

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA “MIKROCARTÓN” UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO

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

ESTUDIANTE:

DAVID ALEJANDRO BAYAS VARGAS

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 DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA "MIKROCARTÓN" UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO"**, elaborado por el estudiante David Alejandro Bayas Vargas, portador de la cédula de ciudadanía número 1850181106, 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



.....

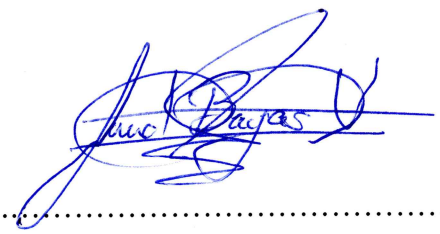
Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **David Alejandro Bayas Vargas**, con C.I. 1850181106 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 DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA "MIKROCARTÓN" UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO",** 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



.....

David Alejandro Bayas Vargas

C.I. 1850181106

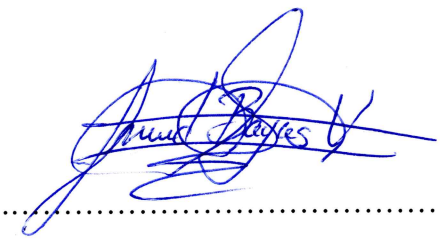
AUTOR

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



.....

Bayas Vargas David Alejandro

C.I. 1850181106

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del trabajo experimental, realizado por el estudiante **David Alejandro Bayas Vargas**, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **"EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA "MIKROCARTÓN" UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO",**

Ambato, febrero 2025

Para constancia firma:

Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, MSc.	Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, PhD.
MIEMBRO CALIFICADOR	**MIEMBRO CALIFICADOR**

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de titulación a mis padres, quienes, con su empeño incansable, sacrificio y amor incondicional, han sido los pilares fundamentales en cada etapa de mi vida. Gracias por brindarme siempre su apoyo, por sus palabras de aliento en los momentos de duda y por ser el motor que me ha impulsado a seguir adelante. Este logro es tanto suyo como mío, pues sin su ejemplo, paciencia y dedicación, se me dificultaría alcanzar mis metas planteadas y mis sueños más anhelados.

A mis hermanos, por su compañía incondicional, por estar siempre a mi lado en los momentos de alegría y en los de desafío. Su presencia constante me ha brindado la fuerza y la tranquilidad necesarias para seguir adelante, sabiendo que siempre cuento con ustedes.
Este trabajo es el fruto de un esfuerzo conjunto, y está dedicado a ustedes con todo mi amor y gratitud.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a Dios por permitirme culminar esta etapa tan importante en mi vida. Agradezco profundamente a mis padres, Isabel y Carlos, quienes han sido el pilar fundamental de mi formación y crecimiento. Su apoyo incondicional ha sido vital en cada paso que he dado.

A mis hermanos, Carla, José, Mateo y Francisco, gracias por su compañía y aliento constante. Ustedes han sido un apoyo inestimable, siempre demostrando que, juntos, podemos enfrentar cualquier desafío. A aquellas personas especiales que han estado a mi lado en cada paso de este camino, amigos y compañeros de universidad, gracias por estar siempre a mi lado, compartiendo momentos de alegría y aprendizaje, y por su apoyo en los momentos más difíciles.

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a mi tutor por haber aceptado formar parte de esta etapa académica. Su guía, apoyo y compromiso han sido fundamentales para el desarrollo de este proyecto, y me siento muy afortunado de haber contado con su experiencia a lo largo de este proceso.

A todos ustedes, les agradezco por ser parte de este viaje y por contribuir con su amor y amistad en mi proceso de titulación.

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 x
ÍNDICE DE TABLAS xi
ÍNDICE DE ANEXOS xii
SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS xiii
RESUMEN EJECUTIVO xiv
ABSTRACT xv
CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO 1
I. JUSTIFICACIÓN 1
II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 2
III. OBJETIVOS 6
A. OBJETIVO GENERAL 6
B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA 7
IV. EQUIPOS Y MATERIALES 7
V. MÉTODOS 8
A. Fase 1: Levantamiento Geométrico 8
B. Fase 2: Análisis lineal de la estructura 9

C. Fase 3: Evaluación de la estructura frente al fuego 15
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....21
I. ANÁLISIS RESULTADOS.....21
A. Fase 1: Levantamiento Geométrico y recolección de datos.....21
B. Fase 2: Análisis lineal de la estructura.....24
C. Fase 3: Evaluación de la estructura frente al fuego 34
II. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....68
III. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS.....68
A. HIPÓTESIS 68
B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....68
CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 69
I. CONCLUSIONES 69
II. RECOMENDACIONES 70
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 71
ANEXOS 75

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Medición de ancho de estructura.....8
Fig. 2. Entramado de viga.....9
Fig. 3. Dibujo de secciones en AutoCAD.....10
Fig. 4. Vista 3D de estructura en software ingenieril.....11
Fig. 5. Zonificación nacional de acuerdo con riesgo sísmico [18].....12
Fig. 6. Esquema de Pseudo-aceleración [18].....13
Fig. 7. Comparación de Curvas estandarizadas Tiempo-Temperatura. [3].....17
Fig. 8. Esquematización de perfil ante fuego: (a) Medio no protegido; (b) Medio no protegido.
.....18
Fig. 9. Factor de reducción de propiedades mecánicas del acero [27].....19
Fig. 10. Detalle de sección y entramado de columna.....21
Fig. 11. Detalle de sección y entramado de viga.....22
Fig. 12. Detalle de sección y entramado de unión vigas.....22
Fig. 13. Detalle de plancha de cubierta.....23
Fig. 14. Detalle de sección de correa.....23
Fig. 15. Distribución esquemática de elementos estructurales.....23
Fig. 16. Espectro de respuesta elástico estático.....28
Fig. 17. Capacidad de carga sin reforzamiento.....29
Fig. 18. Capacidad estructural antes de reforzamiento.....30
Fig. 19. Secciones estructurales de reforzamiento.....31
Fig. 20. Disposición del reforzamiento estructural.....31
Fig. 21. Capacidad estructural con reforzamiento.....32
Fig. 22. Tipo de almacenamiento en la estructura.....35
Fig. 23. Curva estandarizada Tiempo-Temperatura según la ISO 834.....39

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I. NIVEL DE RIESGO INTRÍNSECO [20] 36
TABLA II. TIEMPO DE RESISTENCIA AL FUEGO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 37
TABLA III RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA VIGA EN MEDIO NO PROTEGIDO 45
TABLA IV. FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL ACERO AL CARBONO A TEMPERATURAS ELEVADAS [26].46
TABLA V PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL C 150X50X3 MM 46
TABLA VI RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA VIGA EN MEDIO PROTEGIDO 59
TABLA VII. RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO 75
TABLA VIII RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO 76
TABLA IX RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO 84
TABLA X RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA CORREA EN MEDIO NO PROTEGIDO 91
TABLA XI PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL C 12X50X4 MM 92
TABLA XII RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA CORREA EN MEDIO PROTEGIDO 95

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1:Metodología de cálculo para sección de columna en medio no protegido.....75
Anexo 2:Metodología de cálculo para sección de columna en medio protegido.....84
Anexo 3:Metodología de cálculo para sección de correa en medio no protegido 91
Anexo 4:Metodología de cálculo para sección de correa en medio protegido 95
Anexo 5: Plano de levantamiento geométrico y detalle de secciones.....99
Anexo 6:Plano de reforzamiento estructural y sistema de protección 100

SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
IBC	International Building Code
IEF	Ingenieria Estructural de Fuego
ISO	International Organization for Standardization
NEC	Normativa Ecuatoriana de la Construcción
RSCIEI	Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales
WTC	World Trade Center

RESUMEN EJECUTIVO

El análisis de la resistencia estructural frente a incendios ha adquirido gran relevancia en el ámbito científico, especialmente en el estudio de estructuras industriales, debido a su impacto directo en la seguridad de los ocupantes, los bienes y los tiempos de evacuación en situaciones de emergencia.

En principio, se llevó a cabo un levantamiento geométrico detallado de los elementos estructurales utilizando herramientas de medición de alta precisión, posteriormente se realizó un análisis lineal estático considerando los lineamientos de la NEC, donde se evaluó su comportamiento ante diversas combinaciones de cargas, incluyendo carga muerta, carga viva, viento y sismo, este análisis permitió identificar la capacidad de carga de cada sección estructural, así como sus deformaciones y desplazamientos laterales; durante este proceso, se detectaron deficiencias estructurales que requirieron la formulación de medidas de refuerzo específicas para garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación.

Finalmente, se evaluó el comportamiento de los elementos estructurales bajo condiciones de incendio mediante un análisis normativo que permitió determinar el tiempo de fuego crítico. Con el cual, se empleó un método manual de cálculo basado en los lineamientos del Eurocódigo, mismo que permitió establecer la capacidad de carga en función de la resistencia residual de la sección estructural, considerando la influencia de la temperatura mediante curvas estandarizadas de tiempo-temperatura. No obstante, al evidenciarse que la estructura no resistía la temperatura prevista, se implementó un sistema de protección mediante cajas de paneles de gypsum de 12.7 mm de espesor, logrando reducir el efecto del fuego hasta en un 64 por ciento en la sección crítica.

Palabras clave: Resistencia contrafuego, capacidad de carga, análisis estructural, Gypsum, Eurocódigo.

ABSTRACT

The analysis of structural resistance to fire has acquired great relevance in the scientific field, especially in the study of industrial structures, due to its direct impact on the safety of occupants, property and evacuation times in emergency situations.

Initially, a detailed geometric survey of the structural elements was carried out using high-precision measurement tools, then a static linear analysis was carried out considering the NEC guidelines, where their behavior was evaluated under various combinations of loads, including dead load, live load, wind and earthquake. This analysis allowed the identification of the load capacity of each structural section, as well as its deformations and lateral displacements; during this process, structural deficiencies were detected that required the formulation of specific reinforcement measures to guarantee the stability and safety of the building.

Finally, the behavior of the structural elements under fire conditions was evaluated through a normative analysis that allowed determining the critical fire time. A manual calculation method was used based on Eurocode guidelines, which allowed the load capacity to be established based on the residual resistance of the structural section, considering the influence of temperature through standardized time-temperature curves. However, when it became evident that the structure could not withstand the expected temperature, a protection system was implemented using 12.7 mm thick gypsum panel boxes, managing to reduce the effect of fire by up to 64 percent in the critical section.

Keywords: Fire resistance, load capacity, structural analysis, Gypsum, Eurocode.

CAPÍTULO I.- MARCO TEÓRICO

I. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad gran parte de las estructuras no se encuentran diseñadas contra incidentes de fuerza mayor como el fuego, aún más aquellas que por su enfoque, son utilizada como almacenamiento de elementos inflamables siendo más propensas a incendiarse. Tomando en cuenta el daño provocado por los movimientos sísmicos o cargas externas que tienden a ocasionar deslizamientos bruscos en los materiales.

Dicho de otro modo, el análisis de elementos estructurales expuestos a temperaturas elevadas no ha sido un tema de gran interés investigativo en Ecuador; no obstante, debido a la necesidad de implementar sistemas de protección o mecanismos adicionales que brinden mayor seguridad a los ocupantes durante incendios, comenzó a ganar relevancia entre los trabajos de investigación. En este sentido, la aplicación de elementos metálicos en estructuras monumentales requiere no solo examinar sus debilidades mecánicas y estructurales, sino también considerar su comportamiento ante fenómenos catastróficos como incendios, para los cuales, de no recibir un tratamiento adecuado, pondrían en duda la integridad de estos elementos. Lo cual significa que un incendio puede provocar el colapso estructural en tiempos variables, dependiendo de las características físicas de la edificación, es crucial comprender las propiedades de los materiales y su respuesta ante el calor para extender la resistencia de la estructura y permitir así una evacuación segura.

Vale la pena aclarar que se han considerado ciertos parámetros que permitan analizar el nivel de seguridad al cual la estructura se encuentra expuesto, las condiciones de evacuación, los espacios de circulación amplios y libres de obstáculos, espesor de materiales estructurales que permitan proporcionar una menor dilatación de los materiales mejorando así su resistencia al fuego e integridad estructural durante situaciones extremas. De esta manera se obtuvieron datos técnicos que sirvan de comparación con las normativas y especificaciones vigentes, verificando así que la estructura cumpla con los estándares de seguridad requeridos. Por consiguiente, mediante una comprobación de los elementos estructurales que presentan un desempeño bajo condiciones de extrema temperatura, analizando así la variación de sus propiedades mecánicas ante el fuego de cada miembro estructural y evaluando los cambios que provoquen a la estructura global [1].

II. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

A partir del colapso ocurrido el 11 de septiembre del 2001 en el World Trade Center 7 se transformó la comprensión del comportamiento del acero frente al fuego en estructuras de gran escala. El incendio, originado por el impacto de un avión comercial y el consiguiente combustible en llamas en cada una de las torres, debilitó los elementos de acero de la estructura, comprometiendo sus propiedades mecánicas esenciales, como la rigidez y la resistencia. A medida que las temperaturas aumentaron, el acero experimentó deformaciones térmicas, pandeo local y fallos estructurales progresivos. Esto resultó en la pérdida de capacidad de carga en áreas clave, desencadenando un colapso progresivo en el que el fallo de un elemento afectó a otros, extendiendo el daño por todo el edificio. Este evento puso de manifiesto la necesidad urgente de desarrollar enfoques más avanzados para proteger las estructuras de acero en situaciones de incendio, dado que las altas temperaturas reducen significativamente la capacidad del acero para soportar cargas debido a su expansión térmica. A raíz de este suceso, se intensificaron las investigaciones sobre cómo el calor afecta las propiedades del acero, promoviendo el desarrollo de modelos predictivos y ecuaciones empíricas para evaluar su comportamiento después de un incendio. También se implementaron soluciones de protección pasiva más efectivas, como los recubrimientos ignífugos intumescentes, que retrasan la transferencia de calor al acero y mejoran su estabilidad estructural en caso de incendio [2].

En función de los análisis previstos a las catástrofes estructurales ocurridas, la aplicación de conocimientos de ingeniería estructural frente al fuego es fundamental para proporcionar una protección efectiva ante catástrofes ocasionadas por incendios. Por tal motivo, se utilizaron métodos y pruebas estandarizadas que permitieron estimar el tiempo que una estructura puede soportar antes de colapsar, evaluando detalladamente características físicas de las secciones estructurales además de su interacción global con la estructura. En este contexto, las pruebas realizadas sobre elementos estructurales expuestos a temperaturas crecientes muestran que, hasta los 200°C, la resistencia se mantiene prácticamente sin alteraciones. Sin embargo, al superar esta temperatura, la resistencia disminuye progresivamente, reduciéndose un 19% entre los 200°C y 600°C, y alcanzando una pérdida de hasta el 83% en la resistencia a los 700°C, mientras que el módulo de elasticidad solo mantiene un 11% de su valor original, con lo cual se pueden desarrollar soluciones efectivas y diseñar estructuras que no solo cumplan con las normativas de seguridad, sino que también brinden un tiempo de evacuación adecuado y minimicen los riesgos para los ocupantes [3].

De igual manera, se puede implementar un diseño basado en prestaciones para la seguridad de las estructuras frente a incendios, un enfoque que ha ganado relevancia en países como Estados Unidos, Japón y Reino Unido. Este método se centra en desarrollar protecciones más eficaces y eficientes para cualquier tipo de estructura, basándose principalmente en el análisis de las curvas Tiempo-Temperatura. Dicho análisis permite tomar decisiones sobre la implementación de sistemas de protección pasiva y activa, ajustándose a normativas estandarizadas a nivel internacional. No hay que olvidar que este enfoque proporciona una metodología de trabajo estructurada, que se aplica siguiendo una serie de pasos para evaluar la probabilidad de riesgo según la actividad involucrada y el tipo de secciones presentes [4].

De acuerdo con lo propuesto por Ferrán Golcalvez [5], es recomendable aplicar una metodología de cálculo utilizando software de ingeniería, lo que permite analizar los elementos estructurales mediante el método de elementos finitos. Este enfoque facilitó la evaluación de los desplazamientos con el objetivo de determinar los distintos tiempos de colapso inducidos por elevadas temperaturas en los elementos estructurales, especialmente aquellos que, por su disposición, contribuyen a la rigidez global de la estructura. A partir de la investigación, se deduce que al proveer protección a los elementos aporticados, estos mantendrán su estabilidad, lo que puede generar un incremento notable en el tiempo de colapso, prolongándolo hasta 30 minutos adicionales. Tomando en cuenta que, en la disposición estructural y la altura del elemento, dado que, en un momento de combustión, el aire caliente aumenta y se expande en las zonas bajas, permitiendo que el aire fresco alimente la llama.

A medida que se analiza la evolución del crecimiento de la temperatura a través de curvas Tiempo-Temperatura, basadas en el estudio de una casa modelo, se observa que los desastres potenciales dependen de factores como la geometría de los espacios y las áreas de ventilación, como puertas o ventanas, que permiten la propagación del fuego al consumir materiales combustibles como madera o cartón [6]. En un ensayo controlado, se constató que la ignición inicial es mínima hasta que las llamas consumen los productos almacenados, momento en el cual se alcanza una fase crítica con un comportamiento lineal debido a la ventilación controlada. No obstante, al abrir una puerta, el comportamiento se tornó no lineal, dado que la ventilación cruzada provoca fluctuaciones de temperatura que desencadenan incendios en elementos adyacentes. Asimismo, se determinó que el uso de protección pasiva, como yeso y chapisco, reduce la temperatura en un 20%. Aunque este decremento es relevante a altas temperaturas, se considera una solución de corta duración y eficacia limitada. [7].

Según lo estipulado en el artículo de investigación, la resistencia a flexión y la capacidad máxima de carga de los materiales estructurales pueden reducirse significativamente con el aumento de la temperatura, lo que incrementa el riesgo de colapsos estructurales. Este fenómeno es particularmente crítico, ya que la resistencia a flexión se reduce en aproximadamente un 50% cuando las temperaturas alcanzan los 900°C. A temperaturas superiores, como a 1050°C, esta resistencia disminuirá drásticamente hasta situarse por debajo del 10%. Además de la pérdida de resistencia relacionada con la temperatura, el deterioro se acelera con el tiempo de exposición al calor. Según los autores, la resistencia del material decrece en torno a un 30% por cada hora de exposición continua al fuego, siendo el periodo más crítico las primeras tres horas, cuando las temperaturas alcanzan los 1050°C. Durante este tiempo, los materiales estructurales experimentan una degradación progresiva que compromete gravemente su integridad y capacidad de soportar cargas, lo que podría desencadenar colapsos parciales o totales en las estructuras afectadas [8].

Teniendo en cuenta que la manera en la que la temperatura elevada provocada por un incendio produce daños estructurales importantes, se debe tomar en consideración que la distribución desigual de las flamas ocasiona que el fuego tienda a fallar únicamente en los elementos más críticos y solicitados de la estructura, analizando primordialmente las condiciones reales de un incendio. De la misma manera se debe tomar en cuenta que los incendios locales presentaron variaciones de temperatura en sus primeras etapas, esto se debe por la distribución geométrica o por el material combustible a su alrededor, por lo tanto el autor propone tomar en consideración esta variación de la temperatura al momento de crear una curva basada en normativas internacionales como ISO 384, que abarque la variación en intervalos de tiempo del calor provocado, sin embargo aunque el estudio compete únicamente a secciones metálicas, se expresa que es aplicable su metodología antes otra clasificación de columnas [9].

Desde otra perspectiva, el comportamiento a flexión de elementos de acero galvanizados en frio, mostraron que las configuraciones aplicadas no dependen principalmente de su colocación, dado que estas tuvieron un comportamiento similar por pandeo y flexión, sin embargo aquellos elementos estructurales que no tuvieron un reforzamiento estructural, tuvieron su colapso por pandeo lateral-torsional antes que se produjera una flexión por distorsión gracias a condiciones de temperatura, cabe aclarar que la ubicación predominante de deformación en los elementos estructurales fue en la sección media. [10].

Algo similar ocurre con los elementos de acero con secciones huecas semiovaladas (CFSSOHS) bajo condiciones de incendio, donde se muestra que, tras ser expuestos a temperaturas de 900 °C, estos elementos conservan hasta el 77% de su resistencia máxima y exhiben una notable ductilidad, con un 115% de deformación antes de la fractura. Este rendimiento es crucial para mantener la estabilidad estructural y permitir una evacuación segura en caso de incendio. No obstante, las esquinas de estos elementos estructurales son más vulnerables a la pérdida de propiedades mecánicas en comparación con las superficies planas o curvas, lo que debe considerarse en el diseño estructural para optimizar su resistencia. Con estos avances, es posible diseñar estructuras que mantengan su integridad por más tiempo, reduciendo los riesgos de colapso y mejorando la seguridad general en situaciones críticas de incendio.[11].

Hay que resaltar que una solución efectiva para estructuras expuestas al fuego es la aplicación de geopolímeros, ya que, como menciona Dhanbal [12], mejoran las condiciones térmicas en comparación con los morteros tradicionales. El ferrogeopolímero de 230 mm x 230 mm, muestra una resistencia superior a un 1,2 % mayor que la del ferrocemento convencional. Se tuvo en cuenta la fracción de volumen de 1.5%, 1.8% y 2.1%. Sin embargo, se observa que la resistencia a la flexión disminuye a medida que aumenta la temperatura. Este material también presenta un cambio de color tras la exposición al fuego y una pérdida de peso no significativa, que varía hasta 300 gramos. Adicionalmente, la comparativa entre el mortero de geopolímeros y el ferrocemento convencional expuestos a temperaturas de hasta 900 °C, donde el primero, con una concentración óptima de hidróxido de sodio, mostró una resistencia a la compresión superior y una resistencia residual al fuego casi un 59,2 % mayor.

Finalmente, la aplicación de sistemas de protección pasiva, entre los cuales resaltan los morteros a base de yeso. Dado que los elementos de acero estructural, al ser sometidos a elevadas temperaturas durante períodos prolongados, experimentan una disminución en sus propiedades mecánicas. La incorporación de vermiculita en estos morteros proporciona un material ignífugo que mejora significativamente su rendimiento frente al fuego, reduciendo así la afectación estructural. Adicionalmente demuestra 3 % de vermiculita optimiza las propiedades térmicas y mecánicas de los morteros, lo que contribuye a la estabilidad de la estructura y extiende el tiempo de evacuación en situaciones de incendio, evidenciando la necesidad de continuar con pruebas que optimicen la dispersión de nano y micro partículas de sílice [13] [14].

III. OBJETIVOS

A. OBJETIVO GENERAL

Realizar la evaluación de la capacidad estructural resistente al fuego de los elementos de la estructura del bloque 1 de la empresa “MIKROCARTÓN” ubicada en la ciudad de Ambato.

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1) Realizar el levantamiento geométrico de los elementos estructurales.
2) Evaluar a los elementos estructurales mediante un análisis lineal.
3) Evaluar la resistencia al fuego de la estructura para las normas actuales y examinar la necesidad de colocar un sistema de protección de resistencia al fuego en caso de ser necesario.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA.

Para el desarrollo de esta investigación se organizó las actividades en tres fases para su cumplimiento. La metodología propuesta se desarrolló mediante métodos analíticos y experimentales, en donde preliminarmente se determinó una estructura de almacenamiento industrial. Seguido de la Fase 1, donde se recopiló la información técnica del levantamiento geométrico de la estructura mediante una metodología cuantitativa. Posteriormente mediante un método analítico se sostuvo un análisis estático con cargas de normativa nacional mediante software ingenieril. Finalmente se propuso elementos y sistemas de protección que ayuden a obtener un tiempo de evacuación de la estructura en condición de incendio.

IV. EQUIPOS Y MATERIALES

En primera instancia, para el cumplimiento del objetivo de la investigación propuesta, se empleó diversos materiales y herramientas especializadas. En cuanto a lo correspondiente por la Fase 1. Levantamiento geométrico se utilizaron equipos como: flexómetro (Marca: STANLEY, Modelo: 5MT TOUGH CASE) el cual permitió tomar medidas lineales de manera precisa en interiores, calibrador pie de rey (Marca: Truper, Modelo: vernier analógico 6" acero) enfocado principalmente en medidas cortas con unidades de milímetros hasta centímetros, adicionalmente un distanciómetro láser (Marca: MILESEEY con modelo S6 S660M) mismo que permitió conseguir ágilmente distancias largas hasta 60 metros en interiores por su laser rojo, finalmente un se aplicó un nivel láser (Marca: DeWalt con modelo Dw088K) el mismo que fue aplicado para trazar líneas de referencia que sirvan de apoyo para que el distanciómetro disminuya su sesgo, enfocados principalmente a nivel de cubierta.

Por otra parte, en la Fase 2. Análisis lineal de la estructura, se requirió el uso de un computador portátil (Marca: ACER modelo: NITRO 5, que cuenta con un sistema operativo Windows 11 Home, en conjunto con un procesador I7-12700H, tarjeta gráfica RTX 3050 4GB y 24 GB de RAM), el mismo que posee programas de software ingenieril como AutoCAD 2024 y programas de modelado estructural, los cuales facilitaron la aplicación herramientas de análisis estático de estructuras con modelos computacionales.

Finalmente, en la Fase 3. Evaluación al fuego de miembros estructurales, no se requirió el uso de herramientas dado que la información se encuentro recopilada mediante normativas nacionales e internacionales.

V. MÉTODOS

A. Fase 1: Levantamiento Geométrico

En un principio mediante una metodología experimental con medición objetiva logró aplicar técnicas de recopilación de datos, con lo cual se extrajo la información del lugar, donde resaltan los datos sobre el tipo de suelo característico del sector, la zonificación sísmica, la utilidad de la edificación. Adicionalmente la toma de medidas de elementos estructurales, tales como cordón superior de vigas y columnas, con su respectiva configuración de entramado, donde se consultaron características físicas del material como el tipo de acero y soportes, los cuales que se aplicaron para configurar las características y fuerzas colocadas a la estructura en un software ingenieril [15].

1) Columnas

Tomando como punto de partida a la columna, con ayuda de cinta métrica y distanciómetro de precisión, se tomó la longitud desde cada cara de columna para conocer la distancia entre ejes de profundidad, mientras que para la longitud se optó por tomar medidas de pared a pared como se aprecia en la figura 1. Mientras que para conocer la separación del entramado de la columna se utilizó el flexómetro, adicionalmente, con la ayuda del calibrador se logró tomar el espesor de los perfiles, además de sus propiedades geométricas.



Fig. 1. Medición de ancho de estructura

2) Vigas

De la misma manera, se obtuvo la información de vigas, mismas que al encontrarse a una altura considerable como se observa en la figura 2, se aplicó un nivel láser que proporcionó líneas de guía para tomar con rectitud las distancias con un distanciómetro, consecuentemente se trazó la distancia en planta de las longitudes mencionadas, y mediante

el flexómetro se midió la distancia entre elementos, adicionalmente, mediante una escalera, se logró ascender hasta los elementos de viga, donde se corroboró que el espesor de las secciones estructurales sean similares a las medidas en columnas.



Fig. 2. Entramado de viga.

3) Nivel de cubierta

Finalmente, para tomar en cuenta las inclinaciones de la cubierta, se utilizó el nivel laser, en dos alturas diferentes, mientras que con ayuda del distanciómetro láser se calculó las distancias desde un plano referencial y se obtuvo su inclinación, de la misma manera, con una escalera, se obtuvieron las propiedades geométricas de las correas de cubierta, y su distancia.

B. Fase 2: Análisis lineal de la estructura

En segunda instancia, se aplicó una metodología analítica, donde se utilizó la información obtenida a través del levantamiento geométrico, integrando también los conceptos de análisis estructural. Para el cumplimiento de la fase 2, mediante la aplicación de la metodología se realizó un análisis estático lineal donde se logró calcular las deformaciones unitarias máximas, tensiones provocadas por cargas aplicadas sobre la estructura, donde intervinieron carga muerta, viva, sobrecarga de cubierta, carga por viento y empuje sísmico estático. En este análisis, se asumió que las cargas actuaban de manera gradual, en proporción a la deformación de la estructura, lo que permitió evaluar su comportamiento de forma precisa. Adicionalmente brindó la posibilidad de verificar si la estructura se encontraba en condiciones adecuadas antes de someterla a una evaluación más exigente, como el análisis bajo fuego. Dado que la misma presentó falencias estructurales se propuso un reforzamiento estructural, lo que permitió una mejora que garantizó su seguridad y estabilidad ante las condiciones previstas.

1) *Dibujo de secciones*

En primera instancia, con la información obtenida en la fase anterior, se logró realizar una correlación detallada de los datos, permitiendo comprobar la adecuación y el dimensionamiento de las secciones de columnas, vigas y correas, así como el entramado estructural en su conjunto tal como se encuentra la estructura. Este proceso de verificación aseguró que todos los elementos estructurales cumplían con los criterios de diseño y las especificaciones técnicas establecidas. Además, se utilizó la aplicación AutoCAD 2024 para dibujar a escala las secciones de columnas y vigas, reflejando con precisión tanto las dimensiones, las alturas y la inclinación de la cubierta tal como se muestra en la figura 3. Se mantuvo la idea conceptual original, asegurando que los elementos visualizados en el plano correspondieran al diseño estructural previsto.

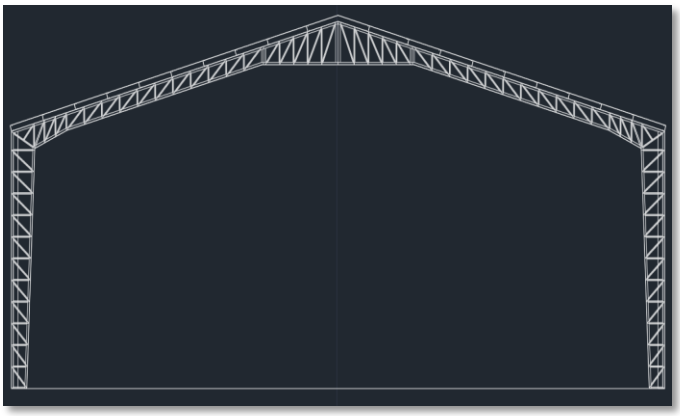


Fig. 3. Dibujo de secciones en AutoCAD.

2) *Software ingenieril para análisis lineal.*

Consecuentemente, para el análisis lineal de la estructura, se importó el dibujo realizado en AutoCAD 2024 a una aplicación especializada. Primero, se configuraron las unidades del programa de origen para asegurar la correcta interpretación de las dimensiones. Además, se utilizó el modelo de estructura alámbrica, el cual priorizaba la correcta conexión entre los diferentes elementos estructurales. Tras realizar estas configuraciones, se preparó el dibujo para su exportación en formato .dxf, compatible con el software de análisis utilizado. Del mismo modo que en los pasos anteriores, se ajustó la aplicación con las unidades previamente establecidas en el dibujo original, se seleccionaron las capas correspondientes y se procedió a la importación del pórtico en el software de destino.

Tras completar la importación del dibujo en estructura alámbrica, se procedió a configurar la vista, asegurándose de que el pórtico importado estuviera correctamente alineado con las longitudes y alturas requeridas. Posteriormente, se configuraron las propiedades geométricas de la estructura, donde se definieron los materiales y las secciones estructurales correspondientes a los perfiles necesarios. A continuación, se organizó el trabajo en grupos, lo que facilitó tanto la selección de elementos como la asignación de las cargas establecidas. Seguidamente, se asignaron las secciones y grupos a cada elemento importado, replicando esta configuración según los niveles y distancias determinados en el levantamiento geométrico.

Se prestó especial atención a replicar las configuraciones iniciales, ajustando los ejes locales según lo requerido. Además, se diseñaron las correas, considerando que debían presentar momentos relajados y colocarse de acuerdo con la inclinación de la cubierta. Finalmente, se añadieron elementos tipo membrana con el espesor y propiedades adecuadas para la cubierta. Tal resultado se muestra en la figura 4, donde se observa la disposición de los elementos y su configuración estructural. La metodología de asignación de cargas se basó en distribuir las cargas en la cubierta, de modo que estas se transmitieran hacia las correas según el área tributaria y la influencia de cada una.

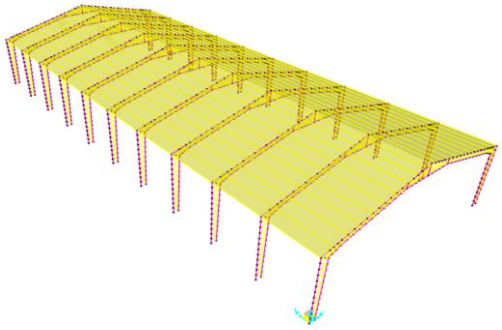


Fig. 4. Vista 3D de estructura en software ingenieril.

3) Análisis de cargas

En cuanto a las cargas aplicadas en el análisis lineal de la estructura, se consideraron diversos tipos de fuerzas que influyen en el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones. Estas incluyen la carga muerta, correspondiente al peso propio de los elementos estructurales, en la cual el software ingenieril analizó mediante el peso ejercido por sus características geométricas y densidad, adicionalmente se consideró la sobrecarga permanente de cubierta actuante en la estructural, para la cual se tomó en consideración el peso de la cubierta y las instalaciones concebidas en la estructura.

Tomando en cuenta el procedimiento de áreas tributarias se estableció la carga viva, según los coeficientes establecidos en la NEC Cargas No Sísmicas; cargas uniformes y/o concentradas, de la cual se menciona a la clasificación de cubiertas del capítulo 4.2. [16].

De la misma manera se consideró a la carga por empuje de viento, en la cual se simuló la presión ejercida por la densidad, la velocidad del viento. De la misma manera, se considera un factor de corrección "σ" que disminuye la velocidad máxima del viento de acuerdo con las obstrucciones y zonas edificadas en el sector y velocidad, obtenido a través de los coeficientes de acuerdo con características topográficas de la NEC Cargas No Sísmicas de la sección 3.2.4. [16].

Finalmente, se consideró el coeficiente para corrientes de aire por "barlovento y sotavento", mismas que se consideraron de acuerdo con los coeficientes proporcionados por la NEC Cargas No Sísmicas en la determinación de los factores de forma Cf, que muestra el valor de coeficiente de acuerdo con el tipo de sección estructural [16].

En cuanto al cálculo para la carga sísmica estática se realizó un análisis detallado de la zonificación sísmica del Ecuador, donde se tomó como eje de partida la ubicación de la estructura, misma que de acuerdo con la NEC especificada por la figura 5, muestra la clasificación nacional, ubicando a la zona de Tungurahua , lo que se convalidó de acuerdo con la microzonificación sísmica en el cantón con un tipo de suelo D para el sector sur de la ciudad [17]. Con lo cual se encontró los fatores sísmicos restantes para el tipo de suelo de acuerdo con el factor Z proporcionado por la NEC Peligro Sisimico sección 10.2. [18]

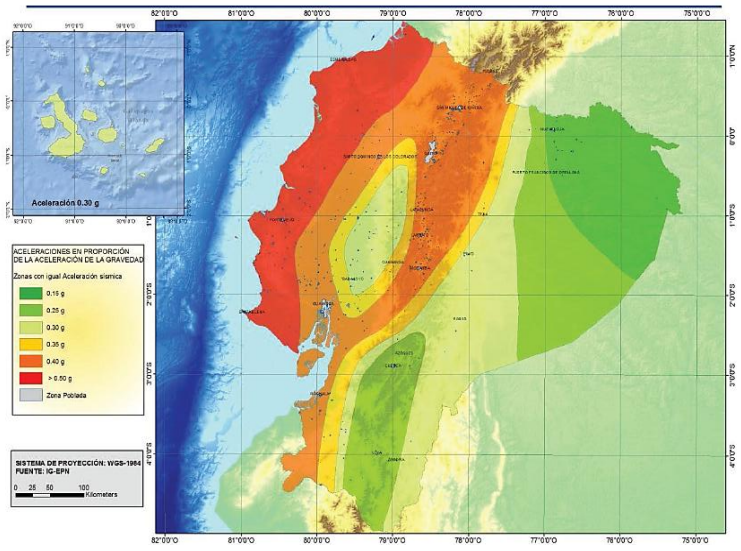


Fig. 5. Zonificación nacional de acuerdo con riesgo sísmico *[18]*

De manera similar, el factor de respuesta sísmica para el suelo (Fa) se obtuvo en función del tipo de suelo sobre el cual se encuentra asentada la estructura y del factor de zonificación sísmica correspondiente, lo mismo ocurre con los factores Fd y Fs, los cuales se encuentran definidos en la NEC Peligro Sísmico sección 3.2.2, misma que se correlacionó con la información del tipo de suelo, lo que permitió determinar el factor utilizado para delimitar la fuerza horizontal actuante sobre la estructura. Este análisis, se consideró la relación del coeficiente de zonificación sísmica, que establece una base para calcular las acciones sísmicas de diseño, asegurando así que se contemple la influencia del tipo de suelo en la respuesta estructural [17].

De la misma manera, de acuerdo con las especificaciones técnicas proporcionadas en la NEC Peligro Sísmico sección 3.1.2., se obtuvo el coeficiente de amplificación espectral (η), el cual especifica la aceleración sísmica mediante una probabilidad de un periodo de retorno equivalente a 475 años, dando como resultado la aplicación del coeficiente del proyecto para provincias de la sierra [17].

Consecuentemente, se obtuvo el coeficiente (Sa), para el cual fue necesario los parámetros Fa, Z y η tratados anteriormente, dado que al tratar la estructura como flexible, se ajustaron los cálculos para que las cargas sísmicas se distribuyan de manera segura, logrando así mantener en la zona de periodo fundamental según la figura 6. Posteriormente, al incrementarse el período de vibración, se identificaron dos puntos clave: Tc y To, los cuales representan los límites del periodo fundamental de la estructura. Además, se debe considerar el periodo de vibración T, misma que se fundamenta en la altura de la edificación y las características de restricción, adicionalmente tomando en consideración coeficientes del tipo de edificación, tales factores fueron obtenidos a partir de los lineamientos de la normativa nacional NEC [18].

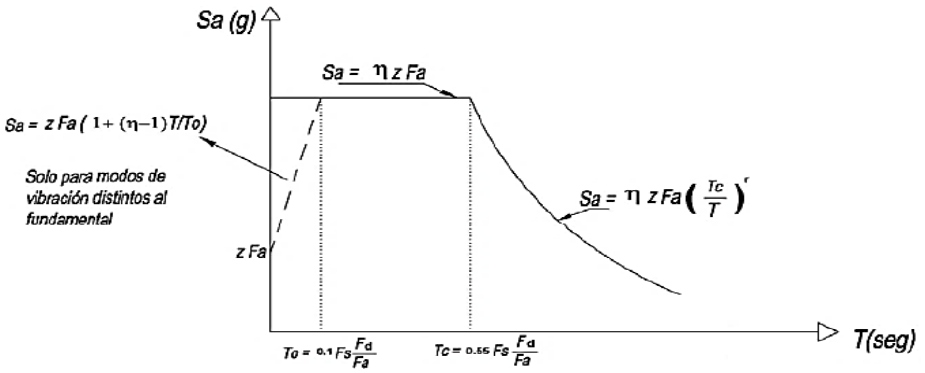


Fig. 6. Esquema de Pseudo-aceleración *[18]*

A continuación, de acuerdo con la normativa nacional NEC se calculó el factor de fuerza sísmica o cortante basal, para la cual se requiere un factor de corrección para configuración en planta y elevación, además del factor de importancia mismo que se lo estima de acuerdo con la categoría y ocupación de la estructura estipulado en la sección 4.1 de la NEC Peligro Sísmico, de la misma manera, según la sección 9.3.7. el coeficiente de reducción sísmica de acuerdo al tipo de estructura, considerando que la categoría general es naves industriales con perfiles de acero[18].

4) Combinaciones de carga

En el análisis estructural, se emplearon las combinaciones de carga, considerando la carga muerta, carga viva, carga de viento y carga sísmica estática. Las cuales permitieron evaluar el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones extremas, que garantizaron evaluar la resistencia ante situaciones de esfuerzo simultáneo, tales combinaciones fueron especificadas de acuerdo con la sección 3.4.3 de la NEC Cargas No Sísmicas [16].

5) Reforzamiento estructural

Tomando en cuenta las cargas planteadas se determinó que la estructura original no era suficientemente capaz de soportar los esfuerzos finales, lo que hizo necesario implementar un sistema de refuerzo estructural. En estos casos se verificó los elementos más críticos que no superen la capacidad de carga, principalmente en el nivel de la cubierta, donde se propuso la instalación de elementos adicionales para limitar las deformaciones excesivas y mejorar la rigidez global como tensores entre correas. Asimismo, se reforzaron las columnas mediante la incorporación de perfiles que trabajaran en conjunto con los existentes, garantizando un mejor desempeño estructural.

Posteriormente, se incluyeron tensores en puntos estratégicos para redistribuir los esfuerzos y asegurar un comportamiento más eficiente bajo las condiciones de carga, aumentando rigidez global a la estructura disminuyendo las deformaciones influenciadas por el sismo de diseño aplicado. Su ubicación y diseño fueron evaluados mediante análisis detallados, garantizando su efectividad y cumplimiento con los parámetros normativos, lo que resultó en un sistema más estable y seguro frente a las demandas sísmicas consideradas.

6) Análisis lineal

Finalmente se llevó a cabo un análisis lineal de la nave industrial utilizando el espectro sísmico, asegurando que el período de vibración se encontrara en el rango donde los modos de vibrar cumplieran con los desplazamientos máximos en UX, UY y las rotaciones en RX. Además, se consideraron los modos más significativos en la respuesta total y la acumulación de masa modal. Al igual que se verificaron las derivas, comprobando que los desplazamientos laterales en cada nivel fueran inferiores a los límites establecidos por la NEC Peligro Sísmico en el capítulo 6 [18].

C. Fase 3: Evaluación de la estructura frente al fuego

En esta fase, se aplicó un enfoque evaluativo destinado al análisis del comportamiento estructural frente al fuego, inicialmente considerando la normativa internacional debido al limitado desarrollo de las normativas nacionales en este ámbito. Como punto de partida, se evaluó el tiempo de fuego utilizando las características físicas de la estructura, como área, altura y el enfoque del uso como es el almacenamiento, consecuentemente determinar la curva tiempo-temperatura, misma que para la investigación se optó por aplicar la estipulada en la ISO 834, con la que se permitió modelar la exposición térmica y determinar sus efectos en los perfiles estructurales a un tiempo de exposición. Además, se calcularon propiedades geométricas y de exposición al fuego que permitieron emplear los métodos normativos de reducción de resistencia mecánica los perfiles bajo lineamientos establecidos.

Posteriormente, se verificó la capacidad resistente de los perfiles, considerando tanto la degradación térmica de sus propiedades mecánicas como los efectos de momentos flectores y cargas axiales. Mismos coeficientes que se colocaron en el software ingenieril, en el cual no llegaron a cumplir el tiempo estimado, por lo cual se presentó una propuesta de protección pasiva que incluyó materiales ignífugos y recubrimientos especializados, detallando su aplicación térmica para mejorar la seguridad estructural frente al fuego, para lo cual se trabajó con un método de perfiles protegido. Finalmente, se llevó a cabo una comparativa del diseño óptimo con el objetivo de verificar si la capacidad de carga de los perfiles se encuentra dentro de rangos aceptables, validando así los resultados obtenidos mediante cálculos manuales y simulaciones en software especializado.

1) Evaluación del tiempo de fuego

Para el análisis de la afectación del fuego en la estructura se requirió la evaluación del tiempo de resistencia estructural, mismo que depende de ciertos factores físicos de la estructura como también elementos presentes en la misma, de igual forma los elementos de protección instalados. Específicamente las condiciones de precaución estructural de acuerdo con normativas internacionales, además de la accesibilidad a los edificios y los medios de egreso, mismas que deben permitir desalojar a los ocupantes con una circulación continua hacia un punto de encuentro. De acuerdo con RSCIEI se estableció el tipo de establecimiento de acuerdo con sus características fundamentales que son: su configuración y ubicación con su entorno, además de su nivel de riesgo intrínseco [19], [20].

2) Caracterización por su configuración y ubicación con su entorno

De acuerdo con lo establecido por RSCIEI en el anexo I, se categorizó a la estructura de acuerdo con los factores físicos, configuración estructural y tipo de edificaciones adosadas. Tomando en consideración que si la estructura investigada posee edificaciones colindantes, cubierta independiente, tomando en cuenta que su posible colapso estructural no perjudica el normal funcionamiento de las estructuras adosadas [20], [21], [22].

3) Caracterización por su nivel de riesgo intrínseco

Del mismo modo, con el fin de estimar una posible afectación por la carga de fuego se consideró la propuesta del RSCIEI para categorizar el nivel de riesgo intrínseco de la estructura, se considera el espacio de incendio a todo el edificio cerrado, tomando en consideración a los elementos estructurales de su perímetro, las características físicas del material, además de su espacio y el destino de aplicación de la misma ya sea fabricación y venta o almacenamiento [20], [21].

Tomando en cuenta el método de cálculo para actividades de almacenamiento, se determinó la densidad de carga por depósito, para lo que se consideraron valores de densidad de carga de fuego de acuerdo a la clasificación de la ocupación que la RSCIEI propone coeficientes estipulados en la tabla 1.1 del anexo 1, para el factor de corrección por el grado de peligrosidad por combustibilidad, al igual que la tabla 1.2 del anexo 1 que establece los valores para el poder calorífico del material y coeficiente de corrección para el grado de peligrosidad por activación. Tomando en cuenta además los factores físicos como el área de edificación, ocupación del material y su altura en pilas.

Con el resultado de densidad de carga por los factores de almacenamiento se comparó con los rangos establecidos por el RSCIEI en la tabla I que permite categorizar el riesgo de incendio de acuerdo con las características físicas y químicas del material. [20], [21].

Mediante el nivel de riesgo intrínseco categorizado, y con el tipo de estructura se corroboró que, con los lineamientos en el RSCIEI, se estableció categorizar a la estructura de acuerdo con la clasificación propuesta para los edificios de una sola planta pertenecientes naves industriales, se consideró un tiempo de fuego de acuerdo con lo establecido en la tabla II. [20], [21].

4) Curva tiempo temperatura

Posteriormente, con el tiempo de resistencia al fuego previamente obtenido, se procedió a realizar una simulación teórica detallada del comportamiento térmico del perfil estructural al ser expuesto a altas temperaturas. Para ello, se utilizaron curvas estandarizadas tiempo-temperatura, las cuales permiten modelar de manera precisa la relación entre la variación de la temperatura y el tiempo durante un incendio.

Estas curvas fueron calculadas considerando los parámetros normativos establecidos y reflejan el aumento progresivo de la temperatura en función de condiciones controladas de exposición al fuego. En este caso particular, para garantizar la coherencia y validez técnica de los resultados, se empleó la curva tiempo-temperatura estipulada por la normativa ISO 834, la cual se evidencia su forma característica en el figura 7 [3] [23].

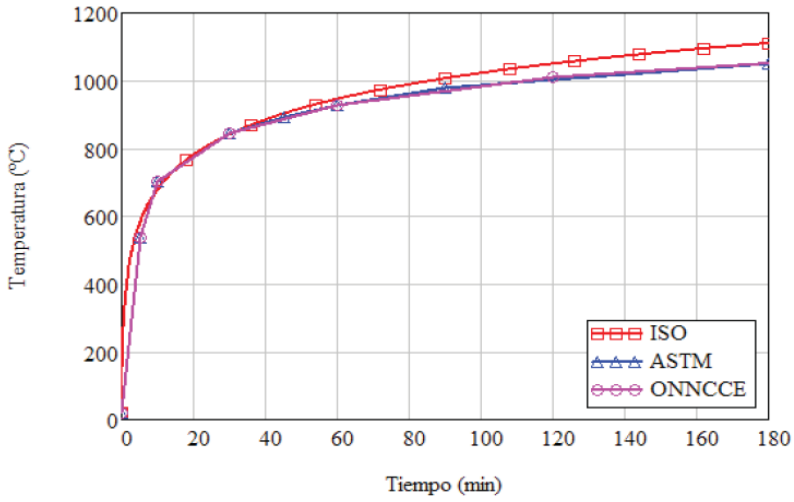


Fig. 7. Comparación de Curvas estandarizadas Tiempo-Temperatura. [3]

5) Método para calentar el perfil

Como parte final de la investigación, se presenta un método manual de cálculo, en el cual intervienen fórmulas empíricas para el cálculo de elementos expuestos a fuego de manera individual y su relación con las cargas aplicadas a nivel global de la estructura, asumiendo que el elemento estructural tendrá una temperatura uniforme en su sección.

El método aplicado es el proporcionado por los lineamientos del Eurocodigo y estipulado en el libro "Structural design for fire safety", donde fundamenta su principio en que el calor eleva la temperatura del elemento en un intervalo de tiempo de manera uniforme, para lo que requiere factores esenciales como densidad del material, variación del tiempo, coeficiente de Stefan-Boltzmann, emisividad resultante del acero, temperatura ambiente basada en la curva Tiempo-Temperatura ISO 834, al igual que propiedades térmicas del material acero A36. De la misma manera se consideró propiedades geométricas de la sección [24].

6) Factor de sección

Uno de los aspectos clave para el desarrollo de los cálculos es el factor de sección, que es una característica que depende de la relación entre el área de la sección expuesta al fuego y su volumen. Se calculó mediante el perímetro geométrico del perfil para un medio no protegido en relación con el área, o a su vez es la relación del área entre la mitad del espesor promedio, mientras que para las secciones con un sistema de protección se debe considerar su configuración aplicada, es decir tomar en cuenta las dimensiones de la cara de elemento estructural expuesta directamente al fuego, el cual incide en su perímetro expuesto con el sistema de protección entre el área de exposición tal como lo muestra la figura 8. [24] [25].

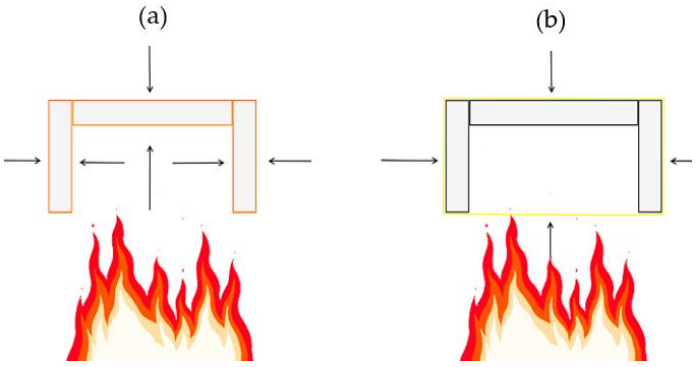


Fig. 8. Esquematización de perfil ante fuego: (a) Medio no protegido; (b) Medio no protegido.

7) Verificación de la resistencia

Con la temperatura máxima obtenida a cierto tiempo mediante el método de cálculo manual se realizó la verificación y cálculo de la resistencia mediante de reducción de propiedades mecánicas del material, principalmente módulo de elasticidad y el límite de fluencia del acero, mismos que reducen progresivamente con el aumento de la temperatura desde los 200°C tal como se observa en la figura 9, Con lo que se permitió obtener los parámetros mecánicos para el cálculo de la capacidad de carga axial y flector del perfil a un tiempo de exposición de fuego [26].

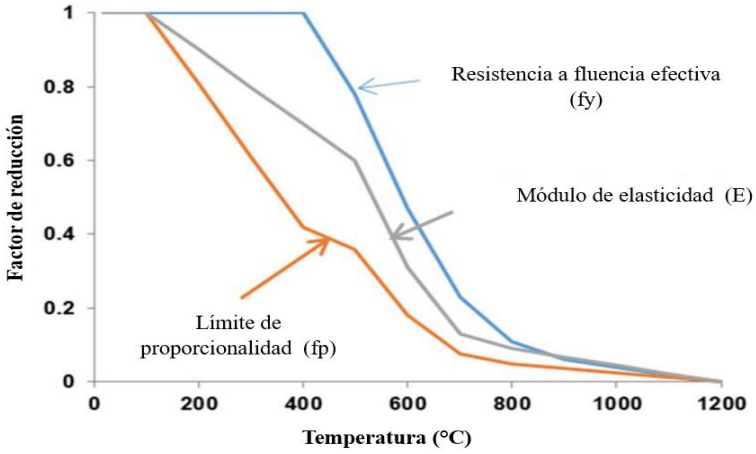


Fig. 9. Factor de reducción de propiedades mecánicas del acero [27].

8) Cálculo de estructuras metálicas

Posteriormente se realizó un análisis de los elementos estructurales obteniendo así su capacidad máxima resistente. En primera instancia se aplicó la reducción a las propiedades mecánicas del material, consecuentemente se calcularon las propiedades geométricas de las secciones como área, inercia y módulo plástico, mismas que sirvieron para clasificar los perfiles de acuerdo con la normativa AISC 360-16, de acuerdo con las siguientes características: compacto, no compacto y esbelto de acuerdo condiciones a compresión y flexión de acuerdo con la tabla b4.1b de la normativa [28].

Mediante las características previamente calculadas, se aplicaron las fórmulas correspondientes al caso individual de cada perfil de acuerdo con las especificaciones de la AISC 360 de acuerdo con los capítulos E y F, de donde se siguieron los lineamientos para determinar capacidades de carga última de cada sección. Las capacidades últimas de carga se compararon con las cargas actuantes derivadas de la combinación de carga crítica para fuego especificadas por el software ingenieril [28].

Finalmente se corroboró los cálculos manuales realizados con los resultados obtenidos en el software ingenieril tomando en consideración la evaluación elementos tipo como columna, cordón de viga y correa de cubierta.

9) Sistema de protección

Mediante la evaluación manual de la capacidad estructural frente a temperaturas de fuego, se observó que las secciones estructurales no fueron capaces de mantener su capacidad de carga última, lo que resultó en una pérdida significativa de resistencia debido a la degradación térmica de los materiales. Este comportamiento puso de manifiesto que, a medida que la temperatura aumentaba, las propiedades mecánicas del acero, como el módulo de elasticidad y el límite de fluencia, se reducían progresivamente, lo que comprometía la estabilidad de la estructura. Como consecuencia de este análisis, se concluyó que la estructura requería medidas adicionales para asegurar su resistencia frente a exposiciones prolongadas al fuego. De este modo, se consideró la incorporación de sistemas de protección pasiva contra incendios, como recubrimientos ignífugos, que ayudan a aislar las secciones estructurales del calor, retrasando el aumento de la temperatura interna del material y prolongando su capacidad para soportar cargas [21].

Panel de Gypsum

El gypsum tipo Resistente al Fuego, posee características ignifugas eficaces, mismas que son excelentes para la protección de elementos estructurales, dado que disminuyen la conducción térmica del fuego reduciendo los efectos negativos de propiedades mecánicas del material. Entre sus ventajas esta la resistencia al fuego, dado que al ser un material ignifugo actúa como protección de propagación de llamas hacia los elementos metálicos, además de su versatilidad de aplicación, que al ser un material ligero se lo puede colocar en diversos sistemas estructurales incluyendo secciones de cubierta [29], [30]. La producción nacional recomienda espesores de 12.7 mm y 15.9 mm para garantizar la resistencia al fuego de 30, 60 y hasta 90 minutos de acuerdo con un análisis térmico [31].

Adicionalmente, el libro “Structural Design for Fire Safety” en la tabla 6.2 se provee factores de conductividad térmica, densidad y calor especifico del material de protección. Con lo que se calculó el factor de sección para medio protegido y consecuentemente la nueva aplicación de la metodología de cálculo con la resistencia obtenida cumpliendo con la evaluación óptima de la capacidad estructural [24].

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

I. ANÁLISIS RESULTADOS

En el siguiente apartado se detallan los resultados obtenidos en cada fase, los cuales presentan dimensiones de elementos estructurales, aplicación de normativa vigente para cálculo estructural y análisis estructural contra el fuego.

A. Fase 1: Levantamiento Geométrico y recolección de datos

A continuación, se detallará la descripción de las secciones obtenidas en los elementos estructurales principales: columnas, vigas, cubierta, correas y entramado. Esta información se ha recopilado y analizado de acuerdo con el levantamiento geométrico previamente realizado.

1) Columnas

En cuanto a las columnas tal como se observa en la figura 10, se obtuvo dimensiones correspondientes a cordón superior e inferior, para el cual se encontró un perfil C 150X50X3 mm. Adicionalmente para el diseño de entramado de columna, presentó un doble perfil angular 30X30X4 mm, perfectamente acoplado al cordón.

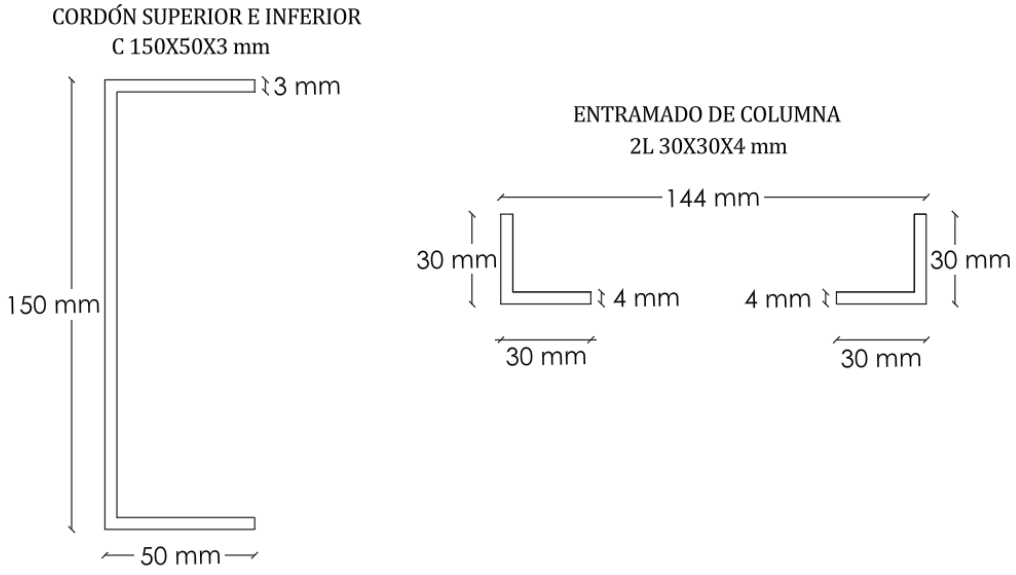


Fig. 10. Detalle de sección y entramado de columna.

2) Vigas

De la misma manera, tal como se muestra en la figura 11, las dimensiones correspondientes a la sección de elementos viga pertenecen a un perfil C 150X50X3 mm, mientras que posee un entramado superior con dos ángulos de 30X30X4 mm, sin embargo, como se puede observar en la figura 12, también se consideró elementos de unión en puntos críticos de la estructura, los cuales se encuentran distribuidos como se observa en la figura 15, y poseen dimensiones de un perfil angular de 60X60X8 mm y un canal C de 60X30X4 mm.

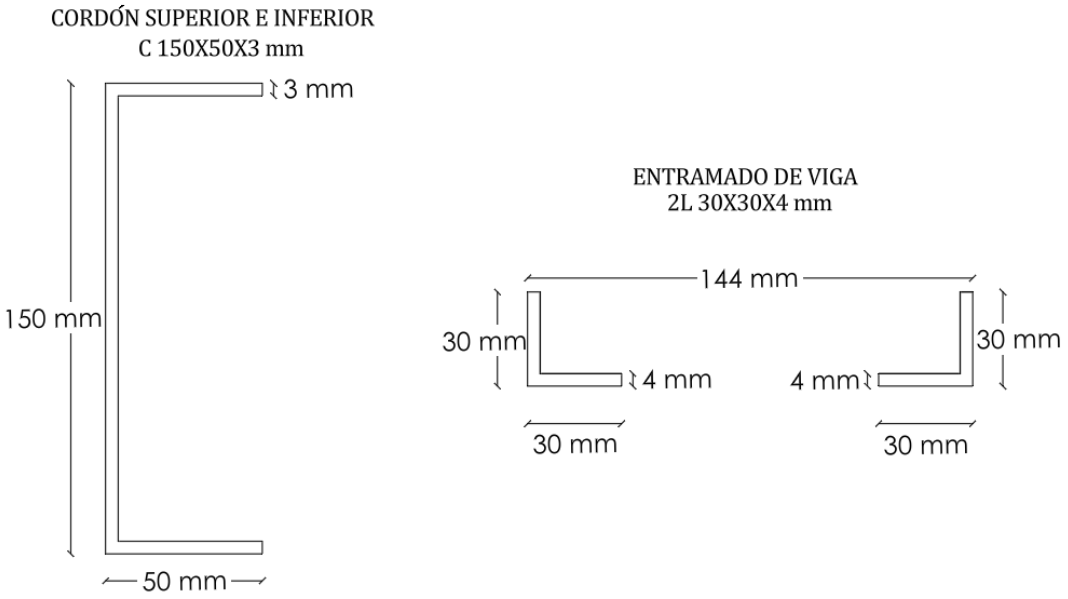


Fig. 11. Detalle de sección y entramado de viga.

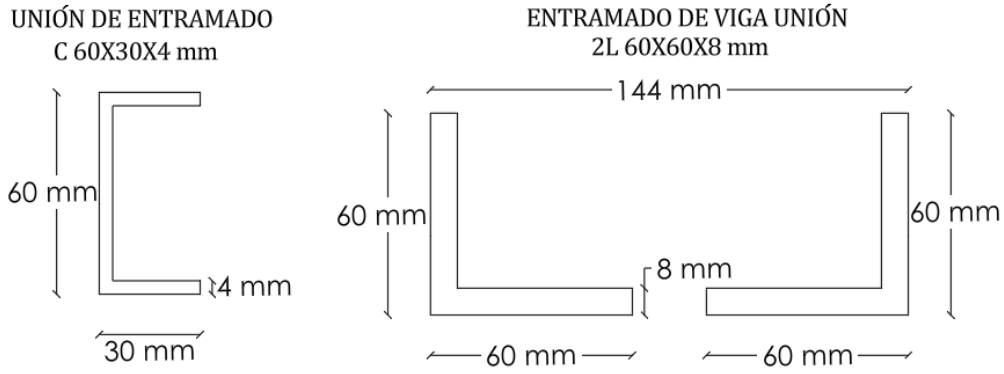


Fig. 12. Detalle de sección y entramado de unión vigas.

3) Nivel de cubierta

Finalmente, se obtuvo las dimensiones correspondientes a las secciones estructurales de cubierta, misma que posee un espesor de 0.4 mm con una geometría mostrada en la figura 13, adicionalmente la sección estructural de la correa, misma que como se observa en la figura 14, posee dimensiones de C 125X50X4 mm.

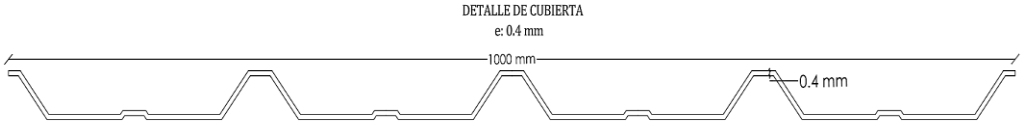


Fig. 13. Detalle de plancha de cubierta.

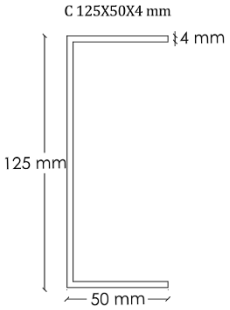


Fig. 14. Detalle de sección de correa.

A continuación, en la figura 15, se presenta la distribución de los elementos estructurales, con sus ubicaciones.

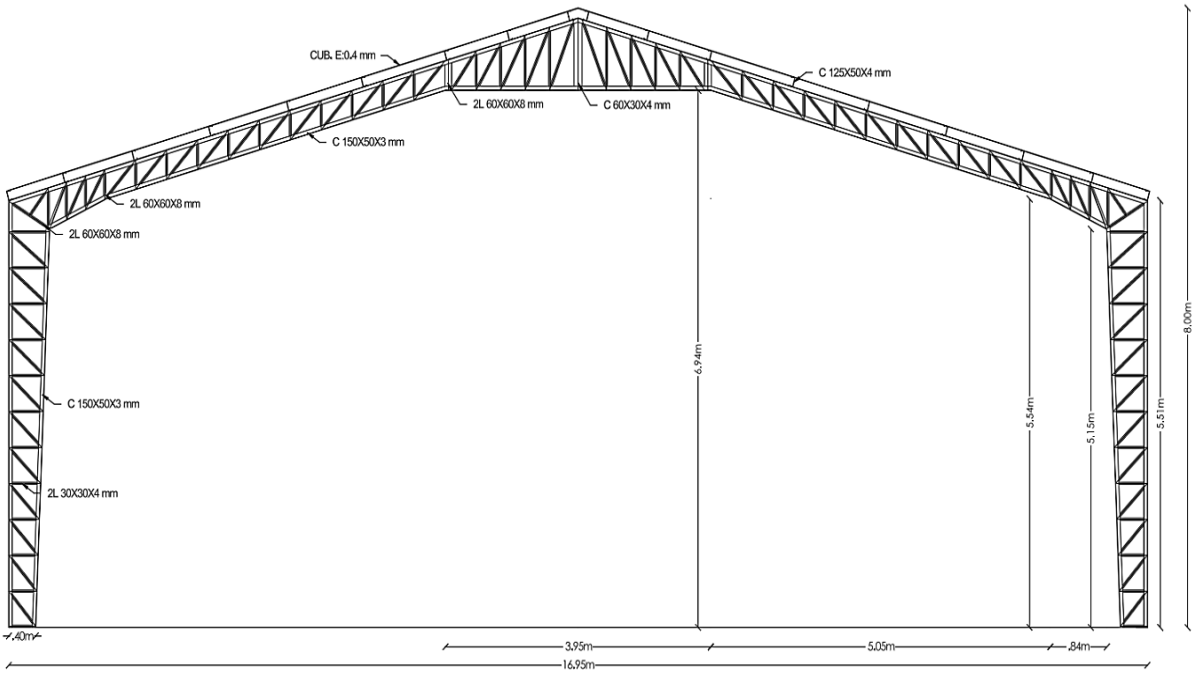


Fig. 15. Distribución esquemática de elementos estructurales.

B. Fase 2: Análisis lineal de la estructura

Seguido de la representación de medidas y secciones estructurales en AUTOCAD, se exportó el archivo en formato dxf. y se lo importó con una sola capa en el software ingenieril, donde se representaron las separaciones entre pórticos, altura y niveles, dando así la estructura completa y lista para su análisis estructura.

En cuanto al análisis lineal de la estructura, se requiere la inserción de fuerzas que simulen esfuerzos actuantes en la estructura, donde primordialmente se encuentra la carga muerta y sobrecarga permanente de estructura, carga viva, carga de viento y coeficientes sísmicos.

1) Carga muerta y sobrecarga permanente

En cuanto a la carga que siempre estará presente en la estructura, encontramos que los elementos estructurales incorporados en el software ingenieril, toma en consideración automáticamente la masa participativa de la estructura, sin embargo, es necesario aplicar la sobrecarga permanente de la cubierta, donde resaltan elementos como instalaciones eléctricas, sistemas contra incendio y luminarias. Para la inclusión de esta carga, se tomó como referencia el método de zona de influencia, misma que aplica la carga de acuerdo con el área de transferencia que posee cada sección de correa, y se dictaminó de acuerdo con como se muestra en la ecuación 1.

$$q_u = \frac{Q * A_T}{L_l} \tag{1}$$

Donde,

q_u	Carga por sobrecarga permanente
Q	Carga permanente
A_T	Área de transferencia
L_l	Longitud de carga

$$\boldsymbol{q_u} = \frac{15\ kg/m^2 * 4.8m^2}{4\ ml} = 18\frac{kg}{ml}$$

2) Carga viva

Considerando el procedimiento de áreas tributarias, se aplicó la carga viva correspondiente, según los valores de cargas uniformes y/o concentradas de acuerdo con la ocupación o los usos de la categoría de cubierta, obtenida de la NEC Cargas No Sísmicas sección 4.2, se reconoció un valor de 0.70 kN/m², equivalente a 70.00 kg/m² [16].

3) Carga de viento

Considerando la presión generada por el empuje del viento, se realizó un análisis detallado de esta carga con el objetivo de simular adecuadamente la fuerza ejercida sobre la estructura, donde se consideró inicialmente la velocidad máxima del viento para su altura, la cual, según la NEC hasta estructuras de 10 metros de altura, su velocidad es 75 km/h o 21 m/s. Adicionalmente, tal magnitud de fuerza se corrigió con el coeficiente σ, de acuerdo con los valores de las características topográficas establecidos en la NEC Cargas No Sísmicas, mismo que depende principalmente de la altura de la estructura, obteniendo un valor de 0.90, al tener una altura máxima de 7.90 metros [16]. En consecuencia, la velocidad corregida del viendo será de 18.90 m/s.

De la misma manera, se consideró los coeficientes para barlovento y sotavento, mismos que difieren en el área de transferencia que representan, de acuerdo con el factor de forma Cf establecidos en la NEC Cargas No Sísmicas, las columnas presentaron un coeficiente de 0.8 al ser superficies verticales de edificios, mientras que, para la cubierta, en barlovento se tomó un valor de 0.3, al igual que 0.6 para sotavento, por la superficie inclinada [16]. Tales coeficientes e información de viento fueron aplicados en la ecuación 2, en la cual se correlaciona las características de velocidad máxima de viento, coeficientes de altura y forma y la densidad del viento que la NEC propone 1.25 Kg/m^3 [16].

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \qquad (2)$$

Donde,

P	Presión de cálculo expresado en Pa (N/m^2)
ρ	Densidad del aire expresada en Kg/m^3
V_b^2	Velocidad corregida del viento
C_e	Coeficiente de entorno/altura
C_f	Coeficiente de forma

Presión de cubierta en barlovento

$$P = 0.50 * 1.25\frac{Kg}{m^3} * \left(18.90\frac{m}{s}\right)^2 * 0.70 * 0.30 \ = 46.88\frac{KN}{m^2} = 4.78\frac{Kg}{m^2}$$

Presión de cubierta en Sotavento

$$P = 0.50 * 1.25\frac{Kg}{m^3} * \left(18.90\frac{m}{s}\right)^2 * 0.70 * -0.60 \ = -93.76\frac{KN}{m^2} = -9.55\frac{Kg}{m^2}$$

Presión de columnas

$$P = 0.50 * 1.25\frac{Kg}{m^3} * \left(18.90\frac{m}{s}\right)^2 * 0.70 * 0.80 = 125.023\frac{KN}{m^2} = 12.74\frac{Kg}{m^2}$$

Finalmente, se consideró que la presión por viento en las columnas se debe distribuir para la altura en metros lineales, para lo cual, se aplicó la ecuación 1, con la cual se calculó los esfuerzos ejercidos para columnas intermedias y esquineras respectivamente. Siendo las columnas intermedias las que más cargas soportan con 50.96 kg por metro lineal, mientras que las esquineras una carga de 25.48 kg metro lineal.

4) Carga sísmica estática

En cuanto a la carga sísmica estática, se tomó en consideración la zonificación del Ecuador, haciendo eje en la ubicación de la estructura, catalogándola según la NEC con un coeficiente Z=0.40 g, al pertenecer a Tungurahua que una de las provincias con alta sismicidad tal como se observa en la figura 5. Consecuentemente, se obtuvo el tipo de suelo del sector, que según la microzonificación sísmica del cantón, se lo determina como tipo D [17]. Lo que conlleva a obtener el coeficiente de factor de respuesta sísmica, que para el factor de respuesta sísmica para el suelo Fa, se tomó un valor de 1.20. Finalizando con la relación de amplificación espectral, misma que en la NEC clasifica de acuerdo con la ubicación geográfica de la estructura con un valor de η =1.48. Mediante dicha información, se calculó la Pseudo-aceleración, tal como se muestra en la Figura 6, para valor equivalente al periodo fundamental de la estructura, la Pseudo-aceleración de da de acuerdo con la ecuación 3 [17].

$$Sa = \eta * z * F_a \qquad (3)$$

Donde,

η	Relación de aceleración espectral y el periodo de retorno
z	Aceleración sísmica
F_a	Factor de respuesta sísmica para el suelo
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$Sa = 2.48 * 0.40\ g * 1.20 = 1.1904$$

Se consideró además que la estructura se encuentre en el del periodo fundamental, tales indicadores son los coeficientes Tc y To, mismos que delimitan el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico y el periodo de vibración para la definición del espectro de respuesta. Para lo cual es necesario los coeficientes de suelo restantes, Fd y Fs, para el factor Fd, con un tipo de suelo D encontramos un factor 1.19, mientras que para Fs, la NEC Peligro Sísmico sección 3.2.2, provee un valor de 1.28 para una zona sísmica Z=0.40 [17].

En cuanto al periodo límite de vibración para la definición del espectro de respuesta en desplazamiento To, se tomó en consideración el coeficiente Fs, Fa y Fd. El cual, de acuerdo con lo establecido por los lineamientos de cálculo de la NEC Peligro sisimico, nos dio un resultado de 0.127s, el cual es el parámetro menor para la definición del espectro. De la misma manera para el periodo límite de vibración para el espectro sisimico elástico se consideraron los mismos coeficientes con la variación que establece la NEC en su cálculo, lo que nos da consigo un valor de 0.698 que delimita el mayor valor de periodo para el espectro [18].

De la misma manera, se calculó el periodo de vibración T, para el cual se consideró una altura de edificación de 7.9 m, adicionalmente coeficientes del tipo de edificación para una estructura de acero $C_t = 0.072\ y\ \alpha = 0.8$. De acuerdo con los lineamientos de la NEC Peligro Sísmico se obtuvo un periodo de 0.376 s. [18].

A partir de los coeficientes enfocados al periodo de vibración To, Tc y T, se obtuvo la información necesaria para graficar el espectro de respuesta elástico estático como se observa en la figura 16. Mismos que sirvieron de verificación de la correcta aplicación del espectro de respuesta elástico de aceleraciones aplicado para el periodo fundamental.

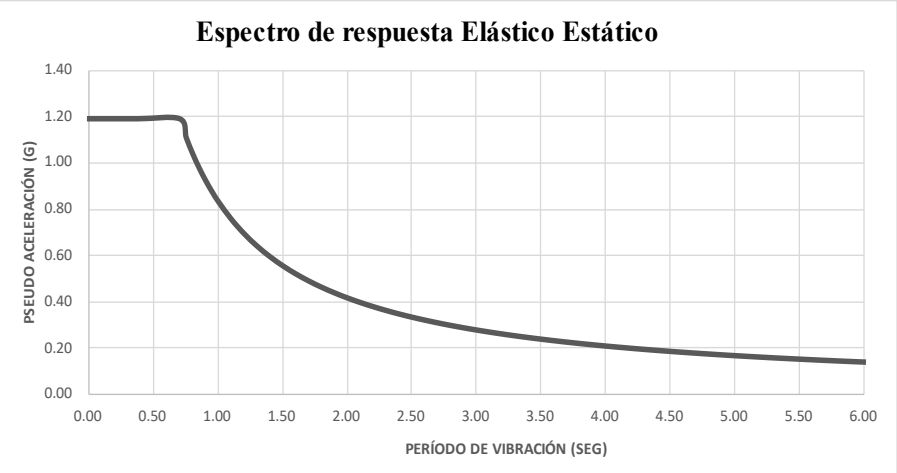


Fig. 16. Espectro de respuesta elástico estático.

Seguidamente, en el software ingenieril se consideró la carga sísmica, misma que se evaluó el concepto de cortante basal de diseño, por lo que de acuerdo los coeficientes de la NEC del Peligro sisimico, capítulo 4, se obtuvo un factor de importancia estructural de acuerdo con la ocupación de la estructura con valor de I=1.0, dado que su finalidad no está en salvaguardar en momentos de emergencia, de la misma manera el coeficiente de reducción sísmica estipulado en el capítulo 9, con un R=3.0, al encontrarse en la categoría de naves industriales con perfiles de acero. Finalmente, no se consideró factor de corrección para configuración en planta y elevación, tales coeficientes son aplicados de acuerdo con lo que dictamina la ecuación 4 [18]. El valor proporcionado por la ecuación se encuentra en función de la carga sísmica reactiva, misma que es proporcionada por el software ingenieril, como masa participativa, donde se considera el peso de la estructura y la sobrecarga permanente.

$$V = \frac{I * S_a(T)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \tag{4}$$

Donde,

$S_a(T)$	Espectro de diseño en aceleración en función del periodo.
$\phi_P * \phi_E$	Coeficientes de configuración en planta y elevación
I	Coeficiente de importancia
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño

$$V = \frac{1.0 * 1.1904 * 1.0}{3.0 * 1.0 * 1.0} * W = 0.396 * W$$

5) Combinaciones de carga

Seguido del análisis de carga, se determinó las combinaciones que más esfuercen a la estructura a un límite de falla, donde se consideraron las siete combinaciones básicas proporcionadas por la NEC Peligro Sísmico en el capítulo 6 [18] , se evaluaron las condiciones extremas que garanticen verificar la correcta disposición de los elementos estructurales. Entre las cargas colocadas, se encuentran carga muerta y sobrecarga permanente, carga viva, carga de viento y empuje sísmico en X y Y.

6) Análisis lineal

Posteriormente, tras aplicar las cargas y combinaciones correspondientes, se procedió a evaluar el comportamiento de la estructura utilizando software de ingeniería especializado. Este análisis incluyó la determinación de las respuestas estructurales bajo diversas condiciones de carga, lo que permitió obtener un panorama detallado del desempeño de cada elemento. Sin embargo, al realizar el chequeo de la capacidad estructural de cada sección, se identificó que la estructura no cumplía con los requisitos mínimos establecidos en los estándares normativos, especialmente en lo relacionado con los rangos permitidos de ocupación estructural.

Este incumplimiento sugiere que algunos elementos podrían estar trabajando fuera de su capacidad óptima, comprometiendo tanto la seguridad como la funcionalidad del sistema estructural diseñado, como se observa en la figura 17 y 18, donde se muestra que al nivel de cubierta existen secciones de correa que sobrepasan el límite de capacidad, al igual que las columnas.

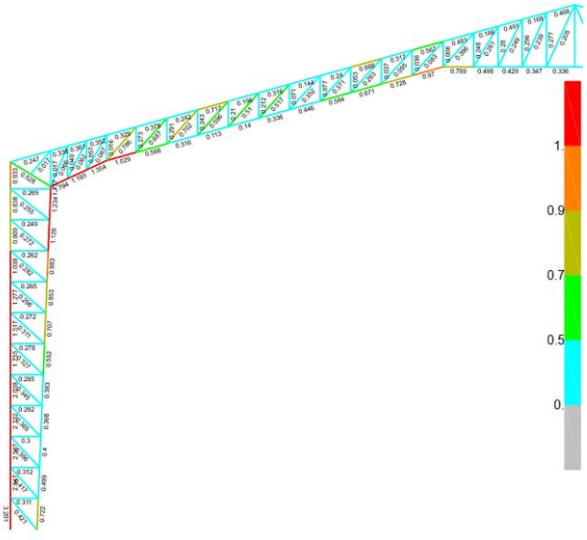


Fig. 17. Capacidad de carga sin reforzamiento.

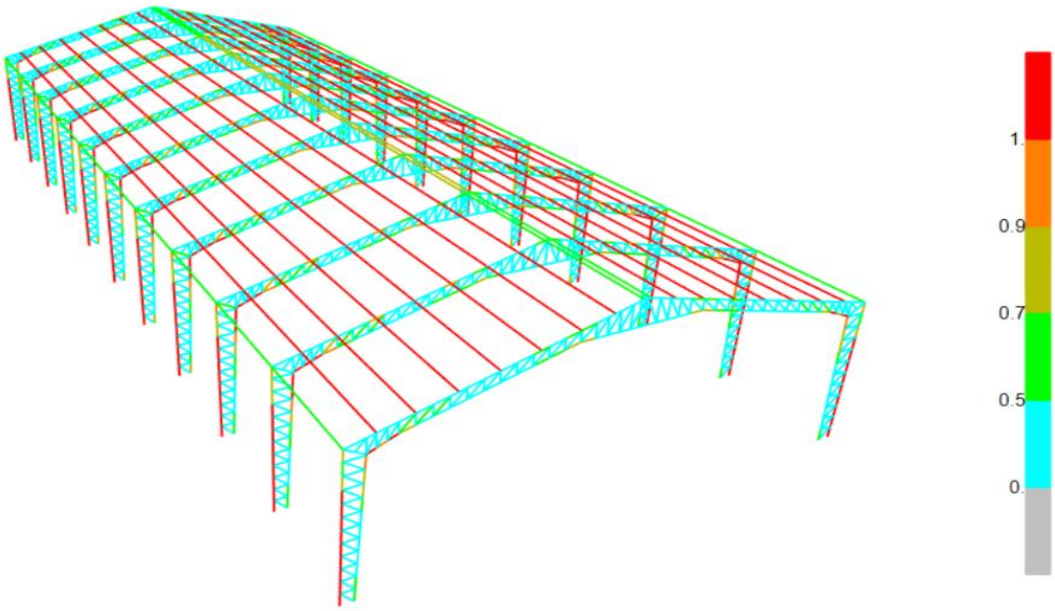


Fig. 18. Capacidad estructural antes de reforzamiento.

7) Reforzamiento estructural

Por consiguiente, se planteó la implementación de un sistema estructural de refuerzo que permitiera optimizar el desempeño de la estructura, reduciendo la sobre exigencia en ciertos elementos críticos. En el nivel de la cubierta, se propuso la incorporación de tensores entre las correas, con el objetivo de limitar la deformación máxima generada por la insuficiencia de las secciones estructurales existentes. Este refuerzo consistió en la instalación de secciones estructurales con secciones como se observa en la figura 16, donde inicialmente se planteó dos perfiles de ángulo L 40x40x4 mm, ubicados entre cada par de correas a distancias uniformes. Este sistema no solo contribuyó a reducir las deformaciones, sino que también mejoró la rigidez general de la cubierta, garantizando un comportamiento más eficiente bajo las condiciones de carga evaluadas.

De la misma manera, en columnas se propuso colocar un perfil C150X50X4 mm, mismo que trabaje perfectamente conectado con el perfil original de la misma sección mediante una soldadura continua, donde el alma de ambos perfiles se encuentre conectados tal como se observa en la figura 19. Adicionalmente, se recomendó colocar un tensor ente pórticos exteriores con un perfil angular L 30X30X3 mm, mismo que permitió reducir el esfuerzo entre tramos de pórticos.

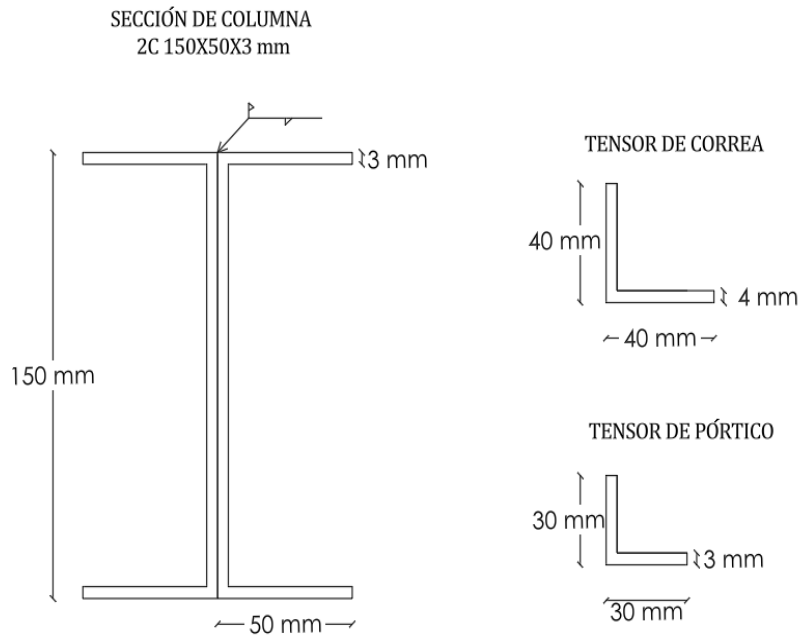


Fig. 19. Secciones estructurales de reforzamiento.

Con la propuesta del reforzamiento, se obtuvieron cambios en la disipación estructural, dado que en las correas de cubierta se colocaron tensores al igual que entre pórticos externos, los cuales, según análisis, favorecen a disminuir su esfuerzo crítico. Además, se colocó en el cordón superior e inferior de la columna un perfil adicional a la sección C existente tal como se muestra en la figura 20.

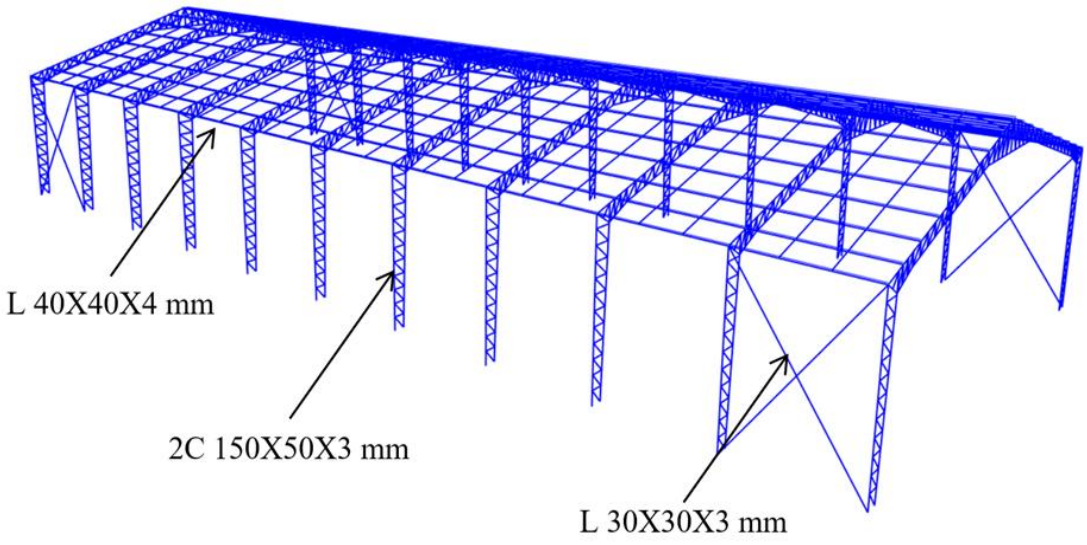


Fig. 20. Disposición del reforzamiento estructural.

A continuación, se volvió a comprobar la capacidad estructural de las secciones con su reforzamiento, las cuales mostraron una notoria mejora con respecto a lo observado en la figura 17 y 18 , dado que los elementos de cubierta son los más saturados, pero se encuentran dentro del límite de seguridad al igual que el cordón de columna tal como se muestra en la figura 21.

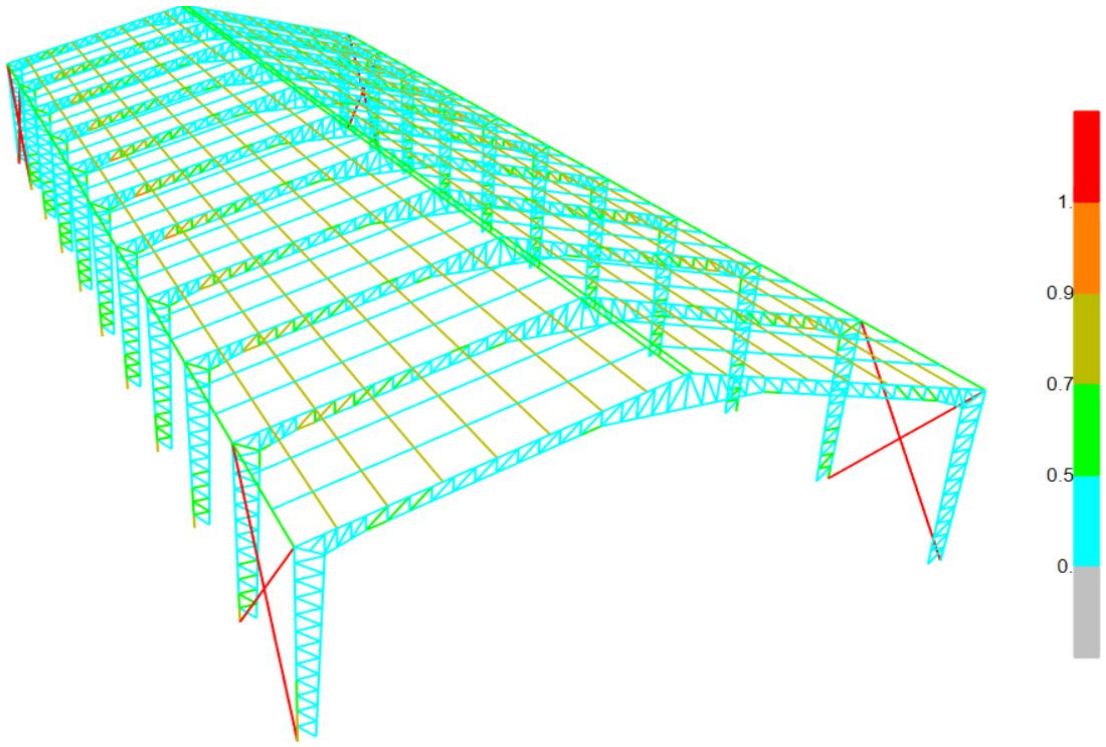


Fig. 21. Capacidad estructural con reforzamiento.

8) Chequeo de estabilidad estructural

Finalmente, luego de haber aplicado el respectivo reforzamiento estructural, se realizó el análisis lineal mismo que recae en la comprobación de las solicitaciones a los elementos estructurales. Inicialmente, la estructura se encontraba con una vibración se encuentre en el periodo fundamental de 0.376 seg, misma que se encuentra en el rango comparado con los periodos de vibración To = 0.1227 seg y Tc= 0.698 seg, lo que convalida que el coeficiente sísmico utilizado para la Pseudo-aceleración espectral haya sido aplicado correctamente para el sismo de diseño que fue eje de partida para el cálculo de derivas.

En cuanto a el cálculo de las derivas, se analizó la relación entre la deformación máxima inducida por el sismo de diseño y la altura total de la estructura. Este análisis tuvo como objetivo garantizar que las deformaciones se mantuvieran dentro de los límites aceptables establecidos para evitar daños excesivos en los elementos no estructurales y asegurar la estabilidad global del sistema. Según la NEC, la deriva máxima permisible debe ser menor o igual a 0.02 [17].

A partir de los cálculos realizados utilizando las ecuaciones de derivas proporcionadas en el capítulo 4 de la NEC Peligro Sísmico [18] , se determinó que, para el sismo de diseño en las direcciones X y Y, los desplazamientos máximos fueron de 8.3 mm y 9.4 mm, respectivamente. Aplicando el factor de reducción R=3.0 por ser una nave industrial con perfiles de acero, se obtuvo la deriva máxima inelástica de 0.4%, lo que resultó inferior al límite estipulado por la normativa de 2%.

Estos resultados no solo corroboran que las deformaciones están dentro de los parámetros aceptables, sino que también garantizan que la respuesta sísmica de la estructura se encuentra dentro de los límites de seguridad establecidos. Esto asegura la adecuada estabilidad global del sistema estructural, minimizando riesgos para los ocupantes y daños en los componentes no estructurales ante el escenario de diseño sísmico considerado.

C. Fase 3: Evaluación de la estructura frente al fuego

Consecuentemente del análisis estático lineal de la estructura mediante la aplicación de un software ingenieril, con su evaluación de derivas, periodos y su capacidad estructural para las combinaciones críticas, se procedió mediante una metodología analítica a determinar la capacidad estructural de los elementos portantes frente a acciones de fuego considerando normativas que permitieron determinar el tiempo de resistencia estructural, tomando como eje de partida lo estipulado en el RSCIEI.

1) Caracterización por su configuración y ubicación con su entorno

De acuerdo con la normativa vigente RSCIEI anexo I, se estableció que la clasificación de la estructura corresponde al Tipo B, considerando su configuración estructural y el entorno inmediato en el que se encuentra. Esta determinación se fundamentó en el análisis de los parámetros físicos específicos de la estructura, así como en las características propias de su función como espacio de almacenamiento industrial

En este contexto, se evaluó que la estructura en cuestión es una nave industrial de cubierta ligera, diseñada principalmente para el almacenamiento de materiales altamente combustibles, entre los que destaca el cartón. Adicionalmente, se observó que dicha estructura se encuentra adosada a edificios destinados a oficinas, manteniendo una distancia inferior a los 3 metros. Este factor fue considerado como un elemento relevante dentro del análisis de seguridad y clasificación estructural. Se consideró además que posee una cubierta independiente y que su colapso estructural no afecta el normal funcionamiento de las estructuras colindantes [21].

2) Caracterización por su nivel de riesgo intrínseco

De manera similar, se llevó a cabo la clasificación de la estructura en función de su configuración estructural y su interacción con el entorno inmediato. En este proceso, se consideró el nivel de riesgo intrínseco asociado, el cual fue determinado con base en las características físicas específicas del almacenamiento realizado dentro de la misma. Este análisis detallado incluyó una revisión exhaustiva de las condiciones particulares del uso asignado a la estructura, tomando en cuenta aspectos fundamentales como el tipo de material almacenado, sus propiedades físicas, y las implicaciones de seguridad que derivan de ello.

Particularmente, se identificó que la estructura estaba destinada exclusivamente para el manejo y almacenamiento de materiales relacionados con el cartonaje como se observa en la figura 22. En consecuencia, se analizaron de manera rigurosa las características de combustibilidad, propagación de calor y densidad por cargas de fuego asociadas al almacenamiento de cartón.



Fig. 22. Tipo de almacenamiento en la estructura.

Este aspecto constituyó un parámetro fundamental en la evaluación, ya que permitió identificar las características inherentes al riesgo, como la combustibilidad del material y las implicaciones asociadas a su manejo y apilamiento dentro del espacio industrial.

Entre las características mecánicas de este material almacenado de acuerdo con el RSCEIEI en las tablas 1.1 y 1.2 del anexo 1, encontramos que posee un poder calorífico q_v=2500 MJ/m^3, además el componente para corrección para el grado de peligrosidad por actividad Ra=1.5, al igual que el factor Ci=1.3 referente al grado de peligrosidad por combustibilidad.

Adicionalmente parámetros físicos de la estructura, misma que posee un área total de 680 m^2, al igual que el área de ocupación del material, compuesto por un 65% del área total, correspondiente a 440.7 m^2 y finalmente la altura de apilamiento del material almacenado corresponde a 4.5 m. Tales coeficientes fueron influidos en la ecuación 5 proporcionada por la RSCIEI para actividades de almacenamiento.

$$Q_s = \sum_{1}^{i} \frac{q_v * C_i * h_i * s_i}{A} * R_a \quad (5)$$

Donde,

Q_s Densidad de carga de fuego, ponderada y corregida, del sector o área de incendio, en MJ/m2 o Mcal/m2.

q_v Carga de fuego, aportada por cada m3 de cada zona con diferente tipo de almacenamiento existente en el sector de incendio, en MJ/m3 o Mcal/m3.

C_i Coeficiente adimensional que pondera el grado de peligrosidad (por la combustibilidad) de cada uno de los combustibles que existen en el sector de incendio.

h_i Altura del almacenamiento de cada uno de los combustibles, en m.

s_i Superficie ocupada en planta por cada zona con diferente tipo de almacenamiento existente en el sector de incendio en m2.

A Superficie construida del sector de incendio o superficie ocupada del área de incendio, en m2.

R_a Coeficiente adimensional que corrige el grado de peligrosidad (por la activación) inherente a la actividad industrial que se desarrolla en el sector de incendio, producción, montaje, transformación, reparación, almacenamiento, etc.

$$Q_s = \sum_{1}^{i} \frac{2500.0 \frac{MJ}{m^3} * 1.3 * 4.5\ m * 440.7\ m^2}{678.0\ m^2} * 1.5\ =\ 14259.4\ MJ/m^2$$

TABLA I.

NIVEL DE RIESGO INTRÍNSECO [20]

Nivel de riesgo intrínseco		**Densidad de carga corregida MJ/m²**
Bajo	1	Qs ≤ 425
	2	425 < Qs ≤ 850
Medio	3	850 < Qs ≤ 1275
	4	1275 < Qs ≤ 1700
	5	1700 < Qs ≤ 3400
Alto	6	3400 < Qs ≤ 6800
	7	6800 < Qs ≤ 13600
	8	13600 < Qs

Con el resultado obtenido de la densidad de carga, determinado a partir de los factores asociados al almacenamiento, se procedió a realizar una comparación con los rangos establecidos en la tabla I. Lo que nos proporciona un nivel de riesgo intrínseco alto dado que la densidad de carga corregida es superior a los 13600 MJ/m^2 establecidos en la normativa. En este caso, las propiedades del material principal, el cartón, fueron evaluadas con base en su alta combustibilidad, su densidad de carga y otros parámetros inherentes al almacenamiento industrial. Estos valores, al ser contrastados con los rangos establecidos, proporcionaron una base sólida para determinar el nivel de riesgo de incendio asociado a la estructura.

3) Tiempo de resistencia al fuego para elementos estructurales

De acuerdo con la clasificación obtenida en el nivel de riesgo intrínseco, determinada como una zona de riesgo alto debido a su configuración estructural Tipo B, y considerando que se trata de una estructura de una sola planta o nave industrial, se corroboró, conforme a lo estipulado en el RSCIEI, que la resistencia al fuego de los elementos portantes debe ser adecuada para garantizar la seguridad estructural en condiciones críticas.

La normativa establece que los elementos estructurales deben ser capaces de resistir la exposición al fuego durante un intervalo de 30 minutos, con base en una curva de temperatura-tiempo estándar como la definida por la ISO 834. Este valor de resistencia, equivalente a R30 (EF-30) obtenido a partir de la tabla II, implica que la estructura debe mantener su integridad y capacidad de carga durante este período crítico, permitiendo que la temperatura aumente rápidamente sin que el material, como el acero, pierda su resistencia mecánica. Durante estos 30 minutos, se busca garantizar la seguridad de los ocupantes y la estabilidad de la estructura hasta que intervengan elementos de protección.

TABLA II.

TIEMPO DE RESISTENCIA AL FUEGO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES [21]

Nivel de riesgo intrínseco	**Edificios de una sola planta**		
	Tipo A	**Tipo B**	**Tipo C**
Bajo	R 60 (EF-60)	No se exige	No se exige
Medio	R 90 (EF-90)	R 15 (EF-15)	No se exige
Alto	No admitido	R 30 (EF-30)	R 15 (EF-15)

4) Curva de tiempo temperatura

Luego de determinar el tiempo de resistencia al fuego, se procedió a realizar una simulación teórica detallada para evaluar el comportamiento térmico del perfil estructural bajo la acción de altas temperaturas. En este análisis, se emplearon curvas estandarizadas tiempo-temperatura, que son herramientas esenciales para modelar con precisión la relación entre el incremento de la temperatura y el tiempo durante un incendio. Estas curvas, desarrolladas siguiendo los parámetros establecidos en la normativa aplicable, describen el aumento gradual de la temperatura bajo condiciones controladas de exposición al fuego.

En este caso, se utilizó la curva tiempo-temperatura definida por la normativa ISO 834, reconocida internacionalmente por su aplicación en estudios de resistencia al fuego de elementos estructurales. La forma característica de esta curva se presenta en la Figura 23 , siendo una referencia clave para garantizar la validez técnica y la consistencia de los resultados.

No obstante, para la aplicación de esta curva tiempo-temperatura dentro de la metodología de cálculo, resulta esencial desarrollarla siguiendo la ecuación 6, la cual permite determinar de manera precisa el aumento progresivo de la temperatura en función del tiempo, partiendo de una temperatura ambiente de 20°C, y se muestran sus valores para la curva estandarizada.

$$T(t) = 345°C * \log(t * 8/\min + 1) + 20°C \quad (6)$$

Donde,

$T(t)$ Temperatura ambiente en función de tiempo en minutos, medida en °C

t Tiempo de análisis, medido en minutos,

Tiempo para t= 0 min

$$T(0) = 345°C * \log(0\ min * 8/\min + 1) + 20°C \ = 20.00\ °C$$

Tiempo para t= 30 min

$$T(30) = 345°C * \log(30\ min * 8/\min + 1) + 20°C \ = 841.80\ °C$$

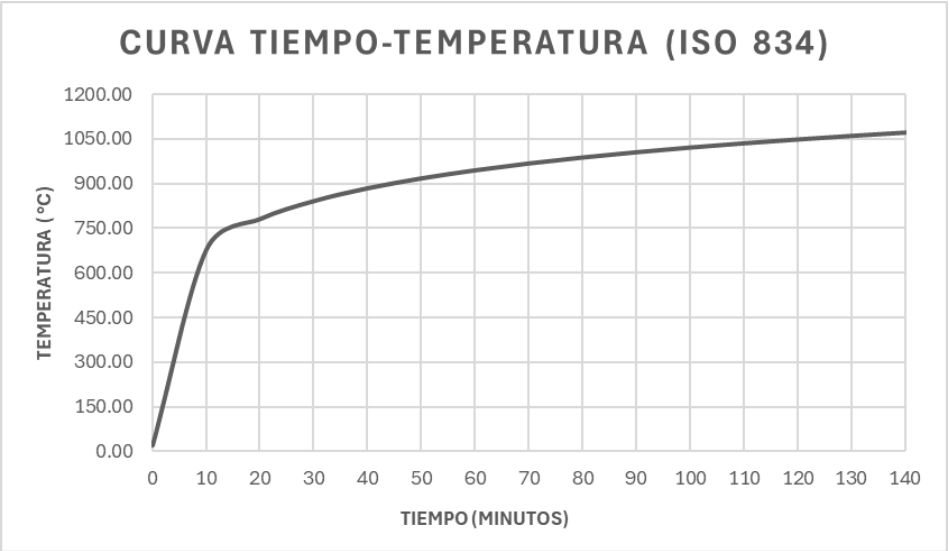


Fig. 23. Curva estandarizada Tiempo-Temperatura según la ISO 834

5) Método de calentamiento del perfil

En el desarrollo de la investigación, se presentó un método manual de cálculo basado en fórmulas empíricas, con el objetivo de analizar el comportamiento de elementos estructurales expuestos al fuego de manera individual. Este método consideró la relación entre las cargas aplicadas a nivel global de la estructura y las temperaturas uniformes asumidas en las secciones de los elementos.

El procedimiento aplicado se fundamentó en los lineamientos del Eurocódigo y los principios expuestos en “Structural Design for Fire Safety”. Dicho enfoque supuso que el incremento de temperatura en los elementos estructurales ocurría de manera uniforme en función del tiempo, para lo cual se determinaron parámetros esenciales como el factor de forma [24].

6) Factor de forma en medio no protegido

A continuación, se tomó en consideración el factor de forma F/V característico de cada elemento estructural y se lo calculó de acuerdo con la ecuación 7. que para un medio no protegido es todo aquel perímetro expuesto al fuego y su proporción en función del área de la sección. Tomando en consideración que se lo calculó de acuerdo con el área de alma y alas por su espesor.

$$\frac{F}{V} = \frac{2 * A_{total}}{(A_{alma} * t_w) + (A_{alas} * t_f)} \quad (7)$$

Donde,

$\frac{F}{V}$ Factor de forma de sección no protegida, medida en m^{-1}

A_{total} Área total de la sección medida en m^2

A_{alma} Área del alma de la sección medida en m^2

A_{alas} Área de ala superior e inferior de la sección medida en m^2

t_w Espesor del alma, medida en m.

t_f Espesor del ala, medida en m.

Factor de forma para sección de columna

Tomando en cuenta la ecuación 12 para determinar el factor de forma de la columna, se consideraron los siguientes parámetros, hw=150 mm con un espesor de alma de 6mm, de igual manera para las alas con valores de bf=100 mm y espesor de 3 mm.

$$\frac{F}{V} = \frac{2 * (0.001464\ m^2)}{(0.000864\ m^2 * 0.006\ m) + (0.0006m^2 * 0.003m)} = 419{,}24\ m^{-1}$$

Factor de forma para sección de cordón de viga

De la misma manera, con la aplicación de la ecuación 7, se consideraron los siguientes parámetros, hw=150 mm con un espesor de alma de 3mm, de igual manera para las alas con valores de bf=50 mm y espesor de 3 mm.

$$\frac{F}{V} = \frac{2 * (0.000732\ m^2)}{(0.000432\ m^2 * 0.003\ m) + (0.0003m^2 * 0.003m)} = 666.67\ m^{-1}$$

Factor de forma para sección de correa

Al igual que lo calculado para la sección de columna y viga, se consideraron los siguientes parámetros, hw=125 mm con un espesor de alma de 4mm, de igual manera para las alas con valores de bf=50 mm y espesor de 4 mm.

$$\frac{F}{V} = \frac{2 * (0.000868\, m^2)}{(0.000468\, m^2 * 0.004\, m) + (0.0004 m^2 * 0.004 m)} = 500\, m^{-1}$$

7) Factor de forma para un medio protegido

A diferencia de un medio protegido, para este caso se consideró la configuración de protección para la sección, donde se analizó la interacción del fuego para las diversas secciones, cabe recalcar que el caso de protección previsto para la investigación es la aplicación de paneles gypsum resistente al fuego por sus excelentes características ante el fuego.

Factor de forma para la columna en medio protegido

Para el cálculo del F/Vb en la sección de la columna, se considera el caso crítico, que corresponde a la sección 2C 150X100X3 mm expuesto al fuego en 3 caras y se aplica la ecuación 8 [24].

$$\frac{F}{Vb} = \frac{2h + b}{\acute{A}_{total}} \tag{8}$$

Donde,

$\frac{F}{Vb}$ Factor de forma de sección protegida, medida en m^{-1}

A_{total} Área total de la sección medida en m^2

h Altura del perfil, medida en m

b Base del perfil, medida en m

$$\frac{F}{Vb} = \frac{2(0{,}15\, m) + (0.10\, m)}{0{,}001464\, m^2} = 273.22 m^{-1}$$

Factor de forma en medio protegido para cordón de viga

En cuanto al cordón de viga, se consideró que pertenece a un elemento protegido con una caja con exposición al fuego en las 4 caras, por lo tanto, se consideró el caso que pertenece a la ecuación 9 [24].

$$\frac{F}{Vb} = \frac{2(h+b)}{\acute{A}_{total}} \tag{9}$$

Donde,

$\frac{F}{Vb}$	Factor de forma de sección protegida, medida en m^{-1}
A_{total}	Área total de la sección medida en m^2
h	Altura del p12erfil, medida en m
b	Base del perfil, medida en m

$$\frac{F}{Vb} = \frac{2(0{,}15\ m + 0{,}05\ m)}{0{,}000732\ m^2} = 546{,}45 m^{-1}$$

Factor de forma en medio protegido para correa

Al igual que el análisis efectuado para la sección de columna en medio protegido, se consideró que las correas con un sistema de protección en la caja, y al poseer la cubierta en su parte superior, se considera el caso de 3 caras expuestas a fuego estipuladas por la ecuación 8.

$$\frac{F}{Vb} = \frac{2(0{,}125\ m) + (0.05\ m)}{0{,}000868\ m^2} = 345{,}62 m^{-1}$$

8) Metodología de cálculo para sección no protegida

A continuación, la metodología de cálculo para el análisis de la capacidad estructural frente al fuego requirió propiedades mecánicas del acero estructural que fueron introducidos en la ecuación 10, además se consideró que el calor especifico puede tomarse en consideración como lo presentado en la ecuación 11.

$$\Delta T_s = k_{sh} * \frac{\left(\frac{F}{V}\right)}{\rho_s * c_s} * \left[h_c\left(T_f - T_s\right) + \sigma * \varepsilon * \left(T_f^4 - T_s^4\right)\right] * \Delta t \quad (10)$$

Donde,

ΔT_s	Variación de la temperatura del acero en un intervalo de tiempo
K_{sh}	Factor de corrección para efectos de sombra
F/V	Factor de forma en medio no protegido
ρ_s	Densidad del acero
c_s	Calor específico del acero
h_c	Coeficiente de transferencia del calor
T_f	Temperatura del fuego
T_s	Temperatura del acero
σ	Constante de Stefan-Boltzmann
ε	Emisividad resultante
Δt	Variación del intervalo de tiempo

$$c_s = 425 + 0.773T - 1.69x10^{-3}T^2 + 2.22x10^{-6}T^3 \quad (11)$$

Donde,

c_s	Calor específico del acero
T	Temperatura del acero

En primera instancia se utilizó los cálculos para la curva estandarizada tiempo-temperatura para un intervalo de 30 minutos tal como se aplicó en la ecuación 6. De igual manera los coeficientes de propiedades mecánicas para temperatura del acero como densidad del material de 7850 Kg/m^3, variación del tiempo calculada por 1s, coeficiente de Stefan-Boltzmann de $\sigma = 56.7X10^{-12}\ kW/m^2K^4$, emisividad resultante del acero de 0.8 coeficiente de transferencia del calor de 25 W/m^{2}K.

Adicionalmente el factor de corrección por efectos de sombra se lo determino de acuerdo con la ecuación 12, para lo cual, se consideró que únicamente en elementos tipo constituidos tipo I, se lo reduzca por un factor 0.9.

$$K_{sh} = \frac{\left(\frac{F}{V_b}\right)}{\left(\frac{F}{V}\right)} \tag{12}$$

Donde,

K_{sh}	Factor de corrección para efectos de sombra
F/V_b	Factor de forma en medio protegido
F/V	Factor de forma en medio no protegido

Metodología de cálculo para sección de viga en medio no protegido

En primera instancia se calculó el factor de corrección por efectos de sombra, determinado de acuerdo con la ecuación 12, misma que para elementos tipo C se lo trabajo sin el coeficiente de reducción 0.9 como se muestra a continuación

$$K_{sh} = \frac{(546.7\ m^{-1})}{(666.6\ m^{-1})} = 0.82$$

Adicionalmente, el calor especifico del acero se lo calcula de acuerdo con la ecuación 11, misma que es similar en todos los perfiles, dado que se consideró que la temperatura del acero inicial de 20°C.

$$c_s = 425 + 0.773(20°C) - 1.69x10^{-3}(20°C)^2 + 2.22x10^{-6}(20°C)^3 = 439.8$$

Consecuentemente, mediante la ecuación 10 con los factores mecánicos de acero y las consideraciones de forma se obtuvo una temperatura para 30 minutos con ayuda de iteraciones tal como se muestra en la tabla III, dado que al ser un proceso interactivo es necesario la aplicación de una hoja de cálculo.

Temperatura del acero precedente a 30 min= 772.03

$$0.82 * \frac{(666.67m^{-1})}{7850\ kg/m^3 * 1036.2J/Kg * K} * [25\ \mathrm{W/m^2K} * (841.7°C - 772°C) + 5.67\ x10^{-12}kW/m^2K^4 * 0.8 * (841°C^4 - 772°C^4)] * 1\mathrm{s} = 0.117$$

TABLA III.

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA VIGA EN MEDIO NO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	**Tiempo (min)**	**Cs**	**ΔTs**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Variación en temperatura ΔT (°C)**
0.000	0.000	439.802	0.000	20.000	20.000	0.000
120.000	2.000	502.244	1.086	130.984	444.505	313.521
240.000	4.000	548.189	0.924	252.545	543.887	291.342
360.000	6.000	584.766	0.745	352.596	603.118	250.521
480.000	8.000	622.890	0.594	432.662	645.455	212.793
600.000	10.000	663.965	0.476	496.586	678.427	181.842
720.000	12.000	706.551	0.387	548.134	705.436	157.303
840.000	14.000	749.127	0.320	590.368	728.312	137.944
960.000	16.000	790.706	0.269	625.590	748.153	122.564
1080.000	18.000	830.775	0.230	655.471	765.672	110.201
1200.000	20.000	869.128	0.200	681.223	781.355	100.132
1320.000	22.000	905.732	0.176	703.730	795.551	91.821
1440.000	24.000	940.644	0.157	723.643	808.517	84.874
1560.000	26.000	973.964	0.141	741.451	820.450	78.999
1799.000	29.983	1036.045	0.117	772.038	841.713	69.675
1800.000	30.000	1036.294	0.117	772.155	841.796	69.641

Con lo que se obtuvo que la temperatura de la sección de cordón de viga es de 772.15 °C

Verificación de la resistencia para la sección de viga en medio no protegido

Con la temperatura de 772.15 °C y mediante la interpolación realizada en base a los coeficientes de reducción de acuerdo con la temperatura establecido en la tabla IV se determinó que el Fy disminuyó un 86% es decir a 362.99 Kg/cm^2, mientras que el módulo de elasticidad redujo un 89% a 206210.74 Kg/cm^2 comparando su carga actuante con una combinación crítica de 1.2D + 1.6L, considerando la combinación más crítica según normativas nacionales.

TABLA IV.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL ACERO AL CARBONO A TEMPERATURAS ELEVADAS [26].

Temperatura del acero θ_a	**Factores de reducción a la temperatura**		
	Factor de reducción (relativo a f_y) Resistencia efectiva de fluencia $K_v\theta = f_{y\theta}/f_y$	**Factor de reducción (relative a f_y) Límite proporcional** $K_p\theta = f_{p\theta}/f_y$	**Factor de reducción (relativo a E_a) Rango elástico lineal** $K_E\theta = E_{a\theta}/E_a$
20°C	1.0000	1.0000	1.0000
10 °C	1.0000	1.0000	1.0000
200°C	1.0000	0.8070	0.9000
300°C	1.0000	0.6130	0.8000
400°C	1.0000	0.4200	0.7000
500°C	0.7800	0.3600	0.6000
600°C	0.4700	0.1800	0.3100
700°C	0.2300	0.0750	0.1300
800°C	0.1100	0.0500	0.0900
900°C	0.0600	0.0375	0.0675
1000°C	0.0400	0.0250	0.0450
1100°C	0.0200	0.0125	0.0225
1200°C	0.0000	0.0000	0.0000

NOTA: Para valores intermedios de temperatura del acero, se puede usar interpolación lineal

Cálculo de la capacidad de carga de elementos estructurales

- Propiedades geométricas

En cuanto a la sección análisis pertenece a un canal C de bf= 50 mm con tf= 3 mm, mientras que hw= 150 mm con tw= 3 mm, con lo que se consideraron las siguientes propiedades geométricas estipuladas en la tabla V.

TABLA V

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL C 150X50X3 MM

Propiedades geométricas perfil C 150X50X3 mm		
Descripción	**Valor**	**Unidad**
Área=	732.00	mm^2
Inercia X=	2367396.00	mm^4
Inercia Y=	160599.410	mm^4
Sx=	31565.28	mm^3
Sy=	4131.828	mm^3
Zx=	37602.00	mm^3
Zy=	7254.96	mm^3
G=	790000.00	Kg/cm^2
J=	2144.97	mm^4
Cw=	618735832.60	mm^6

A continuación, se aplicaron los procedimientos establecidos para determinar la capacidad de carga axial y de flexión de la estructura de acuerdo con la normativa AISC 360, considerando las propiedades mecánicas reducidas debido al fuego, lo que permitió evaluar la resistencia estructural en condiciones de incendio y obtener una estimación precisa de la capacidad de carga bajo estas circunstancias críticas [27].

Para la evaluación de los coeficientes ancho-espesor se tomó en consideración la tabla b41.b que representa los casos establecidos por la AISC para miembros sometidos a compresión de donde se obtuvieron los coeficientes para razón ancho espesor de acuerdo con el caso individual de alma o alas [27].

Análisis de miembros sometidos a carga axial

Relación de esbeltez de la sección

- Alas

$$\lambda = \frac{b}{tf} \tag{13}$$

Donde,

λ	Relación ancho espesor de elementos no atiesados
b	Base o ancho del elemento
tf	Espesor del elemento

$$\lambda = \frac{50\ mm}{3\ mm} = 16.67$$

$$\lambda r = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \tag{14}$$

Donde,

λr	Relación ancho espesor límite.
E	Módulo de elasticidad
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero

$$\lambda r = 0.56 * \sqrt{\frac{206210.74\frac{kg}{cm^2}}{362.99\frac{kg}{cm^2}}} = 13.1$$

$$\boldsymbol{\lambda r < \lambda \quad \therefore \quad 13.1 < 16.67 \quad (ALAS\ ESBELTAS)}$$

- Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw} \tag{15}$$

Donde,

λ Relación ancho espesor elementos atiesados.

h Altura del alma.

tw Espesor del alma.

$$\lambda = \frac{144\ mm}{3\ mm} = 48$$

$$\lambda_r = 1.49 * \sqrt{\frac{206210.74 \frac{kg}{cm^2}}{362.99 \frac{kg}{cm^2}}} = 35.51$$

$$\boldsymbol{\lambda > \lambda r \quad \therefore \quad 48.00 > 35.51 \quad (ALMA\ ESBELTA)}$$

La relación ancho-espesor supera al límite por lo tanto se categoriza como elemento esbelto con lo de acuerdo con el capítulo E sección 7, la carga axial nominal es calculada con la sustitución del área gruesa por el área efectiva calculando las reducciones de ancho y altura, donde se tomó en consideración las ecuaciones de la sección 3 y 4 [27].

Estado límite elástico de pandeo por flexión

Se calculó el estado límite de pandeo por flexión, con lo cual se determinó el esfuerzo elástico en las direcciones x e y para lo cual fue necesario determinar el radio de giro en ambos sentidos, y seleccionando el menor esfuerzo para compararlo con el estado límite de pandeo por torsión.

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} \tag{16}$$

Donde,

$r_{x\ ó\ y}$ Radio de giro.

Ix Inercia del elemento

Ag Área gruesa del elemento.

$$rx = \sqrt{\frac{2367396.00\ mm^4}{732\ mm^2}} = 56.869\ mm$$

$$ry = \sqrt{\frac{160599.41\ mm^4}{732\ mm^2}} = 14.81\ mm$$

- Primera condición

$$\frac{kL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} \tag{17}$$

Donde,

k Factor de longitud efectiva.

L Longitud del elemento.

E Módulo de elasticidad.

Fy Esfuerzo de fluencia del acero

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{206210.74\frac{kg}{cm^2}}{362.99\frac{kg}{cm^2}}} = 112.26$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{5.689\ cm} = 8.40 \quad < \quad 112.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{1.48\ cm} = 32.26 \quad < \quad 112.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

$$\frac{Fy}{F_e} \leq 2{,}25 \tag{18}$$

Donde,

Fy Esfuerzo de fluencia del acero.

F_e Esfuerzo elástico.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \tag{19}$$

Donde,

F_e Esfuerzo elástico.

k Factor de longitud efectiva.

L Longitud del elemento.

E Módulo de elasticidad.

r Radio de giro

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 206210.74\ kg/cm^2}{(8.40)^2} = 28827.43\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{362.99\ kg/cm^2}{28827.43\ kg/cm^2} = 0.01259 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 206210.74\ kg/cm^2}{(32.26)^2} = 1955.59\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{362.99\ kg/cm^2}{1955.59\ kg/cm^2} = 0.1856 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

Al cumplir ambas condiciones, se calcula el esfuerzo crítico por secciones de acuerdo con la ecuación 20 estipulada en el capítulo E sección 3.

$$\frac{\mathrm{kL}}{\mathrm{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{fy}}} \quad \& \quad \frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{F_e}} \leq 2{,}25 \quad \therefore \quad \mathrm{F_{cr}} = \left(0.658^{\frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{Fe}}}\right) * \mathrm{Fy}$$

$$\mathrm{F_{cr}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy \qquad (20)$$

Donde,

$\mathrm{F_{cr}}$	Esfuerzo crítico.
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero.
Fe	Esfuerzo elástico con respecto al eje x.

$$\mathrm{F_{crx}} = (0.658^{0.01259}) * 362.99\frac{Kg}{cm^2} = \mathbf{361.081\ kg/cm^2}$$

$$\mathrm{F_{cry}} = (0.658^{0.1856}) * 362.99\frac{Kg}{cm^2} = \mathbf{336.856\ kg/c^2}$$

Esfuerzo límite elástico de pandeo por torsión

De acuerdo con la sección 7, se calculó el esfuerzo crítico asociado al pandeo por torsión y se identificó el menor esfuerzo crítico como el valor resultante para el análisis. Dado que el elemento presenta simetría simple, se empleó la ecuación 24 como modelo de cálculo [27].

- Centro de gravedad

$$x_0 = \frac{\sum A * dcg}{A} = \frac{8148.00mm^3}{732.00\ mm^2} = 11.13\ mm$$

$$y_0 = \frac{\sum A * dcg}{A} = \frac{54900.00mm^3}{732.00\ mm^2} = 75.00\ mm$$

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (21)$$

Donde,

r_0^2 Radio de giro polar.

x_0^2 Coordenadas con respecto al eje.

I_x Inercia con respecto al eje.

A_g Área gruesa del elemento

$$r_0^2 = (11.13mm)^2 + (75.00mm)^2 + \frac{(2367369.0 + 160599.4)mm^4}{732.00mm^2} = 9065.15\ mm^2$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_0^2}{r_o^2} \quad (22)$$

Donde,

H Constante de deflexión

$x_0^2\ ; Y_o^2$ Centro de gravedad respecto al eje x.

r_0^2 Radio de giro polar

$$H = 1 - \frac{(11.13\ mm)^2 + (75.00mm)^2}{(9065.15\ mm^2)} = 0.366$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{L^2} + G * J\right)\frac{1}{Ag * r_0^2} \quad (23)$$

Donde,

F_{ez} Esfuerzo elástico respecto a Z

Cw Constante de alabeo

G Módulo elástico de corte del acero

J Constante torsional

L Longitud efectiva para pandeo

r_0^2 Radio de giro polar

$$Fez = \left(\frac{\pi^2 * 206210.74\frac{kg}{cm^2} * 618.7\ cm^6}{(47.78\ cm\ )^2} + 790000\frac{kg}{cm^2} * 0.214\ cm^4\right)\frac{1}{7.32\ cm^2 * 90.65\ cm^2}$$

$$F_{ez} = 1086.49\ kg/cm^2$$

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * F_{ey} * F_{ez} * H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] \quad (24)$$

Donde,

F_e	Esfuerzo elástico.
F_{ey}	Esfuerzo elástico con respecto al eje y.
F_{ez}	Esfuerzo elástico con respecto al eje z.
H	Constante de deflexión.

$$Fe = \left(\frac{1955.59\frac{kg}{cm^2} + 1086.49\frac{kg}{cm^2}}{2 * 0.366}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 1955.59\frac{kg}{cm^2} * 1086.49\frac{kg}{cm^2} * 0.366}{\left(1955.59\frac{kg}{cm^2} + 1086.49\frac{kg}{cm^2}\right)^2}}\right]$$

$$F_e = 769.68\, kg/cm^2$$

- Primera condición

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{5.689\ cm} = 8.40 \quad < \quad 112.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{1.48\ cm} = 32.26 \quad < \quad 112.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{362.99\ kg/cm^2}{769.16\ kg/cm^2} = \ 0.47 \ \leq \ 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\mathrm{F_{cr}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.47}) * 362.99\frac{Kg}{cm^2} = \ \boldsymbol{297.96\ kg/cm^2}$$

Se considera el esfuerzo crítico menor $\boldsymbol{F_{cr} = 297.96\ kg/cm^2}$

<u>*Reducción del área por esbeltez.*</u>

A continuación, se interpreta el calculó de la reducción por esbeltez, que según la sección E7 se considera la relación ancho-espesor y los esfuerzos de fluencia y críticos respectivamente.

- Ala esbelta

$$\lambda \leq \ \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} \quad (25)$$

Donde,

λ	Relación ancho espesor
λr	Relación ancho espesor límite
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero
Fcr	Esfuerzo crítico.

$$16.67 \leq 13.1 * \sqrt{\frac{362.99 \frac{kg}{cm^2}}{297.96 \frac{kg}{cm^2}}} = 14.05$$

$$16.67 \geq 12405 \quad (Reducción\ de\ ancho\ efectivo)$$

$$be = bf \left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}\right) \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}} \tag{26}$$

Donde,

be	Ancho efectivo
bf	Esfuerzo de fluencia del acero
Fcr	Esfuerzo crítico.
Fel	Esfuerzo de pandeo local
C1	Ajuste por imperfecciones de ancho efectivo

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.18 y C2=1.31 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy \tag{27}$$

Donde,

F_{el}	Esfuerzo de pandeo local
λr	Relación ancho espesor límite
λ	Relación ancho espesor límite
C_2	Ajuste por imperfecciones de ancho efectivo
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.31 * \frac{13.00}{16.67}\right)^2 * 362.99 \frac{kg}{cm^2} = 377.78\ kg/cm^2$$

$$be = 5\ cm \left(1 - 0.18 * \sqrt{\frac{377.78.31\ kg/cm^2}{297.96\ kg/cm^2}}\right) \sqrt{\frac{377.78.31\ kg/cm^2}{297.96\ kg/cm^2}} = 4.40 cm$$

- Alma esbelta

$$\lambda \leq \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}}$$

$$48 \leq 35.51 * \sqrt{\frac{362.99\frac{kg}{cm^2}}{297.96\frac{kg}{cm^2}}} = 39.20$$

$$48.00 \geq 36.92 \quad (Reducción\ de\ altura\ efectivo)$$

En cuanto a la reducción de esbeltez en el alma, se aplica la ecuación 26, con la variación de nomenclatura de unidades, donde se consideró cambiar el ancho efectivo por la altura efectiva.

$$he = hf\left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fcl}{Fcr}}\right)\sqrt{\frac{Fcl}{Fcr}}$$

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.22 y C2=1.49 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.49 * \frac{35.51}{48.00}\right)^2 * 362.99\frac{kg}{cm^2} = 438.43\ kg/cm^2$$

$$be = 14.4\ m\left(1 - 0.22 * \sqrt{\frac{438.43\ kg/cm^2}{297.96 kg/cm^2}}\right)\sqrt{\frac{438.43\ kg/cm^2}{297.96 kg/cm^2}} = 12.807 cm$$

A continuación, se calculó el área del elemento tomando en cuenta las reducciones obtenidas por esbeltez.

$$Ae = (44 * 2 * 3\ )mm^2 + (1238.0\ * 3)mm^2 = 653.91 mm^2 = 6.53\ cm^2$$

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$Pn = 297.96\frac{kg}{cm^2} * 6.53 cm^2\ = 1947.26\ kg$$

$$\emptyset \boldsymbol{Pn} = 0.9 * 1947.26 kg\ = \mathbf{1753\ kg}$$

Para la carga axial límite del perfil en medio no protegido es 1753 kg.

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

Al igual que en elementos a compresión, se tomaron en consideración los cambios referentes de los coeficientes para la relación ancho-espesor de acuerdo con la tabla b4.1b para elementos sometidos a flexión [28].

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{3mm} = 16.67$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{206210.75\ kg/cm^2}{362.99\ kg/cm^2}} = 9.06$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.0\sqrt{\frac{206210.75\ kg/cm^2}{362.99\ kg/cm^2}} = 23.00$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 9.06 < 16.67 < 23.00\ (\boldsymbol{Ala\ No\ compacta})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{3\ mm} = 48$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{206210.75\ kg/cm^2}{362.99\ kg/cm^2}} = 89.62$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{206210.75\ kg/cm^2}{362.99\ kg/cm^2}} = 135.86$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 48.00 < 89.62 < 135.86 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx:

Finalmente, de acuerdo con la normativa AISC, capítulo F, sección 3 se calculó el momento nominal al obtener alas no compactas y alma compacta. Donde se tomó en consideración el menor valor entre el estado límite de fluencia y pandeo local del ala [28].

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\ F_y * S_x \qquad (28)$$

Donde,

Mp	Momento probable.
F_y	Esfuerzo de fluencia del material
Z_x	Módulo plástico
S_x	Módulo elástico

$$Mp = 362.99\frac{kg}{cm^2} * 37.602\ cm^3 \leq 1.6\ * 362.99\frac{kg}{cm^2} * 31.565\ cm^3$$

$$Mp = 13649.11\ kg * cm \leq 18332.56\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 13649.11\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$\boldsymbol{Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)} \quad (29)$$

Donde,

Mn	Momento nominal
M_p	Momento probable
F_y	Esfuerzo límite de fluencia.
S_x	Módulo elástico
λ	Relación ancho-espesor de elementos a flexión

$$13649.11\ kg * cm - \left(13649.11\ kg * cm - 0.7 * 362.99\frac{kg}{cm^2} * 31.56cm^3\right)\left(\frac{16.67 - 9.06}{23.00 - 9.06}\right)$$

$$Mn = 10577.21\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 10577.21\ kg * cm = \boldsymbol{9519.4\ kg * cm}$$

El momento nominal en el otro sentido fue calculado de manera similar, empleando las ecuaciones 28 y 29.

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\ F_y * S_y$$

$$Mp = 362.99\frac{kg}{cm^2} * 7.254\ cm^3 \leq 1.6\ * 362.99\frac{kg}{cm^2} * 4.131\ cm^3$$

$$Mp = 2633.47\ kg * cm \leq 2399.69\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 2399.69\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$2399.69\ kg * cm - \left(2399.69\ \ kg * cm - 0.7 * 362.99\frac{kg}{cm^2} * 4.131\ m^3\right)\left(\frac{16.67 - 9.06}{23.00 - 9.06}\right)$$

$$Mn = 1663.00\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 1663.00 kg * cm = \boldsymbol{1496.7\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión de acuerdo con el capítulo H del AISC 360, se determinó de acuerdo con las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación [28].

- Pr= 4116.219 kg
- Mrx= 267.46 kg*cm
- Mry= 7171.834 kg*cm

Caso A:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \tag{30}$$

Donde,

Pr	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga
Pc	φPn Resistencia de compresión axial de diseño
M_r	Resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga
M_c	φMn Resistencia de flexión de diseño.
x	Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte
y	Subíndice que indica flexión en torno al eje débil

$$\frac{4116.219\ kg}{1753\ kg} = 2.4 \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{4116.219\ kg}{1753\ kg} + \frac{8}{9}\left(\frac{267.46\ kg*cm}{9519.4\ kg*cm} + \frac{7171.834\ kg*cm}{1496.7\ kg*cm}\right)$$

$$2.4 + \frac{8}{9}(0.028 + 4.8\ ) = 6.70 \geq 1.0\ \ (\boldsymbol{No\ cumple})$$

El perfil estructural sin protección contra incendios no cumple con la capacidad de carga requerida bajo condiciones de alta temperatura, ya que su resistencia disminuye significativamente. Los cálculos realizados muestran que la demanda impuesta excede en 6 veces la capacidad de carga nominal del perfil en dichas condiciones. Por lo tanto, se requiere implementar medidas de protección pasiva, como recubrimientos intumescentes, placas de yeso, concreto proyectado o materiales aislantes específicos, que garantice capacidad de carga durante el tiempo requerido.

9) Metodología de cálculo para sección protegida

La metodología de cálculo para elementos protegidos se basó en lo establecido por el método del Eurocódigo, establecido en el libro "*Structural Design for Fire safety*", el cual, al igual que para secciones no protegidas, considera el factor de forma y las propiedades mecánicas del acero estructural. Además, fue necesario incluir coeficientes mecánicos del sistema de protección. En la estructura investigada, se consideró un medio de protección pasiva compuesto por paneles de gypsum, los cuales poseen características como una densidad de 800 kg/m³, una conductividad térmica de 0.20 W/mK y un calor específico de 1700 J/kgK. Estos valores se utilizaron en las ecuaciones 31, cabe destacar que el coeficiente de calor especifico del acero fue calculado por la ecuación 11. [24].

Cabe destacar que los paneles de gypsum utilizados presentan espesores de 12.7 mm y 15.9 mm a nivel nacional [31].

$$\Delta T_s = \frac{k_i * \left(\frac{F}{V}\right)}{d_i * \rho_s * c} * \frac{\left(T_f - T_s\right)}{\left(1 + \frac{\phi}{3}\right)} * \Delta t - (e^{\phi/10} - 1)\Delta T \qquad (31)$$

Donde,

ΔT_s	Variación de la temperatura del acero protegido en un intervalo de tiempo
K_i	Conductividad térmica material de protección
F/V	Factor de forma
ρ_s	Densidad del acero
c_s	Calor específico
d_i	Espesor del material de protección
T_f	Temperatura del fuego
T_s	Temperatura del acero
ϕ	Coeficiente de capacidad térmica efectiva
e	Factor Euler
Δt	Variación del intervalo de tiempo
ΔT	Variación de la temperatura

El coeficiente de capacidad térmica efectiva (ϕ) considera la densidad, el calor específico, el espesor del aislamiento y la relación entre el área superficial y el volumen del elemento estructural, considerado de acuerdo con la ecuación 32.

$$\phi = \frac{\rho_i * c_i}{\rho_s * c_s} * d_i * \left(\frac{F}{V}\right) \qquad (32)$$

Donde,

ϕ	Coeficiente de capacidad térmica efectiva
ρ_s	Densidad del acero
c_s	Calor específico del acero
ρ_i	Densidad del material de protección
c_i	Calor específico del material de protección
d_i	Espesor del material de protección
F/V	Factor de forma

Metodología de cálculo para sección de viga en medio protegido

Considerando las propiedades mecánicas del acero y el material de protección gypsum RF de 12.7 mm, se obtuvo los siguientes resultados para un tiempo de exposición al fuego de 30 minutos de acuerdo con lo estipulado en las ecuaciones 31 y 32. Se presentaron los resultados en la tabla VI.

$$\phi = \frac{800\,Kg/m^3 * 1700 J/Kg * K}{7850\,Kg/m^3 * 439.8\ J/Kg * K} * 0.013m * (546.77m^{-1}) = 2.73$$

$$\Delta T_s = \frac{0.2\,W/mK * (546.77m^{-1})}{0.013m * 7850\,Kg/m^3 * 1700 J/Kg * K} * \frac{(566°C)}{\left(1 + \frac{2.73}{3}\right)} * 1s - \left(e^{2.73/10} - 1\right) * 0.15$$

$$\Delta T_s = 0.15$$

TABLA VI

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA VIGA EN MEDIO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	**Tiempo (min)**	**Cs**	**ΔTs**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Variación en temperatura ΔT (°C)**
0.00	0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00
120.00	2.00	446.14	0.11	29.14	444.50	415.37
240.00	4.00	455.55	0.13	43.41	543.89	500.48
360.00	6.00	465.51	0.14	59.55	603.12	543.57
480.00	8.00	475.36	0.15	76.71	645.46	568.74
600.00	10.00	484.82	0.15	94.48	678.43	583.94
720.00	12.00	493.79	0.15	112.62	705.44	592.82
840.00	14.00	502.23	0.15	130.96	728.31	597.35
960.00	16.00	510.16	0.15	149.39	748.15	598.77
1080.00	18.00	517.62	0.15	167.82	765.67	597.85
1200.00	20.00	524.67	0.15	186.20	781.35	595.15
1320.00	22.00	531.38	0.15	204.47	795.55	591.08
1440.00	24.00	537.82	0.15	222.60	808.52	585.91
1799.00	29.98	556.19	0.15	275.72	841.71	565.99
1800.00	30.00	556.24	0.15	275.87	841.80	565.93

Verificación de la resistencia para la sección de viga en medio protegido

La temperatura en medio protegido para el cordón de viga se consideró como 275.8°C, con lo que el esfuerzo de fluencia no sufre reducciones mecánicas con un valor de 2531.05 kg/cm², mientras que el módulo de elasticidad disminuye un 18% con un coeficiente de 1680324.6 kg/cm², siendo el evento más crítico.

A continuación, se llevó a cabo el análisis de la capacidad de carga axial y de flexión de la estructura, siguiendo los procedimientos establecidos por la normativa AISC 360. Este análisis consideró las propiedades mecánicas reducidas debido a la exposición al fuego, permitiendo evaluar la resistencia estructural bajo condiciones críticas. Además, se determinó la relación ancho-espesor de los elementos comprimidos utilizando la tabla correspondiente de la AISC, asegurando una evaluación completa y precisa de los parámetros necesarios [27].

Análisis de miembros sometidos a carga axial

Relación de esbeltez de la sección

- Alas

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50\ mm}{3\ mm} = 16.67$$

$$\lambda r = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.56 * \sqrt{\frac{1680324.6\frac{Kg}{cm^2}}{2531.05\frac{Kg}{cm^2}}} = 14.4$$

$$\boldsymbol{\lambda r < \lambda \quad \therefore \quad 14.4 < 16.67} \quad (\boldsymbol{ALAS\ ESBELTAS})$$

- Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{3\ mm} = 48$$

$$\lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49 * \sqrt{\frac{1680324.6\frac{kg}{cm^2}}{2531.05\frac{kg}{cm^2}}} = 38.39$$

$$\boldsymbol{\lambda > \lambda r \quad \therefore \quad 48.00 > 38.39} \quad (\boldsymbol{ALMA\ \ ESBELTA})$$

Estado límite elástico de pandeo por flexión

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{2367396.00\ mm^4}{732\ mm^2}} = 56.869\ mm$$

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{160599.41\ mm^4}{732\ mm^2}} = 14.81\ mm$$

- Primera condición

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

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{1680324.6\frac{kg}{cm^2}}{2531.05\frac{kg}{cm^2}}} = 121.36$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{5.689\ cm} = 8.40 \quad < \quad 121.36 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{1.48\ cm} = 32.26 \quad < \quad 121.36 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1680324.6\ kg/cm^2}{(8.40)^2} = 234902.57\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{2531.05\ kg/cm^2}{234902.57\ kg/cm^2} = 0.0107 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1680324.6\ kg/cm^2}{(32.26)^2} = 15935.32\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{2531.05\ kg/cm^2}{15935.32\ kg/cm^2} = 0.1588 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\frac{\text{kL}}{\text{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\text{E}}{\text{fy}}} \quad \& \quad \frac{\text{Fy}}{\text{F}_\text{e}} \leq 2{,}25 \quad \therefore \quad \text{F}_{\text{cr}} = \left(0.658^{\frac{\text{Fy}}{\text{Fe}}}\right) * \text{Fy}$$

$$\text{F}_{\text{crx}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.0107}) * 2531.05\frac{Kg}{cm^2} = \boldsymbol{2519.66\ kg/cm^2}$$

$$\mathrm{F_{cry}} = \left(0.658\ ^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.1588}) * 2531.05\frac{Kg}{cm^2} = \quad \mathbf{2368.25\ kg/cm^2}$$

Esfuerzo límite elástico de pandeo por torsión

Elemento con simetría simple

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

- Centro de gravedad

$$x_0 = \frac{\sum A * dcg}{A} = \frac{8148.00mm^3}{732.00\ mm^2} = 11.13\ mm$$

$$y_0 = \frac{\sum A * dcg}{A} = \frac{54900.00mm^3}{732.00\ mm^2} = 75.00\ mm$$

- Radio de giro polar

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

$$r_0^2 = (11.13mm)^2 + (75.00mm)^2 + \frac{(2367369.0 + 160599.4)mm^4}{732.00mm^2} = 9065.15\ mm^2$$

- Constante de deflexión

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_0^2}{r_o^2} = 1 - \frac{(11.13\ mm)^2 + (75.00mm)^2}{(9065.15\ mm^2)} = 0.366$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{L^2} + G * J\right)\frac{1}{Ag * r_0^2}$$

$$\left(\frac{\pi^2 * 1680324.6\frac{kg}{cm^2} * 618.7\ cm^6}{(47.78\ cm\ )^2} + 790000\frac{kg}{cm^2} * 0.214\ cm^4\right)\frac{1}{7.32\ cm^2 * 90.65\ cm^2}$$

$$F_{ez} = 7027.83\ kg/cm^2$$

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

$$\left(\frac{15935.32\frac{kg}{cm^2} + 7027.83\frac{kg}{cm^2}}{2 * 0.366}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 15935.32\frac{kg}{cm^2} * 7027.83\frac{kg}{cm^2}\ * 0.366}{\left(15935.32\frac{kg}{cm^2} + 7027.83\frac{kg}{cm^2}\right)^2}}\right]$$

$$F_e = 5329.46\ kg/cm^2$$

- Primera condición

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

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{1680324.6\,\frac{kg}{cm^2}}{2531.05\,\frac{kg}{cm^2}}} = 121.36$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{5.689\ cm} = 8.40 \quad < \quad 121.36 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{1.0 * 47.78\ cm}{1.48\ cm} = 32.26 \quad < \quad 121.36 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{2531.05\ kg/cm^2}{5329.46\ kg/cm^2} = 0.479 \leq 2{,}25 \quad (\textbf{OK})$$

$$\text{F}_{\text{cr}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.479}) * 2531.05\,\frac{Kg}{cm^2} = \quad \boldsymbol{2074.78\ kg/cm^2}$$

Se considera el esfuerzo crítico menor $F_{cr} = \boldsymbol{2074.78\ kg/cm^2}$

<u>*Reducción del área por esbeltez.*</u>

- Ala esbelta

$$\lambda \leq \ \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}}$$

$$16.67 \ \leq \ 14.4 * \sqrt{\frac{2531.05\,\frac{kg}{cm^2}}{2074.78\ \frac{kg}{cm^2}}} = 15.94$$

$$16.67 \geq \ 15.94 \quad (Reducción\ de\ ancho\ efectivo)$$

$$be = bf\left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}\right)\sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}$$

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.18 y C2=1.31 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.31 * \frac{14.4}{16.67}\right)^2 * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} = 3245.12\ kg/cm^2$$

$$be = 5\ cm \left(1 - 0.18 * \sqrt{\frac{3242.12\ kg/cm^2}{2074.78\ kg/cm^2}}\right) \sqrt{\frac{3242.12\ kg/cm^2}{2074.78\ kg/cm^2}} = 4.85cm$$

- Alma esbelta

$$\lambda \leq\ \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}}$$

$$48\ \leq\ 38.39 * \sqrt{\frac{2531.05 \frac{kg}{cm^2}}{2074.78\ \frac{kg}{cm^2}}} = 42.40$$

$$48.00 \geq\ 42.40\ \ (Reducción\ de\ altura\ efectivo)$$

$$he = hf \left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fcl}{Fcr}}\right) \sqrt{\frac{Fcl}{Fcr}}$$

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.22 y C2=1.49 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.49 * \frac{38.39}{48.00}\right)^2 * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} = 3572.63\ kg/cm^2$$

$$be = 14.4\ cm \left(1 - 0.22 * \sqrt{\frac{3572.63\ kg/cm^2}{2074.78\ kg/cm^2}}\right) \sqrt{\frac{3572.63\ kg/cm^2}{2074.78\ kg/cm^2}} = 13.40\ cm$$

$$Ae = (48.5 * 2 * 3\ )mm^2 + (134\ * 3)mm^2 = 693.95mm^2 = 6.93cm^2$$

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$Pn = 2074.78 \frac{kg}{cm^2} * 6.65cm^2\ = 14398.12\ kg$$

$$\emptyset \boldsymbol{Pn} = 0.9 * 14398.12\ kg\ = \boldsymbol{12958.31kg}$$

De manera similar a los elementos sometidos a compresión, se consideraron los ajustes necesarios en los coeficientes correspondientes a la relación ancho-espesor de los elementos estructurales. Estos valores fueron determinados conforme a los lineamientos establecidos en la tabla b4.1b del AISC, que define los límites permisibles para garantizar la estabilidad local de los miembros bajo diferentes condiciones de carga. Dichos coeficientes varían dependiendo del tipo de sección transversal, el material utilizado, y la relación entre el esfuerzo aplicado y el módulo de elasticidad del material [27].

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{3mm} = 16.67$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{1680324.66\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 9.79$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.0\sqrt{\frac{1680324.66\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 25.00$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \ 9.79 < 16.67 < 25\ (\boldsymbol{Ala\ No\ compacta})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{3\ mm} = 48$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{1680324.66\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 96.88$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1680324.66\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 146.87$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 48 < 96.88 < 146.87 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\, F_y * S_x$$

$$Mp = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 37.602\ cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 31.565\ cm^3$$

$$Mp = 95172.56\ kg * cm \leq 127829.32\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 95172.5\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$95172.5\ kg * cm - \left(95172.5\ kg * cm - 0.7 * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 31.56 cm^3\right)\left(\frac{16.67 - 9.79}{25.00 - 9.79}\right)$$

$$Mn = 77429.8\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 77429.8\ kg * cm = \boldsymbol{69686.8\ kg * cm}$$

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\, F_y * S_y$$

$$Mp = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 7.254\ cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 4.131\ cm^3$$

$$Mp = 18362.67\ kg * cm \leq 16732.58\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 16732.58\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$16732.58\ kg * cm - \left(1672.5\ \ kg * cm - 0.7 * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 4.131\ m^3\right)\left(\frac{16.67 - 9.79}{25.00 - 9.79}\right)$$

$$Mn = 12477.60\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 12477.60\ kg * cm = \boldsymbol{11229.84\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión se determinó de acuerdo los lineamientos establecidos en el capítulo H del AISC, mediante las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación.

- Pr= 4116.219 kg
- Mrx= 267.46 kg*cm
- Mry= 7171.834 kg*cm

Caso A:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{4116.219\ kg}{12958.31\ kg} = 0.331 \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{4116.219\ kg}{12958.31\ kg} + \frac{8}{9}\left(\frac{267.46\ kg*cm}{69686.8\ kg*cm} + \frac{7171.834\ kg*cm}{11229.84\ kg*cm}\right)$$

$$0.318 + \frac{8}{9}(0.004 + 0.63\ ) = 0.89 \leq 1.0\ \ (\boldsymbol{Cumple})$$

El análisis realizado demuestra que el elemento estructural cumple con la capacidad de carga bajo la combinación de exposición al fuego cuando se utiliza un panel de gypsum resistente al fuego de 12.7 mm como medida de protección pasiva. Los resultados indican que la demanda impuesta sobre el elemento es inferior al 89% de su capacidad máxima requerida. Esto confirma que el diseño satisface los criterios de seguridad establecidos, garantizando un desempeño adecuado del elemento en condiciones de incendio. Cabe recalcar que la eficacia del elemento es alta, siendo esta del 64% de disminución de temperatura en medio protegido en comparación de la sección sin protección.

Adicionalmente se presentan los cálculos de los elementos críticos en columnas y correas, detallados en los anexos 1,2,3,4 para sistemas no protegidos y sus cálculos con sistema de protección implementada.

II. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El comportamiento de las estructuras de acero ante incendios ha sido estudiado debido a su vulnerabilidad a altas temperaturas Al comparar los resultados con investigaciones previas, se observa que la resistencia del material disminuye moderadamente en los ensayos realizados entre 200 °C y 400 °C, reduciendo el módulo de elasticidad en un 18 %. Sin embargo, a temperaturas más elevadas, alrededor de 700 °C, la reducción de resistencia se vuelve significativamente mayor, alcanzando hasta una disminución del 83 % y dejando solo un 11 % de capacidad de módulo de elasticidad remanente [3]. Estos resultados son consistentes con el análisis de la sección estructural crítica que es la viga, en el cual se registró una disminución del 83 % en resistencia de fluencia y hasta un 90 % en el módulo de elasticidad a una temperatura específica de 772,16 °C.

Lo que nos lleva a considerar la idea de adoptar un sistema de protección. En cuanto a las estrategias de protección pasiva, la implementación de paneles de gypsum demostró una efectividad del 64 % en las secciones críticas, lo que refuerza la importancia de este material en la mitigación de los efectos térmicos. Este hallazgo complementa lo expuesto por Dhanbal [12]**,** quien resalta la eficiencia de los geopolímeros para mejorar tanto la resistencia térmica como mecánica, ofreciendo una solución prometedora frente a incendios severos.

III. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

A. HIPÓTESIS

La exposición al fuego de los elementos afecta al comportamiento estructural y las propiedades de los materiales.

B. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Después de evaluar los elementos estructurales críticos en columnas, vigas y correas de cubierta expuestos a elevadas temperaturas en un tiempo de exposición al fuego se confirma lo siguiente respecto a la hipótesis: los resultados de la metodología de cálculo de exposición al fuego para cada sección muestran una reducción de hasta el 86% de las propiedades mecánicas del acero, lo que compromete su capacidad de carga, por lo que se afirma la hipótesis planteada. Estos resultados evidencian que los elementos sometidos a condiciones de fuego crítico no logran sostener las cargas para las cuales fueron diseñados originalmente.

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I. CONCLUSIONES

El levantamiento geométrico de la estructura permitió obtener mediciones precisas de los elementos estructurales mediante el uso de equipos especializados, los cuales garantizaron la exactitud de las dimensiones registradas. Obteniendo así una longitud de pórtico de 16.95 m al igual que la extensión total de 40 m. Este proceso concluyó con la representación detallada y precisa de las secciones estructurales en AutoCAD, asegurando una base confiable para los análisis posteriores.

Tras el análisis y la determinación de las secciones geométricas, se realizó un estudio detallado de las cargas estructurales. Se consideró una carga viva de cubierta, junto con cargas de viento en barlovento en sotavento. Además, se aplicó una carga sísmica conforme al tipo de suelo, obteniéndose un coeficiente sísmico de 0.396. De acuerdo con las combinaciones de carga establecidas, se determinó que la estructura no cumplía con la capacidad de carga requerida excediéndose 3 veces la misma. Como medida correctiva, se propuso un reforzamiento mediante la adición de un perfil tipo canal de iguales dimensiones columnas, así como tensores angulares entre pórticos y correas, garantizaron el cumplimiento de las derivas y deformaciones máximas permitidas por la NEC.

Finalmente, se realizó el análisis de los elementos estructurales frente a condiciones de incendio considerando un tiempo de exposición de 30 minutos, lo que evidenció que las secciones sin protección alcanzaron temperaturas cruciales que comprometieron significativamente sus propiedades mecánicas, siendo la viga la sección más crítica que alcanzó 772.15 °C, con disminuciones del 86 % y 90 % sus propiedades mecánicas. Para mitigar estas pérdidas, se implementaron paneles de gypsum como sistema de protección pasiva, garantizando un desempeño estructural satisfactorio y una efectividad de hasta el 64 % en la reducción de la temperatura frente a sistemas no protegidos.

II. RECOMENDACIONES

Se recomienda emplear tecnologías avanzadas, como escáneres láser 3D, para optimizar la precisión y eficiencia en el levantamiento geométrico de estructuras. Esto permitiría obtener modelos digitales detallados, reduciendo el sesgo humano en la medición de las secciones y mejorando la calidad del análisis estructural. Asimismo, considerar todos los casos posibles en el análisis lineal y la modelación estructural, incluyendo combinaciones de carga térmica y mecánica asociadas a la exposición al fuego, para garantizar una evaluación más integral y precisa del comportamiento de la estructura bajo condiciones extremas.

Es fundamental profundizar en el análisis de los elementos estructurales y las metodologías de cálculo mediante la implementación de enfoques avanzados basados en la mecánica de fluidos. Esto permitirá modelar con mayor precisión la interacción de las llamas con las diferentes secciones estructurales. Al incorporar la distribución térmica, las propiedades termo-mecánicas de los materiales y las variaciones geométricas, se podrá evaluar de forma detallada la evolución de tensiones residuales y deformaciones críticas bajo condiciones de fuego, optimizando así los sistemas de protección y minimizando el riesgo de colapso estructural por incendios.

Se aspira a centrar los esfuerzos en desarrollar y aplicar métodos avanzados que permitan analizar la estructura de manera global, en lugar de estudiar cada perfil individualmente. Esto minimiza errores y asume datos más reales, mejorando la precisión del análisis y reduciendo el riesgo de colapsos estructurales, considerando posibles fallas sistémicas y tomar medidas proactivas para evitar pérdidas económicas y daños humanitarios.

Es esencial estudiar la efectividad de los sistemas de protección en función de diversas configuraciones estructurales, considerando aspectos como la geometría, los materiales empleados y las condiciones de exposición al fuego. Este análisis debe incluir la evaluación de soluciones como pinturas intumescentes, espray ignífugo, revestimientos de vermiculita y otros sistemas de protección pasiva, con el objetivo de identificar las estrategias más eficaces para escenarios específicos de carga térmica y mecánica. A través de estudios integrales que combinen simulaciones avanzadas y pruebas experimentales, se podrá optimizar la interacción entre estos sistemas de protección, reduciendo significativamente el riesgo de colapso estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] C. Ruiz, «Análisis del comportamiento de la estructura metálica del mercado Simón Bolivar expuesto al fuego y su incidencia en los resultados finales», Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2015.

[2] G.-L. F. Porcari, E. Zalok, y W. Mekky, «Fire induced progressive collapse of steel building structures: A review of the mechanisms», *Eng. Struct.*, vol. 82, pp. 261-267, ene. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.011.

[3] F. Ruvalcaba y M. Covarrubias, «La Ingeniería Estructural de Fuego un enfoque nacional y su ejemplo de aplicación», vol. 17, 2017, [En línea]. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-77432017000300253

[4] C. Muñoz, «El Diseño Basado en Prestaciones frente al Incendio de las Estructuras de Edificación», vol. 69, p. 10, 2017, doi: http://dx.doi.org/10.3989/id56471.

[5] J. Ferrán, «Resistencia al fuego de pórticos simples de acero a dos aguas», *545*, vol. 69, p. 11, 2017, doi: http://dx.doi.org/10.3989/ic.15.089.

[6] «NPT_04 Carga de incendio nas edificacoes e areas de risco rev2022 vers 6 1.pdf». Accedido: 8 de octubre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.bombeiros.pr.gov.br/sites/bombeiros/arquivos_restritos/files/documento/2022-05/npt_014_carga_de_incendio_nas_edificacoes_e_areas_de_risco_rev2022_vers_6_1.pdf

[7] C. Correa, «Incendio en compartimiento de residencia en la Ciudad de Recife: Un estudio experimental», *ALCONPAT*, vol. 7, n.º 3, p. 16, 2017, doi: https://doi.org/10.21041/ra.v7i3.221.

[8] M. Ureña, «Efecto del tiempo de exposición al fuego en la resistencia a flexión de vigas de hormigón armado.», vol. 19, n.º 2, p. 12, 2018, doi: https://doi.org/10.13140/RG.2.2.10804.35203.

[9] X. Wang, W. Chen, J. Li, y T. Yang, «Fire Resistance Performance of Constrained H-Shaped Steel Columns with Uneven Vertical Temperature Distributions», *Buildings*, vol. 14, n.º 9, Art. n.º 9, sep. 2024, doi: 10.3390/buildings14092826.

[10] V. S. Sam, G. W. K. Marak, A. Nammalvar, D. Andrushia, B. G. A. Gurupatham, y K. Roy, «Investigation on Flexural Behavior of Galvanized Cold-Formed Steel Beams Exposed to Fire with Different Stiffener Configurations», *Fire*, vol. 7, n.º 9, Art. n.º 9,

sep. 2024, doi: 10.3390/fire7090318.

[11] M.-T. Chen, M. Pandey, y B. Young, «Mechanical properties of cold-formed steel semi-oval hollow sections after exposure to ISO-834 fire», *Thin-Walled Struct.*, vol. 167, p. 108202, oct. 2021, doi: 10.1016/j.tws.2021.108202.

[12] P. Dhanabal, «Efectos en las propiedades de elemento de geopolímeros mezclados con ferrocemento debido al impacto térmico», vol. 37, n.º 2, p. 14, 2022, doi: http://dx.doi.org/10.7764/ric.00028.21.

[13] H. Caetano, L. Vilhena, A. Ramalho, A. Santiago, L. Laím, y E. Monteiro, «Mechanical Characterisation of Gypsum-Based Passive Fire Protection Mortars with Micro and Nano Silica Particles», *Appl. Sci.*, vol. 14, n.º 19, Art. n.º 19, ene. 2024, doi: 10.3390/app14198612.

[14] S. Jiang *et al.*, «The Effect of Expanded Vermiculite on the Fire Resistance of Waterborne Acrylic Coatings», *Polymers*, vol. 16, n.º 16, Art. n.º 16, ene. 2024, doi: 10.3390/polym16162302.

[15] L. M. P. Sierra, «Técnicas para un levantamiento arquitectónico», [En línea]. Disponible en: https://www.fadp.edu.co/wp-content/uploads/2018/06/revista-oblicua-11-2.pdf

[16] «NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf». Accedido: 25 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

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

[18] «NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.pdf». Accedido: 28 de abril 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

[19] «REGLAMENTO DE PREVENCIÓN, MITIGATORIO Y PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS | Ecuador - Guía Oficial de Trámites y Servicios». Accedido: 28 de diciembre de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.gob.ec/regulaciones/reglamento-prevencion-mitigatorio-proteccion-contra-incendios

[20] «Real Decreto 2267/2004, de 3 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales.».

[21] Ministerio de Industria, Comercio y Turismo, «Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales», Reglamento, feb. 2019.

[22] C. Muñoz, «Resistencia al fuego de pilares tubulares de fundición de hierro», Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona, 2017.

[23] C. Britez, «Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de concreto», *1*, vol. 10, p. 21, 2022, doi: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421.

[24] A. Buchanan y A. Abu, *Structural Design for Fire Safety*, Segunda Edición. Wiley, 2017.

[25] Instituto Nacional de Normalización, *Prevención de incendio en edificios: ensayo de resistencia al fuego : Parte I, elementos de construcción en general*. en Norma chilena oficial ; NCh 935/1 Of84. Santiago: Instituto Nacional de Normalización, 1984.

[26] «UNE-EN 1993-1-2:2011 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de ...» Accedido: 5 de enero de 2025. [En línea]. Disponible en: https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma?c=N0048506

[27] S. B. Oribi, A. Kada, B. Lamri, y L. M. Mesquita, «Investigation of residual stresses on the fire resistance of unrestrained cellular beams», *ce/papers*, vol. 4, n.º 2-4, pp. 1386-1394, sep. 2021, doi: 10.1002/cepa.1436.

[28] «ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings», 2016.

[29] 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.

[30] «(PDF) Fire effect on traditional gypsum plasters», en *ResearchGate*, nov. 2024. doi: 10.4995/icomos2022.2022.16854.

[31] «Especificaciones técnicas gyplac.pdf». Accedido: 5 de enero de 2025. [En línea]. Disponible en: https://etex.azureedge.net/pi470002/original/1676706968/ft_placa_rf_gyplac_ec_febrero_2023_v0-ss.pdf

ANEXOS

ANEXOS

Anexo 1:Metodología de cálculo para sección de columna en medio no protegido

Tomando en cuenta los coeficientes para el cálculo de la temperatura del acero en un intervalo de tiempo de 30 minutos. En primera instancia de acuerdo con la ecuación 12 el factor de corrección para efectos de sombra está dado por la siguiente relación.

$$K_{sh} = 0.9\frac{(273.22\,m^{-1})}{(419.24\,m^{-1})} = 0.59$$

Entonces, para 30 min, la variación de la temperatura del acero viene dada por los factores descritos e incorporados en la ecuación 10. Sin embargo, el cálculo pertenece a un método interactivo por lo tanto fue necesario la aplicación de un software de cálculo, mismo que se presenta los resultados en la tabla VII considerando un cálculo de 1 segundo.

Temperatura del acero precedente a 30 min= 669.6

$$0.59 * \frac{(419.2)}{7850*851} * [25 * (841.7 - 669.6) + 5.67\ x10^{-12} * 0.8 * (841^4 - 669^4)] * 1 = 0.15$$

TABLA VII

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	Tiempo (min)	Cs	ΔTs	Temperatura del acero Ts (°C)	Temperatura del fuego Tf (°C)	Variación en temperatura ΔT (°C)
0.000	0.000	439.802	0.000	20.000	20.000	0.000
120.000	2.000	502.244	1.086	130.984	444.505	313.521
240.000	4.000	548.189	0.924	252.545	543.887	291.342
360.000	6.000	584.766	0.745	352.596	603.118	250.521
480.000	8.000	622.890	0.594	432.662	645.455	212.793
600.000	10.000	663.965	0.476	496.586	678.427	181.842
720.000	12.000	706.551	0.387	548.134	705.436	157.303
840.000	14.000	749.127	0.320	590.368	728.312	137.944
960.000	16.000	790.706	0.269	625.590	748.153	122.564
1080.000	18.000	830.775	0.230	655.471	765.672	110.201
1200.000	20.000	869.128	0.200	681.223	781.355	100.132
1320.000	22.000	905.732	0.176	703.730	795.551	91.821
1440.000	24.000	940.644	0.157	723.643	808.517	84.874
1560.000	26.000	973.964	0.141	741.451	820.450	78.999
1799.000	29.983	1036.045	0.117	772.038	841.713	69.675
1800.000	30.000	1036.294	0.117	772.155	841.796	69.641

La temperatura del acero para la sección de columna será 669.7°C

Verificación de la resistencia para la sección de columna en medio no protegido

Con la temperatura obtenida se realizó una interpolación, donde se determinó que fy se redujo un 70% a 765.759 Kg/cm^2 y el módulo de elasticidad disminuyo al 82% con valor de 375992.72 Kg/cm^2, a continuación, se evaluó manualmente el perfil, comparando su carga actuante con una combinación crítica de 1.2D + 1.6L, considerando la combinación más crítica según normativas nacionales.

Cálculo de la capacidad de carga de elementos estructurales

- Propiedades geométricas

Para la sección se columna considerada como Doble C 150X50X3 mm, se obtuvo bf=100 mm, tf=3 mm para las alas, mientras que para el alma hw=150 mm y tw=6 mm con lo que las propiedades geométricas están dadas por la tabla VIII.

TABLA VIII

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO.

Propiedades geométricas perfil Doble C 150X50X3 mm		
Descripción	**Valor**	**Unidad**
Área=	1464.00	mm^2
Inercia X=	4734792.00	mm^4
Inercia Y=	502592.00	mm^4
Sx=	63130.56	mm^3
Sy=	10051.84	mm^3
Zx=	75204.00	mm^3
Zy=	16296.00	mm^3
G=	790000.00	Kg/cm^2
J=	11861.82	mm^4
Cw=	2715127632.00	mm^6

Análisis de miembros sometidos a carga axial

Relación de esbeltez de la sección

- Alas

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50\ mm}{3\ mm} = 16.67$$

$$\lambda r = 0.64 * \sqrt{\frac{Kc * E}{Fy}} \qquad \therefore \quad Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{144\ mm}{6\ mm}}} = 0.81 > 0.76 \quad \therefore = 0.76$$

$$\lambda r = 0.64 * \sqrt{\frac{0.76 * 375992.72 \frac{Kg}{cm^2}}{765.76 \frac{Kg}{cm^2}}} = 12.36$$

$$\boldsymbol{\lambda r < \lambda \quad \therefore \quad 12.36 < 16.67 \quad (ALAS\ ESBELTAS)}$$

- Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{6\ mm} = 24$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49 * \sqrt{\frac{375992.72 \frac{kg}{cm^2}}{765.76 \frac{kg}{cm^2}}} = 33.02$$

$$\boldsymbol{\lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 24.00 < 32.02 \quad (ALMA\ COMPACTA)}$$

Estado límite elástico de pandeo por flexión

$$Pn = F_{cr} * A_e \qquad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$K = 0.80$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{4734792.00\ mm^4}{1464\ mm^2}} = 56.895\ mm$$

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{502592.00\ mm^4}{1464\ mm^2}} = 18.53\ mm$$

- Primera condición

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

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{375992.72\,\frac{kg}{cm^2}}{765.76\,\frac{kg}{cm^2}}} = 104.37$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{5.689\ cm} = 6.59 \quad < \quad 104.37 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{1.85\ cm} = 20.25 \quad < \quad 104.37 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 375992.72\ kg/cm^2}{(6.597)^2} = 85253.72\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{765.76\ kg/cm^2}{85253.72\ kg/cm^2} = 0.00898 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 375992.72\ kg/cm^2}{(20.25)^2} = 9049.57\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{765.76\ kg/cm^2}{9049.57\ kg/cm^2} = 0.0846 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\frac{\text{kL}}{\text{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\text{E}}{\text{fy}}} \quad \& \quad \frac{\text{Fy}}{\text{F}_\text{e}} \leq 2{,}25 \quad \therefore \quad \text{F}_{\text{cr}} = \left(0.658^{\frac{\text{Fy}}{\text{Fe}}}\right) * \text{Fy}$$

$$\text{F}_{\text{crx}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy = (0.658^{0.00898}) * 765.76\frac{Kg}{cm^2} = \boldsymbol{765.88\ kg/cm^2}$$

$$\text{F}_{\text{cry}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy = (0.658^{0.0845}) * 765.76\frac{Kg}{cm^2} = \boldsymbol{739.112\ kg/cm^2}$$

Esfuerzo límite elástico de pandeo por torsión

Sección doblemente simétrica

$$Fe = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L)^2} + G * J\right)\frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\left(\frac{\pi^2 * 375992.72\frac{Kg}{cm^2} * 2715.13\ cm^6}{(0.8 * 46.9\ cm)^2} + 790000\frac{Kg}{cm^2}\ * 1.18\ cm^4\right) * \frac{1}{(473.5\ + 50.26)cm^4}$$

$$Fe = 15454.84\ Kg/cm^2$$

- Primera condición

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

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{375992.72\frac{kg}{cm^2}}{765.76\frac{kg}{cm^2}}} = 104.37$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{5.689\ cm} = 6.59 \quad < \quad 104.37 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{1.85\ cm} = 20.25 \quad < \quad 104.37 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$\frac{Fy}{F_e} = \frac{765.76\frac{kg}{cm^2}}{15454.84\frac{kg}{cm^2}} = 0.0495 \leq\ 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\frac{\text{kL}}{\text{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\text{E}}{\text{fy}}} \quad \& \quad \frac{\text{Fy}}{\text{F}_\text{e}} \leq\ 2{,}25 \quad \therefore \quad \text{F}_\text{cr} = \left(0.658^{\frac{\text{Fy}}{\text{Fe}}}\right) * \text{Fy}$$

$$\text{F}_\text{cr} = \left(0.658\ ^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.0485}) * 765.76\frac{Kg}{cm^2} = \quad \boldsymbol{750.041\ kg/cm^2}$$

Se considera el esfuerzo crítico menor $\boldsymbol{F_{cr} = 739.112\ kg/cm^2}$

Reducción del área por esbeltez.

- Ala esbelta

$$\lambda \leq \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}}$$

$$16.67 \leq 12.36 * \sqrt{\frac{765.76\frac{kg}{cm^2}}{739.112\frac{kg}{cm^2}}} = 12.58$$

$$16.67 \geq 12.58 \quad (Reducción\ de\ ancho\ efectivo)$$

$$be = bf\left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}\right)\sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}$$

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.18 y C2=1.31 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.31 * \frac{12.36}{16.67}\right)^2 * 765.76\frac{kg}{cm^2} = 720.80\ kg/cm^2 \quad (26)$$

$$be = 10cm\left(1 - 0.18 * \sqrt{\frac{720.8\ kg/cm^2}{739.113\ kg/cm^2}}\right)\sqrt{\frac{720.80kg/cm^2}{739.113\ kg/cm^2}} = 8.119cm$$

$$Ae = (81.19 * 2 * 3\ )mm^2 + (144\ * 6)mm^2 = 1351mm^2 = 13.51\ cm^2$$

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$Pn = 739.113\frac{kg}{cm^2} * 13.51cm^2\ = 9986.87\ kg$$

$$\emptyset \boldsymbol{Pn} = 0.9 * 9986.87\ kg\ = \boldsymbol{8988.17\ kg}$$

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{3mm} = 16.67$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{375992.72\ kg/cm^2}{765.76\ kg/cm^2}} = 8.42$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Kc * E}{Fl}} = 0.95\sqrt{\frac{0.76 * 375992.72\ kg/cm^2}{0.7 * 765.76\ kg/cm^2}} = 21.93$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 8.42 < 16.67 < 21.93 \quad (\boldsymbol{Ala\ No\ compacta})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{6mm} = 24$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{375992.72\ kg/cm^2}{765.76\ kg/cm^2}} = 83.32$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{375992.72\ kg/cm^2}{765.76\ kg/cm^2}} = 126.30$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 24.00 < 82.32 < 126.30 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\, F_y * S_x$$

$$Mp = 765.76\frac{kg}{cm^2} * 75.204cm^3 \leq 1.6\ * 765.76\frac{kg}{cm^2} * 63.13\ cm^3$$

$$Mp = 57588.14\ kg * cm \leq 77348.47\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 57588.14\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$57588.14\ kg * cm - \left(57588.14\ kg * cm - 0.7 * 765.7\frac{kg}{cm^2} * 63.13cm^3\right)\left(\frac{16.67 - 8.42}{21.93 - 8.42}\right)$$

$$Mn = 43096.85\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 43096.85\ kg * cm = \boldsymbol{38787.16\ kg * cm}$$

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\, F_y * S_y$$

$$Mp = 765.76\frac{kg}{cm^2} * 16.30cm^3 \leq 1.6\ * 765.76\frac{kg}{cm^2} * 10.05\ cm^3$$

$$Mp = 12478.8\ kg * cm \leq 12315.65\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 12315.65\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$12315.65\ kg * cm - \left(12315.65\ \ kg * cm - 0.7 * 765.7\frac{kg}{cm^2} * 10.05\ m^3\right)\left(\frac{16.67 - 8.42}{21.93 - 8.42}\right)$$

$$Mn = 8088.42\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 8088.42\ kg * cm = \boldsymbol{7279.57\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión se determinó de acuerdo con las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación.

- Pr= 14999.12 kg
- Mrx= 14.265 kg*cm
- Mry= 9209.744 kg*cm

Caso A:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{14999.12\ kg}{8988.17\ kg} = 1.66 \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{14999.12\ kg}{8988.17\ kg} + \frac{8}{9}\left(\frac{14.263\ kg*cm}{38787.16\ kg*cm} + \frac{9208.744\ kg*cm}{7278.57\ kg*cm}\right)$$

$$1.66 + \frac{8}{9}(0.00 + 1.265\ ) = 2.794 \geq 1.0\ \ (\boldsymbol{No\ cumple})$$

El perfil sin protección no cumple con la capacidad de carga, por lo que se requiere protección contra eventos de fuego.

Anexo 2: Metodología de cálculo para sección de columna en medio protegido

Considerando los valores establecidos para las propiedades mecánicas del acero y el sistema de protección, se analizará la temperatura de los elementos estructurales expuesto al fuego en un intervalo de 30 minutos, para lo cual aplicó la ecuación 32 que brinda el coeficiente de capacidad térmica efectiva con gypsum de espesor 12.7 mm. De la misma manera, el método manual requiere un software de cálculo que facilite la iteracción de resultados.

$$\phi = \frac{800\,Kg/m^3 * 1700 J/Kg * K}{7850\,Kg/m^3 * 439.8\ J/Kg * K} * 0.013m * (273.22m^{-1}) = 1.37$$

En conjunto con las propiedades mecánicas del acero y el sistema de protección, se aplicó la ecuación 31 obteniendo una temperatura para la sección de columna protegida de 221.96°C.

Temperatura precedente a 30 minutos: 221.84°C

$$\Delta T_s = \frac{0.2\,W/mK * (273.22m^{-1})}{0.013m * 7850\,Kg/m^3 * 1700\ J/Kg * K} * \frac{(619.87°C)}{\left(1 + \frac{1.37}{3}\right)} * 1s - \left(e^{1.37/10} - 1\right) * 0.12$$

$$\Delta T_s = 0.12$$

TABLA IX

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA COLUMNA EN MEDIO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	**Tiempo (min)**	**Cs**	**ΔTs**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Variación en temperatura ΔT (°C)**
0.00	0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00
120.00	2.00	444.61	0.08	26.89	444.50	417.62
240.00	4.00	451.87	0.10	37.72	543.89	506.17
360.00	6.00	459.73	0.11	50.04	603.12	553.07
480.00	8.00	467.68	0.11	63.23	645.46	582.23
600.00	10.00	475.49	0.12	76.96	678.43	601.47
720.00	12.00	483.05	0.12	91.06	705.44	614.37
840.00	14.00	490.31	0.12	105.41	728.31	622.90
960.00	16.00	497.22	0.12	119.92	748.15	628.23
1080.00	18.00	503.81	0.12	134.52	765.67	631.15
1200.00	20.00	510.07	0.12	149.17	781.35	632.18
1320.00	22.00	516.04	0.12	163.83	795.55	631.72
1440.00	24.00	521.74	0.12	178.46	808.52	630.06
1560.00	26.00	527.21	0.12	193.03	820.45	627.42
1799.00	29.98	537.55	0.12	221.84	841.71	619.87
1800.00	30.00	537.59	0.12	221.96	841.80	619.83

Verificación de la resistencia para la sección de columna en medio protegido

A partir de la temperatura 221.96°C se calculó el módulo de elasticidad correspondiente a 12% de reducción por exposición al fuego de 1790234.56 kg/cm² y esfuerzo de fluencia sin reducción 2531.05 kg/cm².

Cálculo de la capacidad de carga de elementos estructurales

- Propiedades geométricas

Para determinar la capacidad de carga en medio protegido para la sección de columna se aplicaron las propiedades geométricas de la tabla VIII correspondiente a Doble C 150X50X3 mm, se obtuvo bf=100 mm, tf=3 mm para las alas, mientras que para el alma hw=150 mm y tw=6 mm.

Análisis de miembros sometidos a carga axial

Relación de esbeltez de la sección

- Alas

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{50\ mm}{3\ mm} = 16.67$$

$$\lambda r = 0.64 * \sqrt{\frac{Kc * E}{Fy}} \qquad \therefore \quad Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$$

$$Kc = \frac{4}{\sqrt{\frac{144\ mm}{6\ mm}}} = 0.81 > 0.76 \quad \therefore = 0.76$$

$$\lambda r = 0.64 * \sqrt{\frac{0.76 * 1790234.56\ \frac{Kg}{cm^2}}{2531.05 \frac{Kg}{cm^2}}} = 14.83$$

$$\boldsymbol{\lambda r < \lambda \quad \therefore \quad 14.83 < 16.67 \quad (ALAS\ ESBELTAS)}$$

- Alma

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{6\ mm} = 24$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.49 * \sqrt{\frac{1790234.56\ \frac{kg}{cm^2}}{2531.05 \frac{kg}{cm^2}}} = 39.63$$

$$\boldsymbol{\lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 24.00 < 39.63 \ (ALMA\ COMPACTA)}$$

Estado límite elástico de pandeo por flexión

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$K = 0.80$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}} = \sqrt{\frac{4734792.00\ mm^4}{1464\ mm^2}} = 56.895\ mm$$

$$ry = \sqrt{\frac{Iy}{Ag}} = \sqrt{\frac{502592.00\ mm^4}{1464\ mm^2}} = 18.53\ mm$$

- Primera condición

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

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\text{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{1790234.56\ \frac{kg}{cm^2}}{2531.05\frac{kg}{cm^2}}} = 125.26$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{5.689\ cm} = 6.59 \quad < \quad 125.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{1.85\ cm} = 20.25 \quad < \quad 125.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1790234.56\ \ kg/cm^2}{(6.597)^2} = 405923.18\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ex}} = \frac{2531.05\ kg/cm^2}{405923.18\ kg/cm^2} = \ 0.00623 \ \leq \ 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 1790234.56\ kg/cm^2}{(20.25)^2} = 43088.22\ kg/cm^2$$

$$\frac{Fy}{F_{ey}} = \frac{2531.05\ kg/cm^2}{43088.22\ kg/cm^2} = \ 0.0587 \ \leq \ 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\frac{\text{kL}}{\text{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\text{E}}{\text{fy}}} \quad \& \quad \frac{\text{Fy}}{\text{F}_\text{e}} \leq 2{,}25 \quad \therefore \quad \text{F}_\text{cr} = \left(0.658^{\frac{\text{Fy}}{\text{Fe}}}\right) * \text{Fy}$$

$$\mathrm{F_{crx}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.00623}) * 2531.05\frac{Kg}{cm^2} = \mathbf{2524.45\ kg/cm^2}$$

$$\mathrm{F_{cry}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fex}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.0587}) * 2531.05\frac{Kg}{cm^2} = \mathbf{2469.58\ kg/cm^2}$$

Esfuerzo límite elástico de pandeo por torsión

Sección doblemente simétrica

$$Fe = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L)^2} + G * J\right)\frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\left(\frac{\pi^2 * 1790234.5\frac{Kg}{cm^2} * 2715.13\ cm^6}{(0.8 * 46.9\ cm)^2} + 790000\frac{Kg}{cm^2} * 1.18\ cm^4\right) * \frac{1}{(473.5\ + 50.26)cm^4}$$

$$Fe = 66856.08\ Kg/cm^2$$

- Primera condición

$$\frac{kL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{\mathrm{fy}}}$$

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{\mathrm{fy}}} = 4.71 * \sqrt{\frac{1790234.56\ \frac{kg}{cm^2}}{2531.05\frac{kg}{cm^2}}} = 125.26$$

$$\frac{K * L}{rx} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{5.689\ cm} = 6.59 \quad < \quad 125.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

$$\frac{K * L}{ry} = \frac{0.8 * 46.9\ cm}{1.85\ cm} = 20.25 \quad < \quad 125.26 \quad (\boldsymbol{OK})$$

- Segunda condición

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

$$\frac{Fy}{F_e} = \frac{2531.05\frac{kg}{cm^2}}{66856.08\frac{kg}{cm^2}} = 0.0378 \leq 2{,}25 \quad (\mathbf{OK})$$

$$\frac{\mathrm{kL}}{\mathrm{r}} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{fy}}} \quad \& \quad \frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{F_e}} \leq 2{,}25 \quad \therefore \quad \mathrm{F_{cr}} = \left(0.658^{\frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{Fe}}}\right) * \mathrm{Fy}$$

$$\mathrm{F_{cr}} = \left(0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) * Fy \quad = \quad (0.658^{0.0378}) * 2531.05\frac{Kg}{cm^2} = \mathbf{2491.26\ kg/cm^2}$$

Se considera el esfuerzo crítico menor $F_{cr} = 2469.58\ kg/cm^2$

Reducción del área por esbeltez.

- Ala esbelta

$$\lambda \leq \lambda r * \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}}$$

$$16.67 \leq 14.83 * \sqrt{\frac{2531.05\,\frac{kg}{cm^2}}{2469.58\,\frac{kg}{cm^2}}} = 15.02$$

$$16.67 \geq 15.02 \ (Reducción\ de\ ancho\ efectivo)$$

$$be = bf\left(1 - c1 * \sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}\right)\sqrt{\frac{Fel}{Fcr}}$$

Factor de ajuste por imperfecciones en ancho efectivo considera C1= 0.18 y C2=1.31 de acuerdo con la tabla E7.1 del AISC 360-16 [28].

$$F_{el} = \left(C_2 * \frac{\lambda r}{\lambda}\right)^2 * Fy = \left(1.31 * \frac{14.83}{16.67}\right)^2 * 2531.0537\,\frac{kg}{cm^2} = 3431.98\ kg/cm^2$$

$$be = 10cm\left(1 - 0.18 * \sqrt{\frac{3431.98\ kg/cm^2}{2469.58\ kg/cm^2}}\right)\sqrt{\frac{3431.98\ kg/cm^2}{2469.58\ kg/cm^2}} = 9.28cm$$

$$Ae = (92.87 * 2 * 3\ )mm^2 + (144\ * 6)mm^2 = 1421.22mm^2 = 14.21\ cm^2$$

$$Pn = F_{cr} * A_e \quad \therefore \quad \emptyset = 0.9$$

$$Pn = 2469.58\,\frac{kg}{cm^2} * 14.21\ cm^2\ = 35098.329\ kg$$

$$\emptyset \boldsymbol{Pn} = 0.9 * 35098.32\ kg\ = \boldsymbol{31588.4\ kg}$$

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{3mm} = 16.67$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{1790234.56\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 10.11$$

$$\lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{Kc * E}{Fl}} = 0.95\sqrt{\frac{0.76 * 1790234.56\ kg/cm^2}{0.7 * 2531.05\ kg/cm^2}} = 26.33$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 10.11 < 16.67 < 26.60 \quad (\boldsymbol{Ala\ No\ compacta})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{144\ mm}{6mm} = 24$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{1790234.56\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 100$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1790234.56\ kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 151.59$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 24.00 < 100 < 151.59 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\ F_y * S_x$$

$$Mp = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 75.204cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 63.13\ cm^3$$

$$Mp = 190345.1368\ kg * cm \leq 255658.6369\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 190345.1368\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$190345.1\ kg * cm - \left(190345.1\ kg * cm - 0.7 * 2531.0\frac{kg}{cm^2} * 63.13cm^3\right)\left(\frac{16.67 - 10.1}{26.33 - 10.1}\right)$$

$$Mn = 158596.40kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 158596.40\ kg * cm = \boldsymbol{142736.76\ kg * cm}$$

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\ F_y * S_y$$

$$Mp = 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 16.30cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 10.05\ cm^3$$

$$Mp = 41246.0\ kg * cm \leq 40706.75\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 40706.75\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$40706.7\ kg * cm - \left(40706.7\ \ kg * cm - 0.7 * 2531.05\frac{kg}{cm^2} * 10.05\ m^3\right)\left(\frac{16.67 - 10.1}{26.33 - 10.1}\right)$$

$$Mn = 31445.353\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 31445.35\ kg * cm = \boldsymbol{28300.82\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión se determinó de acuerdo con las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación.

- Pr= 14999.12 kg
- Mrx= 14.265 kg*cm
- Mry= 9209.744 kg*cm

Caso A:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{14999.12\ kg}{31588.49\ kg} = 0.47 \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{14999.12\ kg}{31588.49\ kg} + \frac{8}{9}\left(\frac{14.263\ kg * cm}{142736.7\ kg * cm} + \frac{9208.744\ kg * cm}{28300.82\ kg * cm}\right)$$

$$0.47 + \frac{8}{9}(0.00 + 0.325\ ) = 0.764 \leq 1.0\ \ (\boldsymbol{Cumple})$$

El análisis realizado demuestra que el elemento estructural cumple con la capacidad de carga bajo la combinación de exposición al fuego cuando se utiliza un panel de gypsum de 12.7 mm como medida de protección pasiva. Los resultados indican que la demanda impuesta sobre el elemento es inferior al 76% de su capacidad máxima requerida, con un coeficiente de utilización menor a 0.76. Esto confirma que el diseño satisface los criterios de seguridad establecidos, garantizando un desempeño adecuado del elemento en condiciones de incendio.

Anexo 3: Metodología de cálculo para sección de correa en medio no protegido

Para el análisis de la correa de cubierta, se aplicó una metodología similar a la utilizada en la sección de columna y el cordón de viga. Se considera la ecuación 12, pero en este caso, para elementos tipo C, el cálculo se realiza sin incluir el coeficiente de reducción de 0.9, como se detalla a continuación.

$$K_{sh} = \frac{(345.62\, m^{-1})}{(500.00\, m^{-1})} = 0.69$$

Como resultado del análisis, se empleó la ecuación 10 junto con los factores mecánicos del acero y las características de su forma. A través de un proceso iterativo, se logró determinar la temperatura correspondiente a un periodo de 30 minutos, la cual se presenta en la tabla X.

- Temperatura del acero precedente a 30 min= 722.523°C

$$0.69 * \frac{(500.00)}{7850 * 938.8} * [25 * (841.7 - 722.5) + 5.67\, x10^{-12} * 0.8 * (841.7^4 - 722.5^4)] * 1 = 0.14$$

TABLA X

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA CORREA EN MEDIO NO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	**Tiempo (min)**	**Cs**	**ΔTs**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Variación en temperatura ΔT (°C)**
0.000	0.000	439.802	0.000	20.000	20.000	0.000
120.000	2.000	485.658	0.789	96.119	444.505	348.386
240.000	4.000	525.735	0.743	189.049	543.887	354.838
360.000	6.000	555.235	0.654	272.975	603.118	330.142
480.000	8.000	582.145	0.565	346.128	645.455	299.328
600.000	10.000	610.389	0.485	409.096	678.427	269.331
720.000	12.000	640.994	0.416	463.058	705.436	242.378
840.000	14.000	673.634	0.357	509.344	728.312	218.968
960.000	16.000	707.566	0.309	549.233	748.153	198.921
1080.000	18.000	742.058	0.269	583.849	765.672	181.823
1200.000	20.000	776.536	0.236	614.133	781.355	167.222
1320.000	22.000	810.597	0.209	640.852	795.551	154.699
1440.000	24.000	843.982	0.187	664.619	808.517	143.898
1560.000	26.000	876.535	0.168	685.927	820.450	134.523
1799.000	29.983	938.615	0.139	722.523	841.713	119.190
1800.000	30.000	938.867	0.139	722.662	841.796	119.134

Se determinó que la temperatura alcanzada a los 30 minutos por la sección de la correa es de 722.66 °C.

Verificación de la resistencia para la sección de correa en medio no protegido

A partir de la temperatura de 722.66 °C y mediante el proceso de interpolación, se estableció que el esfuerzo de fluencia redujo un 80% resultando en 513.310 kg/cm², mientras disminuyo un 88% el módulo de elasticidad, mismo que corresponde a 246574.88 kg/cm².

Cálculo de la capacidad de carga de elementos estructurales

En relación con la sección analizada, esta corresponde a un canal tipo C con un ancho de ala bf de 50 mm y un espesor de ala de 4 mm. Además, presenta una altura del alma hw de 125 mm y un espesor del alma tw de 4 mm. Con base en estas dimensiones, se consideraron las propiedades geométricas que se detallan en la tabla XI.

TABLA XI

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL C 12X50X4 MM.

Propiedades geométricas perfil C 125X50X4 mm		
Descripción	**Valor**	**Unidad**
Área=	732.00	mm^2
Inercia X=	2367396.00	mm^4
Inercia Y=	160599.410	mm^4
Sx=	31565.28	mm^3
Sy=	4131.828	mm^3
Zx=	37602.00	mm^3
Zy=	7254.96	mm^3
G=	790000.00	Kg/cm^2
J=	2144.97	mm^4
Cw=	618735832.60	mm^6

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{4\ mm} = 12.5$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{246574.9\ kg/cm^2}{513.3\ kg/cm^2}} = 8.33$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.0\sqrt{\frac{246574.9\ kg/cm^2}{513.3\ kg/cm^2}} = 21.9$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \quad 8.33 < 12.5 < 21.9 \ (\boldsymbol{Ala\ No\ compacta})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{117\ mm}{4\ mm} = 29.25$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{246574.9\ kg/cm^2}{513.3\ kg/cm^2}} = 82.41$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{246574.9\ kg/cm^2}{513.3\ kg/cm^2}} = 124.93$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 29.25 < 82.41 < 124.93 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\ F_y * S_x$$

$$Mp = 513.3\frac{kg}{cm^2} * 37.89\ cm^3 \leq 1.6\ * 513.3\frac{kg}{cm^2} * 31.97\ cm^3$$

$$Mp = 19448.42\ kg * cm \leq 26261.36\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 19448.42\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$19448.42\ kg * cm - \left(19448.42\ kg * cm - 0.7 * 513.3\frac{kg}{cm^2} * 31.9\ cm^3\right)\left(\frac{12.5 - 8.33}{21.9 - 8.33}\right)$$

$$Mn = 14055.4\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 14055.4\ \ kg * cm = \boldsymbol{12649.9\ kg * cm}$$

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\ F_y * S_y$$

$$Mp = 513.33\frac{kg}{cm^2} * 9.43\ cm^3 \leq 1.6\ * 513.33\frac{kg}{cm^2} * 5.30\ cm^3$$

$$Mp = 4839.9\ kg * cm \leq 4348.9\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 4348.9\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$4348.9\ kg * cm - \left(4348.9\ \ kg * cm - 0.7 * 513.33\frac{kg}{cm^2} * 5.30\ m^3\right)\left(\frac{12.5 - 8.33}{21.9 - 8.33}\right)$$

$$Mn = 3596.9\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 3596.9 kg * cm = \mathbf{3237.3\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión se determinó de acuerdo con las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación.

- Mrx= 31578.175 kg*cm
- Mry= 7751.527 kg*cm

Caso B:

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0 < 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0 + \left(\frac{31578.17\ kg * cm}{12649.9\ kg * cm} + \frac{7751.527\ kg * cm}{3237.3\ kg * cm}\right)$$

$$0 + (2.49 + 2.39\ ) = 4.88 \geq 1.0\ \ (\mathbf{No\ cumple})$$

El perfil sin protección no cumple con la capacidad de carga, por lo que se requiere protección contra eventos de fuego.

Anexo 4: Metodología de cálculo para sección de correa en medio protegido

Finalmente, del mismo modo en que se realizó el cálculo para columna y cordón de viga, se aplicó la ecuación 31 y 32, y mediante el sistema propuesto de 12.7 mm se obtuvo la siguiente temperatura:243.6°C, y demás resultados expuestos en la tabla XII.

$$\phi = \frac{800\,Kg/m^3 * 1700 J/Kg * K}{7850\,Kg/m^3 * 439.8\ J/Kg * K} * 0.013m * (345.62m^{-1}) = 1.73$$

$$\Delta T_s = \frac{0.2\,W/mK * (345.62\,m^{-1})}{0.013m * 7850\,Kg/m^3 * 1700\ J/Kg * K} * \frac{(598.4°C)}{\left(1 + \frac{1.73}{3}\right)} * 1s - \left(e^{1.73/10} - 1\right) * 0.13$$

$$\Delta T_s = 0.13$$

TABLA XII

RESULTADOS DE TEMPERATURA PARA CORREA EN MEDIO PROTEGIDO.

Tiempo (s)	**Tiempo (min)**	**Cs**	**ΔTs**	**Temperatura del acero Ts (°C)**	**Temperatura del fuego Tf (°C)**	**Variación en temperatura ΔT (°C)**
0.00	0.00	439.80	0.00	20.00	20.00	0.00
120.00	2.00	445.20	0.09	27.75	444.50	416.75
240.00	4.00	453.30	0.11	39.92	543.89	503.97
360.00	6.00	461.99	0.12	53.72	603.12	549.39
480.00	8.00	470.71	0.13	68.46	645.46	577.00
600.00	10.00	479.20	0.13	83.77	678.43	594.65
720.00	12.00	487.35	0.13	99.46	705.44	605.97
840.00	14.00	495.10	0.13	115.39	728.31	612.92
960.00	16.00	502.45	0.13	131.45	748.15	616.70
1080.00	18.00	509.41	0.13	147.58	765.67	618.09
1200.00	20.00	516.00	0.13	163.72	781.35	617.63
1320.00	22.00	522.27	0.13	179.83	795.55	615.72
1440.00	24.00	528.26	0.13	195.88	808.52	612.64
1560.00	26.00	534.01	0.13	211.83	820.45	608.62
1799.00	29.98	544.98	0.13	243.23	841.71	598.48
1800.00	30.00	545.03	0.13	243.36	841.80	598.43

Verificación de la resistencia para la sección de viga en medio protegido

A partir de la temperatura de 243.36 °C y mediante el proceso de interpolación, se estableció que el esfuerzo de fluencia Fy no tuvo reducción, es decir continua con su valor de 2531.05 kg/cm², mientras que el módulo de elasticidad redujo un 14% corresponde a 1746596.1 kg/cm².

Cálculo de la capacidad de carga de elementos estructurales

- Propiedades geométricas

La sección analizada corresponde a un canal tipo C, cuyas dimensiones incluyen un ancho de ala de 50 mm y un espesor de ala de 4 mm. Asimismo, la altura del alma de 125 mm, con un espesor también de 4 mm. A partir de estas medidas, se determinaron las propiedades geométricas que se presentan en la tabla XI.

Análisis de miembros sometidos a flexión

Relación de esbeltez de la sección

- Alas:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50mm}{4\ mm} = 12.5$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{1746596.1kg/cm^2}{2531.05\ \ kg/cm^2}} = 9.98$$

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.0\sqrt{\frac{1746596.1kg/cm^2}{2531.05\ kg/cm^2}} = 26.2$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda r \quad \therefore \ \ 9.98 < 12.5 < 26.2\ (\boldsymbol{Alas\ No\ compactas})$$

- Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{117\ mm}{4\ mm} = 29.25$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{1746596.1kg/cm^2}{2531.05\ \ kg/cm^2}} = 98.77$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{1746596.1kg/cm^2}{2531.05\ \ kg/cm^2}} = 149.73$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda r \quad \therefore \quad 29.25 < 98.77 < 149.73 \quad (\boldsymbol{Alma\ compacta})$$

Momento nominal para Mcx:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_x \leq 1.6\, F_y * S_x$$

$$Mp = 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 37.89\ cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 31.97\ cm^3$$

$$Mp = 95899.97\ kg * cm \leq 129492.8\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 95898.97\ kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$95899.97\ kg * cm - \left(95899.97\ kg * cm - 0.7 * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 31.9\ cm^3\right)\left(\frac{12.5 - 9.98}{26.2 - 9.98}\right)$$

$$Mn = 82524.58\ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 82524.28\ \ kg * cm = \boldsymbol{74272.13\ kg * cm}$$

Momento nominal para Mcy:

- Estado límite de fluencia:

$$Mp = F_y * Z_y \leq 1.6\, F_y * S_y$$

$$Mp = 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 9.43\ cm^3 \leq 1.6\ * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 5.30\ cm^3$$

$$Mp = 23865.66\ kg * cm \leq 21443.92\ kg * cm$$

$$\boldsymbol{Mp = 21443.92 kg * cm}$$

- Estado límite de pandeo local de ala (no compacta)

$$Mn = M_p - \left(M_p - 0.7 * F_y * S_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)$$

$$21443.92\ kg * cm - \left(21443.92\ \ kg * cm - 0.7 * 2531.05 \frac{kg}{cm^2} * 5.30\ m^3\right)\left(\frac{12.5 - 9.98}{26.2 - 9.98}\right)$$

$$Mn = 19579.26\ \ kg * cm$$

$$\emptyset Mn = 0.9 * 19578.26\ kg * cm = \boldsymbol{17621.3407\ kg * cm}$$

Combinación de carga axial y flexión

Para el cálculo de la capacidad de carga de la sección por medio axial y a flexión se determinó de acuerdo con las cargas aplicadas obtenidas del software ingenieril presentes a continuación.

- Mrx= 31578.175 kg*cm
- Mry= 7751.527 kg*cm

Caso B:

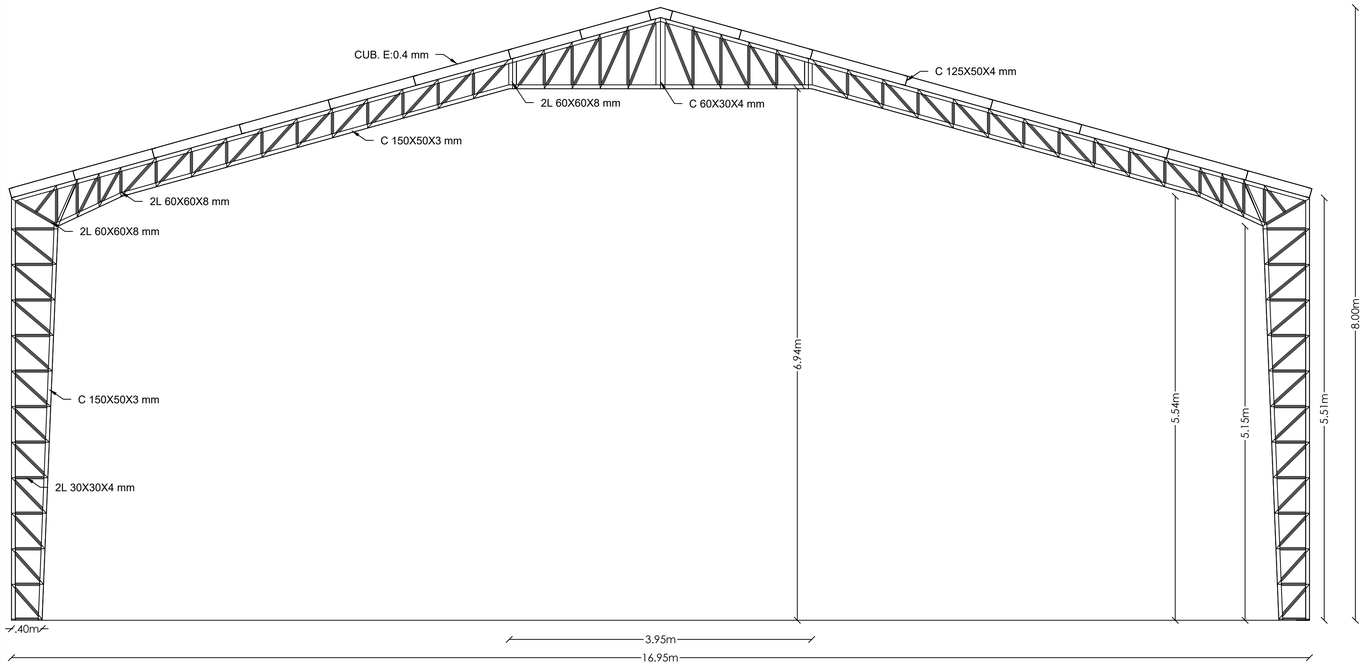
$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0 < 0.2 \quad \therefore \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0 + \left(\frac{31578.17\ kg * cm}{74272.130\ kg * cm} + \frac{7751.527\ kg * cm}{17621.34\ kg * cm}\right)$$

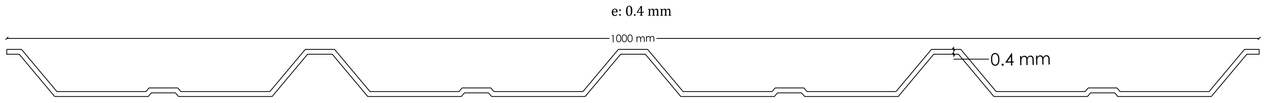
$$0 + (0.425 + 0.44\ ) = 0.865 \leq 1.0\ (\boldsymbol{Cumple})$$

La sección de correa cumple con la capacidad estructural con el sistema de protección tipo panel gypsum resistente al fuego de 12.7 mm de espesor a una temperatura calculada en 30 minutos.



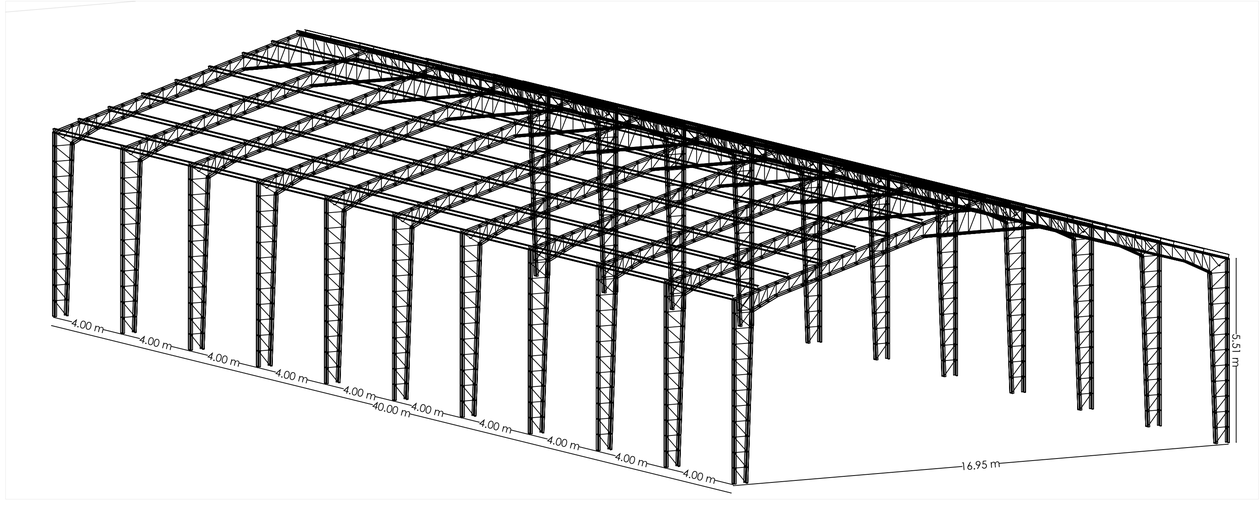
DETALLE DE PÓRTICO

Esc: 1:40



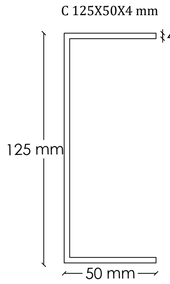
DETALLE DE CUBIERTA

S/E



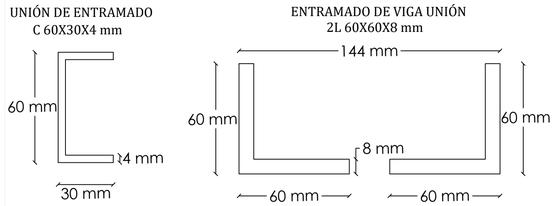
VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA

S/E



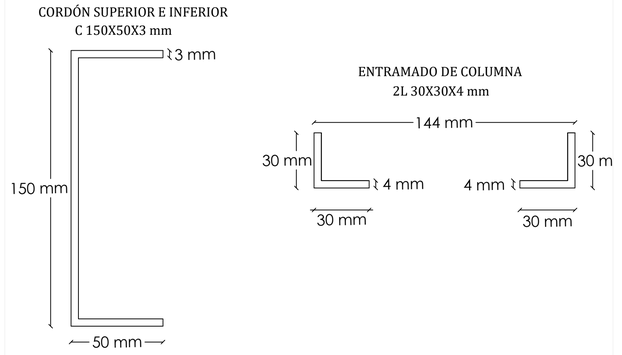
DETALLE DE CORREA

S/E



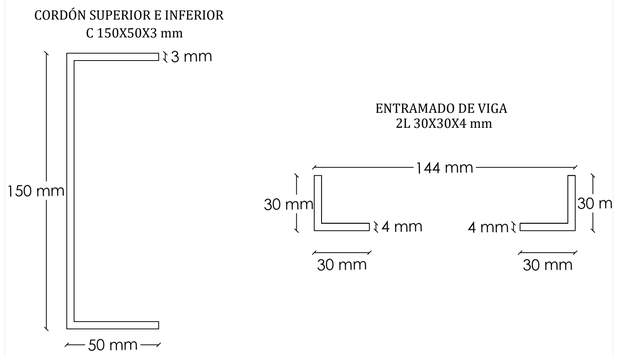
DETALLE DE ENTRAMADO DE VIGA

S/E



DETALLE DE COLUMNA

S/E



DETALLE DE CORDÓN DE VIGA

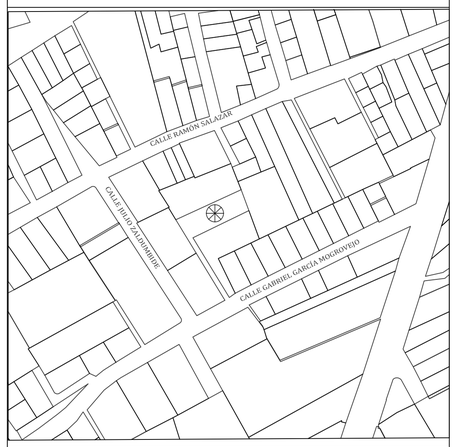
S/E

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



NOMBRE DEL PROYECTO:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA "MIKROCARTÓN" UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO

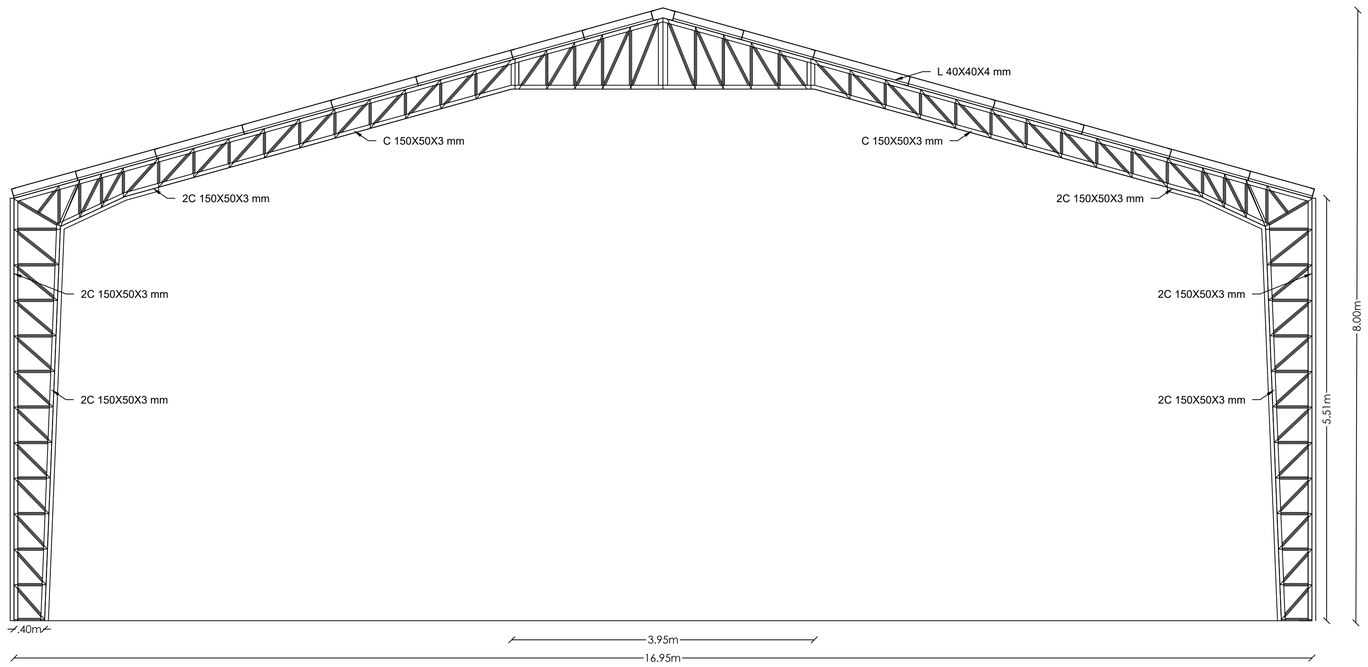
CONTENIDO:

LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO, DETALLE DE SECCIONES , VISTA 3D

ESCALA:	*COMO SE INDICA*
LÁMINA:	*A1- 1/2*
FECHA:	*ENERO 2025*

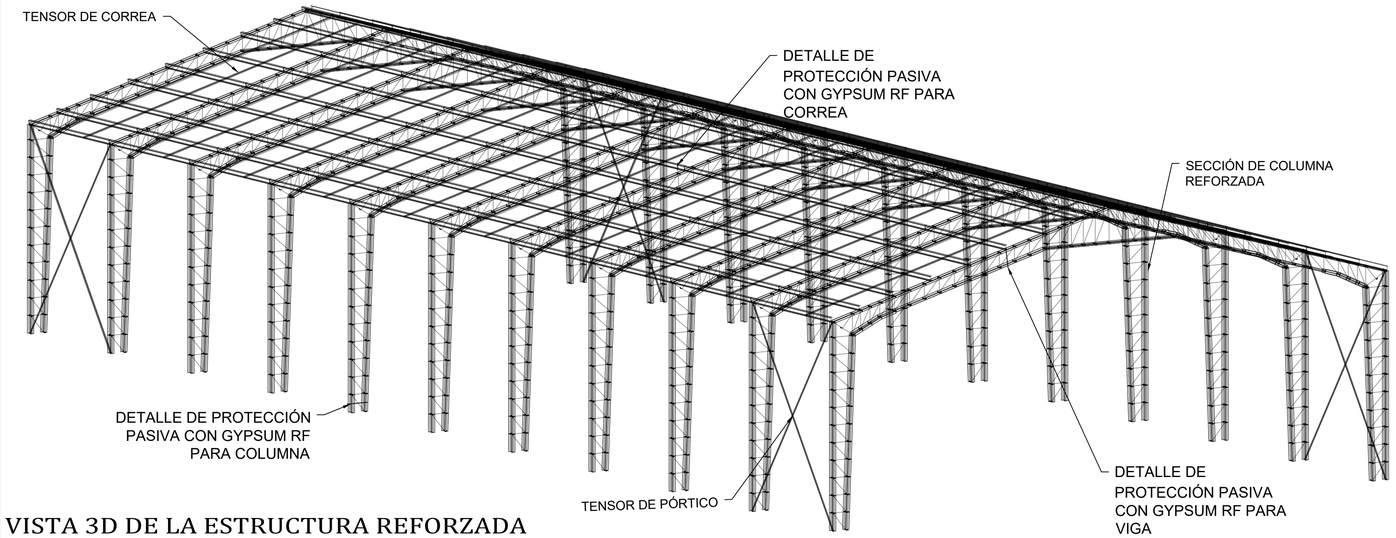
FIRMA DE RESPONSABILIDAD:

David Alejandro Bayas Vargas	Ing. Wladimir Ramirez
ESTUDIANTE	TUTOR



DETALLE DE PÓRTICO REFORZADO

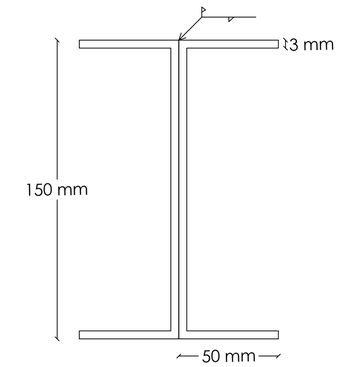
Esc: 1:40



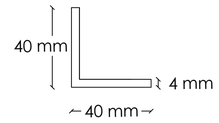
VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

S/E

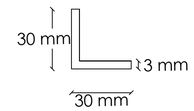
SECCIÓN DE COLUMNA
2C 150X50X3 mm



TENSOR DE CORREA

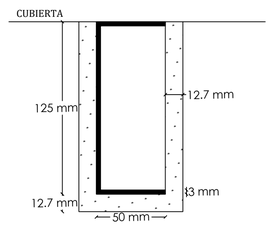


TENSOR DE PÓRTICO



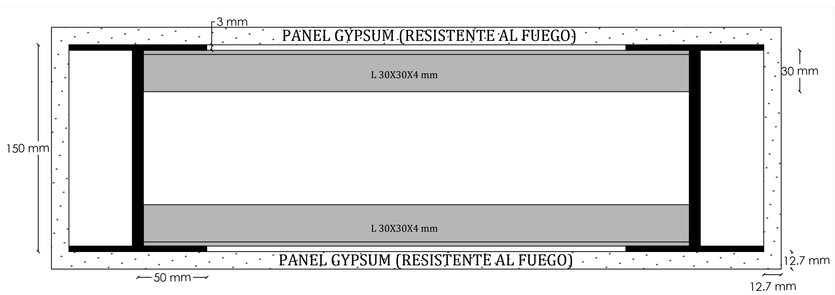
DETALLE DE REFUERZO DE SECCIONES

S/E



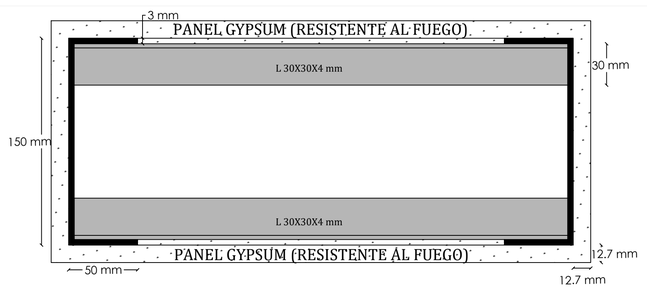
DETALLE DE PROTECCIÓN PASIVA CON GYPSUM RF PARA CORREA

S/E



DETALLE DE PROTECCIÓN PASIVA CON GYPSUM RF DE COLUMNA

S/E



DETALLE DE PROTECCIÓN PASIVA CON GYPSUM RF PARA VIGA

S/E

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS RECOMENDADAS GYPSUM RF/X

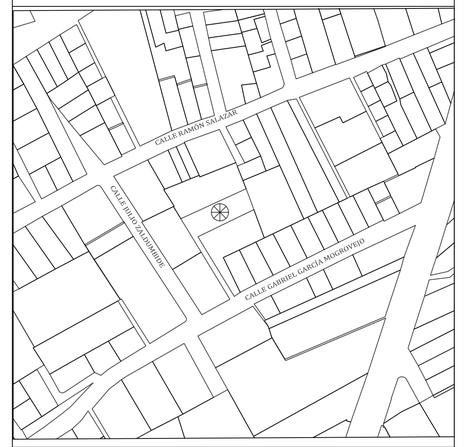
- ***Tablero de yeso**: Placa Gypsum RF/X.*
- ***Espesor:** 12.7 mm - 15.9 mm*
- ***Normativa de fabricación:** NTC 6159/ASTM E119*
- ***Densidad:** 800 kg/m³.*
- ***Conductividad Térmica:** 0.20 W/mK.*
- ***Calor Específico:** 1700 J/kgK.*

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



NOMBRE DEL PROYECTO:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL RESISTENTE AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA DEL BLOQUE 1 DE LA EMPRESA "MIKROCARTÓN" UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO

CONTENIDO:

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO.

ESCALA:	*COMO SE INDICA*
LÁMINA:	*A1- 2/2*
FECHA:	*ENERO 2025*

FIRMA DE RESPONSABILIDAD:

David Alejandro Bayas Vargas
ESTUDIANTE

Ing. Wladimir Ramirez
TUTOR