendio que se evidencia en la Tabla 2.1 del Real Decreto 2267/2004 del 3 de diciembre del Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. [22], clasificando de esta manera, el riesgo intrínseco del sector de incendio, catalogando a la estructura como Tipo B dentro de esta clasificación.

También, a través del uso de la misma normativa se pudo clasificar el tipo de estructura, dependiendo si corresponde a una estructura rasante o sobre rasante. Esta clasificación permitió comprender las características intrínsecas de cada tipo de edificación, considerando aspectos como su funcionalidad y el impacto de su diseño en la resistencia estructural frente a diversos factores, incluyendo los riesgos asociados al fuego. Además, esta diferenciación contribuyó a definir los parámetros específicos que serían utilizados en la evaluación, asegurando un enfoque más preciso y adaptado a cada caso.

A su vez, se consideró la altura de evacuación del edificio representada en la Tabla 3.1, correspondiente a la resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales del Documento Básico se Seguridad en caso de incendio [23] , un factor clave para la planificación de medidas de seguridad. La altura de evacuación influye directamente en los tiempos necesarios para garantizar la salida segura de los ocupantes en situaciones de emergencia. Este parámetro se integró para definir el uso del sector como comercial, y una altura de evacuación del edificio menor a 15 m, ya que la estructura tiene 10 metros de altura aproximadamente, teniendo como un tiempo de resistencia entre 30 a 60 minutos.

Posteriormente, para la evaluación de la resistencia al fuego se tomaron en cuenta las variables establecidas en el Eurocódigo para una construcción Tipo B, considerando a la estructura sobrerasante y de riesgo intrínseco medio, representadas en las Tabla 2.3 del Anexo II del Real Decreto 2267/2004 [22], teniendo un tiempo de 30 minutos. Entre estas variables para el método de la resistencia del Eurocodigo se incluyeron el factor de sección, que define la relación entre la superficie expuesta al fuego y el volumen del material; la densidad del acero, la cual determina la capacidad del material para resistir cambios térmicos; y la variación de la temperatura, que fue modelada considerando un inicio de la temperatura ambiente equivalente

a 20°C. Esta aproximación inicial permitió evaluar de forma sistemática el comportamiento térmico del acero frente a incrementos progresivos de la temperatura.

Así mismo, se incorporaron parámetros como el coeficiente de transferencia de calor, que refleja la interacción entre la estructura y el ambiente en términos de intercambio térmico. Igualmente, se utilizó la constante de Stefan-Boltzmann para calcular la radiación térmica emitida por la superficie del acero, considerando también la emisividad resultante, un factor clave en el análisis de cómo el material absorbe y emite radiación térmica. De forma complementaria, se incluyó el factor de corrección por efectos de sombra, que tiene en cuenta cómo las geometrías complejas de la estructura pueden alterar la distribución térmica en su superficie.

Para la evaluación de la resistencia al fuego, se seleccionaron los perfiles críticos que componen la estructura correspondiendo al acero comercial en el Ecuador, A36. Estos perfiles, identificados por su relevancia en la integridad global del edificio, fueron sometidos a un análisis exhaustivo de su comportamiento térmico bajo condiciones de fuego. Posteriormente, se realizó la comparación con la curva ISO 834, un estándar internacional que define la temperatura del fuego en función del tiempo. Este análisis permitió establecer la reducción del límite de fluencia y del módulo de elasticidad del acero en porcentaje, valores fundamentales para determinar la capacidad de la estructura para mantener su estabilidad.

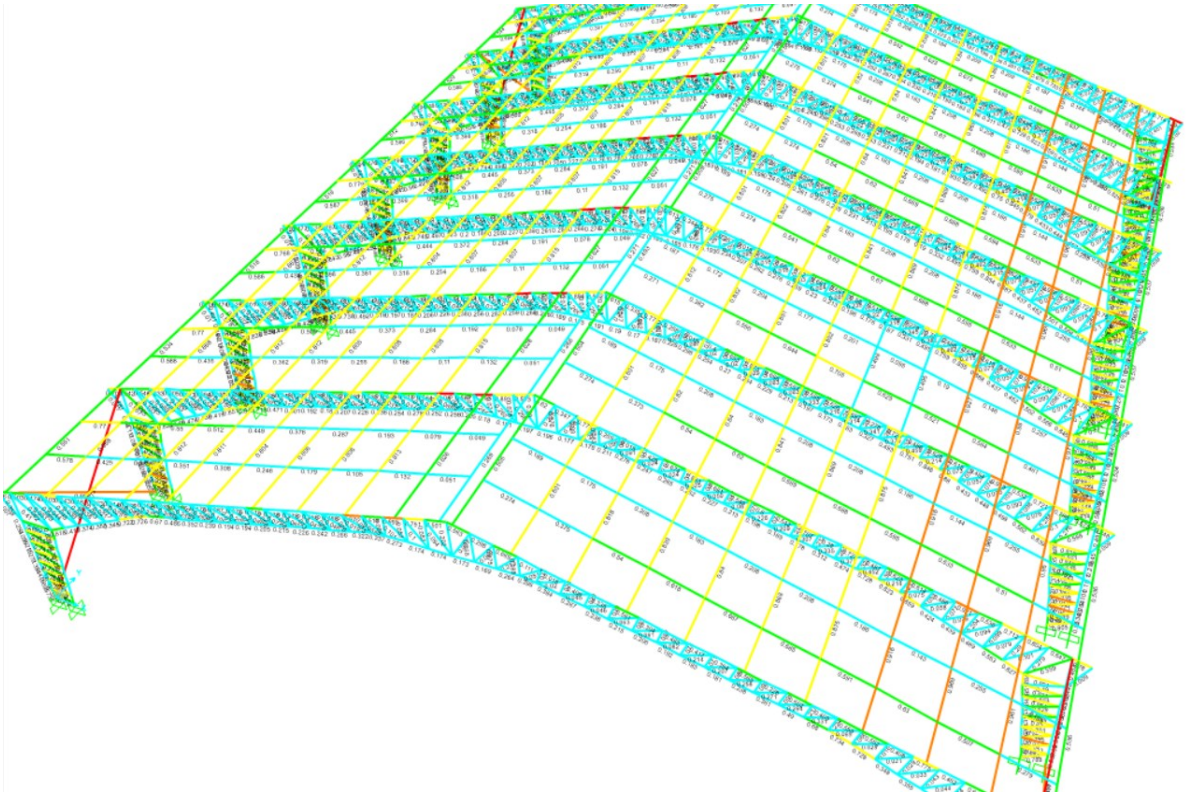


Fig.8. Identificación de perfiles críticos en condiciones normales.

Finalmente, con base en estos resultados, se obtuvo la temperatura crítica de los perfiles evaluados partiendo de la combinación de carga 1.2 D + 1.6 L que establece la NEC, donde no interactúa el sismo ya que en situación de incendio no actúa el mismo. Este parámetro, que representa la temperatura a la cual el acero pierde su capacidad de carga, es esencial para definir las estrategias de protección contra incendios. La obtención de la temperatura crítica permitió no solo validar el diseño estructural frente a escenarios de incendio, sino también proponer mejoras en los sistemas de protección pasiva y activa del edificio.

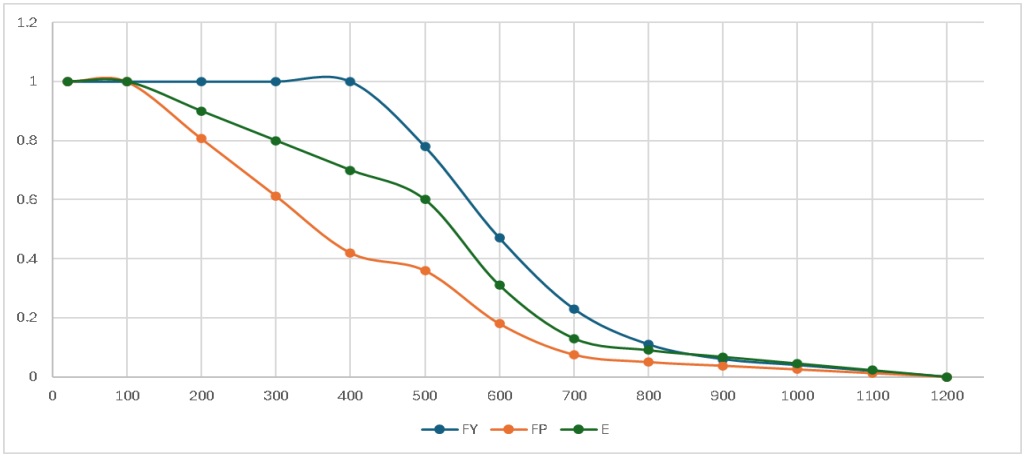


Fig.9. Factores de reducción a temperatura en relación con el valor de fy y E

FASE 3

1) Materiales de protección contra incendio

En la prevención de incendios, la selección y aplicación de materiales adecuados desempeñaron un papel fundamental para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones. Aunque el acero es ampliamente reconocido por su alta resistencia mecánica y durabilidad, su comportamiento ante temperaturas elevadas constituye una de sus principales limitaciones. A temperaturas superiores a los 500 °C, el acero experimenta una pérdida significativa de rigidez y resistencia, lo que lo hace vulnerable al colapso estructural en situaciones de incendio [24].

Para mitigar esta vulnerabilidad, se implementaron recubrimientos de materiales resistentes al fuego. Entre ellos, el gypsum demostró ser una solución eficiente. Este material, al ser sometido a altas temperaturas, sufre una expansión térmica que genera una capa aislante alrededor del acero. Este efecto ralentiza el aumento de temperatura en el núcleo metálico, proporcionando un tiempo crítico adicional para la evacuación de los ocupantes y la intervención de los servicios de emergencia [25]. La selección de este material se llevó a cabo un análisis exhaustivo que consideró aspectos clave:

Conductividad térmica: Se priorizó la elección de materiales con baja capacidad de transferencia de calor, reduciendo así el riesgo de un rápido aumento de temperatura en el acero.

Densidad del material: Se evaluó un balance entre la densidad y el peso añadido a la estructura, buscando minimizar sobrecargas mientras se maximizaba la resistencia al fuego.

Facilidad de aplicación: Se tuvo en cuenta la practicidad en la instalación, asegurando una colocación eficiente y uniforme en distintos elementos estructurales.

Este enfoque no solo permitió preservar las propiedades mecánicas del acero, como el módulo elástico y el límite de fluencia, sino que también incrementó la capacidad estructural bajo condiciones de incendio. De esta manera, se garantizó la evacuación segura del edificio y se conservó, al menos parcialmente, la funcionalidad de la estructura durante el evento crítico.

Para evaluar la resistencia al fuego del sistema de protección implementado, se recurrió al Eurocódigo, específicamente a la normativa EN 1993-1-2. Esta normativa proporciona los lineamientos para modelar el comportamiento térmico y mecánico de las estructuras de acero

bajo exposición al fuego. En este análisis se consideraron factores como la transferencia de calor, el gradiente térmico a lo largo del tiempo y los efectos derivados de la dilatación térmica.

Con base en estos cálculos, se determinaron los valores actualizados del módulo de elasticidad y el límite de fluencia del acero después de ser sometido a altas temperaturas. Estos parámetros ajustados fueron ingresados en un software de análisis estructural, permitiendo simular el desempeño del perfil de acero protegido después de 30 minutos de exposición al fuego, tiempo establecido como crítico en la misma normativa. Este enfoque integrador, que combina recubrimientos protectores, cálculos normativos y simulaciones computacionales, permitió garantizar el cumplimiento de los estándares internacionales de seguridad, contribuyendo al desarrollo de soluciones estructurales más seguras y resilientes ante eventos de incendio.

CAPITULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN

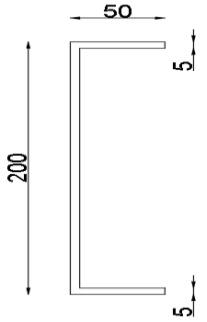
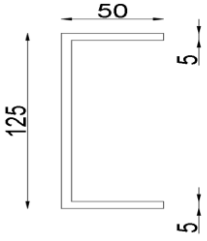
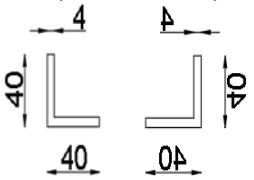
I . ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

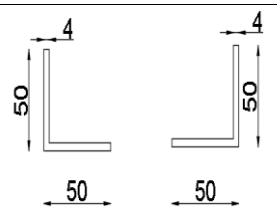
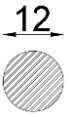
A. FASE 1

1) Recolección de datos

Durante el desarrollo de la fase se pudieron obtuvieron los siguientes perfiles dentro de la estructura que se encontró en análisis, las dimensiones de cada uno se encuentran representados en la Tabla I:

TABLA I
TIPOS DE PERFILES DE LAESTRUCTURA.

PERFIL	DIMENSIONES
Tipo C: Este tipo de perfil se empleó para la construcción del de los cordones superiores e inferiores tanto para la columna como para la cercha. Además, se colocó en las correas para sostener la cubierta	A= 200 mm, B= 50 mm, e= 5 mm  A= 125 mm, B= 50 mm, e= 5 mm 
Tipo L Doble: Este tipo se utilizó para el levantamiento del entramado de columna y de la cercha, teniendo diferentes medidas en cada uno, para la columna se emplearon perfiles de menor dimensión.	A= 40 mm, B= 40 mm, e= 4mm  A= 50 mm, B= 50 mm, e= 4 mm

	
Varilla ϕ12 mm= Este acero se implementó en forma de arriostramiento en las partes laterales de la estructura	ϕ = 12 mm 
Cubierta: El elemento se colocó de tipo cubierta, dependiendo de la distancia que existe entre correas, en este caso de 1.69 m	e = 0.45 mm 

Una vez levantados los elementos geométricos de la estructura en AutoCAD, se llevó el dibujo al software de análisis estructural.

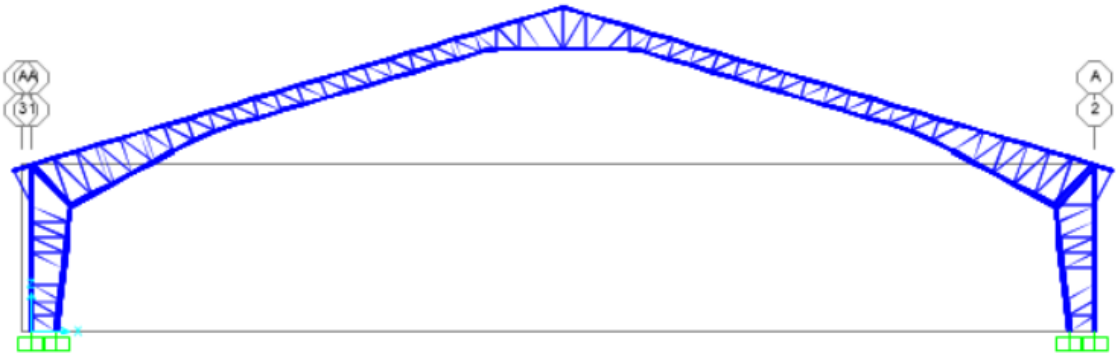


Fig.10. Dibujo del pórtico en software estructural

2) Análisis sísmico y de viento

A partir de las características de suelo ese obtuvo el coeficiente sísmico para determinar el coeficiente sísmico, teniendo el siguiente proceso con los siguientes datos:

$$S_a = \eta * z * F_a \qquad (1)$$

Donde:

S_a= Espectro de diseño en aceleración

η= Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Z= Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

F_a= Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

$$S_a = 2.48 * 1.2 * 0.4$$

$$S_a = 1.1904$$

- **Periodos límites de vibración en el espectro sísmico:**

Para el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico, se consideró un coeficiente de amplificación de suelo que considera el comportamiento no lineal de 1.28, un coeficiente de amplificación Fd, de 1.19 y un coeficiente de amplificación en la zona de periodo corto un factor de 1.2. Teniendo a los periodos de T_o= 0.1269 y T_c= 0.6981. Una vez corrido el programa, se comprobó que el periodo de la estructura se encuentra dentro de los rangos establecidos de T_o y T_c como se muestra en la Fig.11.

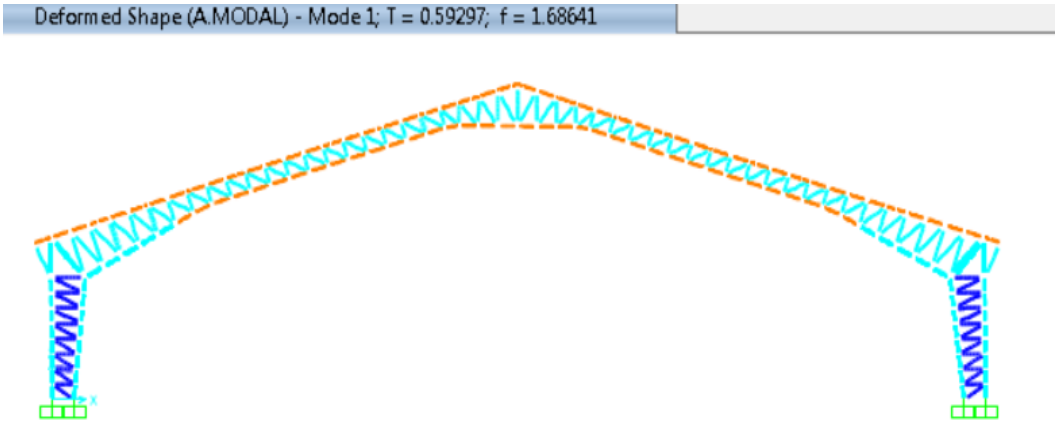


Fig.11. Comprobación del periodo de la estructura dentro del software.

- **Coeficiente sísmico:**

$$V = \frac{Sa(T) * I}{R * \emptyset p * \emptyset e} \qquad (2)$$

Donde:

$Sa(T)$= Espectro de diseño en aceleración

$\emptyset p, \emptyset e$= Coeficientes de irregularidades en planta y elevación

I= Coeficiente de importancia

R= Factor de reducción sísmica

Dentro de la estructura de la nave industrial no se consideraron los coeficientes de irregularidad en planta y elevación, los cuales fueron simplificados como un valor de 1. Esto se asumió debido a la configuración generalmente regular de este tipo de estructuras, caracterizada por una distribución simétrica de las columnas y cerchas. El factor de reducción sísmica fue establecido en 3, considerando que el sistema estructural principal está compuesto por elementos de acero con una capacidad moderada de disipación de energía, como marcos rígidos o sistemas de arriostramiento. Además, se asignó un coeficiente de importancia de 1, lo que implica que la nave industrial está destinada a un uso estándar. Esta simplificación permite optimizar el diseño estructural manteniendo un enfoque práctico y eficiente para satisfacer las normativas locales de diseño sísmico. Cabe destacar que, a pesar de las simplificaciones, se garantiza un comportamiento estructural adecuado frente a demandas sísmicas moderadas, siempre que se mantenga la calidad en los materiales y la ejecución constructiva.

$$V = \frac{1.19 * 1}{3}$$

$$V = 0.397$$

- **Espectro de respuesta elástico**

Para el diseño del espectro, se obtuvieron valores de la aceleración seudo espectral para un periodo de retorno de 475 años, los mismos se encuentran representados en la Fig.12.



Fig.12. Representación gráfica del espectro de respuesta elástico

- **Sobrecarga permanente**

En el software se asignó una sobrecarga permanente de 20 kg/m² a la cubierta, desglosada en 15 kg/m² correspondientes al peso propio de la misma y 5 kg/m² adicionales por las instalaciones de luminarias integradas en la estructura. Este enfoque asegura que el diseño contemple todas las cargas permanentes previstas, garantizando un análisis estructural y acorde a las condiciones reales de operación.

- **Carga Viva**

De acuerdo con la NEC, se consideró una carga viva de 70 kg/m² para el diseño de la nave industrial. Este valor corresponde a las cargas impuestas por el uso habitual de la estructura, como el tránsito de personal, equipos ligeros y actividades operativas comunes, asegurando que la edificación cumpla con los requisitos normativos para este tipo de instalaciones.

- **Presión del viento contra la columna**

Según la NEC, se indica que el viento ejerce una presión directa sobre los elementos de la fachada, a través de la siguiente ecuación.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f \qquad (3)$$

Donde:

P= Presión de cálculo (N/m^2)

ρ= Densidad del aire

c_e= coeficiente de altura

c_f= coeficiente de forma

V_b =Velocidad del viento

Para la variable de la densidad del aire se utilizó un valor de 1.25 kg/m^3, mientras que para el coeficiente de altura se empleó un valor de 0.70 y el coeficiente de forma un valor de 0.8 correspondiente a superficies verticales de edificios. Mientras que, la velocidad del viento será de 21 m/s debido a que la altura máxima del edificio es de 10 m, se considera una obstrucción baja de un coeficiente de 0.9 correspondiente a la categoría B, teniendo un total de 18.9 m/s.

$$V_B = 21\frac{m}{s} * 0.9 = 18.9\frac{m}{s}$$

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

$$P_{col} = \frac{1}{2} * 1.25\frac{kg}{m^3} * \left(\frac{18.9m}{s}\right)^2 * 0.7 * 0.8$$

$$P_{col} = \frac{125.0235\frac{Kg}{m * s^2}}{9.81\frac{m}{s^2}} = 12.74\frac{kg}{m^2}$$

$$P_{col} = 15\frac{kg}{m^2}$$

- **Presión del viento contra la cubierta a barlovento**

Para el valor del factor de forma C_f se tomo el valor de 0.3 equivalente a superficies inclinadas de 15° o menos.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

$$P_{cub} = \frac{1}{2} * 1.25\frac{kg}{m^3} * \left(\frac{18.9m}{s}\right)^2 * 0.7 * 0.3$$

$$P_{cub} = \frac{46.88 \frac{Kg}{m * s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 4.77 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{cub} = 5 \frac{kg}{m^2}$$

- **Presión del viento contra la cubierta a sotavento**

Para el valor del factor de forma C_f se tomo el valor de 0.6 equivalente a superficies inclinadas de 15° o menos.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * c_e * c_f$$

$$P_{cub} = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(\frac{18.9m}{s}\right)^2 * 0.7 * 0.6$$

$$P_{cub} = \frac{93.77 \frac{Kg}{m * s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 9.56 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{cub} = 10 \frac{kg}{m^2}$$

- **Derivas**

Según la NEC, las derivas máximas para estructuras de acero son del 2%. Para su cálculo se obtuvieron los desplazamientos máximos tanto en X de 33.07 mm como en Y de 31.06 mm, considerando al factor de reducción de resistencia de 3, equivalente a las Naves Industriales con perfiles de acero representadas en la Tabla 18 del capítulo 3 del diseño sismo resistente. Teniendo una deriva inelástica equivalente al 1.47% en el sentido x y una deriva de 0.7% en el sentido y, cumpliendo con la condición que establece la normativa resultando menores al 2%.[26].

- **Combinaciones de carga**

Para la evaluación de fuego de los perfiles estructurales se colocaron las combinaciones establecidas en la NEC, determinando así si la estructura cumple en condiciones normales

de viento y sismo, verificando si la estructura necesita un reforzamiento o no, cumpliendo con las normativas de diseño de ASCE y NEC. Se tiene como la combinación de carga más crítica fue la de 1.2 D +1.6 L. Teniendo como resultado que se necesita realizar un reforzamiento en el cordón superior e inferior de la columna, así como implementar un reforzamiento dentro de las correas que intervienen en la cubierta.

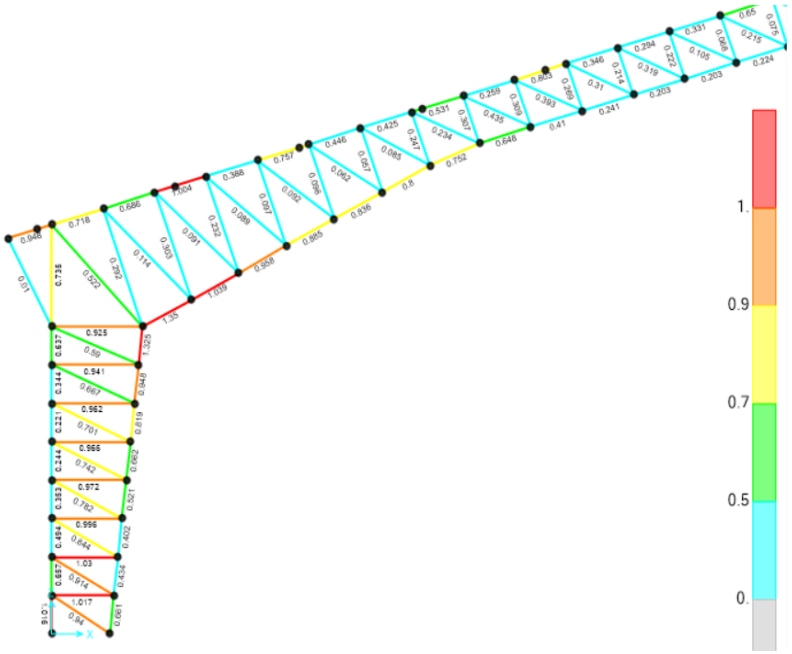


Fig.13. Perfiles que necesitan reforzamiento en la estructura

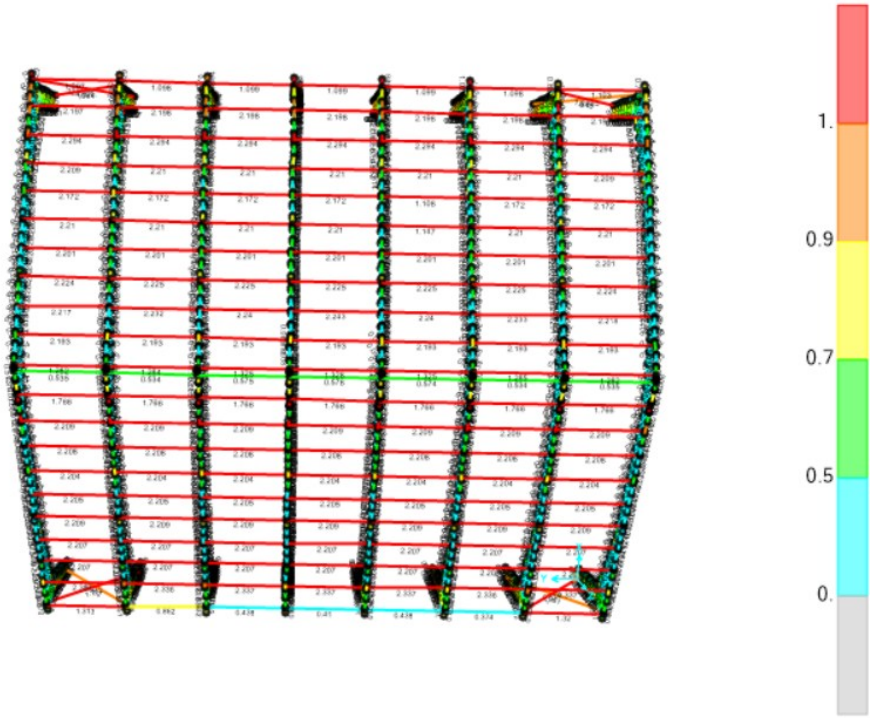


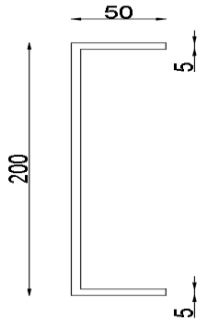
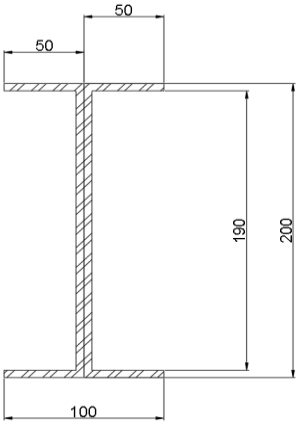
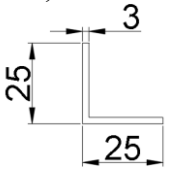
Fig.14. Perfiles que necesitan reforzamiento en la cubierta

B. FASE 2

1) Reforzamiento de la estructura

Como se estableció anteriormente para que la estructura cumpla en condiciones normales, se debe realizar un reforzamiento por lo que se implementó la combinación de perfiles dentro de la columna, así como la implementación de perfiles angulares dentro de la cubierta que se encuentran representados en la TABLA II.

TABLA II
TIPOS DE PERFILES PARA EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

PERFIL	DIMENSIONES
Tipo C: Para el reforzamiento de este perfil se colocó otro de la misma dimensión espalda con espalda	**Perfil Construido** A= 200 mm, B= 50 mm, e= 5 mm  **Perfil de reforzamiento** 
Tipo L: Las correas que se encuentran construidas no cumplen con el diseño estructural óptimo, por lo tanto, se decidió implementar perfiles para cumplir con el diseño en condiciones normales.	A= 25 mm, B= 25 mm, e= 2mm 

Una vez colocado los reforzamientos dentro de la estructura se corrió el programa verificando si los perfiles cumplen con las condiciones normales de diseño como se puede observar en las Fig.14 y Fig.15.

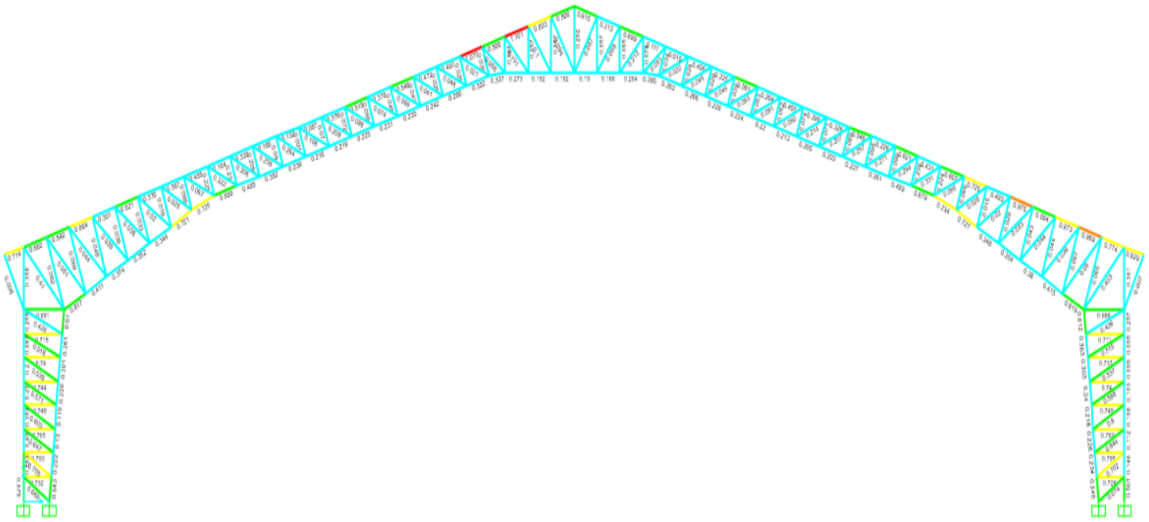


Fig.15. Diseño del pórtico más critico

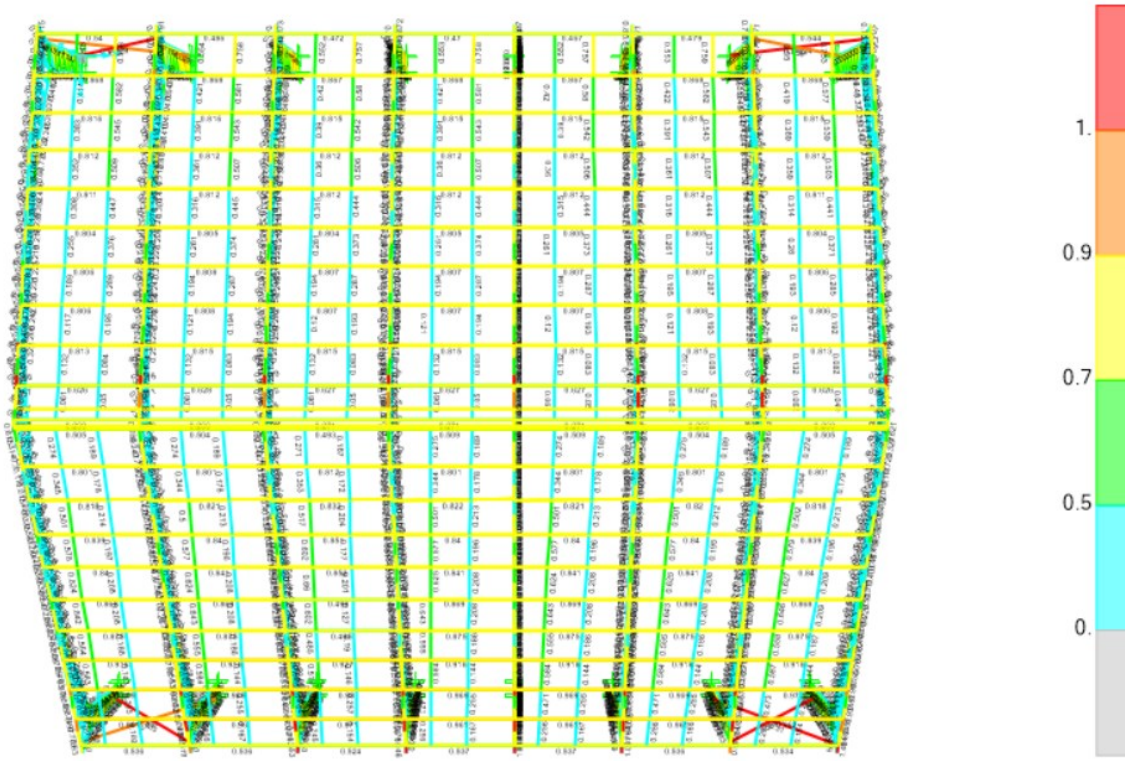


Fig.16. Diseño de correas de la cubierta con reforzamiento

2) Análisis contra el fuego de la estructura

Para la composición de la Curva ISO 834 se utilizó la siguiente formula:

$$T = T_o + 345 * \log_{10}(8\,t + 1) \qquad (4)$$

Donde:

T_o = Temperatura inicial, 20 °C considerada como la temperatura ambiente

t= Tiempo transcurrido desde el inicio del incendio, expresado en minutos

T= Temperatura en el tiempo en °C

TABLA III
TEMPERATURA CURVA ISO 834

Tiempo	**Temperatura**
(min)	°C
0	20.00
10	678.43
20	781.35
30	841.80
40	884.74
50	918.08
60	945.34
70	968.39
80	988.37
90	1005.99
100	1021.75
110	1036.02
120	1049.04
130	1061.02
140	1072.11
150	1082.44
160	1092.10
170	1101.18
180	1109.74
190	1117.83
200	1125.52

Para la evaluación de la resistencia al fuego, se realizó por perfiles tipo siendo los más susceptibles las columnas, vigas y correas. Por lo tanto, se realizó la evaluación para cada uno de estos perfiles, considerándolos como perfiles tipo, es decir lo más críticos, obtenidos a partir del análisis lineal de la estructura.

$$\Delta_{Ts} = k_{sh} * \frac{\left(\frac{F}{v}\right)}{p_s c_s} * \left[h_c\left(T_f - T_s\right) + \sigma\varepsilon\left(T_f^4 - T_s^4\right)\right]\Delta t \qquad (5)$$

Donde:

Δ_{Ts}= Cambio de temperatura de la superficie, durante el intervalo de tiempo

$\frac{F}{v}$= Relación entre el área superficial expuesta al calor y el volumen del objeto

k_{sh}= Factor de corrección por efectos de sombra

p_s= Densidad del acero

c_s =Capacidad calorífica especifica del material de la superficie

h_c = Coeficiente de transferencia de calor por convección

T_f =Temperatura final

T_s =Temperatura del acero

σ= Constante de Stefan – Boltzmann

ε= Emisividad de la superficie

Δt= Incremento de tiempo considerado

$$C_p = 425 + 0.773\,T - 1.69 * 10^{-3}T^2 + 2.22 * 10^{-6}T^3 \qquad (6)$$

Cuando el tiempo es 0s

$$C_p = 425 + 0.773(20°C) - 1.69 * 10^{-3}(20°C)^2 * 10^{-6}(20°C)^3 = 439.80176$$

CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR

$$\frac{F}{v} = \frac{0.59\ m^2}{0.00145\ m^3} = 406.90\ m^{-1}$$

$$\left(\frac{F}{v}\right)_b = \frac{0.39\ m^2}{0.00145\ m^3} = 269\ m^{-1}$$

$$Ksh = 0.9 * \frac{352.3}{409.3} = 0.77$$

TABLA IV
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS CORDONES

Propiedades Geométricas del perfil C de los Cordones	
Área	1450 mm^2
Inercia en X	7612083.333 mm^4
Inercia en Y	271986.351 mm^4
Sx	76120.833 mm^3
Sy	6843.908 mm^3
Zx	93875 mm^3
Zy	12246.88 mm^3
Cw	1885132174.8 mm^6
J	11689.583 mm^4

Una vez modelado en el software, se tiene una relación demanda y capacidad equivalente a 1.86 como se puede observar en la siguiente figura.

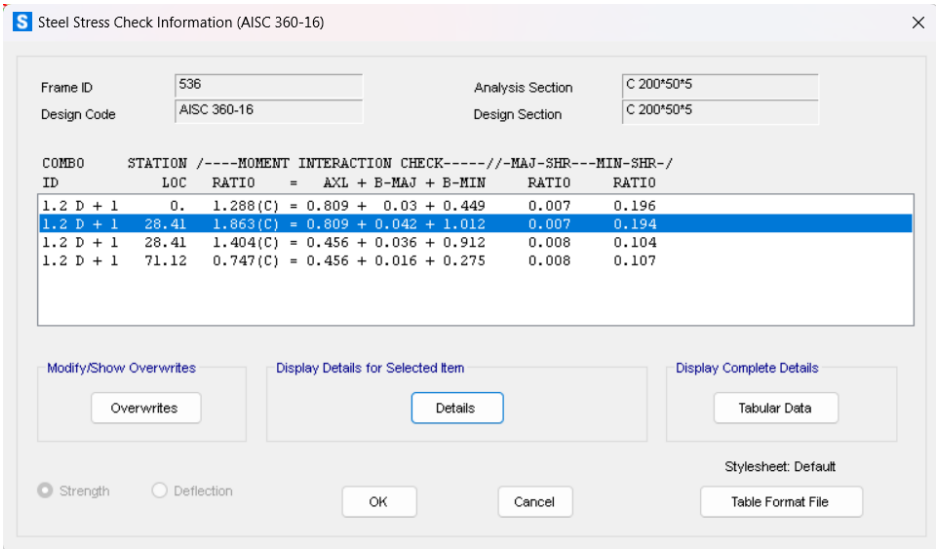


Fig.17. Secciones críticas de cordones

TABLA V
DETERMINACIÓN ΔTS DE CORDONES

Tiempo (min)	**Cp**	**AT**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Diferencia en temperatura**	**Variación en temperatura del acero**
0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00
1.00	439.80	34.63	20.00	349.21	329.21	34.63
2.00	462.54	38.99	54.63	444.50	389.88	38.99
3.00	484.37	39.02	93.61	502.29	408.68	39.02
4.00	502.98	37.81	132.63	543.89	411.25	37.81
5.00	518.65	36.19	170.44	576.41	405.97	36.19

6.00	532.16	34.45	206.64	603.12	396.48	34.45
7.00	544.24	32.68	241.08	625.78	384.69	32.68
8.00	555.51	30.93	273.76	645.46	371.70	30.93
9.00	566.43	29.22	304.69	662.85	358.16	29.22
10.00	577.33	27.58	333.91	678.43	344.52	27.58
11.00	588.46	25.99	361.49	692.54	331.05	25.99
12.00	599.94	24.49	387.48	705.44	317.95	24.49
13.00	611.85	23.05	411.97	717.31	305.34	23.05
14.00	624.21	21.70	435.02	728.31	293.29	21.70
15.00	637.02	20.43	456.73	738.56	281.83	20.43
16.00	650.24	19.25	477.16	748.15	270.99	19.25
17.00	663.83	18.14	496.41	757.17	260.76	18.14
18.00	677.73	17.11	514.54	765.67	251.13	17.11
19.00	691.89	16.15	531.65	773.72	242.07	16.15
20.00	706.25	15.26	547.80	781.35	233.55	15.26
21.00	720.75	14.44	563.07	788.62	225.55	14.44
22.00	735.37	13.68	577.51	795.55	218.04	13.68
23.00	750.04	12.98	591.19	802.17	210.98	12.98
24.00	764.73	12.33	604.18	808.52	204.34	12.33
25.00	779.42	11.73	616.50	814.60	198.10	11.73
26.00	794.06	11.17	628.23	820.45	192.22	11.17
27.00	808.65	10.65	639.40	826.08	186.68	10.65
28.00	823.16	10.17	650.05	831.50	181.46	10.17
29.00	837.57	9.72	660.21	836.74	176.52	9.72
30.00	851.86	9.30	669.93	841.80	171.86	9.30

Dentro de los cordones la temperatura a 30 min es de 669.93 °C, reduciéndose así el límite de fluencia a 764.80 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad a 375414.8512 kg/cm^2. Para la obtención de las razones ancho espesor se utilizó los casos establecidos en la Tabla B4.1 b de la AISC, correspondiendo al caso 1 para el caso de los elementos no atiesados y el caso 5 de los elementos atiesados para el alma del elemento tipo C de 200 mm*50mm*5 mm.

Elementos no atiesados (Patines):

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.56\sqrt{\frac{375414.8512}{764.80}} = 12.41$$

$$10 < 12.41 \; Patines\ compactos$$

Elementos atiesados (Alma):

$$\lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49\sqrt{\frac{375414.8512}{764.80}} = 33.01$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{5} = 38$$

$$38 < 33.01\ Alma\ esbelta$$

Para la obtención del estado límite por flexión, fue necesario el cálculo del radio de giro en torno al eje x y y cumpliendo con la condición de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, correspondiendo al capitulo E3 de la AISC.[27].

Estado límite de pandeo por flexión

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{7612083.333\ \text{mm}^4}{1450\ \text{mm}^2}} = 72.45\ mm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{271986.351\ \text{mm}^4}{1450\ \text{mm}^2}} = 13.70\ mm$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 71\ cm}{7.25\ cm} = 9.79$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 71\ cm}{1.37\ cm} = 51.84$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}}$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{375414.8512}{764.80}} = 104.35$$

$$9.79 < 104.35$$

$$51.84 < 104.35$$

Al momento de verificar la condición, se calcula la tensión de pandeo elástico de acuerdo con la Ecuación E3-4 de la misma normativa, considerando sus unidades en kg/cm^2.

Esfuerzo elástico

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 375414.8512 \frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 71cm}{7.45\ cm}\right)^2} = 38586.02 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 375414.8512 \frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 41cm}{1.37\ cm}\right)^2} = 1378.71 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{Fy}{F_e} > 2{,}25$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{764.8}{38586.02} = 0.019 < 2.25$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{764.8}{1378.71} = 0.55 < 2.25$$

Como la relación es menor a la sugerida, se ocupa la Ecuación 3-2 de la normativa de acero para el calculo de la tensión de pandeo por flexión F_{cr}.

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{fy}{Fe}}\right) fy \qquad (7)$$

$$F_{crx} = \left(0.658^{\frac{764.8\frac{kg}{cm^2}}{38586.02\frac{kg}{cm^2}}}\right) 764.8 \frac{kg}{cm^2} = 758.48 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cry} = \left(0.658^{\frac{764.8\frac{kg}{cm^2}}{1378.71\frac{kg}{cm^2}}}\right) 764.8 \frac{kg}{cm^2} = 606.34 \frac{kg}{cm^2}$$

Para miembros con simetría sencilla que giran alrededor del centro de corte, donde el eje de

simetría es y, se utiliza la ecuación 4-3 para calcular el pandeo torsional y el pandeo flexo-torsional. A su vez, se considera la ecuación E4-9 para la obtención del radio polar.

Límite Torsional y flexo torsional:

$$x_0 = \frac{\Sigma\Delta \cdot \mathrm{dCG}}{\Delta} = 10.25\ mm$$

$$y_0 = \frac{\Sigma\Delta \cdot \mathrm{dCG}}{\Delta} = 100\ mm$$

Radio Polar:

$$r_0^2 = X_o^2 + Y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 15428.34\ mm^2$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_0^2}{r_o^2} = 0.345$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(Lcz)^2} + GJ\right) * \frac{1}{A_g * r_0^2} \qquad (8)$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * 375414.85\ \frac{kg}{cm^2} * 1885.13\ cm^6}{(71\ cm)^2} + 790000\frac{kg}{cm^2} * 1.17\ cm^4\right) * \frac{1}{14.5\ cm^2 + 154.28\ cm^2}$$

$$F_{ez} = 1046.07\frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo elástico:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\ H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ez} * H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] \qquad (9)$$

$$F_e = \left(\frac{1378.71\frac{Kg}{cm^2} + 1046.07\frac{Kg}{cm^2}}{2 * 0.345\ cm}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 1378.71\frac{kg}{cm^2} * 1046.07\frac{kg}{cm^2} * 0.345\ cm}{\left(1378.71\frac{kg}{cm^2} + 1046.07\frac{kg}{cm^2}\right)^2}}\right] = 656.02\frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{656.02\frac{kg}{cm^2}}{767.68\frac{kg}{cm^2}}} \right) 764.80\,\frac{kg}{cm^2} = 469.50\,\frac{kg}{cm^2}$$

La resistencia nominal a la compresión debe determinarse considerando el estado límite de pandeo por flexión y el área efectiva de la sección como indica la ecuación E 3-1 de la normativa para construcciones de acero.[27].

$$Pn = Fcr * Ae$$

$$Pn = 469.50\,\frac{kg}{cm^2} * 14.5\ cm^2 = 6807.72\ kg$$

$$\phi Pn = 0.9 * 6807.72\ kg = 6126.96\ kg$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{5269.19\ kg}{6126.96\ kg} = 0.86$$

Se realizó un análisis de flexión de los elementos, siguiendo las especificaciones del capítulo F de la normativa AISC 360. En este análisis, se verificó la esbeltez de los elementos tanto atiesados como no atiesados. La resistencia nominal a flexión (Mn) se calcula considerando los estados límite de fluencia del momento plástico y el pandeo lateral-torsional

Elementos no atiesados

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{375414.85}{764.8}} = 8.42$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{375414.85}{764.8}} = 22.16$$

Alas no compactas

Elementos atiesados

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{5} = 38$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{375414.85}{764.8}} = 83.30$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{375414.85}{764.8}} = 126.29$$

Alma compacta

$$Mn = Mp = F_y * Z_x$$

$$M_n = 764.8\frac{kg}{cm^2} * 93.875\ cm^3 = 71795.6\ kg * cm$$

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (10)$$

$$M_n = 71795.6\ kg * cm - \left(71795.6\ kg * cm - 0.7 * 764.8\frac{kg}{cm^2} * 76.12\ cm^3\right)\left(\frac{10 - 8.42}{22.16 - 8.42}\right)$$

$$M_n = 68222.84003\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 68222.84003\ kg * cm = 61400.55\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{2901.255\ kg * cm}{61400.55\ kg * cm} = 0.047 * \left(\frac{8}{9}\right) = 0.042$$

$$Mn = Mp = F_y * Z_x$$

$$M_n = 764.8\frac{kg}{cm^2} * 12.24\ cm^3 = 9366.41\ kg * cm$$

$$M_n = 9366.41\ kg * cm - \left(9366.41\ kg * cm - 0.7 * 764.8\frac{kg}{cm^2} * 6.84\ cm^3\right)\left(\frac{10 - 8.42}{22.16 - 8.42}\right)$$

$$M_n = 8710.12\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 8710.12\ kg * cm = 7839.11\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{8868.19\ kg * cm}{7839.11\ kg * cm} = 1.13 * \left(\frac{8}{9}\right) = 1.001$$

Capacidad del perfil

Para la obtención del diseño de los miembros para solicitaciones combinadas se utilizó el capitulo F de la normativa AISC 360, considerando el literal H1, de los miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial, teniendo la ecuación H1-1a de para el cálculo de la capacidad del perfil

$$\frac{P_u}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) \qquad (11)$$

$$0.86 + 0.042 + 1.004 = 1.906$$

Se requiere de una acción de protección al fuego para cumplir con esta solicitación y con la capacidad del perfil inferior a 1.

C. FASE 3

Una vez establecido el tipo de protección para los cordones y el espesor necesario para cumplir con la condición a fuego, se realizó el análisis del estado de pandeo torsional y flexo-torsional del elemento, así como su análisis a flexión y la capacidad del perfil a través de las ecuaciones empleadas en el desarrollo de la Fase 2, correspondientes a la normativa del Instituto Americano de la Construcción en acero.[27].

Se calculó la variación de la temperatura a través de la siguiente ecuación, considerando las propiedades térmicas de Gypsum.

$$\Delta_{T_s} = \frac{k_i \left(\frac{F}{V}\right)(T_f - T_s)}{d_i p_s c_s \left(1 + \frac{\emptyset}{3}\right)} \Delta_t - \left(e^{\frac{\emptyset}{10}} - 1\right) \Delta_{T_f} \qquad (12)$$

Donde:

Δ_{Ts}= Cambio de temperatura de la superficie, durante el intervalo de tiempo

$\frac{F}{v}$= Relación entre el área superficial expuesta al calor y el volumen del objeto

k_i= Conductividad térmica del aislamiento

p_s= Densidad del acero

c_s =Capacidad calorífica especifica del material de la superficie

T_f =Temperatura final

T_s =Temperatura del acero

Δt= Incremento de tiempo considerado

$$\emptyset = \frac{p_i c_i}{p_s c_s} d_i \left(\frac{F}{V}\right) \quad (13)$$

Donde:

c_i= Calor específico del aislamiento

p_i= Densidad de aislamiento

d_i=espesor del aislamiento

TABLA VI
PROPIEDADES TÉRMICAS DEL GYPSUM.[24].

Propiedades Térmicas del material contraincendios			
Material	**Densidad p_i (Kg/m^3)**	**Conductividad térmica k_i (W/mK)**	**Calor específico. C_i (J/KgK)**
Gypsum	800	0.20	1700

Cuando el tiempo es 0s:

$$C_p = 425 + 0.773(20°C) - 1.69 * 10^{-3}(20°C)^2 * 10^{-6}(20°C)^3 = 439.80176$$

$$\emptyset = \frac{800\frac{kg}{m^3} * 1700\frac{J}{Kg * K}}{7850\frac{kg}{m^3} * 60\ seg} * 0.01\ m(269.2\ m^{-1}) = 0.8150$$

$$\Delta_{T_s} = \frac{0.20\,\frac{w}{mk}(269.2^{-1})(20°C\ - 20°C)}{0.010\ m * 800\,\frac{kg}{m^3} * 1700\,\frac{J}{kg\ K}\left(1 + \frac{0.8150}{3}\right)} * 60\ seg - \left(e^{\frac{0.8150}{10}} - 1\right)(20°C - 20°C) = 0$$

CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR

Para estos perfiles se utilizó un espesor de 1 cm de protección de Gypsum.

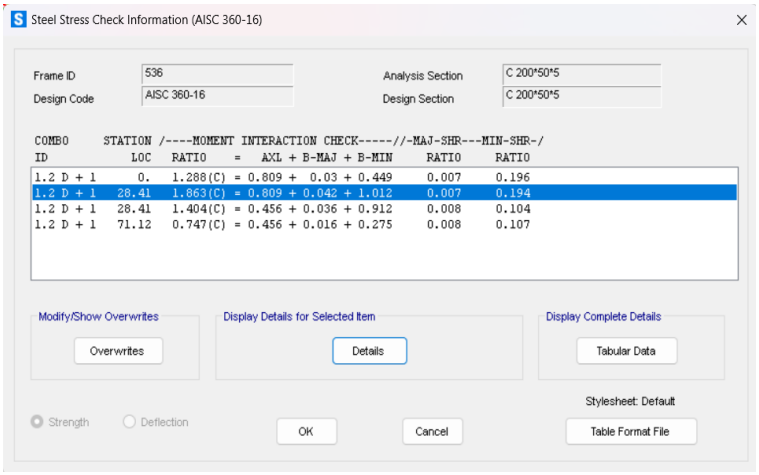


Fig.18. Sección protegida de cordones.

TABLA VII
TEMPERATURA DEL ACERO DE CORDONES PROTEGIDOS CON GYPSUM

Tiempo (min)	Cs	Ats	ϕ	Temperatura del acero	Temperatura del fuego	Diferencia en temperatura	Variación en temperatura del acero
0	439.80	0.00	1.06	20.00	20.000	0.0	0.00
1	439.80	5.88	1.06	20.00	349.214	329.2	5.88
2	443.92	6.83	1.06	25.88	444.505	418.6	6.83
3	448.55	7.63	1.06	32.71	502.289	469.6	7.63
4	453.58	8.15	1.06	40.34	543.887	503.5	8.15
5	458.76	8.53	1.06	48.49	576.410	527.9	8.53
6	463.99	8.81	1.06	57.01	603.118	546.1	8.81
7	469.19	9.02	1.06	65.82	625.777	560.0	9.02
8	474.32	9.19	1.06	74.85	645.455	570.6	9.19
9	479.34	9.32	1.06	84.04	662.846	578.8	9.32
10	484.24	9.42	1.06	93.36	678.427	585.1	9.42
11	489.00	9.49	1.06	102.77	692.540	589.8	9.49
12	493.62	9.54	1.06	112.26	705.436	593.2	9.54
13	498.09	9.58	1.06	121.81	717.310	595.5	9.58
14	502.42	9.60	1.06	131.38	728.312	596.9	9.60
15	506.61	9.61	1.06	140.98	738.561	597.6	9.61
16	510.66	9.61	1.06	150.59	748.153	597.6	9.61
17	514.59	9.60	1.06	160.20	757.169	597.0	9.60
18	518.40	9.58	1.06	169.80	765.672	595.9	9.58
19	522.09	9.55	1.06	179.37	773.719	594.3	9.55

20	525.69	9.52	1.06	188.93	781.355	592.4	9.52
21	529.20	9.48	1.06	198.45	788.621	590.2	9.48
22	532.62	9.44	1.06	207.93	795.551	587.6	9.44
23	535.98	9.40	1.06	217.38	802.174	584.8	9.40
24	539.28	9.35	1.06	226.78	808.517	581.7	9.35
25	542.52	9.30	1.06	236.12	814.603	578.5	9.30
26	545.73	9.24	1.06	245.42	820.450	575.0	9.24
27	548.92	9.18	1.06	254.66	826.079	571.4	9.18
28	552.08	9.12	1.06	263.84	831.503	567.7	9.12
29	555.23	9.06	1.06	272.96	836.738	563.8	9.06
30	558.38	8.99	1.06	282.02	841.796	559.8	8.99

Dentro de los cordones la temperatura a 30 min es de 282.02 °C, conservándose el límite de fluencia de 2531.05 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad se redujo a 1871674.38 kg/cm^2. Con estos valores, el software tuvo como resultado una capacidad del perfil equivalente a 0.85.

Elementos no atiesados (Patines):

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.56\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 15.23$$

$$10 < 15.23\ Patines\ compactos$$

Elementos atiesados (Alma):

$$\lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 40.52$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{5} = 38$$

$$38 < 40.52\ Alma\ compacta$$

Estado límite de pandeo por flexión

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{7612083.333\ \text{mm}^4}{1450\ \text{mm}^2}} = 72.45\ mm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{271986.351\ \text{mm}^4}{1450\ \text{mm}^2}} = 13.70\ mm$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 71\ cm}{7.25\ cm} = 9.79$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 71\ cm}{1.37\ cm} = 51.84$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}}$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 128.08$$

$$9.79 < 128.08$$

$$51.84 < 128.08$$

Esfuerzo elástico

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1871674.38\frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 71cm}{7.45\ cm}\right)^2} = 192375.11\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1871674.38\frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{1 * 41cm}{1.37\ cm}\right)^2} = 6873.73\frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{Fy}{F_e} > 2{,}25$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{2531.05}{192375.11} = 0.013 < 2.25$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{2531.05}{6873.73} = 0.37 < 2.25$$

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{fy}{Fe}}\right) fy$$

$$F_{crx} = \left(0.658^{\frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{192375.11\frac{kg}{cm^2}}}\right) 2531.05\frac{kg}{cm^2} = 2517.15\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cry} = \left(0.658^{\frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{6873.73\frac{kg}{cm^2}}}\right) 2531.05\frac{kg}{cm^2} = 2169.54\frac{kg}{cm^2}$$

Límite Torsional y flexo torsional:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\,H}\left[1 * \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ex}H}{(Fey + Fez)^2}}\right]$$

$$x_0 = \frac{\Sigma\Delta \cdot \mathrm{dCG}}{\Delta} = 10.25\ mm$$

$$y_0 = \frac{\Sigma\Delta \cdot \mathrm{dCG}}{\Delta} = 100\ mm$$

Radio Polar:

$$r_0^2 = X_o^2 + Y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 15428.34\ mm^2$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_0^2}{r_o^2} = 0.345$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(Lcz)^2} + GJ\right) * \frac{1}{A_g * r_0^2}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * 1871674.38 \frac{kg}{cm^2} * 1885.13\ cm^6}{(71\ cm)^2} + 790000 \frac{kg}{cm^2} * 1.17\ cm^4 \right) * \frac{1}{14.5\ cm^2 + 154.28\ cm^2}$$

$$F_{ez} = 3514.64 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo elástico:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\ H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ez} * H}{\left(F_{ey} + F_{ez} \right)^2}} \right]$$

$$F_e = \left(\frac{6873.73 \frac{Kg}{cm^2} + 3514.64 \frac{Kg}{cm^2}}{2 * 0.345\ cm} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 6873.73 \frac{kg}{cm^2} * 3514.64 \frac{kg}{cm^2} * 0.345\ cm}{\left(6873.73 \frac{kg}{cm^2} + 3514.64 \frac{kg}{cm^2} \right)^2}} \right] = 2539.79 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2539.79 \frac{kg}{cm^2}}{2843.82 \frac{kg}{cm^2}}} \right) 2531.05 \frac{kg}{cm^2} = 1667.83 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Pn = Fcr * Ae$$

$$Pn = 1667.83 \frac{kg}{cm^2} * 14.5\ cm^2 = 24183.54\ kg$$

$$\phi Pn = 0.9 * 24183.54\ kg = 21765.19\ kg$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{5876.60\ kg}{21765.19\ kg} = 0.27$$

Elementos no atiesados

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 10.33$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 27.19$$

Alas no compactas

Elementos atiesados

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{5} = 38$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 102.25$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1871674.38}{2531.05}} = 155.00$$

Alma compacta

$$Mn = Mp = F_y * Z_x$$

$$M_n = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 93.875\ cm^3 = 237602.32\ kg * cm$$

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)$$

$$M_n = 237602.32\ kg * cm - \left(237602.32\ kg * cm - 0.7 * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 76.12\ cm^3\right)\left(\frac{10 - 10.33}{27.19 - 10.33}\right)$$

$$M_n = 239634.64\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 239634.64\ kg * cm = 215671.17\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{485.26\ kg * cm}{215671.17\ kg * cm} = \ 0.00225 * \left(\frac{8}{9}\right) = 0.002$$

$$Mn = Mp = F_y * Z_x$$

$$M_n = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 12.24\ cm^3 = 30980.05\ kg * cm$$

$$M_n = 30980.05\ kg * cm - \left(30980.05\ kg * cm - 0.7 * 764.8\frac{kg}{cm^2} * 6.84\ cm^3\right)\left(\frac{10 - 10.33}{27.19 - 10}\right)$$

$$M_n = 31370.77\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 31370.77\ kg * cm = 28233.70\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{17787.23\ kg * cm}{28233.70\ kg * cm} = 0.63 * \left(\frac{8}{9}\right) = 0.56$$

Capacidad del perfil

$$\frac{P_u}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$$

$$0.27 + 0.002 + 0.56 = 0.83$$

II. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se ha llevado a cabo un análisis comparativo del comportamiento del acero galvanizado frente al acero A36 utilizado en este proyecto, evidenciando que el galvanizado ofrece un mayor tiempo de resistencia al fuego debido a su baja emisividad térmica en temperaturas inferiores a los 500°C.[28]. Este comportamiento proporciona ventajas en estructuras industriales, donde se busca optimizar la seguridad frente a incendios sin recurrir a sistemas de protección adicionales. A pesar de estas ventajas, el estudio en cuestión no contempla la implementación de sistemas de protección contra el fuego, lo que contrasta con el enfoque adoptado en este análisis, donde se emplearon recubrimientos como el gypsum para mitigar las limitaciones del acero A36 bajo altas temperaturas. Asimismo, ambas investigaciones coinciden en el uso del método del Eurocódigo para determinar las temperaturas críticas de los perfiles estructurales, pero divergen en la estrategia de protección, destacando la necesidad de complementar soluciones inherentes al material con sistemas de protección pasiva en escenarios donde la resistencia al fuego debe ser prolongada. Esta diferencia subraya la importancia de un enfoque integral que considere tanto las propiedades intrínsecas de los materiales como la implementación de sistemas de protección adicionales para garantizar la seguridad estructural en eventos críticos.

El análisis contra incendios basado en la curva ISO 834 permitió evaluar el comportamiento térmico y estructural de columnas, vigas y correas, mostrando que a 30 minutos las propiedades mecánicas del acero se degradan significativamente. Esto resalta la vulnerabilidad de las estructuras de acero sin protección frente a incendios prolongados. El Eurocódigo, a través de su sección EC3-1-2, aborda estas limitaciones proporcionando herramientas avanzadas como el cálculo del grado de utilización y la identificación de temperaturas críticas, junto con clasificaciones que consideran la resistencia al pandeo local a altas temperaturas. Además, subraya la necesidad de recubrimientos pasivos, como pinturas intumescentes, para cumplir con tiempos de resistencia mínimos. Integrar estos enfoques garantiza un diseño seguro y eficiente, alineado con estándares internacionales, mejorando la estabilidad estructural y la protección de los ocupantes en escenarios críticos.[29].

El uso de gypsum como material de protección pasiva contra incendios representa una solución técnica y económica eficiente, especialmente en estructuras críticas como columnas, vigas y cordones. Las placas de yeso resistentes al fuego, como el Gypsum Tipo B, son capaces de cumplir con la normativa local para resistencias de 60 minutos [9], retrasando la transmisión de calor hacia el acero y conservando sus propiedades estructurales bajo condiciones de incendio. Esta opción no solo es económica, sino también viable para aplicaciones en áreas como entrepisos y parqueaderos, donde el incremento de temperatura, como en los cordones que alcanzan 669.93 °C en 30 minutos, reduce drásticamente el límite de fluencia y el módulo de elasticidad del acero. El gypsum, al combinar funcionalidad estructural con propiedades estéticas, se posiciona como una solución integral frente a los desafíos de diseño y protección contra incendios.

III. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

A. HIPÓTESIS

La capacidad estructural de una edificación se ve afectada por la exposición prolongada al fuego, teniendo influencia en la resistencia de los materiales que la componen.

B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Tras evaluar los 3 tipos de perfiles de acero A36 se confirma lo siguiente respecto a la hipótesis: Los resultados del gypsum como recubrimiento para el acero validan la hipótesis. Al implementar 1 cm de gypsum, se garantiza la funcionalidad estructural para columnas y correas,

mientras que 1.7 cm para los cordones superiores e inferiores de la estructura, cumpliendo así con los estándares internacionales, permitiendo aumentar el tiempo de desalojo de la estructura en caso de incendio.

CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I. CONCLUSIONES

Mediante el análisis estructural lineal realizado, se evaluó el comportamiento de los elementos de acero bajo condiciones normales de sismo y viento, considerando las combinaciones de carga establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Los resultados obtenidos permitieron identificar que los perfiles presentes en la estructura actual no cumplen con los requisitos de resistencia y estabilidad necesarios, evidenciando la necesidad de implementar un reforzamiento adecuado para garantizar su desempeño estructural seguro.

Se evaluó la resistencia al fuego de la estructura conforme a las normas y estándares vigentes. Utilizando la curva ISO 834 y un análisis detallado de transferencia de calor, se determinó la temperatura máxima alcanzada por el acero. A partir de la clasificación de resistencia al fuego de 30 minutos y mediante un cálculo iterativo, los resultados evidenciaron que, tras la exposición al fuego, los perfiles presentan una disminución significativa en el módulo de elasticidad y el límite de fluencia, lo que hace necesaria la implementación de acciones de protección para garantizar la integridad estructural ante incendios.

La investigación confirmó que el Gypsum actúa como un material altamente efectivo para la protección contra incendios, cumpliendo con los requisitos de las normativas internacionales al proporcionar una resistencia adecuada durante los primeros 30 minutos. Esto permite la evacuación segura del personal y preserva las propiedades estructurales del acero A36, contribuyendo significativamente a la integridad de la estructura en situaciones de emergencia.

II. RECOMENDACIONES

La falta de un análisis adecuado de las cargas sísmicas y de viento puede comprometer la estabilidad y seguridad de una estructura, por lo que se recomienda realizar un análisis lineal conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), asegurando que el modelo represente correctamente las características de la estructura, definiendo adecuadamente las cargas sísmicas y de viento, y verificando que los elementos estructurales clave sean capaces de resistir las tensiones y deformaciones generadas sin exceder los límites normativos, garantizando así el cumplimiento de los requisitos de seguridad y estabilidad.

Se recomienda realizar un análisis comparativo de la variación de temperatura en los elementos estructurales utilizando diferentes materiales de protección contra el fuego, como la vermiculita, las pinturas ignífugas y los recubrimientos intumescentes. Este análisis debe considerar la eficiencia térmica, el costo, la durabilidad y la facilidad de aplicación de cada material, con el objetivo de identificar la solución más adecuada que combine un alto desempeño en la protección al fuego y una optimización económica para el proyecto.

Se recomienda que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) incorpore un capítulo específico que defina requisitos claros sobre la resistencia al fuego para estructuras de acero. Este capítulo debería establecer los tiempos mínimos de resistencia al fuego (por ejemplo, R30, R60, R90) basados en el tipo de edificación, su uso, ocupación y nivel de riesgo. Además, debería incluir métodos de cálculo, criterios de diseño, y guías para seleccionar y aplicar sistemas de protección pasiva, asegurando que las estructuras cumplan con estándares internacionales y ofrezcan un nivel adecuado de seguridad en caso de incendio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

[1] F. T. Zafra y N. T. Castellanos, «Conceptos básicos y principales metodologías del diseño estructural para condiciones de incendio según normas internacionales, aplicadas al Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes (NSR-10)», 2018.

[2] «grs-a-3912_0.pdf». Accedido: 7 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.grs.de/sites/default/files/publications/grs-a-3912_0.pdf

[3] C. Muñoz Blanc, A. Soler Orcal, R. Margalet De zabalo, y X. Ros Batlle, «Diseño basado en prestaciones frente a la acción del fuego del complejo de fusión nuclear ITER, en Francia», *Hormig. Acero*, vol. 68, n.º Supl C:123-67, pp. 1-10, jun. 2017.

[4] A. E. Cote, Ed., *Fire protection handbook*, 19. ed. ff. Quincy, Mass: National Fire Protection Association, 2003.

[5] F. Torres Zafra y N. Torres Castellanos, «Conceptos básicos y principales metodologías del diseño estructural para condiciones de incendio según normas internacionales, aplicadas al Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes (NSR-10)», *https://revistas.escuelaing.edu.co/index.php/reci/article/view/47*, 2018, Accedido: 3 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/1887

[6] F. Meza y N. Baddoo, «Fire Resistance of Steel Sections Galvanized to EN ISO 1461», 2020. Accedido: 7 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://issuu.com/galvanizersassociation/docs/fire_resistance_of_steel_sections

[7] A. Espinós, M. L. Romero, y J. Tundidor, «Estrategias de diseño para el cumplimiento de una resistencia al fuego R15 en estructuras industriales mediante el empleo del acero galvanizado», *Hormig. Acero*, vol. 74, n.º 301, Art. n.º 301, may 2023, doi: 10.33586/hya.2023.3101.

[8] G. Cichinelli, «Protección pasiva contra incendios en estructuras de acero», *Finestra*, 2016, [En línea]. Disponible en: https://www.construccionenacero.com/noticias/proteccion-pasiva-contra-

[9] S. Carrera, V. Irigoyen, L. Hernández, y G. Luna, «Alternativas de protección de vigas de

acero frente al fuego y valoración económica», *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 24, n.º 3, Art. n.º 3, jul. 2019, doi: 10.24133/riie.v24i3.1337.

[10] G. Diaz, R. F. Herrera, F. C. M.-L. Rivera, y E. Atencio, «Applications of generative design in structural engineering», *Rev. Ing. Constr.*, vol. 36, n.º 1, Art. n.º 1, 2021, doi: 10.4067/S0718-50732021000100029.

[11] «Análisis de la capacidad de absorción de vibraciones y sismo-resistencia de las estructuras Steel Framing | Revista Social Fronteriza». Accedido: 3 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.revistasocialfronteriza.com/ojs/index.php/rev/article/view/350

[12] J. Hierro, A. Aznar, J. I. Hernando, J. F. de la Torre, y J. Ortiz, «Criterios para el refuerzo de estructuras metálicas: Rehabilitación del "Círculo de Bellas Artes" y la "Casa Encendida"», *Rev. Ing. Constr.*, vol. 29, n.º 2, pp. 133-149, ago. 2014, doi: 10.4067/S0718-50732014000200001.

[13] S. M. Olenick y D. J. Carpenter, «An Updated International Survey of Computer Models for Fire and Smoke.», *Journal of Fire Protection Engineering*, 2003, doi: https://doi.org/10.1177/1042391503013002001.

[14] J. J. Martínez de Aragón, F. Rey, y J. A. Chica, «DIFISEK – WP4 Programas para el Diseño ante Incendio Divulgación de Conocimientos sobre Ingeniería de Seguridad Estructural ante Incendio», *Centro Tecnológico LABEIN*, p. 43.

[15] D. Ruiz, «Protección del acero contra el fuego», [En línea]. Disponible en: https://es.scribd.com/document/382817710/Proteccion-Del-Acero-Contra-El-Fuego

[16] L. D. Q. Asipuela, L. M. I. Portilla, K. J. B. Barba, y S. I. B. Sánchez, «Análisis de seguridad contra incendios para minimizar el riesgo en construcciones con el sistema de Steel Framing», *Rev. Científica Arbitr. Multidiscip. PENTACIENCIAS*, vol. 6, n.º 1, pp. 288-298, feb. 2024, doi: 10.59169/pentaciencias.v6i1.996.

[17] H. García, M. V. Biezma Moraleda, J. Cuadrado Rojo, H. García, M. V. Biezma Moraleda, y J. Cuadrado Rojo, «Estudio de pórticos metálicos industriales frente al fuego, mediante el uso combinado de aceros», en *Congreso Latinoamericano sobre patología de la*

construcción, tecnología de la rehabilitación y gestión del patrimonio: REHABEND 2014. Santander (España), 1-4 de abril de 2014, Universidad de Cantabria, 2014, pp. 1215-1222. Accedido: 3 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://research.science.eus/documentos/5ebf1f4d2999524bdf7a52ed?lang=ca

[18] R. Aguiar y A. Rivas-Medina, *Libro Microzonificación Sísmica de Ambato*. 2018.

[19] «2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf». Accedido: 21 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf

[20] «1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf». Accedido: 21 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf

[21] X. Virgili Grau, «Comportamiento de elementos estructurales de acero frente a incendio. análisis de la normativa». [En línea]. Disponible en: https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6112/00.pdf?sequence=1&isAllowed=y

[22] Ministerio de Industria, Turismo y Comercio, «Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales». 17 de diciembre de 2004. [En línea]. Disponible en: https://www.boe.es/buscar/pdf/2004/BOE-A-2004-21216-consolidado.pdf

[23] «Documento Básico SI,Seguridad en caso de incendio». Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suel, 20 de diciembre de 2019. [En línea]. Disponible en: https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SI/DcmSI.pdf

[24] A. H. Buchanan y A. K. Abu, *Structural design for fire safety*, Segunda. University of Camerbwy, 2017.

[25] J. L. Ruddy, S. A. Ioannides, y F. Alfawakhiri, «AISC 2019-Resistencia al fuego de estructuras de acero estructural». 2003.

[26] «3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf». Accedido: 11 de enero de 2025. [En línea]. Disponible en: https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-

content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf

[27] American Institute of Steel Construction, «Especificación para construcciones de acero». AISC 360-16, 2016.

[28] «(PDF) Estrategias de diseño para el cumplimiento de una resistencia al fuego R15 en estructuras industriales mediante el empleo del acero galvanizado», *ResearchGate*, oct. 2024, doi: 10.33586/hya.2023.3101.

[29] «(PDF) Resistencia a Fuego en Estructuras de Acero y Hormigón Armado. Disposiciones Reglamentarias», en *ResearchGate*, Accedido: 7 de enero de 2025. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/357677154_Resistencia_a_Fuego_en_Estructuras_de_Acero_y_Hormigon_Armado_Disposiciones_Reglamentarias

ANEXOS

ANEXO 1 COLUMNAS NO PROTEGIDAS

$$\frac{F}{v} = \frac{H_p}{A}$$

Donde

H_p= Perimetro de la sección

A= Área de la sección

V= Volumen de la sección, para 1m^3

$$\frac{F}{v} = \frac{0.780\ m^2}{0.0029\ m^3} = 269.2\ m^{-1}$$

$$Ksh = 0.9 * \frac{\left(\frac{F}{v}\right)_b}{\left(\frac{F}{v}\right)}$$

Donde

$\left(\frac{F}{v}\right)_b$ = Factor de sección protegido

$$\left(\frac{F}{v}\right)_b = \frac{0.600\ m^2}{0.0029\ m^3} = 206.9\ m^{-1}$$

$$Ksh = 0.9 * \frac{206.9}{269.2} = 0.69$$

$$\Delta_{Ts} = 0.69 * \frac{(269.2\ m^{-1})}{7850\frac{kg}{m^3} * 439.80} * \left[25\frac{W}{m^2K}(20\ °C - 20\ °C) + 5.67 * 10^{-11}\frac{kw}{m^2k^4}\ 1.45\ (20°C^4 - 20°C^4)\right] * 60s = 0$$

TABLA VIII
DETERMINACIÓN ΔTS DE COLUMNAS

Tiempo (min)	Cp	AT	Temperatura del acero Ts (°C)	Temperatura del fuego Tf (°C)	Diferencia en temperatura	Variación en temperatura del acero
0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00

1.00	439.80	26.63	20.00	349.21	329.21	26.63
2.00	457.60	30.93	46.63	444.50	397.87	30.93
3.00	475.83	31.75	77.56	502.29	424.72	31.75
4.00	492.21	31.40	109.32	543.89	434.57	31.40
5.00	506.50	30.59	140.72	576.41	435.69	30.59
6.00	518.99	29.59	171.31	603.12	431.80	29.59
7.00	530.09	28.50	200.90	625.78	424.88	28.50
8.00	540.19	27.38	229.40	645.46	416.05	27.38
9.00	549.65	26.26	256.79	662.85	406.06	26.26
10.00	558.74	25.15	283.05	678.43	395.38	25.15
11.00	567.70	24.06	308.20	692.54	384.33	24.06
12.00	576.70	23.00	332.27	705.44	373.17	23.00
13.00	585.86	21.96	355.27	717.31	362.04	21.96
14.00	595.28	20.96	377.23	728.31	351.09	20.96
15.00	605.00	19.99	398.18	738.56	340.38	19.99
16.00	615.06	19.06	418.17	748.15	329.98	19.06
17.00	625.46	18.17	437.23	757.17	319.94	18.17
18.00	636.21	17.32	455.40	765.67	310.27	17.32
19.00	647.27	16.52	472.73	773.72	300.99	16.52
20.00	658.64	15.75	489.24	781.35	292.11	15.75
21.00	670.27	15.03	504.99	788.62	283.63	15.03
22.00	682.15	14.34	520.02	795.55	275.53	14.34
23.00	694.23	13.70	534.36	802.17	267.82	13.70
24.00	706.48	13.09	548.05	808.52	260.46	13.09
25.00	718.87	12.51	561.14	814.60	253.46	12.51
26.00	731.38	11.98	573.66	820.45	246.80	11.98
27.00	743.97	11.47	585.63	826.08	240.45	11.47
28.00	756.63	10.99	597.10	831.50	234.40	10.99
29.00	769.32	10.55	608.09	836.74	228.64	10.55
30.00	782.03	10.12	618.64	841.80	223.16	10.12

De acuerdo con la Tabla VIII, se tiene una temperatura del acero equivalente a 618.64 °C, disminuyendo las propiedades del acero drásticamente, para esta temperatura se determinó las propiedades del acero de acuerdo con la Tabla IX.

TABLA IX
FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA TEMPERATURA

Temperatura (°C)	**Factores de reducción a temperatura en relación con el valor de fy o E a 20°C**		
	factor de reducción (en relación con fy) para la fuerza de rendimiento efectiva	**factor de reducción en relación con fy para el límite proporcional**	**factor de reducción (en relación con E) para la pendiente del rango elástico lineal**
TEMPERATURA	**FY**	**FP**	**E**
20	1	1	1

100	1	1	1
200	1	0.807	0.9
300	1	0.613	0.8
400	1	0.42	0.7
500	0.78	0.36	0.6
600	0.47	0.18	0.31
700	0.23	0.075	0.13
800	0.11	0.05	0.09
900	0.06	0.0375	0.0675
1000	0.04	0.025	0.045
1100	0.02	0.0125	0.0225
1200	0	0	0

Teniendo así una reducción de Fy a un 18% de su capacidad estructural, mientras que el módulo de Elasticidad se reduce a un 11%. Por ello se calculó la resistencia del perfil con estas características, con Fy de 829.26 Kg/cm^2 y E= 331412.086 kg/cm^2. Teniendo así factores críticos para el diseño de la estructura. Por lo tanto, se debió plantear un recubrimiento para que la estructura cumpla con el tiempo resistencia equivalente a 30 minutos. Una vez, corrido el programa de análisis se tuvieron las siguientes características para el perfil de columna.

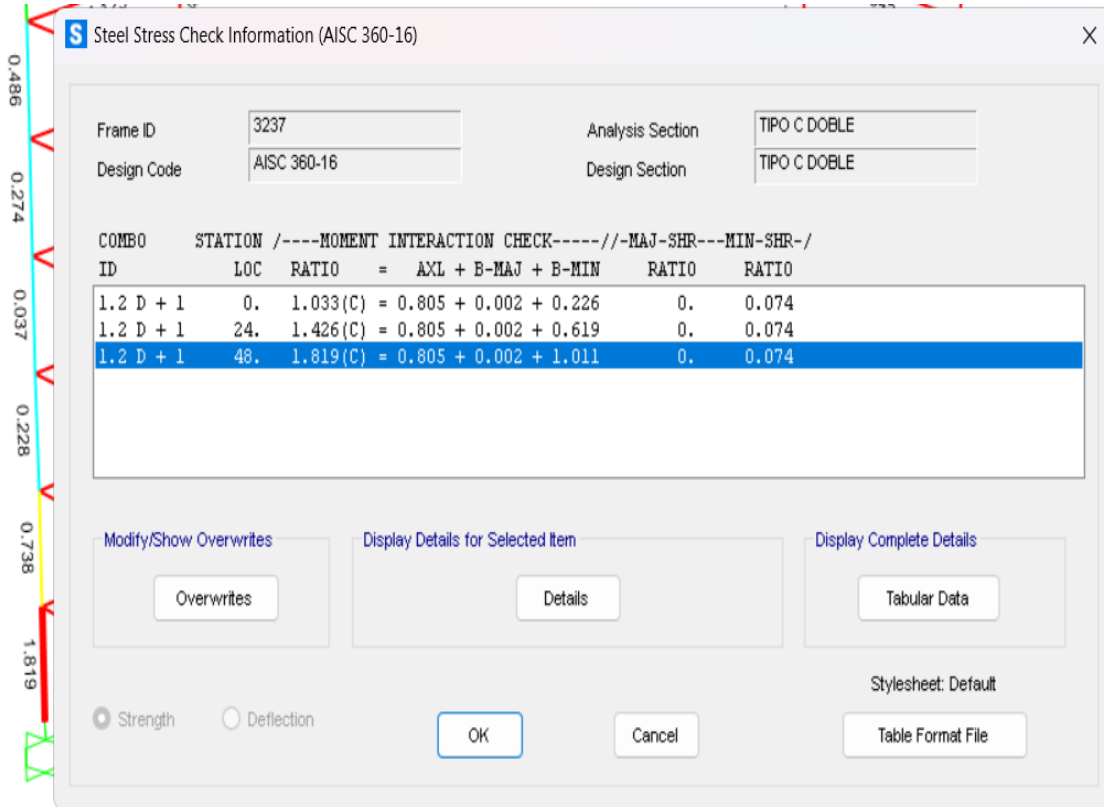


Fig.19. Secciones críticas de columnas.

TABLA X
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA COLUMNA

Propiedades Geométricas del perfil doble C de la columna	
Área	2900 mm^2
Inercia en X	15224166.67 mm^4
Inercia en Y	849166.67 mm^4
Sx	152.242 mm^3
Sy	16.983 mm^3
Zx	187.75 mm^3
Zy	29.75 mm^3
Cw	8072390625 mm^6
J	69304.17 mm^4

Elementos no atiesados (Patines)

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_r = 0.64 * \sqrt{\frac{Kc * E}{Fy}} \quad Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.64 * \sqrt{\frac{0.91 * 331412.08}{829.26}} = 12.26$$

$$\lambda < \lambda_r = 10 < 12.26 \; Patines\ compactos$$

Elementos atiesados (Alma)

$$\lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49\sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 29.79$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{10} = 19$$

$$\lambda < \lambda_r = 19 < 29.79 \; Alma\ compacta$$

Estado límite de pandeo por flexión

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{15224166.67\ \text{mm}^4}{2900\ \text{mm}^2}} = 72.45\ mm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{849166.67\ \text{mm}^4}{2900\ \text{mm}^2}} = 17.11\ mm$$

$$\frac{K * L}{r_x} = \frac{0.8 * 48\ cm}{7.25\ cm} = 5.30$$

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{0.8 * 48\ cm}{1.71\ cm} = 22.44$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}}$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 94.16$$

$$5.30 < 94.16$$

$$22.44 < 94.16$$

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{fy}{Fe}}\right) fy$$

$$F_{crx} = \left(0.658^{\frac{826.26\frac{kg}{cm^2}}{116450.45\frac{kg}{cm^2}}}\right) 826.26\frac{kg}{cm^2} = 826.79\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cry} = \left(0.658^{\frac{826.26\frac{kg}{cm^2}}{6495.32\frac{kg}{cm^2}}}\right) 826.26\frac{kg}{cm^2} = 786.11\frac{kg}{cm^2}$$

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

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * 331412.08\ \frac{kg}{cm^2} * 8072.39\ cm^6}{(0.8 * 48\ cm)^2} + 790000 \frac{kg}{cm^2} * 6.93\ cm^4\right) * \frac{1}{1522.417\ cm^4 + 84.917\ cm^4}$$

$$F_e = 14546.71 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{829.26\frac{kg}{cm^2}}{14546.71\frac{kg}{cm^2}}}\right) 829.26 \frac{kg}{cm^2} = 809.71 \frac{kg}{cm^2}$$

En este caso se asume el Fcr de menor valor.

$$Pn = Fcr * Ae$$

$$Pn = 786.11 \frac{kg}{cm^2} * 29\ cm^2 = 22797.20\ kg$$

$$\phi Pn = 0.9 * 22797.20\ kg = 20517.48\ kg$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{16021.50\ kg}{20517.48\ kg} = 0.78$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{100}{5} = 20$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 7.60$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0 \sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 19.99$$

Alas no compactas

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{10} = 19$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 75.17$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{331412.08}{829.26}} = 113.95$$

Alma Compacta

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = 829.26\frac{kg}{cm^2} * 187.75\ cm^3 = 155693.6\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 155693.6\ kg * cm = 140124.2\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{293.527\ kg * cm}{140124.2\ kg * cm} = 0.002 * \frac{8}{9} = 0.0017 = 0.002$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_y$$

$$M_n = 829.26\frac{kg}{cm^2} * 29.75\ cm^3 = 24670.49\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 24670.49\ kg * cm = 22203.44\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{25089.88\ kg * cm}{22203.44\ kg * cm} = 1.13\left(\frac{8}{9}\right) = 1.004$$

Capacidad del perfil

$$\frac{P_u}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$$

$$0.78 + 0.002 + 1.004 = 1.79$$

El rango permitido para la capacidad del perfil es de 1.0, por lo tanto, se debe escoger un material para proteger a la estructura frente al fuego.

ANEXO 2 CORREAS NO PROTEGIDAS

$$\frac{F}{v} = \frac{0.44\ m^2}{0.001075\ m^3} = 409.3\ m^{-1}$$

$$\left(\frac{F}{v}\right)_b = \frac{0.378\ m^2}{0.0029\ m^3} = 352.3\ m^{-1}$$

$$Ksh = 0.9 * \frac{352.3}{409.3} = 0.77$$

TABLA XI
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA CORREA

Propiedades Geométricas del perfil C de la correa	
Área	1075 mm^2
Inercia en X	2434739.58 mm^4
Inercia en Y	240757.025 mm^4
Sx	38955.833 mm^3
Sy	6500.818 mm^3
Zx	46531.25 mm^3
Zy	11626.25 mm^3
Cw	608631166.9 mm^6
J	8564.583 mm^4

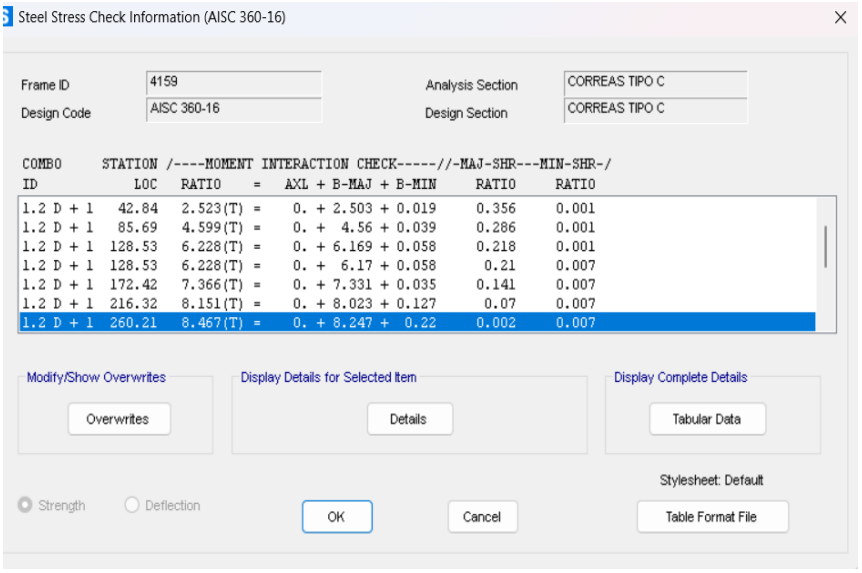


Fig.20. Secciones críticas de correas

TABLA XII
DETERMINACIÓN ΔTS DE CORREAS

Tiempo (min)	Cp	AT	Temperatura del acero Ts (°C)	Temperatura del fuego Tf (°C)	Diferencia en temperatura	Variación en temperatura del acero
0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00	0.00
1.00	439.80	45.35	20.00	349.21	329.21	45.35
2.00	468.92	48.98	65.35	444.50	379.16	48.98
3.00	494.60	47.51	114.33	502.29	387.96	47.51
4.00	515.25	44.91	161.84	543.89	382.05	44.91
5.00	532.19	42.06	206.74	576.41	369.67	42.06
6.00	546.90	39.23	248.80	603.12	354.31	39.23
7.00	560.49	36.48	288.03	625.78	337.75	36.48
8.00	573.74	33.86	324.51	645.46	320.94	33.86
9.00	587.15	31.38	358.37	662.85	304.48	31.38
10.00	601.00	29.07	389.76	678.43	288.67	29.07
11.00	615.40	26.91	418.82	692.54	273.72	26.91
12.00	630.38	24.92	445.73	705.44	259.70	24.92
13.00	645.91	23.10	470.66	717.31	246.65	23.10
14.00	661.89	21.43	493.76	728.31	234.55	21.43
15.00	678.25	19.92	515.19	738.56	223.37	19.92
16.00	694.88	18.54	535.11	748.15	213.05	18.54
17.00	711.69	17.29	553.65	757.17	203.52	17.29
18.00	728.60	16.16	570.94	765.67	194.74	16.16
19.00	745.55	15.13	587.09	773.72	186.63	15.13
20.00	762.47	14.20	602.22	781.35	179.13	14.20
21.00	779.32	13.35	616.42	788.62	172.20	13.35
22.00	796.05	12.58	629.78	795.55	165.77	12.58
23.00	812.63	11.88	642.36	802.17	159.81	11.88
24.00	829.04	11.24	654.24	808.52	154.28	11.24
25.00	845.25	10.66	665.48	814.60	149.12	10.66
26.00	861.27	10.12	676.14	820.45	144.31	10.12
27.00	877.07	9.63	686.26	826.08	139.82	9.63
28.00	892.64	9.17	695.89	831.50	135.61	9.17
29.00	907.99	8.76	705.06	836.74	131.67	8.76
30.00	923.12	8.37	713.82	841.80	127.98	8.37

Dentro de las correas la temperatura a 30 min es de 713.82 °C, reduciéndose así el límite de fluencia a 540.17 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad a 253786.20 kg/cm^2.

Análisis de miembros sometidos a flexión:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{253756.20}{540.17}} = 8.24$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0\sqrt{\frac{253756.20}{540.17}} = 21.68$$

Alas no compactas

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{115}{5} = 23$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{253756.20}{540.17}} = 81.50$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{253756.20}{540.17}} = 123.55$$

Alma compacta

$$M_n = M_p = F_y * Z_y$$

$$M_n = M_p = 540.17\frac{kg}{cm^2} * 11.626\ cm^3 = 6280.15\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 6280.15\ kg * cm = 5652.14\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{885.616\ kg * cm}{5652.14\ kg * cm} = 0.16$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 540.17\frac{kg}{cm^2} * 46.531\ cm^3 = 25134.65\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 25134.65\ kg * cm = 22621.19\ kg * cm$$

$$M_n = F_{cr} * Sx$$

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

$$M_n = 12557.61\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 12557.61\ kg * cm = \ 11301.85\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{84955.77\ kg * cm}{11301.85\ kg * cm} = \ 7.52$$

En este caso no se tiene carga axial, por lo tanto, se tiene un factor de 0, este tipo de perfil también necesita un material de protección en contra del fuego.

Capacidad del perfil

$$\frac{1}{2}\frac{P_u}{\phi Pn} + \left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$$

$$0 + 0.16 + 7.52 = 7.68$$

ANEXO 3 COLUMNAS PROTEGIDAS

El espesor para este perfil se utilizó de 1 cm de Gypsum para la protección contra el material.

TABLA XIII
TEMPERATURA DEL ACERO DE COLUMNAS PROTEGIDAS CON GYPSUM

Tiempo (min)	Cs	Ats	ϕ	Temperatura del acero	Temperatura del fuego	Diferencia en temperatura	Variación en temperatura del acero
0	439.80	0.00	0.82	20.00	20.00	0.00	0.00
1	439.80	4.82	0.82	20.00	349.21	329.21	4.82
2	443.18	5.73	0.82	24.82	444.50	419.69	5.73
3	447.10	6.41	0.82	30.55	502.29	471.74	6.41
4	451.38	6.87	0.82	36.96	543.89	506.92	6.87
5	455.82	7.21	0.82	43.83	576.41	532.58	7.21
6	460.35	7.46	0.82	51.04	603.12	552.08	7.46
7	464.89	7.67	0.82	58.51	625.78	567.27	7.67
8	469.39	7.82	0.82	66.17	645.46	579.28	7.82
9	473.85	7.95	0.82	74.00	662.85	588.85	7.95
10	478.22	8.05	0.82	81.95	678.43	596.48	8.05
11	482.50	8.13	0.82	90.00	692.54	602.54	8.13
12	486.68	8.19	0.82	98.13	705.44	607.31	8.19
13	490.75	8.24	0.82	106.32	717.31	610.99	8.24
14	494.72	8.28	0.82	114.57	728.31	613.74	8.28
15	498.57	8.30	0.82	122.85	738.56	615.71	8.30
16	502.32	8.32	0.82	131.15	748.15	617.00	8.32
17	505.96	8.33	0.82	139.47	757.17	617.70	8.33
18	509.50	8.33	0.82	147.80	765.67	617.87	8.33
19	512.94	8.33	0.82	156.14	773.72	617.58	8.33
20	516.29	8.32	0.82	164.46	781.35	616.89	8.32
21	519.56	8.30	0.82	172.78	788.62	615.84	8.30
22	522.74	8.28	0.82	181.08	795.55	614.47	8.28
23	525.85	8.26	0.82	189.37	802.17	612.81	8.26
24	528.90	8.24	0.82	197.63	808.52	610.89	8.24
25	531.88	8.21	0.82	205.87	814.60	608.74	8.21
26	534.81	8.17	0.82	214.07	820.45	606.38	8.17
27	537.69	8.14	0.82	222.25	826.08	603.83	8.14
28	540.53	8.10	0.82	230.39	831.50	601.12	8.10
29	543.34	8.06	0.82	238.49	836.74	598.25	8.06
30	546.13	8.02	0.82	246.56	841.80	595.24	8.02

La protección de Gypsum con un espesor de 1 cm alrededor de las columnas, tiene una temperatura de 246.56°C después de los 30 minutos, conservando el límite de fluencia del acero A36, 2531.05 Kg/cm^2, mientras que su módulo de elasticidad se reduce a 1740090.39 kg/cm^2.Estos nuevos valores se los llevó al software arrojando valores de 0.55 en la capacidad de los perfiles que conforman la estructura.

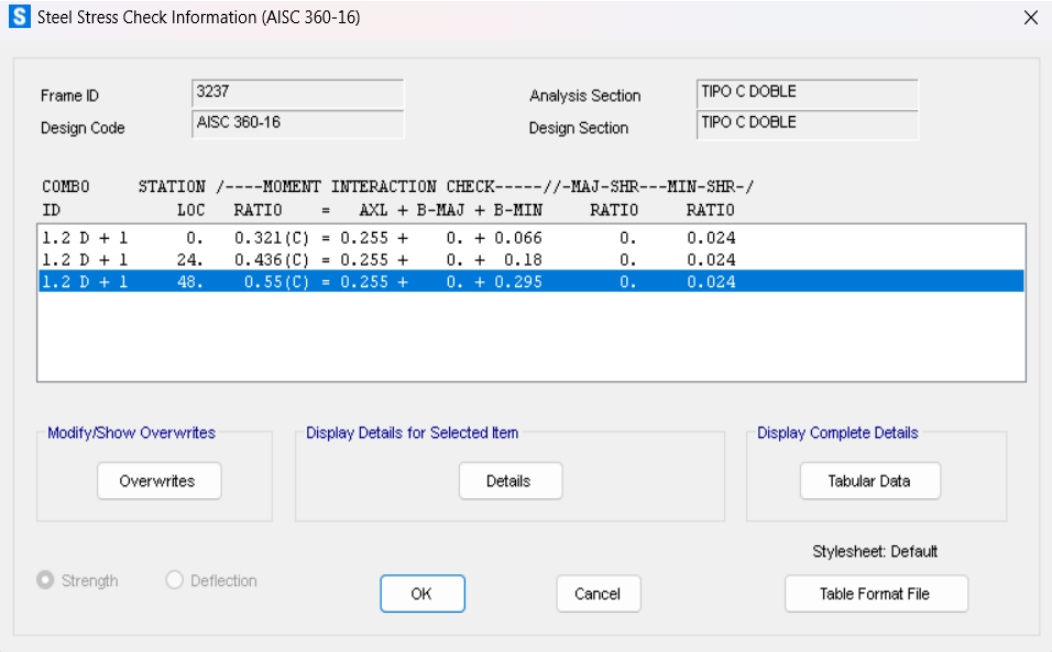


Fig.21. Sección protegida de columnas.

Elementos no atiesados (Patines)

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda r = 0.64 * \sqrt{\frac{Kc * E}{Fy}} \quad Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.64 * \sqrt{\frac{0.91 * 1740090.392}{2531.0507}} = 16.07$$

$$\lambda < \lambda_r = 10 < 16.07 \; Patines \; compactos$$

Elementos atiesados (Alma)

$$\lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 39.07$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{10} = 19$$

$$\lambda < \lambda_r = 19 < 39.07 \; Alma \; compacta$$

Estado límite de pandeo por flexión

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{15224166.67\ \text{mm}^4}{2900\ \text{mm}^2}} = 72.45\ mm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{849166.67\ \text{mm}^4}{2900\ \text{mm}^2}} = 17.11\ mm$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{0.8 * 48\ cm}{7.25\ cm} = 5.30$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{0.8 * 48\ cm}{1.71\ cm} = 22.44$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}}$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 123.50$$

$$5.30 < 123.50$$

$$22.44 < 123050$$

Esfuerzo elástico

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1740090.392\frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{0.8 * 48cm}{7.25\ cm}\right)^2} = 611427.03\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1740090.392\frac{kg}{cm^2}}{\left(\frac{0.8 * 48cm}{1.71\ cm}\right)^2} = 34103.90\frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{Fy}{F_e} > 2{,}25$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{2531.05}{611427.03} = 0.004 < 2.25$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{2531.05}{34103.90} = 0.074 < 2.25$$

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{fy}{Fe}}\right) fy$$

$$F_{crx} = \left(0.658^{\frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{611427.03\frac{kg}{cm^2}}}\right) 2531.05\,\frac{kg}{cm^2} = 2526.67\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cry} = \left(0.658^{\frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{34103.90\frac{kg}{cm^2}}}\right) 2531.05\,\frac{kg}{cm^2} = 2453.64\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * 1740090.39\,\frac{kg}{cm^2} * 8072.39\,cm^6}{(0.8 * 48\,cm)^2} + 790000\,\frac{kg}{cm^2} * 6.93\,cm^4\right) * \frac{1}{1522.417\,cm^4 + 84.917\,cm^4}$$

$$F_e = 61899.47\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{61899.47\frac{kg}{cm^2}}}\right) 2531.05\,\frac{kg}{cm^2} = 2488.10\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$Pn = Fcr * Ae$$

Se asume el Fcr menor

$$Pn = 2453.64\,\frac{kg}{cm^2} * 29\,cm^2 = 71155.47\,kg$$

$$\phi Pn = 0.9 * 71155.47\,kg = 64039.93\,kg$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{16021.50\,kg}{64039.93\,kg} = 0.25$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{100}{5} = 20$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 9.96$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 26.22$$

Alas no compactas

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{10} = 19$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 98.59$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1740090.392}{2531.0507}} = 149.45$$

Alma Compacta

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 187.75\ cm^3 = 475204.77\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 475204.77\ kg * cm = 427684.29\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{293.527\ kg * cm}{427684.29\ kg * cm} = 0.00006 * \frac{8}{9} = 0.0$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_y$$

$$M_n = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 29.75\ cm^3 = 75298.74\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 75298.74\ kg * cm = 67768.86\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{25089.88\ kg * cm}{67768.86\ kg * cm} = 0.37\left(\frac{8}{9}\right) = 0.32$$

Capacidad del perfil

$$\frac{P_u}{\phi Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$$

$$0.25 + 0.00 + 0.32 = 0.57$$

La capacidad del perfil tiene 0.57, por lo tanto, el material con el espesor cumple con las condiciones de fuego para 30 minutos de exposición, sin afectar las propiedades del acero.

ANEXO 4 CORREAS PROTEGIDAS

Dentro de las correas se empleó 1.7 cm de espesor de material de protección debido a que son los perfiles que poseen más susceptibilidad al fuego.

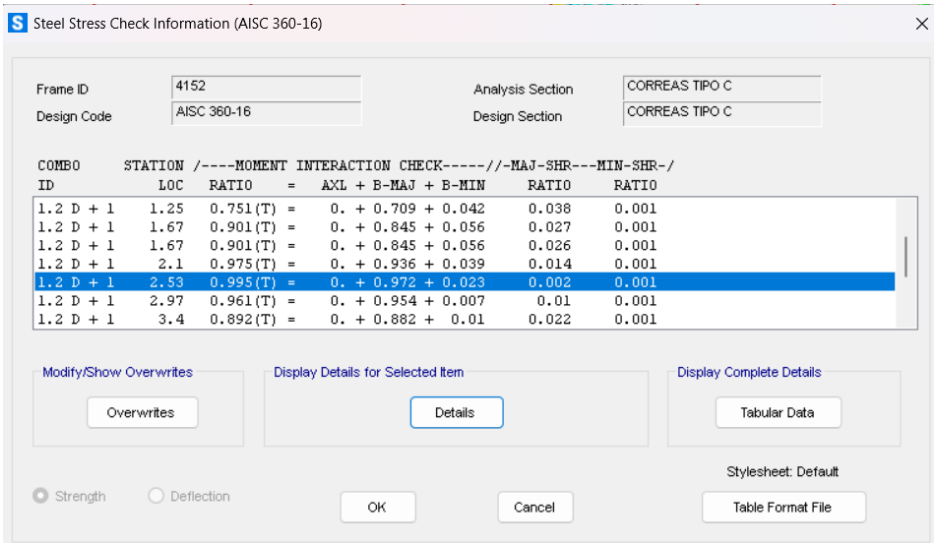


Fig.22. Sección protegida de correas.

TABLA XIV
TEMPERATURA DEL ACERO DE COLUMNAS PROTEGIDAS CON GYPSUM

Tiempo (min)	Cs	Ats	ϕ	Temperatura del acero	Temperatura del fuego	Diferencia en temperatura	Variación en temperatura del acero
0	439.80	0.00	2.36	20.00	20.00	0.00	0.00
1	439.80	3.43	2.36	20.00	349.21	329.21	3.43
2	442.22	3.48	2.36	23.43	444.50	421.07	3.48
3	444.62	4.03	2.36	26.91	502.29	475.38	4.03
4	447.37	4.28	2.36	30.95	543.89	512.94	4.28
5	450.23	4.51	2.36	35.22	576.41	541.19	4.51
6	453.18	4.68	2.36	39.73	603.12	563.39	4.68
7	456.19	4.82	2.36	44.41	625.78	581.37	4.82
8	459.22	4.94	2.36	49.23	645.46	596.23	4.94
9	462.26	5.04	2.36	54.17	662.85	608.68	5.04
10	465.30	5.12	2.36	59.20	678.43	619.23	5.12
11	468.32	5.19	2.36	64.32	692.54	628.22	5.19
12	471.31	5.25	2.36	69.51	705.44	635.92	5.25
13	474.27	5.31	2.36	74.76	717.31	642.55	5.31
14	477.20	5.35	2.36	80.07	728.31	648.24	5.35
15	480.08	5.39	2.36	85.42	738.56	653.14	5.39
16	482.92	5.42	2.36	90.81	748.15	657.34	5.42
17	485.72	5.45	2.36	96.23	757.17	660.94	5.45
18	488.46	5.48	2.36	101.68	765.67	663.99	5.48
19	491.16	5.50	2.36	107.16	773.72	666.56	5.50

20	493.81	5.51	2.36	112.66	781.35	668.70	5.51
21	496.41	5.53	2.36	118.17	788.62	670.45	5.53
22	498.96	5.54	2.36	123.70	795.55	671.86	5.54
23	501.46	5.55	2.36	129.23	802.17	672.94	5.55
24	503.92	5.55	2.36	134.78	808.52	673.74	5.55
25	506.33	5.56	2.36	140.33	814.60	674.27	5.56
26	508.70	5.56	2.36	145.89	820.45	674.56	5.56
27	511.02	5.56	2.36	151.45	826.08	674.63	5.56
28	513.30	5.56	2.36	157.00	831.50	674.50	5.56
29	515.54	5.55	2.36	162.56	836.74	674.18	5.55
30	517.74	5.55	2.36	168.12	841.80	673.68	5.55

Dentro de las correas la temperatura a 30 min es de 168.12 °C tomando en cuenta el material de protección del Gypsum, conservando así el límite de fluencia a 2531.05 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad se reduce a 1900011.90 kg/cm^2. Estos valores dentro del software proporcionan la capacidad del perfil, encontrándose en el límite ya que tiene 0.995 de capacidad.

Análisis de miembros sometidos a flexión:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{1900011.90}{2531.05}} = 10.41$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.0\sqrt{\frac{1900011.90}{2531.05}} = 27.40$$

Alas no compactas

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{115}{5} = 23$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{1900011.90}{2531.05}} = 103.02$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1900011.90}{2531.05}} = 156.17$$

Alma compacta

$$M_n = M_p = F_y * Z_y$$

$$M_n = M_p = 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 11.626\ cm^3 = 29426.62\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 29426.62\ kg * cm = 26483.96\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{609.13\ kg * cm}{26483.96\ kg * cm} = \ 0.023$$

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

$$M_n = M_p = 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 46.531\ cm^3 = 117772.92\ kg * cm$$

$$\phi M_n = 0.9 * 117772.92\ kg * cm = 105995.63\ kg * cm$$

$$M_n = F_{cr} * Sx$$

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

$$M_n = 92892.58\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 12557.61\ kg * cm = 83603.33\ kg * cm$$

$$\frac{Mu}{\emptyset Mn} = \frac{81248.752\ kg * cm}{83603.33\ kg * cm} = \ 0.97$$

En este caso no se tiene carga axial, por lo tanto, se tiene un factor de 0, este tipo de perfil también necesita un material de protección en contra del fuego.

Capacidad del perfil

$$\frac{1}{2}\frac{P_u}{\phi Pn} + \left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right) + \left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)$$

$$0 + 0.023 + 0.97 = 0.993$$