

CAPÍTULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El problema

Actualmente se desarrollan diferentes destrezas deportivas en el campus universitario, pero no en todas sus disciplinas y en ambientes adecuados. Existen espacios deportivos, aunque no están siendo aprovechados en su totalidad debido a la falta de una infraestructura que cumpla con las necesidades y comodidades tanto para espectadores como para atletas; la falta de sanitarios, cambiadores para los deportistas y la ausencia de alumbrado en caso de eventos realizados en la noche son un problema latente.

En este sentido, el no contar con una infraestructura adecuada, también conlleva a una pérdida de ingresos económicos, debido a que una estructura de este tipo puede ser empleada en diferentes actividades como alquileres para eventos universitarios, locales y hasta nacionales, de carácter social, cultural, deportivo, etc.

Otros problemas que suelen presentarse son:

1.1.1 Planteamiento

En el campus Universitario ya existe una zona destinada a desarrollar destrezas deportivas; este espacio deberá ser empleado de la mejor manera, para la construcción de una infraestructura adecuada.

Es evidente que el área no es amplia como para la magnitud de un estadio convencional, es por eso que el escaso terreno deberá ser aprovechado al máximo verticalmente, en el que entra en juego un diseño arquitectónico eficaz, capaz de aprovechar todo el espacio posible.

Por esta razón se plantea como solución el diseño estructural del Estadio Universitario Juan Misael Saracho.

1.1.2 Formulación

La construcción de un estadio que contemple un diseño arquitectónico y estructural adecuado, que cumpla con los requisitos de comodidad y funcionalidad, causaría un impacto positivo desde el punto de vista, económico, social y cultural.

Por tanto, generará recursos económicos adicionales, los cuales podrían ser aprovechados en beneficio de la educación en nuestra casa superior de estudios “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho”.

1.1.3 Sistematización

Se deberá verificar que la alternativa de solución sea la más conveniente en los aspectos técnicos y económicos.

Las alternativas en el presente proyecto, van ligadas con:

- La elección de la geometría del pórtico principal más adecuada y estudiar su comportamiento frente a la acción de cargas.
- La elección entre diferentes tipos de perfiles de la estructura en general, en el que se seleccionarán los más eficaces para los distintos sistemas que componen la estructura; además deben cumplir con los límites establecidos en los cálculos estructurales y, de igual manera, deben ser de más fácil colocación y conexión.
- Elección de conexiones soldadas o atornilladas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Realizar el diseño estructural de todos los elementos del Multideportivo UAJMS Módulo I: Estadio, cumpliendo normativas internacionales y nacionales, analizando correctamente cada uno de estos por medio de cálculos manuales, verificando estos análisis en programas de cálculo estructural.

1.2.2 Objetivos específicos

- Llevar a cabo, el estudio de suelos cumpliendo normativas y procedimientos requeridos, para la determinación adecuada de la capacidad portante del suelo.
- Analizar las cargas con el apoyo de la norma internacional ASCE 7-10, adaptando algunos valores, correspondientes al medio en estudio.
- Elegir el tipo de unión más favorable, empleando métodos de análisis y dimensionamiento según lo estipulado por la norma ANSI-AISC 360-10.
- Efectuar el diseño estructural de la cubierta metálica en voladizo seleccionando los perfiles más adecuados y del mismo modo sus uniones donde ambos garanticen seguridad y estabilidad.
- Desarrollar el diseño estructural de columnas y vigas de todo el sistema, galería principal, pasillo y gradas.
- Diseñar las graderías del multideportivo UAJMS Módulo 1: Estadio, con el apoyo de elementos prefabricados, verificando el cumplimiento técnico de estos según los requisitos de la obra.
- Desarrollar los cálculos del diseño de una Losa con placa colaborante "Metaldeck", apoyándose dichos cálculos en la normativa vigente de aceros conformados AISI S100-2007.
- Diseñar las zapatas de todo el sistema estructural, buscando estabilidad según el tipo de suelo estudiado.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Desarrollar el proyecto colabora y contribuye a profundizar los conocimientos adquiridos durante la formación académica y aplicarlos en el campo de estructura de edificaciones con respecto a estructuras de hormigón armado, metálicas y elementos pretensados.

1.3.2 Técnica

Se elabora el cálculo estructural considerando la normativa oficial vigente para el respectivo diseño.

1.3.3 Social

- Apoyo al deporte y salud.
- Generación de ingresos económicos.
- Apoyo estudiantil.
- Servicio a la comunidad en general.

1.4 Alcance del proyecto

Teniendo clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá este estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de los elementos principales de sustentación, así también como de sustentación de la cubierta de la estructura.

1.4.1 Resultados a lograr

En el desarrollo de la propuesta “Diseño estructural Multideportivo UAJMS. Módulo 1: Estadio”, que se ejecutará en la asignatura CIV 502, se plantean los siguientes resultados:

- Determinar la granulometría, clasificación y capacidad portante del suelo en el que se apoyará, dicha estructura.
- Realizar el diseño estructural de todas las barras que conforman el sistema, cubierta, cerchas, columnas vigas y correas, las cuales deben cumplir con los requerimientos constructivos y de resistencia.
- Efectuar el cálculo estructural de un tipo de losa no común en el medio, siendo ésta una losa con placa colaborante, llamada también “losa metaldeck”.

- Dimensionar la estructura de cimentación más eficiente para el sistema estructural, que cumpla con los requisitos de resistencias estipulados por la norma EHE-08.
- Plantear el tipo de unión más favorable para el sistema y el medio de construcción, garantizando una eficiente conexión en la estructura, por medio de la calidad de mano de obra.
- Elaborar planos generales y de detalle de la estructura calculada.
- Verificar el diseño estructural utilizando software “CYPE 3D 2017”.

1.4.2 Aporte académico del estudiante

Se plantea el análisis técnico económico de dos tipos de columnas, correspondientes a: Una columna mixta frente a una columna de acero de perfil IPN.

1.4.3 Restricciones

En el proyecto no se desarrollarán los siguientes puntos:

- Plan de construcción.
- Especificaciones constructivas.
- Diseño de drenaje de la cancha de fútbol.
- Diseño de sistemas de agua potable.
- Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial.
- Diseño del cimientado de los postes de portería.
- Diseño de instalaciones eléctricas.

1.5 Localización

La estructura del Estadio Universitario se emplazará en el campus universitario, ubicado en la Ciudad de Tarija, Provincia Cercado, los barrios cercanos al mismo son el centro poblado de la ciudad.

Colindante:

- Norte: Barrio Fátima.
- Sur: Barrio el Tejar.

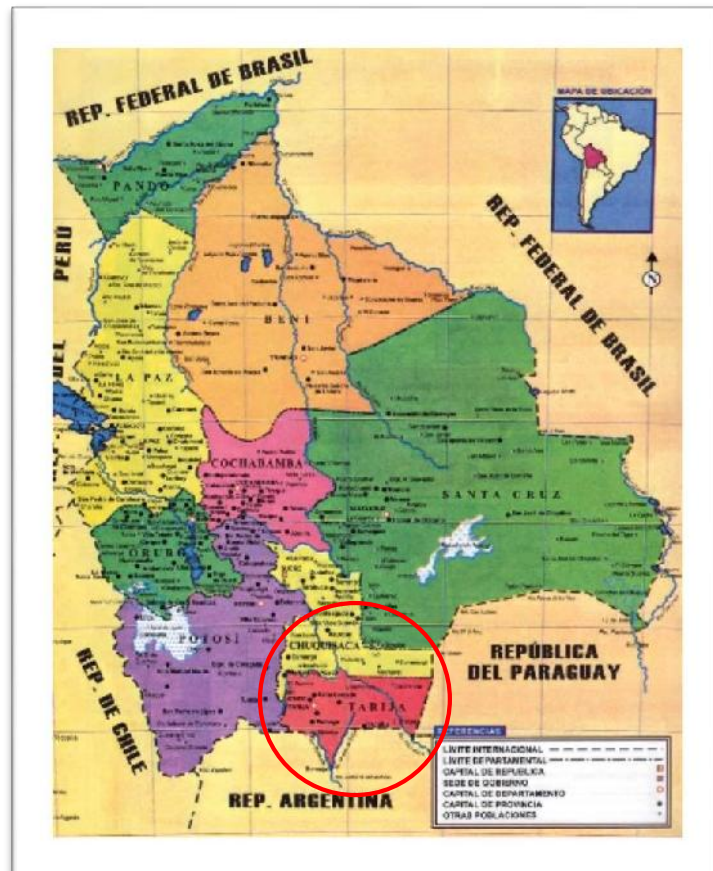
- Este: Barrio San Gerónimo.
- Oeste: Campus Universitario.

Ubicación:

Departamento:	Tarija
Provincia:	Cercado
Sección:	Primera
Municipio:	Tarija
Distrito:	Distrito 11

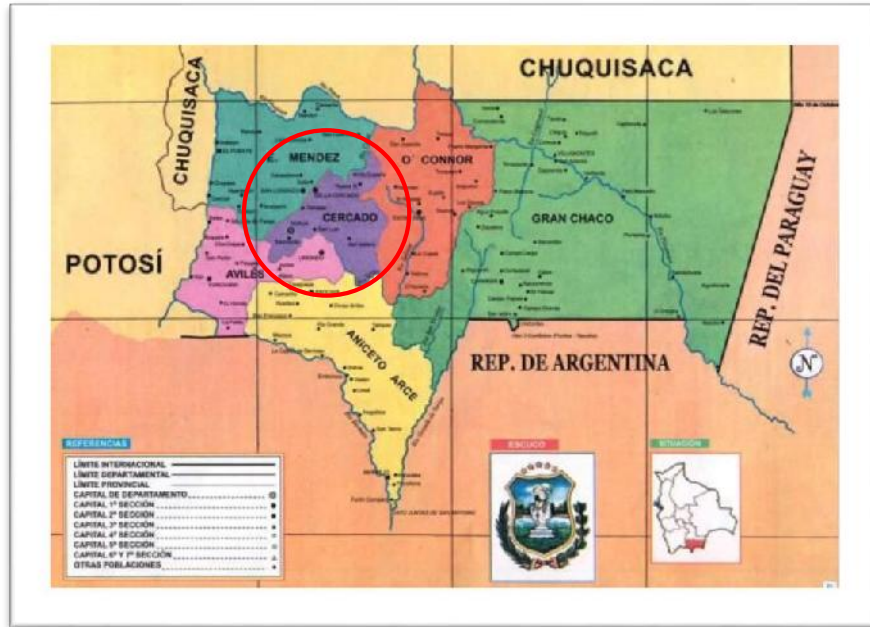
La localización geográfica se la obtuvo mediante la carta geográfica correspondiente al lugar de Estudio.

Figura 1-1 Ubicación Política del proyecto a nivel nacional



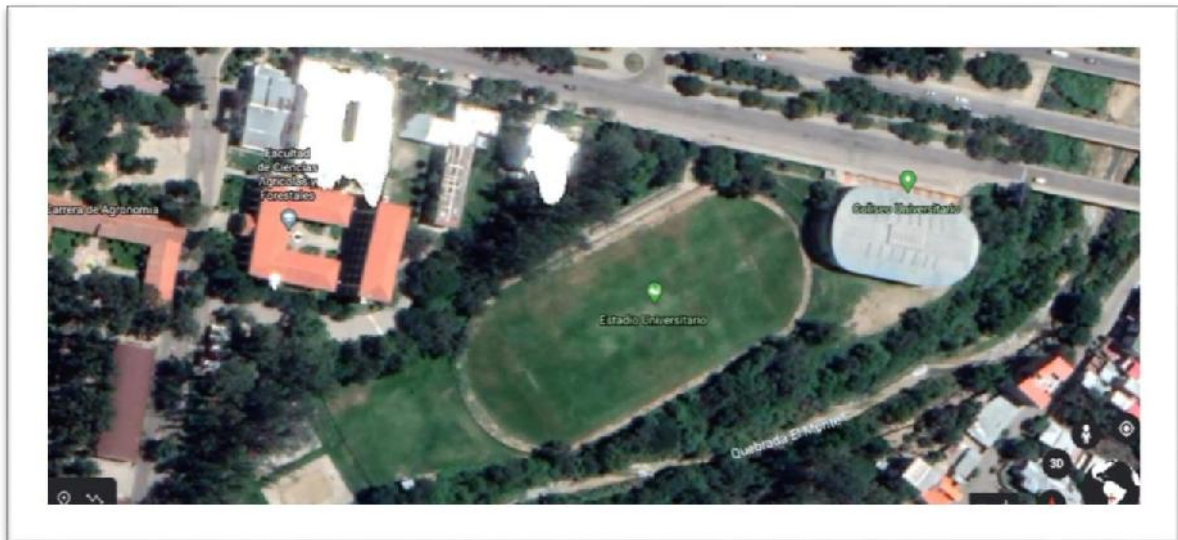
BOLIVIA

Figura 1-2 Ubicación política del proyecto a nivel departamental



TARIJA

Figura 1-3 Ubicación política del proyecto a nivel Municipio



Fuente: Elaboración Propia en base a Google earth

CERCADO

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

En este capítulo se presenta el respaldo de la ingeniería del proyecto estableciendo normativas y la metodología para el diseño estructural del proyecto. Con el fin de alcanzar el objetivo general de la propuesta “Diseño Estructural de Multideportivo UAJMS, Modulo 1: Estadio”, se debe tener el conocimiento científico de los elementos que intervienen en el diseño estructural.

2.2 Normativa

A continuación, se enumeran las normas y leyes utilizadas en diferentes momentos a lo largo del desarrollo del proyecto junto a una breve explicación de ellas.

ACSE 7-10. Diseño mínimo de cargas para edificios y otras estructuras: Este estándar proporciona requerimientos mínimos de carga para el diseño de edificios y otras estructuras que están sujetos a los requisitos del código de construcción. Se establecen para diseño de resistencia y diseño de tensión permisible, las cargas y combinaciones de carga apropiadas, que han sido desarrolladas para ser usadas en conjunto.

Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero (LRFD USA): La Especificación para Edificios de Acero (ANSI/AISC 360), en lo sucesivo referida simplemente como la Especificación, se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con concreto armado.

Instrucción de hormigón estructural (EHE-08): Tiene por objeto regular el proyecto, ejecución y control de las estructuras de hormigón, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil, al objeto de conseguir la adecuada seguridad de las mismas, preservando las construcciones que en ella se sustentan y la de los usuarios que las utilizan.

AISI S100-2007 (LRFD USA): Esta Especificación se aplica al diseño de elementos estructurales conformados en frío a partir de chapas, tiras, placas o barras de acero al carbono o de baja aleación de no más de 1 pulgada (25,4 mm) de espesor y que se utilizan con fines de transporte de carga en

- (a) Edificios, y
- (b) Estructuras distintas de los edificios siempre que se tengan en cuenta los efectos dinámicos.

NB 1225001: Esta Norma proporciona las prescripciones que deben ser observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural (estructuras de hormigón sin armar en masa, armado y pretensado) las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil.

2.2.1 Aplicación de las normas en la estructura

Tabla 2-1 Aplicación de normas al proyecto

ACSE 7 -10	Cargas sobre la estructura
ANSI AISC 360-10	Elementos de acero estructural, columnas, vigas, viguetas, cerchas y correas.
EHE-08 España	Diseño de zapatas.
AISI S100-2007	Diseño de losa metaldeck.
NB 1225001	Diseño de columna mixta (aporte académico).

Fuente: Elaboración propia

2.3 Topografía

La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Es plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre; en el ámbito urbano; es la

descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.

2.3.1 Mapas topográficos

Para un mapa topográfico se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la “x” y la “y” competencia de la planimetría, y la “z” de la altimetría.

Se utiliza el sistema de representación de planos acotados, mostrando la elevación del terreno, para lo cual se utilizan líneas que conectan los puntos con la misma cota respecto de un plano de referencia, denominadas curvas de nivel, en cuyo caso se dice que el mapa es hipsográfico. Dicho plano de referencia puede ser al nivel del mar, y en caso de serlo se hablará de altitudes en lugar de cotas.

2.3.2 Toma de datos

Actualmente, el método más utilizado para la toma de datos se basa en el empleo de una estación total, con la cual se pueden medir ángulos horizontales, ángulos verticales y distancias. Conociendo las coordenadas del lugar donde se ha colocado la Estación, es posible determinar las coordenadas tridimensionales de todos los puntos que se midan. Además, procesando posteriormente las coordenadas de los datos tomados, es posible dibujar y representar gráficamente los detalles del terreno considerado. Con las coordenadas de dos puntos se hace posible además calcular las distancias o el desnivel entre los mismos puntos, aunque no se hubiese estacionado en ninguno.

2.4 Estudio de suelos

Para propósitos de ingeniería, el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas. La ciencia que estudia su comportamiento es la mecánica de suelos que se ocupa del estudio de sus propiedades físicas y el comportamiento de las masas de suelos sometidos a diferentes tipos de fuerzas. Por otro lado, una ciencia que usa principios de la mecánica de suelos es la ingeniería geotécnica que enfoca su estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo.

2.4.1 Exploración de suelos (Geotécnica)

EL objetivo principal es detectar, reconocer e identificar los materiales geomecánicos y profundidades de napas en el sector de emplazamiento de obras de ingeniería que se proyectan en el área en que pueden influenciarla taludes adyacentes o en profundidades donde se requiera prevenir efectos en aguas subterráneas.

2.4.2 Laboratorio de suelos

El suelo es usado como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y con cimientos estructurales, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución de tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, plasticidad, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga; esto puede ser determinado mediante apropiadas pruebas de laboratorio y la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Dichas propiedades se traducen en:

- Análisis mecánico del suelo
- Consistencia del suelo
- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo

2.4.2.1 Análisis mecánico del suelo

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente, se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo:

- Análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro
- Análisis de hidrómetro para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro.

2.4.2.2 Análisis de tamiz

El análisis de tamiz consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar son:

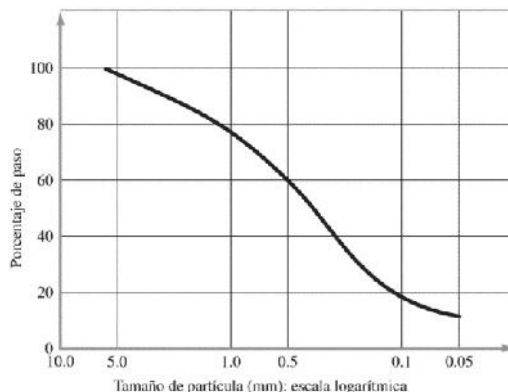
Tabla 2-2 Tamiz y los tamaños de las aberturas

Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4.75
6	3.35
8	2.36
10	2
16	1.18
20	0.85
30	0.60
40	0.425
50	0.30
60	0.25
80	0.18
100	0.15
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Fundamento de ingeniería geotécnica - Braja M. Das

Una vez que se calcula el por ciento más fino para cada tamiz, los cálculos se representan en el papel de gráfico semilogarítmico, con el por ciento más fino como la ordenada (escala aritmética) y el tamaño de la abertura del tamiz como la abscisa (escala logarítmica). Esta trama se conoce como curva de distribución de tamaño de partícula, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 2-1 Curva de distribución de tamaño de partículas



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica - Braja M. Das

2.4.2.3 Consistencia del suelo

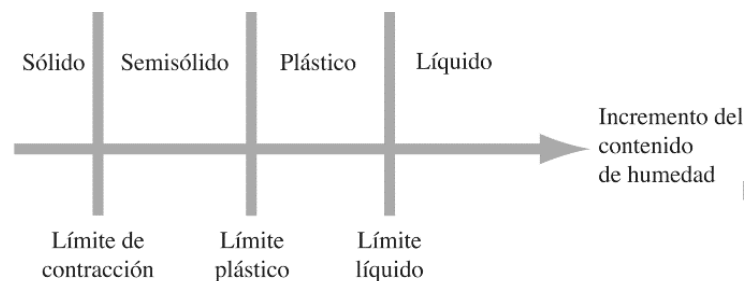
Cuando los minerales de arcilla están presentes en el suelo de grano fino, el suelo se puede remover en presencia de algo de humedad sin que se desmorone. Esta naturaleza cohesiva se debe al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla.

En 1900, un científico sueco llamado Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comporta más como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido, como se muestra en la figura 2-1.

2.4.2.3.1 Límites de Atterberg

El contenido de humedad, expresado en porcentaje, en el que se lleva a cabo la transición del estado sólido al estado semisólido se define como el límite de contracción. El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al estado plástico es el límite plástico, y del estado plástico al estado líquido es el límite líquido.

Figura 2-2 Naturaleza del comportamiento del suelo

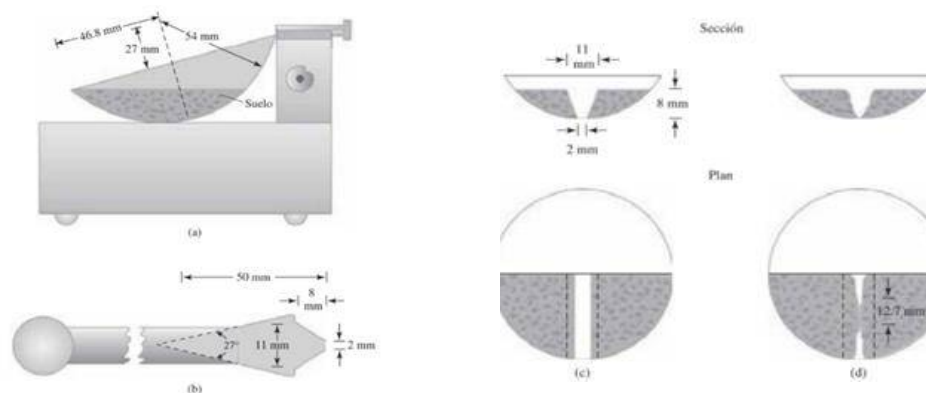


Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das

2.4.2.3.1.1 Límite líquido (LL)

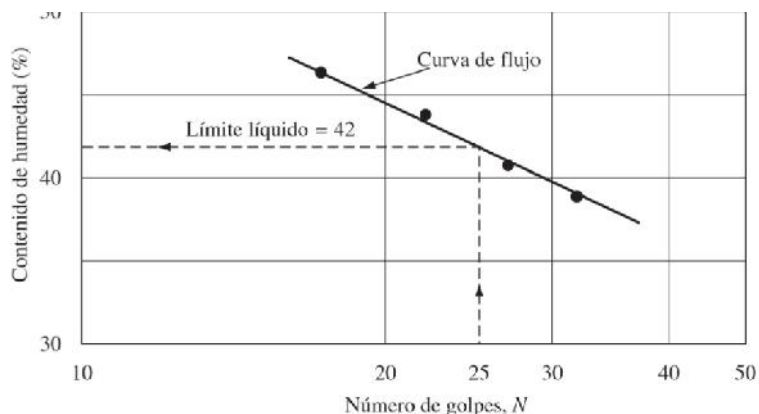
En la figura 2-3, se muestra el diagrama esquemático de un dispositivo de límite líquido. El procedimiento para la prueba de límite líquido dada en ASTM es la Designación ASTM D-4318. Es difícil ajustar el contenido de humedad en el suelo para satisfacer el cierre requerido de 12.7 mm de la ranura en la pasta de suelo con 25 golpes. Por lo tanto, al menos, se debe realizar cuatro pruebas para el mismo suelo con un contenido variable de humedad para determinar el número de golpes N , que varía entre 15 y 35, necesario para lograr el cierre. El contenido de humedad del suelo en porcentaje y el correspondiente número de golpes se representan gráficamente en papel cuadrículado semilogarítmico (figura 2-4). La relación entre el contenido de humedad y $\log N$ es casi como una línea recta. Esto se conoce como curva de flujo. El contenido de humedad correspondiente a $N = 25$, determinado a partir de la curva de flujo, da el límite líquido del suelo.

Figura 2-3 Dispositivo Casagrande



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das

Figura 2-4 Curva de flujo para la determinación del límite líquido de una arcilla limosa



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das

2.4.2.3.1.2 Límite plástico

Figura 2-5 Prueba de límite plástico



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das

El límite plástico se define como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. La prueba es simple y se realiza mediante rodados repetidos por parte de una masa de tierra de tamaño elipsoidal sobre una placa de vidrio esmerilado (figura 2-5). Cuando empiezan a aparecer unas rajaduras en la masa de suelo, inmediatamente se pesa esa muestra y se la deja secar al horno, el porcentaje de humedad que tiene esa muestra de suelo húmeda corresponde al límite plástico.

Prueba del límite plástico

$$\% W = LP = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso suelo seco}}$$

2.4.2.3.1.3 Índice de plasticidad (PI)

Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o

$$PI = LL - PL$$

El procedimiento para la prueba de límite plástico se da en la norma ASTM, Designación ASTM D-4318

2.4.2.4 Clasificación de los suelos

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. En la actualidad, dos sistemas elaborados de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.4.2.4.1 Sistema de Clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la tabla 4.1 del libro “Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das” . De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz núm. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son principalmente limo y materiales del tipo de arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

2.4.2.4.1.1 Tamaño de grano

Grava: Fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz N°10

Arena: Fracción que pasa el tamiz N°10 (2 mm) y es retenida en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Limo y arcilla: Fracción que pasa el tamiz núm. 200

2.4.2.4.1.2 Plasticidad

El término limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 4.1 del libro los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha, por proceso de eliminación.

También se incorpora un número llamado índice de grupo (IG) a los grupos y subgrupos del suelo, pero es usado para determinar la calidad del suelo de subrasante para el caso de carreteras.

2.4.2.4.2 Clasificación unificada

El Sistema Unificado de Clasificación presenta símbolos de grupos de los suelos de grava de grano grueso, estos son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt. se presenta en la tabla 4,2 del libro “Fundamentos de ingeniería geotécnica – Braja M. Das” y clasifica los suelos en dos grandes categorías:

2.4.2.4.2.1 Suelos de grano grueso

Son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.

2.4.2.4.2.2 Suelos de grano fino

Con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

W: bien clasificado

P: mal clasificado

L: baja plasticidad (límite líquido menor de 50)

H: alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)

Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, una parte o toda la siguiente información debe conocerse:

Porcentaje de grava: Esto es, la fracción que pasa el tamiz de 76.2 mm y retenida en el tamiz N°4 (4.75 mm de apertura)

El porcentaje de arena: Es decir, la fracción que pasa el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura)

El porcentaje de limo y arcilla: Esto es, la fracción más fina que el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura)

Los nombres de los grupos de los distintos suelos clasificados bajo el Sistema de Clasificación Unificado se pueden determinar usando las figuras 4.3, 4.4 y 4.5 del libro. Al usar estas figuras, hay que recordar que en un suelo dado se tiene:

Fracción fina = % que pasa el tamiz núm. 200

Fracción gruesa = % retenido en el tamiz núm. 200

Fracción grava = % retenido en el tamiz núm. 4

Fracción arena = % retenido en el tamiz N° 200

2.4.3 Ensayo de penetración normal estándar (Standard Penetration Test) SPT.

Este es uno de los métodos que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona una información más útil en torno al subsuelo, no solo en lo referente a la descripción, sino también en cuanto a la resistencia del suelo. El ensayo de penetración normal estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado; toma muestras en una distancia de 305 mm cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm de diámetro interior y 50.8 mm de diámetro exterior del tubo.

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple, medida en laboratorio sobre una muestra inalterada.

Tabla 2-3 Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm ²
2	Muy blanda	0.25
2 - 4	Blanda	0.25 – 0.5
3 - 8	Media	0.5 – 1
8 -15	Compacta	1 – 2
15 -30	Muy compacta	2 – 4
>30	Dura	4 - 8

Fuente: Mecánica de suelos Juárez Badillo

2.5 Acero conformado y laminado

2.5.1 Acero conformado en frío

El acero conformado en frío pasa por un proceso de conformación a temperatura ambiente, permitiendo su recrystalización. Dado que el acero se fabrica a una temperatura mucho más baja, no hay que preocuparse por el cambio de volumen y de forma del material, como cuando pasa con el acero laminado en caliente, adecuado para usos en los que no se requieren formas precisas y tolerancias bajas. Este es el principal motivo por el que el conformado en frío es normalmente más costoso que el laminado en caliente.

El conformado en frío aumenta la resistencia y dureza del acero y disminuye su ductilidad (es decir, su capacidad de deformarse plásticamente de manera

sostenible sin romperse), y por eso es necesario someterlo a un proceso llamado recocido. Por eso, el conformado en frío es, básicamente, laminado en caliente que ha pasado por un proceso adicional de conformación.

2.5.2 Acero laminado en caliente

Acero laminado en caliente es el acero laminado que ha pasado por el proceso de conformación a una temperatura superior a los 926 grados para evitar que se recristalice. Al acero que está por encima de la temperatura de recristalización puede dársele forma mucho más fácilmente que al acero más frío, y puede partir de lingotes de material en tamaños mucho más grandes. También es más barato de fabricar que el acero conformado en frío y, a menudo, se fabrica sin pausas o demoras en el proceso, de manera que no es necesario recalentar el acero. Durante el proceso de enfriamiento, el acero laminado en caliente se contrae, haciendo que su tamaño y forma final sean menos predecibles que los del laminado en frío.

El laminado en caliente permite una gran variedad de formas y de piezas; además, puede utilizarse para fabricar piezas grandes sin tener que preocuparse por la integridad del material. Por eso el acero laminado en caliente se usa a menudo en proyectos estructurales.

2.5.3 Diferencias entre el laminado en caliente y el conformado en frío

2.5.3.1 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas del acero a menudo dependen de su grado o composición química. Por esa razón, nunca es seguro hacer suposiciones sobre las propiedades mecánicas del laminado en caliente frente al laminado en frío a menos que su grado o composición química sean las mismas entre sí.

Si partimos de la composición del acero al carbono 1018, que es uno de los más comunes, podemos comprobar que hay diferencias clave entre el laminado en frío y el laminado en caliente.

2.5.3.2 Apariencia

Una pieza de acero laminada en caliente tiene una superficie áspera, sin tacto grasiento y bordes redondeados; en cambio, una pieza de acero conformado en frío tiene una superficie lisa, de tacto grasiento y bordes afilados.

2.5.3.3 Ventajas

El acero laminado en caliente, al tener una tolerancia mayor, permite una mayor moldeabilidad, mientras que el acero conformado en frío se limita a algunas formas limitadas, como plana, cuadrada y redonda.

2.5.4 Usos

2.5.4.1 Uso del acero laminado en caliente

- Edificios metálicos
- Raíles de vías de tren
- Bastidores y otras partes de vehículos pesados
- Calentadores de agua
- Anclajes
- Llantas
- Estructuras de construcción
- Otros usos que no requieren formas precisas

2.5.4.2 Uso del acero conformado en frío

Se usa comúnmente para piezas que requieren conformado en frío, como engarzado, estampado o doblado. Algunos ejemplos son:

- Partes de maquinaria (pernos, piñones, engranajes...)
- Muebles de metal
- Archivadores
- Mesas
- Tubos de escape
- Sillas

- Electrodomésticos
- Calentadores de agua
- Estanterías y otros productos similares

2.5.5 Precio

Al suponer un paso más en el proceso de laminado, potenciar sus propiedades mecánicas y permitir un mayor control sobre el resultado final, el laminado en frío del acero suele ser más caro que el laminado en caliente.

2.5.6 Ventajas del acero como material estructural

La supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes.

a) Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

b) Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

c) Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

d) Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado, durarán indefinidamente. Investigaciones, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

e) Ductilidad

La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

f) Tenacidad

Poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Ésta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

g) Ampliaciones de estructuras existentes

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes; además, se pueden ampliar los puentes de acero.

Propiedades diversas

Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son: gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como son la

soldadura y los pernos; posibilidad de prefabricar los miembros; rapidez de montaje; capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas; posibilidad de venderlo como chatarra, aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material reciclable por excelencia.

2.5.7 Desventajas del acero como material estructural

a) Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

b) Costo de la protección contra el fuego

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman

c) Susceptibilidad al pandeo

Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia al peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen. Esto tiende a reducir su economía.

d) Fatiga

Su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones). En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

e) Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil.

2.5.8 Perfiles de Acero

En la actualidad casi todos los perfiles estructurales se encuentran estandarizados, aunque sus dimensiones exactas pueden variar un poco de laminadora a laminadora. El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños. Generalmente, los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T, y C, que son de uso tan común, se sitúan en esta clase.

2.5.9 Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero en una situación dada. Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza de tensión, ésta comenzará a alargarse.

OA: Si se incrementa la fuerza de tensión a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará en forma lineal dentro de ciertos límites.

A: Tres cuartos de la resistencia última del acero que es igual al límite proporcional

AC: Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a (σ_f) , el alargamiento comenzará a aumentar más y más rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo. A esta zona se la denomina deformación elástica.

C: El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico.

CD: Se presenta una deformación brusca y no hay un incremento de esfuerzo, se dice que es una zona donde:

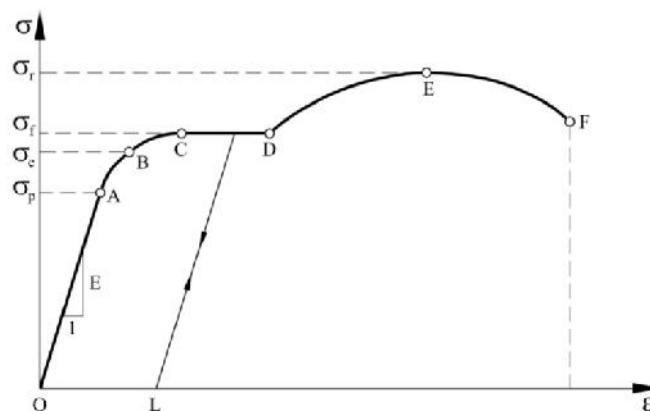
- Se evitan fallas prematuras
- El esfuerzo de fabricación se iguala al esfuerzo ocasionado en la sollicitación

- Tiene una reserva de deformación plástica que resiste cargas e impactos repentinos
- Es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.
- Se denomina deformación plástica.

DE: Después de la deformación plástica, existe un rango en el cual es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, a esto se denomina endurecimiento por deformación. Esta porción del diagrama esfuerzo-deformación no resulta muy importante para los proyectistas actuales porque las deformaciones son muy grandes. Por lo que la curva alcanza su esfuerzo máximo.

EF: Luego disminuye poco a poco antes de la falla. Se presenta una marcada reducción de la sección transversal del miembro (que se denomina estricción del elemento) justo antes de que el miembro se fracture.

Figura 2-6 Curva tensión - deformación unitaria del acero



Fuente: Mecánica de estructuras Libro 1 Resistencia de materiales – Miguel Cervera

2.5.10 Fallas en estructuras

La vasta mayoría de los ingenieros, con o sin experiencia, seleccionan miembros de suficiente tamaño y resistencia. El colapso de las estructuras se debe generalmente a una falta de atención a los detalles de las conexiones, deflexiones, problemas de montaje y asentamientos en la cimentación. Las estructuras de acero rara vez fallan debido a defectos del material.

Tal vez el error que se comete con más frecuencia en el diseño de las conexiones es despreciar algunas de las fuerzas que actúan en éstas, por ejemplo, los momentos torsionantes. En una armadura para la que se han diseñado los miembros sólo por las fuerzas axiales, las conexiones pueden estar excéntricamente cargadas, generándose así momentos que causan incrementos en los esfuerzos. Estos esfuerzos secundarios son en ocasiones tan grandes que deben considerarse en el diseño.

Otra causa de fallas ocurre cuando las vigas soportadas sobre muros tienen un apoyo o anclaje insuficiente. La mayoría de los asentamientos en cimentaciones no conducen a desplomes de la estructura, pero con frecuencia ocasionan grietas de aspecto desagradable y depreciación del sistema estructural. Si todas las partes de la cimentación de una estructura se asientan uniformemente, los esfuerzos en ésta, teóricamente no cambiarán. El diseñador, que generalmente no puede prevenir los asentamientos, debe procurar que el diseño de la cimentación sea tal que los asentamientos que se presenten sean uniformes.

Algunas fallas estructurales ocurren porque no se da una atención adecuada a las deflexiones, fatiga de miembros, arriostamiento contra ladeos, vibraciones y la posibilidad de pandeo de miembros en compresión o de los patines de compresión de vigas. La estructura típica, cuando está terminada, está suficientemente arriostrada.

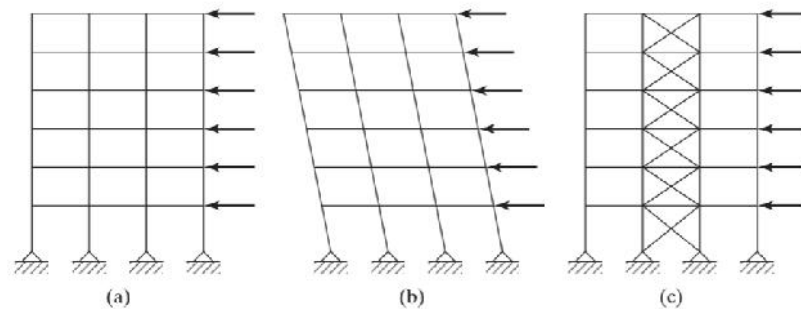
2.5.11 Estudio de fuerzas laterales

Se deben considerar las fuerzas laterales al igual que las verticales. Las fuertes presiones del viento sobre los lados de los edificios altos producen momentos de volteo. Estos momentos los resisten axialmente sin dificultad las columnas, pero los cortantes horizontales producidos en cada nivel pueden ser de tal magnitud, que sea necesario usar arriostamiento o contraventeo especial. Debe considerarse que toda la rigidez lateral la proporciona la estructura metálica y se deben diseñar para resistir con seguridad tormentas de 50 años. El efecto de las fuerzas laterales se refleja en el uso de más acero a pesar de que los factores de carga se reducen para las fuerzas eólicas y sísmicas. Este acero adicional se usa en el arriostamiento o en las conexiones resistentes a momento.

2.5.11.1 Contraventeo lateral

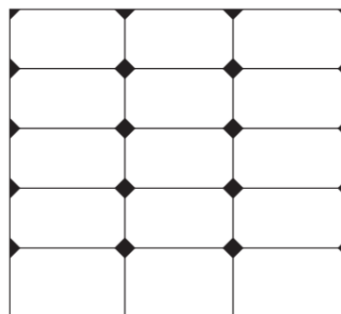
En la Figura 2-7 (a) se muestra el entramado de acero de un edificio sin contraventeo lateral. Si las vigas y columnas mostradas se conectan entre sí por medio de conexiones comunes (conexión de viga simplemente apoyada), el entramado tendrá muy poca resistencia a las fuerzas laterales mostradas. Si se considera que las juntas actúan como articulaciones sin fricción, el entramado podría desplazarse lateralmente, como se muestra en la parte (b) de la Figura 2-7, finalmente derrumbándose porque la estructura es inestable. Para resistir estos desplazamientos laterales, el método más sencillo, desde un punto de vista teórico, es colocar contraventeo diagonal completo, como se muestra en la parte (c) en la Figura 2-7; Pues la presencia de cruces interiores de contraventeo reduce mucho esta flexibilidad.

Figura 2-7 Contraventeo en edificios arriostrados y no arriostrados



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

Figura 2-8 Arriostramiento tipo cartela



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

Otro método para proporcionar resistencia a las fuerzas laterales consiste en el uso de conexiones o juntas resistentes a momentos, como se ilustra en la Figura 2-8. Este tipo

de contraenteo, conocido como del tipo cartela, se puede usar económicamente para proporcionar resistencia lateral a los edificios de poca altura.

2.6 Estadios de fútbol

Un Estadio es una estructura arquitectónica de gran envergadura, su función principalmente consiste en servir de escenario de un evento deportivo, inclusive, un estadio define su forma y capacidad dependiendo de la disciplina deportiva que se vaya a desarrollar en él. Los estadios también sirven para ser escenarios de espectáculos de cantantes, para hacer conciertos o algún tipo de presentación artística o social.

2.7 Cargas

La tarea más importante y difícil es la estimación precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse. Después de haber estimado las cargas, es necesario investigar las combinaciones más desfavorables que pueden ocurrir en un momento dado

Las cargas de diseño serán las provistas en una publicación de la American Society of Civil Engineers intitulada *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.² Comúnmente se conoce a esta publicación como ASCE 7-10.

En general, las cargas se clasifican de acuerdo con su naturaleza y duración de la aplicación. Como tales, se las denomina:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas ambientales.

2.7.1 Cargas muertas

Son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Éstas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. Para un edificio con estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los

pisos, el techo, la plomería y los accesorios. Para diseñar una estructura es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes que van a usarse en el análisis. Una estimación razonable de los pesos de las estructuras puede hacerse con base en otras similares o en fórmulas y tablas diversas disponibles en varias publicaciones.

2.7.2 Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene. Aquellas cargas que pueden moverse son cargas movibles, tales como personas, muebles y los materiales en un almacén.

En la normativa ASCE 7-10, se presenta una gran cantidad de información sobre la magnitud de estas diversas cargas, junto con los valores mínimos especificados. En la Tabla 2.2 de ésta normativa se listan algunos valores comunes para cargas de piso. Estos valores se tomaron de ASCE 7-10 a falta de un código local, éste es un excelente sustituto.

Las cargas vivas mínimas por gravedad que deben usarse en el diseño de pisos de edificios se especifican claramente en los códigos de construcción; sin embargo, los valores dados en esos códigos varían de ciudad a ciudad. Por lo tanto, en el diseño debe asegurarse que los valores dados son aptos para la localidad de emplazamiento.

Reducción de cargas vivas

Según la especificación ASCE 7-10, tomada como guía en este proyecto, no se reducirán las cargas vivas en techos, y tampoco aquellas cargas que excedan los 4,79 KN/m², especificado en la sección 4.7.3 de dicha norma.

2.7.3 Otras cargas vivas

Las presiones del suelo (como las ejercidas por la presión lateral de la tierra en muros o las subpresiones (presiones hacia arriba) sobre las cimentaciones).

Las cargas de explosiones (causadas por explosiones, roturas de la barrera del sonido, armamentos).

Las fuerzas térmicas (debidas a cambios en la temperatura que ocasionan deformaciones estructurales que, a su vez, generan fuerzas estructurales).

2.7.4 Cargas de impacto

Las cargas de impacto son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente causadas y la magnitud de las cargas si hubieran sido cargas muertas. En otras palabras, las cargas de impacto resultan de los efectos dinámicos de una carga cuando se aplica a una estructura. Para cargas estáticas, estos efectos son de corta duración y no requieren un análisis estructural dinámico; sin embargo, causan un aumento del estrés en la estructura que debe considerarse. Las cargas de impacto generalmente se especifican como aumentos porcentuales de la carga viva básica

2.7.5 Cargas ambientales

Las cargas ambientales son cargas vivas, pero son el resultado del medio ambiente en el cual se ubica la estructura como ser, la lluvia, la nieve, el viento, el granizo, los cambios de temperatura y los sismos.

2.7.5.1 Nieve

Las cargas de nieve con frecuencia son bastante importantes. Una pulgada de nieve equivale aproximadamente a 0.5 lb/ pie², puede ser mayor en elevaciones menores, en donde la nieve es más densa. Para los diseños de techos, comúnmente se usan cargas de nieve de 10 a 40 lb/plg². La magnitud depende principalmente de la pendiente del techo; los valores mayores se usan para techos horizontales y los menores para techos inclinados.

En resumen, las cargas de nieve que se aplican a una estructura dependen de muchos factores, incluyendo la ubicación geográfica, la inclinación del techo, el resguardo y la forma del techo. El Capítulo 7 de ASCE 7-10 suministra mucha información al respecto.

2.7.5.2 Lluvia

El gran número de fallas que ocurren a causa de la lluvia son en techos horizontales, por lo tanto, el mejor método para prevenir el encharcamiento es darle al techo una pendiente apreciable de 2% junto con un buen sistema de drenes.

2.7.5.3 Cargas de viento

En la bibliografía de la ingeniería de los últimos 150 años se reportan muchas fallas estructurales causadas por el viento. Por lo general, se supone que las presiones del viento se aplican uniformemente a las superficies de barlovento de los edificios y que pueden proceder de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy precisas, ya que las presiones no son uniformes sobre grandes áreas, por ejemplo, cerca de las esquinas de los edificios.

Se pueden presentar dos tipos de fuerzas debido al viento:

- **Presión.** - Las fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente).
- **Succión.** - Sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento (debido a la creación de presiones negativas o vacíos).

Este proyecto utiliza la especificación de los Capítulos 26-31 de ASCE 7-10 para determinar dichas presiones donde se presenta un procedimiento para estimarlas aplicadas a los edificios. Intervienen varios factores cuando se intenta considerar los efectos de la velocidad del viento, la forma y orientación del edificio en cuestión, las características del terreno alrededor de la estructura, la importancia del edificio en cuanto a la vida y el bienestar humanos, etc. Dicho procedimiento se presenta en la normativa ACSE 7-10 Capítulo 26.

2.8 Diseño de perfiles

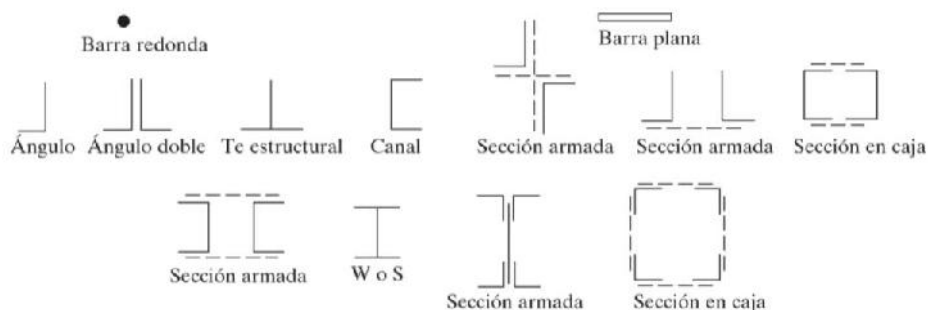
2.8.1 Análisis de miembros a tensión

Es común encontrar miembros sujetos a tensión en techos, sistemas de arriostramiento, y en situaciones que se encuentran como tirantes.

La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no hay peligro de que el miembro se pandee, el proyectista sólo necesita determinar la carga que va a sustentarse. Luego se calcula el área requerida para sustentar esa carga y finalmente se selecciona una sección de acero que proporcione el área requerida.

Los miembros a tensión en armaduras de techos grandes pueden consistir en canales, secciones W o S, o incluso secciones armadas a partir de alguna combinación de ángulos, canales y placas. Las canales simples se usan con frecuencia, ya que tienen poca excentricidad y son fáciles de conectar.

Figura 2-9 Tipos de miembros a tensión



. Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

2.8.1.1 Resistencia nominal de miembros a tensión

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación.

Por otra parte, si tenemos un miembro a tensión con agujeros para tornillos, éste puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. Esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida. Aunque la condición de endurecimiento por deformación se alcanza rápidamente en la porción de área neta del miembro

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir un alargamiento excesivo del miembro),

$$P_n = F_y \times A_g$$

Resistencia de diseño a la tensión por el método LRFD ($\phi = 0.9$)

$$\phi P_n = \phi F_y \times A_g$$

Para fractura por tensión en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches

$$P_n = F_u \times A_e$$

Resistencia de diseño a la fractura por tensión por el método LRFD ($\phi = 0.75$)

$$\phi P_n = \phi F_u \times A_e$$

F_y y F_u son los esfuerzos mínimos de fluencia y de tensión, A_g es el área bruta del miembro, y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros. Esta área puede ser más pequeña que el área neta real, A_n , debido a las concentraciones de esfuerzo y a otros factores.

Los cambios en las cargas en dichas estructuras ocurren generalmente en forma esporádica y producen variaciones relativamente pequeñas en los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o sismo total ocurren con tan poca frecuencia que no se consideran en el diseño por fatiga. Sin embargo, si ocurren variaciones frecuentes o incluso cambios en el signo de los esfuerzos, debe considerarse el aspecto de la fatiga

El término “área neta de la sección transversal”, o simplemente, “área neta”, se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de agujeros. Al considerar el área de

éstos, por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero.

2.8.1.2 Elementos de conexión para miembros a tensión

Cuando se usan placas de empalme como elementos de conexión cargados estáticamente a tensión, su resistencia se calculará como sigue:

(a) Por fluencia de elementos de conexión a tensión $\phi = 0.90$ (LRFD)

$$R_n = F_y \times A_g$$

(b) Por fractura de elementos de conexión a tensión $\phi = 0.75$ (LRFD)

$$R_n = F_u \times A_e$$

El área neta $A = A_n$, usada en la segunda de estas expresiones no debe exceder del 85% de A_g . Pruebas realizadas durante varias décadas han demostrado que los elementos de conexión a tensión remachados o atornillados pocas veces tienen una eficiencia mayor del 85%, aun cuando los agujeros representen un porcentaje muy pequeño del área total de los elementos.

2.8.1.3 Diseño de miembros a tensión

2.8.1.3.1 Selección de perfiles

Deben tener las siguientes propiedades:

- a) deberán ser compactos,
- b) tener dimensiones que se ajusten en la estructura con una relación razonable a las dimensiones de los otros miembros de la estructura y
- c) tener conexiones con tantas partes de las secciones como sea posible para minimizar el retardo del cortante

Los miembros a tensión formados por ángulos, canales o perfiles W o bien S probablemente se usarán cuando las conexiones sean atornilladas, en tanto que placas, canales y Tes estructurales se usarán en estructuras soldadas.

Si las conexiones son totalmente soldadas no tendrá que añadirse área de barrenos a las superficies netas para tener el área total requerida. Se sabe que, sin embargo, con frecuencia los miembros soldados pueden tener agujeros para tornillos de montaje provisionales mientras se colocan las soldaduras de campo permanentes. Es necesario considerar esos agujeros en el diseño.

Las especificaciones de acero presentan generalmente valores máximos de esta relación para miembros a tensión y a compresión. El propósito de estas limitaciones para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseables. Si se usan las ecuaciones de LRFD, la resistencia de diseño de un miembro a tensión es el menor de $\phi_t F_y A_g$, $\phi_t F_u A_e$, o de su resistencia por bloque de cortante. Además, la relación de esbeltez no deberá, de preferencia, exceder de 300.

a. Para satisfacer la primera de estas expresiones, el área total mínima debe ser por lo menos igual a:

$$A_{g \text{ min}} = \frac{P_u}{\phi_t F_y}$$

b. Para satisfacer la segunda expresión, el valor mínimo de A_e debe ser por lo menos igual a:

$$A_{e \text{ min}} = \frac{P_u}{\phi_t F_u}$$

Y puesto que $A_e = U \times A_n$ para un miembro atornillado, el valor mínimo de A_n es

$$A_{n \text{ min}} = \frac{A_{e \text{ min}}}{U} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U}$$

Entonces el

$$A_{g \text{ min}} = A_{n \text{ min}} + \text{Area estimada de agujeros}$$

$$A_{g \text{ min}} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U} + \text{Area estimada de agujeros}$$

En las expresiones para el método LRFD (4.1 y 4.2), P_u representa las fuerzas de las cargas factorizadas

c. La tercera expresión puede evaluarse una vez que se haya seleccionado un perfil de prueba y se conocen los otros parámetros relacionados con la resistencia por bloque de cortante.

$$r_{\min} = L/300$$

Después de seleccionar las secciones, se verifican en cuanto a sus resistencias de diseño LRFD. Si las ecuaciones no se satisfacen, se estimarán y se revisarán nuevas dimensiones de los miembros.

2.8.1.3.2 Diseño por cargas de fatiga

No es común que los esfuerzos de fatiga sean un problema en los marcos de los edificios promedio, ya que los cambios de carga en estas estructuras generalmente ocurren sólo ocasionalmente y producen variaciones de esfuerzos relativamente menores. Sin embargo, en los casos en que hay frecuentes variaciones o aun inversiones de los esfuerzos, deberá considerarse el fenómeno de la fatiga. La fatiga puede ser un problema en edificios que contienen travesaños para grúas o se soporta maquinaria o equipo pesados móviles o vibratorios.

Si los miembros de acero están sujetos a cargas que se aplican y luego se retiran o cambian miles de veces, pueden aparecer en ellos grietas que se propagan tanto que llega a ocurrir la falla por fatiga. El acero debe estar sometido a inversiones de esfuerzo o a variaciones en el esfuerzo de tensión porque los problemas de fatiga ocurren sólo cuando está presente una tensión.

El resultado de las cargas de fatiga es que los miembros de acero pueden fallar a tensiones muy por debajo de los esfuerzos a los que ellos fallarían si estuvieran sometidos a cargas estáticas.

2.8.1.3.2.1 Base de los cálculos

La resistencia por fatiga de un miembro específico depende del número de ciclos de cambio de esfuerzos, del intervalo de cambio de la carga y del tamaño de los defectos. En el Apéndice 3 de la Especificación AISC, se presenta un método de diseño simple para considerar los esfuerzos por fatiga.

Para este estudio, se define al término intervalo de esfuerzos como la magnitud del cambio de esfuerzos en un miembro debido a la aplicación o retiro de las cargas vivas de servicio.

Si hay inversión de esfuerzos, el intervalo de esfuerzos es igual a la suma numérica de los esfuerzos de tensión y de compresión máximos repetidos. La vida por fatiga de los miembros aumenta a medida que disminuye el intervalo de esfuerzos. Además, para intervalos de esfuerzos muy bajos, la vida por fatiga es muy larga. Si se supone que el número de ciclos de la carga es menor de 20 000, no es necesario considerar la fatiga. Si el número de ciclos es mayor de 20 000, se calcula un intervalo de esfuerzos permisible tal como se especifican en el Apéndice 3.3 de la Especificación del AISC.

Las dos siguientes notas adicionales forman parte del procedimiento de diseño por fatiga del AISC:

1. El intervalo de esfuerzos de diseño determinado de acuerdo con los requisitos del AISC es aplicable solamente a las siguientes situaciones:
 - a. Estructuras para las cuales el acero tiene una protección adecuada contra la corrosión para las condiciones esperadas en esa localidad.
 - b. Estructuras para las cuales la temperatura no exceda de 300°F.
2. Las disposiciones de la Especificación del AISC son aplicables a esfuerzos que se calculan con cargas de servicio, y el esfuerzo máximo permitido debido a estas cargas es $0.66F_y$. En el Apéndice 3 de la Especificación del AISC se dan fórmulas para calcular el intervalo de esfuerzos permisibles. Para las categorías de esfuerzos A, B, B', C, D, E y E' listadas en la Tabla A3.1 del Apéndice del AISC, se tiene:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{0.333}$$

Donde:

Cf = Constante de la Tabla A-3.1 según la categoría de fatiga

FSR= Rango de tensión de admisible, kgf/cm² (MPa)

FTH= Fatiga umbral del rango de tensiones, máximo rango de tensión para la vida de diseño indefinida de Tabla A-3.1, kgf/cm (MPa)

nsr= Número de fluctuaciones del rango de tensión en la vida de diseño

2.8.2 Diseño de miembros en compresión

Consideraciones Generales

De todos los miembros que trabajan a compresión el más conocido es la columna luego están otros tipos como ser las cuerdas superiores de las armaduras y los miembros de arriostramiento; otros miembros tienen compresión en alguna de sus partes, como ser vigas laminadas y armadas.

Hay tres modos generales en los que las columnas cargadas axialmente pueden fallar, estas son:

1. **Pandeo flexionante:** Ocurre cuando los miembros son inestables, el elemento se flecta lateralmente sin giro ni cambios en su sección transversal.
2. **Pandeo local:** Ocurre cuando alguna parte de su sección transversal es tan delgada que se pandea localmente en compresión. Este pandeo puede medirse por las relaciones ancho-espesor (b/t).
3. **Pandeo torsionante flexionante:** Ocurre cuando el elemento a compresión gira alrededor de su centro de corte.

Entre más larga sea la columna mayor tendencia tendrá al pandeo, ocasionando así una menor resistencia a la carga que soporta. El pandeo se mide, por lo general, con la relación de esbeltez, siendo esta la relación del miembro y su radio de giro mínimo.

La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la aplicación de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna y esfuerzos residuales de fabricación.

2.8.2.1 Esfuerzos residuales

Son factores muy importantes que afectan la resistencia de las columnas de acero cargadas axialmente. Estos esfuerzos son de gran importancia en columnas con relaciones de esbeltez de 40 a 120.

2.8.2.2 Perfiles usados para columnas

Las secciones usadas para miembros a compresión son similares a los miembros cargados a tensión.

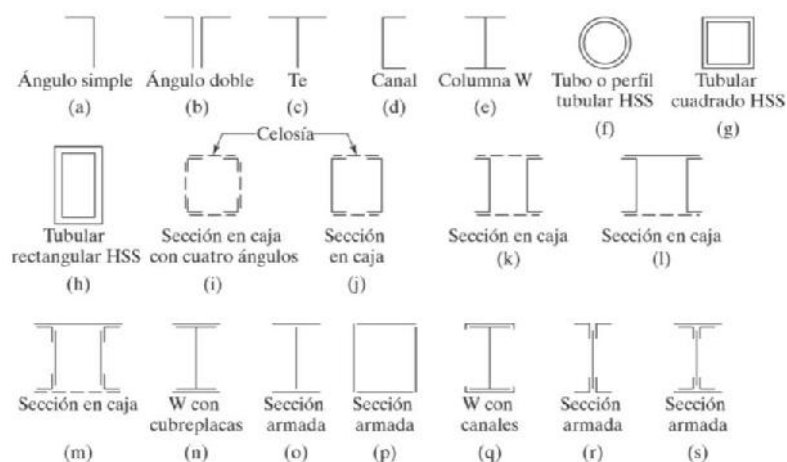
- **Ángulos sencillos (a):** Son satisfactorios como arriostramiento y miembros a compresión de armaduras ligeras.
- **Par de ángulos espalda con espalda (b):** Pueden ser usados como cuerdas superiores de armaduras atornilladas para techos
- **Tes estructurales (c):** En el caso de ser usadas para soldar en armaduras ya que las placas de nudo serían innecesarias.
- **Las canales sencillas (d)** no son satisfactorias como miembros a compresión debido a su radio de giro r pequeño, respecto a los ejes centroidales paralelos al alma.
- **Perfiles W (d):** Son los más comunes para columnas de edificios.
- **Secciones tubulares (e):** Son muy eficientes para cargas pequeñas y mediana. Tienen la ventaja de ser igualmente rígidas en todas direcciones y, por lo general, son muy económicas.
- **Secciones tubulares cuadradas y rectangulares (f) y (g):** Son los más usados por ingenieros y arquitectos por las siguientes razones:
 1. El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que cumplen las

secciones HSS. Las secciones tubulares cuadradas son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia

2. Tienen excelente resistencia a la torsión.

- **Cuatro ángulos (h):** Producen valores grandes de r .
- **Par de canales (i):** Se usan a veces como columnas en edificios o como miembros de la celosía en armaduras de gran tamaño.
- **Sección armada en caja (j):** Puede ser usado cuando las canales disponibles más grandes no proporcionan suficiente resistencia; además, puede usarse como cuerda superior.
- **Adición de placas a los patines (n):** Usados cuando los perfiles laminados no tienen suficiente resistencia para soportar la carga de una columna de un edificio o de una armadura de puente muy grande, sus áreas pueden incrementarse con la adición de estas placas.
- En años recientes se ha encontrado que, en estructuras soldadas, **una columna armada del tipo mostrado en (o)** es más satisfactoria que una W con cubreplacas soldadas (n).
- **Caja soldada del tipo mostrado en (p):** Para cargas muy grandes en columnas, una sección que ha resultado muy satisfactoria.

Figura 2-10 Tipos de miembros a compresión



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Stephen

Actualmente se ha incrementado el uso de las columnas compuestas. Éstas consisten en tubos estructurales o tubos de acero rellenos con concreto o en perfiles IPN ahogados en concreto, generalmente con sección cuadrada o rectangular.

2.8.2.3 Desarrollo de las fórmulas para columnas

La bibliografía técnica contiene muchas fórmulas desarrolladas para condiciones ideales de las columnas, pero estas condiciones no se encuentran en la realidad práctica.

Las magnitudes de los esfuerzos de fluencia de las secciones probadas son muy importantes en las columnas cortas, ya que sus esfuerzos de falla tienen valores cercanos a los de fluencia. Para columnas con relaciones de esbeltez intermedias, los esfuerzos de fluencia tienen menor importancia en sus efectos sobre los esfuerzos de falla, y no tienen ninguna importancia en las columnas largas y esbeltas.

2.8.2.4 Formula de Euler

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea, obviamente decrece conforme la columna se hace más larga.

Después de que ésta alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico. Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P se puede calcular con la fórmula de Euler siguiente:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Incrementando la relación de esbeltez de la columna de $r = \sqrt{I/A}$ sustituyendo este valor a la fórmula de Euler se tiene:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{(L/r)^2} = F_e$$

La carga de pandeo determinada por la ecuación de Euler es independiente de la resistencia del acero utilizado. Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas prácticas, el valor de L se tomará como la distancia entre los puntos de

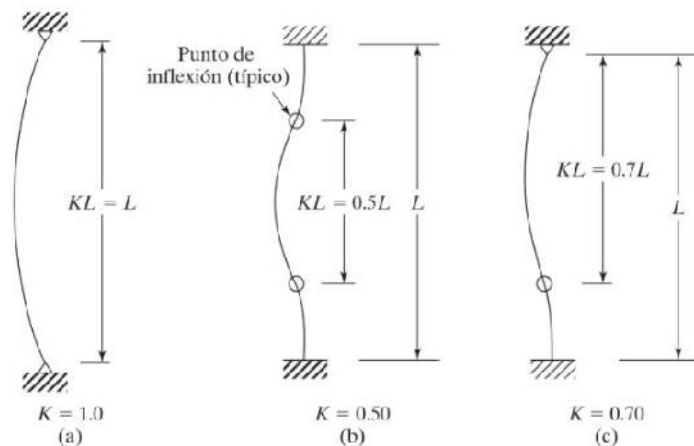
inflexión de la elástica pandeada. Esta distancia se considera como la longitud efectiva de la columna.

2.8.2.5 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de una columna

Las columnas con restricciones apreciables de rotación y desplazamiento pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción de rotación de los extremos, como es el caso de columnas con extremos articulados.

En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL , en donde K es el factor de longitud efectiva. K es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta. Columnas con condiciones de extremo diferentes tienen longitudes efectivas completamente distintas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 2-11 Longitudes efectivas de columnas en marcos arriostrados



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

En la siguiente imagen se muestra grupos de valores de K , tanto teóricos como valores recomendados.

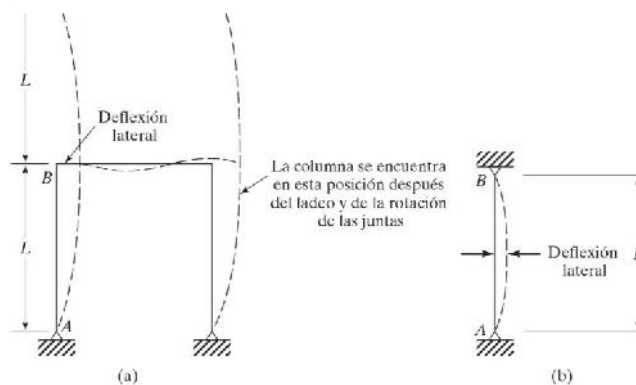
Figura 2-12 Valores aproximados de factores de longitud efectiva

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Simbolos para las condiciones de extremo						
	<i>Rotación y traslación impedidas</i> <i>Rotación libre y traslación impedida</i> <i>Rotación impedida y traslación libre</i> <i>Rotación y traslación libres</i>					

Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

Al usar esta tabla casi siempre se aplican los valores de diseño y no los valores teóricos. De hecho, los valores teóricos deberían usarse sólo en aquellas raras situaciones en que los extremos empotrados están en realidad casi perfectamente empotrados y/o cuando los soportes simples están casi por completo libres de fricción, (Esto significa que casi nunca). Sin embargo, no todos los valores varían de 0.5 a 1 con respecto al factor K . En la figura siguiente se muestra un marco simple, la base de cada una está articulada y el otro extremo puede rotar y moverse lateralmente (ladeo). Se muestra que la longitud efectiva excederá a la longitud real de la columna, ya que la curva elástica tomará en teoría la forma de la curva de una columna doblemente articulada de longitud doble y K será igual a 2.0.

Figura 2-13 Marco simple con longitud efectiva



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Sthephen

Las columnas de acero estructural sirven como partes de marcos, los que a veces tienen arriostramiento y en otras ocasiones no. Un marco arriostrado es aquel en el que el desplazamiento de sus juntas está impedido por medio de riostras, muros de cortante o por el soporte lateral de las estructuras adjuntas. Un marco sin arriostrar no tiene ninguno de estos tipos de soporte y depende de la rigidez de sus propios miembros y de la rigidez rotacional de las juntas entre los miembros del marco para impedir el pandeo. En marcos arriostrados los valores de K nunca pueden ser menores que 1.0, pero en los marcos sin arriostrar, éstos siempre son mayores que 1.0 debido al ladeo

Los valores K en la Figura 2-12 son probablemente muy satisfactorios para diseñar columnas aisladas, pero para columnas en marcos continuos son probablemente satisfactorios sólo para hacer diseños preliminares o aproximados.

En consecuencia, en la mayoría de los casos, los valores en la figura no son adecuados para los diseños finales. Para marcos continuos es necesario usar un método más exacto para calcular los valores K . Generalmente, esto se hace usando nomogramas para determinar valores K , para columnas de marcos arriostrados contra ladeo y para marcos no arriostrados contra ladeo. Dichos nomogramas deben usarse siempre para los diseños finales de columnas.

2.8.2.6 Columnas largas, cortas e intermedias

El acortamiento cesará y la columna se flexionará o deformará súbitamente en sentido lateral, pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y el modo de falla dependen en gran medida de su longitud efectiva. Una columna de acero muy corta y robusta puede cargarse hasta que el acero fluya y tal vez prosiga hasta el rango de endurecimiento por deformación. Como resultado, puede soportar aproximadamente la misma carga a compresión que a tensión.

El esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan elásticamente. Las columnas muy largas de acero fallan bajo

cargas que son proporcionales a la rigidez por flexión (EI) de la columna e independientes de la resistencia del acero.

En los párrafos siguientes se da una breve explicación de esta clasificación.

a) Columnas largas

La fórmula de Euler es aplicable para columnas en las que el esfuerzo axial de pandeo no sobrepasa el límite proporcional. Estas columnas se pandean elásticamente.

b) Columnas cortas

La característica principal de estas columnas es que el esfuerzo de falla es igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá el pandeo.

c) Columnas intermedias

De estas columnas, algunas de sus fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no, por lo tanto, los miembros fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento es denominado inelástico.

2.8.2.7 Fórmulas para columnas a compresión

Las fórmulas utilizadas para determinar los esfuerzos en columnas largas, cortas e intermedias son las siguientes:

- **Fórmula de Euler:** Para columnas largas, con pandeo elástico
- **Ecuación** parabólica empírica: Para columnas cortas e intermedias

Con esas fórmulas se determina, el esfuerzo de pandeo a flexión F_{cr} , para un miembro a compresión. Una vez determinado el esfuerzo del perfil, se multiplica por el área de su sección transversal para obtener su resistencia nominal P_n .

Resistencia permisible

En el diseño LRFD, se determina de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Ecuación E3 - 1 del AISC})$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g \dots \text{Resistencia a la compresión } (\Phi_c = 0.9)$$

Esfuerzo de pandeo por flexión F_{cr}

Para miembros sin elementos esbeltos.

Si:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left[(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Si:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

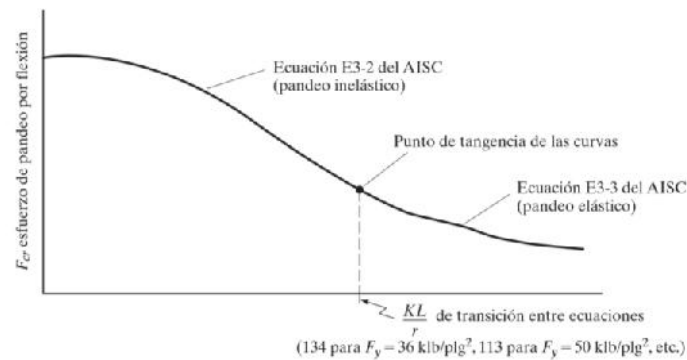
$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Esfuerzo de pandeo crítico elástico F_e

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

Gráficamente se representa en la siguiente figura

Figura 2-14 Curva para columna según AISC



Fuente: Diseño de estructuras de acero – McCormac y Stephen

Sin embargo, estos cálculos rara vez tienen que efectuarse porque el Manual del AISC proporciona valores calculados de los esfuerzos críticos ($\Phi_c \times F_{cr}$), en su Tabla 4-22. Los valores están dados para valores prácticos de KL/r (0 a 200) y para aceros con $F_y = 35, 36, 42, 46$ y 50 klb/plg^2 .

2.8.2.8 Relaciones de esbeltez máximas

En el comentario (E2) del AISC ciertamente indica que si KL/r es > 200 , el esfuerzo crítico F_{cr} será menor que 6.3 klb/plg^2 .

Teóricamente es necesario calcular tanto $(KL/r)_x$ como $(KL/r)_y$, sin embargo se demuestra que la mayor parte de las secciones de acero usadas como columnas, r_y es mucho menor que r_x . Es por eso que en la mayoría de las columnas solo se calcula $(KL/r)_y$.

Para algunas columnas, en especial las largas el soporte lateral se aplica perpendicularmente al eje menor, reduciendo la esbeltez o la longitud libre para el pandeo. Esto se logra por medio de riostras.

2.8.3 Diseño a flexión en vigas

2.8.3.1 Tipos de vigas

Comunmente se dice que las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales; sin embargo, existen excepciones.

El término trabe se usa en forma algo ambigua, pero usualmente denota una viga grande a la que se conectan otras de menor tamaño. Éstos y otros tipos de viga se analizan en las siguientes secciones.

2.8.3.2 Perfiles usados como vigas

Los perfiles IPN, generalmente, resultan secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Para algunas columnas, en especial las largas, el soporte lateral se aplica perpendicularmente al eje menor, reduciendo la esbeltez.

Los perfiles IPN tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso. Otro tipo común de viga es la vigueta de acero de alma abierta, o vigueta de barras, se usa comúnmente para soportar losas de piso y techo; es en realidad una armadura ligera de cuerdas paralelas. Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

Momento de fluencia: En una sección transversal, se define como el momento de inicio del esfuerzo de fluencia de las fibras extremas de la sección.

Momento plástico: Es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose ahí mismo una articulación plástica.

Factor de forma: Es la relación del momento plástico M_p al momento de fluencia M_y . Los factores de forma son iguales a 1.50 en las secciones rectangulares y varían entre 1.10 y 1.20 en las secciones laminadas estándar.

2.8.3.3 Diseño elástico

La carga máxima que una estructura podía soportar se suponía idéntica a la carga que primero generaba un esfuerzo igual al de fluencia del material.

Los miembros dúctiles no fallan sino hasta que ocurre una gran plastificación después de que se alcanza el esfuerzo de fluencia. Esto significa que tales miembros tienen mayores márgenes de seguridad contra la falla que lo que parece indicar la teoría elástica.

2.8.4 Diseño de miembros a corte

La resistencia de corte de diseño, $\phi_v \times V_n$, o la resistencia de corte admisible, V_n/Ω , deben ser determinados de la siguiente manera: Para todas las disposiciones en este capítulo.

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

2.8.4.1 Resistencia de miembros con almas no atiesadas o atiesadas

La resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

a) Para almas de miembros laminados de sección H con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$\phi_b = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

$$C_v = 1.0$$

b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

i. Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1.0$$

ii. Cuando $1.10 \sqrt{k_v E/F_y} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.1 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

iii. Cuando $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Donde

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, $d t_w$, cm^2 (mm^2)

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm); para secciones armadas soldadas, la

distancia libre entre alas, cm (mm); para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm); para secciones T, la altura total, cm (mm)

tw = espesor del alma, cm (mm)

El coeficiente de pandeo por corte del alma, kv, se determina como se indica a continuación:

- i. Para almas sin atiesadores transversales y con $h/tw \leq 260$: $k_v = 5$

Excepto para el alma de perfiles T donde $k_v = 1,2$.

- ii. Para almas atiesadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 \text{ cuando } \frac{a}{h} > 3.0 \text{ o } a/h > [260/(h/tw)]^2$$

Donde a= Distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

2.8.5 Diseño de miembros por esfuerzos combinados y torsión

Se abarca el diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión en torno a uno o dos ejes, con o sin torsión, y miembros solicitados a torsión pura.

2.8.5.1 Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial

1. Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen $0,1 \leq (I_{yc} / I_y) \leq 0,9$, y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde I_{yc} es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión, cm^4 (mm^4).

- a) Cuando $Pr/P_c \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right] \leq 1.0$$

b) Cuando $P_r/P_c < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left[\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right] \leq 1.0$$

Donde:

P_r = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

P_c = resistencia de compresión axial de diseño, kgf (kN) = $\phi_c P_n$

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión de diseño, T-m (Nmm) = $\phi_b M_n$

ϕ_c = factor de resistencia en compresión = 0,90

ϕ_b = factor de resistencia en flexión = 0,90

2. Miembros con Simetría Doble y Simple Sujetos a Flexión y Tracción

La interacción de flexión y tracción en miembros con simetría doble y simple que están solicitados solamente a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde:

Para diseño de acuerdo con la (LRFD):

P_r = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

P_c = resistencia de tracción axial de diseño, kgf (kN) = $\phi_t P_n$

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión de diseño, kgf-m (N-mm) = $\phi_b M_n$

Ω_t = factor de resistencia en tracción

Ω_b = factor de resistencia en flexión = 0,90

2.9 Diseño de uniones

2.9.1 Disposiciones generales

1. Bases de Diseño. La resistencia de diseño, ϕR_n , de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de la norma ANSI/AISC360-10. Se deben considerar los efectos de excentricidad cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente no se intersectan en un mismo punto.

2. Conexiones Simples. Las conexiones simples de vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte. Deben ser capaces de soportar las rotaciones en sus extremos.

Se permite que la conexión desarrolle algo de deformación inelástica, pero auto-limitante, para acomodar las rotaciones de una viga simple en sus extremos.

3. Conexiones de Momento. Las conexiones en los extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones.

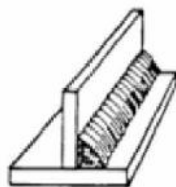
2.9.2 Soldaduras

Existen tres tipos de soldaduras a Tope, a filete y de ranura. En el presente proyecto se presentará conexiones de soldadura a tope y filete; tales tipos de soldaduras se explicarán a continuación.

2.9.2.1 Soldadura filete

Se define como soldadura de sección transversal aproximadamente triangular que une las superficies de dos elementos que se traslapan o intersectan.

Figura 2-15 Soldadura tipo filete



Fuente: Elaboración propia

2.9.2.2 Soldadura a tope

Es la soldadura de ranura que se extiende en todo el espesor de la unión, excepto como se permite en las conexiones tubulares.

Figura 2-16 Soldadura a tope con penetración completa



Fuente: Elaboración propia

El tamaño de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial depende del proceso utilizado y de la posición de la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar la garganta efectiva o la resistencia de la soldadura requerida, y el fabricante debe detallar la junta basándose en el proceso de soldadura y en la posición a utilizar para soldar la junta.

El diseño de las soldaduras se realiza por medio de la normativa ANSI-AISC360-10 con referencia a los capítulos J y K.

2.10 Diseño de losa metaldeck

El sistema de losa METALDECK aprovecha las características de una lámina de acero preformada (STEEL DECK) sobre la cual se hace un vaciado en concreto. El comportamiento combinado entre el concreto, una vez que este ha alcanzado su resistencia máxima, y el tablero en acero, permite obtener un sistema de losa estructural práctico para todo tipo de edificaciones.

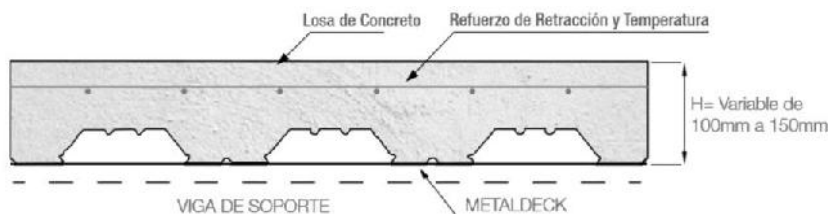
Se impone ante los sistemas tradicionales por aspectos como su rapidez en obra, gran resistencia, limpieza, bajo peso y economía. El sistema es diseñado acorde con las especificaciones para Composite Steel Floor Deck (Tablero de piso en acero para comportamiento compuesto) emitidas por el SDI (Steel Deck Institute).

Las láminas preformadas de acero tienen dos funciones principales:

- 1. Trabajar como formaleta:** para el vaciado de la losa de concreto y cargas adicionales debido al proceso constructivo.
- 2. Actuar como refuerzo positivo** de la losa una vez el concreto haya fraguado. Esta propiedad de la lámina de actuar como refuerzo de la losa otorga las características de lámina colaborante.

El sistema puede utilizarse en edificios donde la estructura principal es en concreto o en acero y debe conectarse adecuadamente a las vigas principales de apoyo para servir de diafragma estructural y para, si así se proyecta, conformar elementos en construcción compuesta con dichas vigas.

Figura 2-17 Esquema general de losas metaldeck



Fuente: Manual técnico metaldeck - ACESCO

METALDECK ofrece ventajas significativas con respecto a otros sistemas de entrepiso tradicionales. Entre ellas se resaltan las siguientes:

Funcionalidad: Se acomoda a multitud de aplicaciones prácticas y a muchas situaciones diferentes en entrepiso para edificaciones.

Resistencia estructural con menos peso: Las propiedades del acero son utilizadas con una máxima eficiencia en el diseño y la fabricación del Metaldeck, resultando un producto de una alta resistencia con relación a su peso. Por consiguiente, los costos de transporte, montaje de la estructura principal pueden ser menores que con otros sistemas.

Apariencia atractiva: Aunque el sistema METALDECK es principalmente un componente estructural, es visualmente muy atractivo cuando es expuesto en

aplicaciones arquitectónicas. Su recubrimiento protector lo hace fácil para su mantenimiento, durable estéticamente agradable.

Construcción en todos los climas: El sistema puede ser instalado en la mayoría de las condiciones climáticas, eliminando los costosos retrasos que pueden presentarse con otros sistemas de entepiso.

Calidad uniforme: Gracias a la ingeniería involucrada y a las técnicas de producción de mejora continua, los productos del sistema cumplen con los estándares de calidad especificados en las normas internacionales (SDI Steel Deck Institute).

Durabilidad garantizada: El sistema ha sido instalado por más de medio siglo en múltiples países con un comportamiento satisfactorio, lo cual es garantía de su durabilidad.

Economía y valor agregado: El sistema combina bajos costos con óptimo comportamiento. El valor agregado se determina combinando los costos iniciales, los costos por vida útil y los asociados al comportamiento. El sistema minimiza el desperdicio de material, requiere en general menor volumen de concreto que otros sistemas y por otro lado permite reducir el peso de la edificación, lo cual naturalmente, se traduce en mayores ahorros de material en el resto de la estructura y a nivel de cimentación.

Facilidad constructiva: Dentro de los diversos factores constructivos que pueden mencionarse están su bajo peso que facilita su manipulación, óptimo almacenamiento en obra, rapidez de instalación, no requiere mortero de afinado de piso, permite fácilmente la instalación de líneas de servicios posterior a la fundida de la losa, lo cual a su vez reduce el tiempo de construcción y mejora la calidad de la obra, no es biodegradable, no contamina otros materiales, se adapta a cualquier geometría y puede utilizarse tanto en estructuras metálicas como de concreto o aún sobre muros de mampostería.

Doble función estructural: Sirve como plataforma de trabajo y formaleta de piso a la vez que conforma el refuerzo principal de la losa una vez fragua el concreto.

Dentro de las consideraciones especiales del sistema pueden mencionarse su resistencia al fuego con respecto a otros materiales, sus costos directos iniciales, la racionalización del sistema de corte para permitir los pases de instalaciones, las geometrías especiales, el manejo de cielorrasos y algunas precauciones constructivas especiales.

2.10.1 Lámina de metaldeck

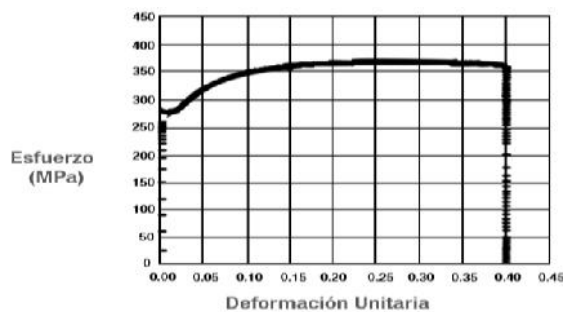
El acero utilizado es del tipo Laminado en Frío (Cold Rolled) y Galvanizado, con un comportamiento esencialmente elastoplástico, con esfuerzo de fluencia mínimo nominal igual a 275MPa (40ksi) y con un módulo de elasticidad igual a 203,000MPa (29,500ksi). El acero debe ser fabricado siguiendo los lineamientos de las secciones F.4.1 a F.4.5 del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (referencia 1) y estar acorde, además, con la norma ASTM A653 SS grado 40. La figura 2-18. presenta una curva típica esfuerzo-deformación de una probeta tomada del material y ensayada de acuerdo con la norma ASTM A370.

Tabla 2-4 Propiedades de la lámina galvanizada para fabricación de metaldeck

Propiedades de lámina METALDECK	
Punto de fluencia mínimo	272 MPa
Resistencia última	380 MPa
Elongación en 50mm	16%
Recubrimiento en Zinc	G60

Fuente: Manual técnico metaldeck -ACESCO

Figura 2-18 Curva esfuerzo-deformación típica del acero



Fuente: Manual técnico metaldeck - ACESCO

Tabla 2-5 Tolerancias para la lámina metaldeck

Parámetro de control de la lámina	Tolerancia
Longitud	$\pm 12\text{mm}$
Espesor	$\geq 95\%$ del espesor de diseño
Ancho efectivo	$-10\text{mm} + 20\text{mm}$
Flecha y curvatura	6mm en 3m
Borde de lámina por fuera de la escuadra	10mm por metro de ancho de lamina

Fuente: Steel Deck Institute Design Manual (referencia 16)

2.10.2 Diseño estructural de losa metaldeck

El diseño de entrepiso con METALDECK involucra dos etapas principales: La primera etapa es cuando el concreto fresco aún no ha fraguado, en la cual, la lámina colaborante funciona principalmente como formaleta, y la segunda cuando el concreto alcanza su resistencia y este, en combinación con la lámina metálica, trabajan como sección compuesta.

La metodología recomendada de diseño para cada una de las etapas antes mencionadas se presenta en el ANEXO 5.

2.11 Diseño de zapatas

Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo, pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas de fundación, vigas de fundación y losa de fundación. Las zapatas de fundación son económicas y de una realización práctica, es por este motivo que son las más utilizadas en nuestro medio en suelos con una capacidad de carga razonable.

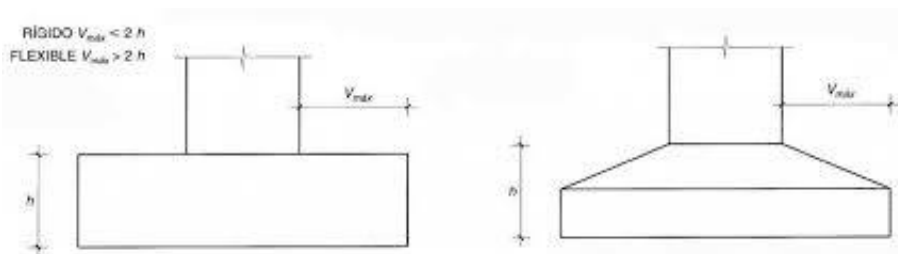
Si el suelo es blando y las cargas de las columnas son elevadas, las áreas requeridas para las zapatas son tan grandes que se convierten en antieconómicas; en este caso se adopta una solución alternativa que puede ser vigas o losa de fundación. Entre las zapatas de fundación se tiene las siguientes: zapatas aisladas, zapatas de medianería no conectadas, zapatas de medianería conectadas, zapatas combinadas, zapatas de esquina,

zapatas de esquina conectadas, zapatas retranqueadas a un lado y zapatas retranqueadas a ambos lados. Dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes, las zapatas de fundación pueden ser céntricas o excéntricas

2.11.1 Tipo de zapata

Cualquier manual o norma de hormigón define el límite entre zapata rígida y zapata flexible con la relación entre el vuelo (V_{max}) y el canto (h) de la misma, como se muestra en la figura 2-19.

Figura 2-19 Diferencias entre zapata flexible y zapata rígida



Fuente: Elaboración propia

La instrucción EHE-08 clasifica las zapatas como rígidas y flexibles y esto conduce a distintas formas para la obtención de su armado. Si la zapata es flexible, rige la teoría general de la flexión, es decir, se cumplen las hipótesis de Navier-Bernouilli y la zapata se calcula como una viga (elemento lineal).

Diseño zapata aislada céntrica: Para zapatas flexibles, la altura de la zapata no debe ser menor a 30 cm.

2.11.2 Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

$$N + P a * b = \sigma_{adm}$$

Donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de N . Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello

se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil “d” valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$d1 = \sqrt{\frac{a_0 \times b_0}{4} + \frac{a \times b}{2k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}}$$

$$d2 = \frac{2 \times (a - a_0)}{4 + k}$$

$$d2 = \frac{2 \times (b - b_0)}{4 + k}$$

$$k = \frac{4 \times f_{vd}}{\gamma_f \times \sigma_{adm}}$$

$$f_{vd} = 0.5 \times \sqrt{f_{cd}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

2.11.3 Determinación de las armaduras de tracción

En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_0$ y $0.15 * b_0$, respectivamente (Figura 2.11). Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, se debe a la carga del terreno

$\sigma_1 = N / (a * b)$, que es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f \times N}{2a} \times \left(\frac{a - a_0}{2a} + 0.15 \times a_0 \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

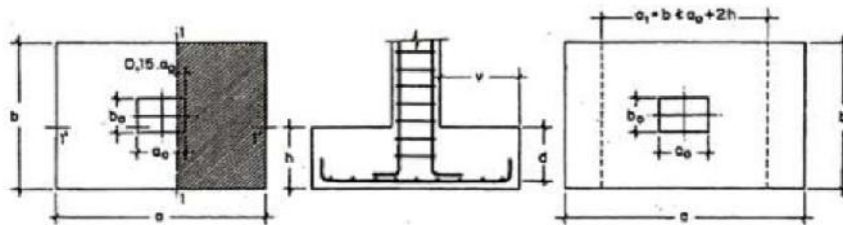
$$\mu = Mcd / b * d^2 * fcd$$

$$\omega = \mu (1 + \mu)$$

$$U = A * fyd = \omega * b * d * fcd$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

Figura 2-20 Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Hormigón Armado –Jiménez Montoya

2.12 Diseño de juntas de dilatación

Las juntas de dilatación se disponen para absorber los movimientos termohigrométricos y su nombre pues queda corto, ya que esta junta absorbe movimientos de dilatación como de contracción. La suma de los movimientos de retracción más los de dilatación térmica suelen arrojar un valor absoluto de acortamiento.

Las juntas de dilatación se materializan mediante la separación total de la estructura en dos partes independientes, esta separación únicamente se interrumpe en la cimentación, donde ambas partes estarán estructuralmente unidas. La cimentación se mantiene unida porque la estructura en ese punto, debido al rozamiento con el terreno, se considera inmóvil.

Pero no hay que olvidar que la disposición de juntas permanentes genera bastantes problemas.

2.12.1 Problemas originados por la disposición de juntas

2.12.1.1 Problemas económicos

- Cuando se disponen de juntas de dilatación se paraliza la obra y esto condiciona la planificación de la obra.
- Cuando se desarrolla en cubierta se debe aplicar una impermeabilización esto encarece la disposición
- Y en fase de mantenimiento existen gastos derivados de las juntas de dilatación.

2.12.1.2 Problemas estructurales

Cuando se disponen de juntas de dilatación existe una discontinuidad en la estructura lo que provoca momentos flectores mayores, que a su vez implica un mayor dimensionamiento que si la estructura estuviese continua

2.12.1.3 Patologías

- Fisuración de elementos no estructurales que atraviesan juntas estructurales
- Rotura de masilla de unión de dos partes por ser esta poco elástico
- Goteo por mala impermeabilización

2.12.2 Formas de materializar las juntas de dilatación

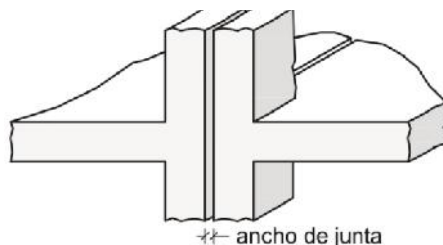
- Juntas con doble pilar
- Juntas materializadas mediante pasadores no adherentes
- Junta con pilar único y apoyos deslizantes
- Junta con apoyo a media madera

De todas estas nombradas las soluciones más utilizadas en edificios son las de doble pilar y las juntas con pasadores no adherentes.

2.12.2.1 Juntas con doble pilar

La junta con doble pilar es una solución más intuitiva, ya que materializa una separación completa de la estructura. Esta solución facilita el cálculo estructural, puesto que permite realizar un cálculo independiente de ambos perfiles.

Figura 2-21 Junta de dilatación con doble pilar



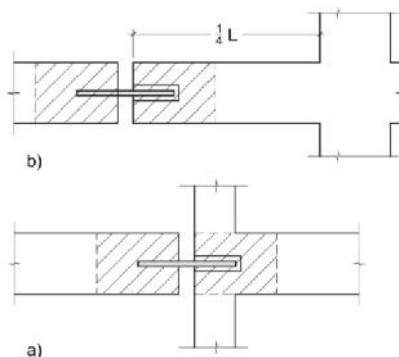
Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya

2.12.2.2 Juntas materializadas mediante pasadores

La junta puede disponerse en una línea de pilares o a los cuartos de luz en la zona en la que se espera un momento flector casi nulo y un cortante aproximadamente a mitad del máximo.

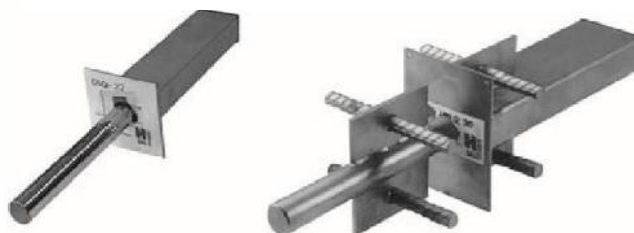
Cuando el detalle de apoyo se realiza en la línea de pilares, el forjado de la izquierda, es mucho más flexible, y se apoya totalmente en el de la derecha (mucho más rígido). Cuando la junta se ubica a los cuartos de la luz, hay que hacer un análisis estructural del forjado, teniendo en cuenta que en la línea de junta el detalle equivale a una rótula.

Figura 2-22 Junta de dilatación mediante pasadores



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya

Figura 2-23 Pasadores comerciales

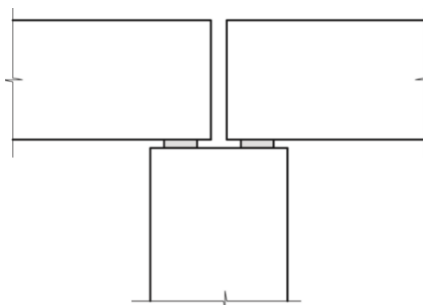


Fuente: Elaboración propia

2.12.2.3 Junta con pilar único y apoyos deslizantes

Esta solución permite el movimiento libre de la estructura en el apoyo extremo. Para ello se requiere un aparato de apoyo que permita el libre movimiento y minimice los esfuerzos transmitidos a los pilares

Figura 2-24 Junta con pilar único y apoyos deslizantes

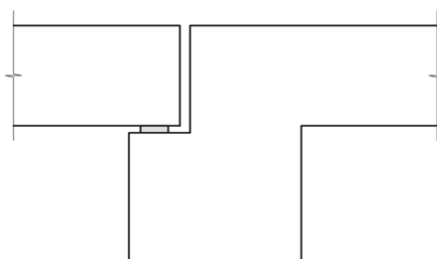


Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya

2.12.2.4 Junta con apoyo a media madera

En esta solución, al igual que en la solución de junta con pasadores, una parte de la estructura se apoya sobre la adyacente, en este caso mediante un detalle de apoyo a media madera.

Figura 2-25 Junta con apoyo a media madera



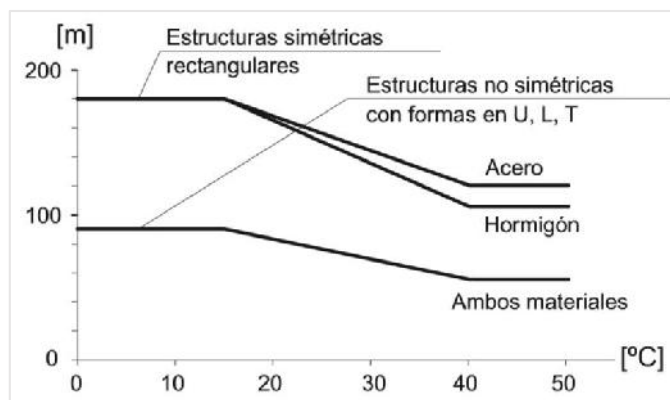
Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya

2.12.3 Método empírico de Federal Construction Council

En Federal Construction Council – Technical Report No. 65 se indican dos procedimientos para efectuar el análisis de la inclusión de juntas de dilatación en edificios. El primero es el denominado Método Empírico y el segundo es el denominado Método Analítico.

El método empírico hace referencia a una gráfica en la que se ubica el cambio de temperatura en el eje de las abscisas, y en el eje de las ordenadas se ubican las longitudes efectivas que se pueden considerar en edificios sin juntas o la distancia efectiva entre juntas de dilatación. Además, en esta gráfica se han incluido curvas para edificios de hormigón, acero y para otros materiales.

Figura 2-26 Distancia efectiva entre juntas según el método empírico
Federal Construcción Council



Fuente: Libro federal construcción council

Estas longitudes efectivas de la figura 2-26 son las que indican las dimensiones máximas que tendrá un edificio sin la necesidad de anexar juntas de dilatación, o a su vez es la distancia entre juntas de dilatación de un determinado sistema estructural.

El Análisis Empírico está basado en criterios que deben considerarse al instante de efectuar el correspondiente análisis térmico del edificio, de acuerdo a los cambios de temperatura al que estará sometido el sistema estructural.

Estos criterios están basados en las condiciones de temperatura interna que tendrá el edificio, el sistema de anclaje del mismo hacia la cimentación, así como también el

sistema de rigidez que ofrece el edificio para contrarrestar los efectos de cargas laterales. Para utilizar la gráfica del método empírico deben acogerse los siguientes lineamientos.

- Utilizar directamente la longitud permisible, como se indica en la figura 2-26, si el edificio tendrá únicamente sistema mecánico de calefacción y tendrá apoyos del tipo articulación.
- Si el edificio tendrá sistemas mecánicos tanto de aire acondicionado como de calefacción, incrementar la longitud permisible en un 15 por ciento (Suponiendo que estos sistemas mecánicos funcionan continuamente).
- Si el edificio no tendrá sistema mecánico de calefacción, reducir la longitud permisible en un 33 por ciento.
- Si el edificio tendrá apoyos empotrados, reducir la longitud admisible en un 15 por ciento.
- Si el edificio no tiene configuración regular de rigidez para controlar los efectos de cargas laterales, reducir la longitud permisible en un 25 por ciento.

Si más de uno de los criterios indicados anteriormente prevalecen en un determinado edificio, deberá efectuarse el ajuste correspondiente mediante la suma algebraica de la ecuación siguiente:

$$L_{m\acute{a}x} = L_{allow} + (R1 - R2 - R3 - R4) * L_{allow}$$

Donde, $L_{m\acute{a}x}$ es la máxima longitud del edificio sin juntas de expansión o entre juntas de expansión; $R1$, 0.15 si el edificio tiene sistemas mecánicos de aire acondicionado y calefacción ; $R2$, 0.33 si el edificio no tiene sistema mecánico de calefacción ; $R3$, 0.15 si el edificio tiene apoyos de empotramiento; y $R4$, 0.25 si el edificio no tiene configuración regular en sus sistema de rigidez para aplacar efectos de desplazamientos laterales.

2.13 Proceso de diseño estructural

2.13.1 Idealización

- Idealización mecánica

- Idealización de los materiales
- Idealización de las solicitantes
- Idealización de vínculos
- Idealización geométrica

2.13.1.1 Idealización mecánica

Tiene que ver con el comportamiento mecánico de la estructura, que va ligado con el módulo de cortante, modulo elástico, resistencia a la tracción, límite elástico, alargamiento, de cada elemento. Esto se hace con el fin de evitar errores en la rigidez y en la deformación de la estructura, se define por los desplazamientos y las deformaciones. El acero, que es una variante de hierro aleada con carbono, a menudo presenta otros elementos añadidos para prepararlo para su procesamiento y uso industrial.

2.13.1.2 Idealización de los materiales

Se refiere a qué material y qué tipo de sección será el más eficaz para la estructura.

2.13.1.3 Idealización de las solicitaciones

Según normas, se tiene magnitudes formas y combinaciones adecuadas para el tipo de estructura.

2.13.1.4 Idealización de vínculos

Para tener una buena estructuración se debe tener en cuenta que los nudos y los apoyos tienen conceptos diferentes, pero van relacionados entre sí.

2.13.1.5 Idealización geométrica

Es la simplificación de la estructura real a un sistema simple, en la que se reemplazan los elementos (vigas columnas) en directrices que cuando se intersectan entre ellas forman nudos.

2.13.2 Dimensionamiento

Es necesario representar la estructura de una manera sencilla para así obtener un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura. Basta entonces dimensionar éstos para que los esfuerzos resultantes no sobrepasen los valores admisibles o últimos, según sea el caso.

2.13.3 Evaluación

Se evaluará la deformada de la estructura. Todas las estructuras se deforman, al ser cargadas, y el cambio de configuración geométrica hace que sus puntos experimenten pequeños desplazamientos. En la mayoría de los casos esa deformación no es apreciable a simple vista, y entonces el observador la pasa por alto y asume que la estructura es completamente rígida; pero en la realidad todos los materiales se deforman, en mayor o menor medida.

Cuando se analiza una estructura siempre resulta necesario prestar atención a las deformaciones. A veces se piensa, erróneamente, que es suficiente obtener los esfuerzos internos y conocer las tensiones que se producen en los distintos puntos del sistema para que el estudio quede completado. Pero eso es solamente una parte del problema: hace falta también estudiar lo que sucede con las deformaciones, para comprobar si se hallan o no dentro de los límites aceptables.

2.13.4 Diseño Final

Una vez terminado el proceso de dimensionamiento y evaluación se pasará a diseñar la estructura con las disposiciones finales que se adoptaran en base a las dimensiones entre elementos conectados; una vez ya determinados los materiales adecuados para cada situación, se procede a efectuar el diseño definitivo de los miembros de la estructura.

CAPÍTULO III

3 DESARROLLO DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

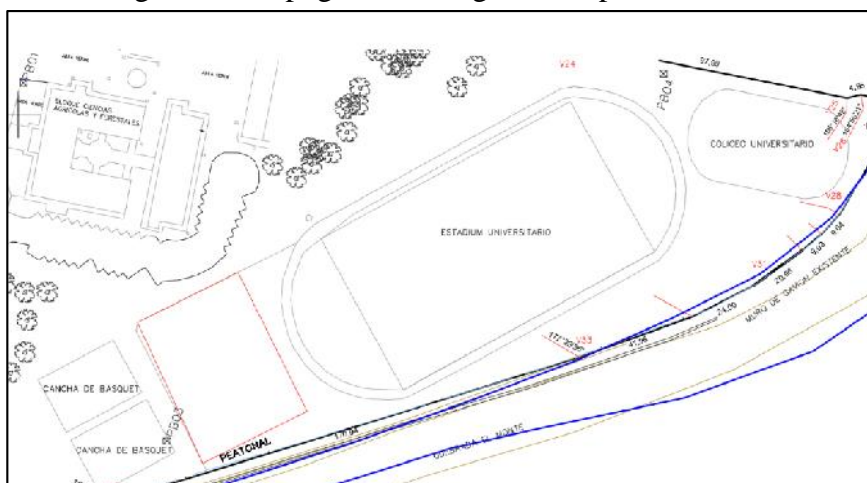
3.1 Topografía del lugar

La topografía del terreno para el emplazamiento de la estructura, fue obtenida del departamento de infraestructura de la universidad Juan Misael Saracho, donde ya contaban con un levantamiento topográfico.

Actualmente, el terreno es usado como cancha de fútbol. Con una medida de 100 x 60 metros cuadrados, es un terreno totalmente plano con un vallado perimetral alrededor de toda la cancha; en la zona de preferencia cuenta con una carpeta de hormigón, en el que se disponen de graderías móviles de madera provisionales que, hoy en día se usan por los espectadores del juego.

El área total disponible para emplazar la estructura es de 1,28 hectáreas. El estadio propuesto, limita al sureste con la quebrada el monte, al noreste (sector 1) limita con el coliseo universitario, al noroeste (sector 2) con el gimnasio universitario y, por último, al suroeste (sector 3) limitará con la piscina olímpica, llegando a ser el “Módulo 2” del proyecto multideportivo U.A.J.M.S.

Figura 3-1 Topografía del lugar de emplazamiento



Nota: En los planos se muestra el plano topográfico con sus respectivas cotas

3.2 Estudio de suelos

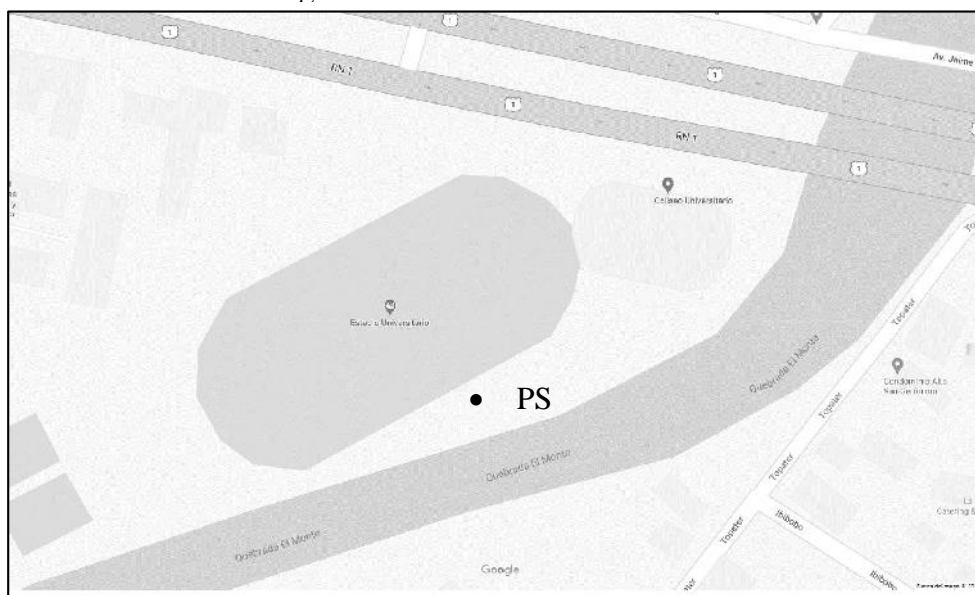
3.2.1 Generalidades

Es conocido que el valle de Tarija se encuentra relleno por sedimentos fluvio-lacustres de edad cuaternaria; constituidos esencialmente por arcillas limosas y lentes de gravas. Estos materiales se caracterizan por estar medianamente consolidados a razón por lo cual, una fuerte disectación y erosión por efecto de las aguas se observa al presente.

Por este motivo la presencia de varios ríos y quebradas obliga a los ingenieros a realizar sondeos de los suelos donde serán emplazadas las estructuras en estudio; de esta manera garantizar la estabilidad de las obras.

3.2.2 Exploración

Figura 3-2 Ubicación del sondeo



La exploración fue realizada con dos pozos, dicha aclaración se describe en el párrafo siguiente; fue ejecutado a dos profundidades diferentes a 2,30 y a 4 metros para el pozo 1, y para el pozo 2 a 4 metros de los que se sacaron las respectivas muestras.

3.2.3 Ensayo de penetración

El ensayo es el designado según la norma astm-d1586. La interpretación de los resultados de campo, han sido efectuados con la ayuda del ábaco confeccionado por BK Hough “capacidad de carga admisible en arcillas y mezclas de suelo”.

El número necesario de golpes para hincar 30 cm de la cuchara partida en las profundidades de 2,3m y 4m, ha sido de 16 y 24 golpes respectivamente: lo que traducido a soporte de suelos da valores entre 1.79 a 2.38 kg/cm².

3.2.4 Laboratorio de suelos

El estudio en laboratorio de suelos, del presente proyecto comprende granulometría, límites de Atterberg y clasificación del suelo por el método SUCS y solo para fines de comparación por el método AASHTO.

3.2.4.1 Cuadro resumen de estudio de suelos

Tabla 3-1 Cuadro resumen de estudio de suelos

Muestra	Nivel (m)	LI	Lp	Ip	Tipo de suelo	Descripción	Capacidad portante
1	-2.30	35.04	23.63	11.41	Cl	Arcilla inorgánica mal gradada arenosa	1.79 kg/cm ²
2	-4	43.07	33.56	9.52	Cl	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	2.38 kg/cm ²

El estudio de suelo se presenta en ANEXO 1.

3.2.4.2 Conclusiones del estudio de suelos

- ✓ Como ya se mencionaba anteriormente la ciudad de Tarija se encuentra generalmente rellenado por sedimentos fluvio-lacustres que son esencialmente arcillas limosas, todo esto se demuestra en ambos estudios de suelos.
- ✓ El resultado del estudio identifica en el nivel -4m un tipo de suelo arcilla limosa.
- ✓ No se encontró nivel freático

3.2.4.3 Recomendación del estudio

- ✓ La fundación de la estructura, debe hacerse en los sedimentos arcillo limosos.

- ✓ No es recomendable fundaciones en los materiales fluviales recientes, ni en los materiales de relleno artificial.
- ✓ La fundación del estadio podrá ser a un nivel tal que penetre entre 1.5 y 2 m. En los sedimentos arcillo limosos, esto a fin de garantizar que se ha quitado la parte superior alterada.
- ✓ Una fundación relativamente profunda garantizara la estabilidad de la obra evitando descalce.
- ✓ Para el diseño de las fundaciones, se tomará una resistencia no mayor a 1.79 kg/cm².

3.3 Proyecto arquitectónico

3.3.1 Ubicación y superficie

El proyecto se ubica dentro del campus U.A.J.M.S colindante al coliseo universitario. Actualmente, el área en el que se propone la construcción de dicho proyecto, está predispuesta ya para un futuro estadio. La superficie disponible es de aproximadamente 11 mil metros cuadrados y la superficie construida será de 3060 metros cuadrados.

3.3.2 Configuración arquitectónica

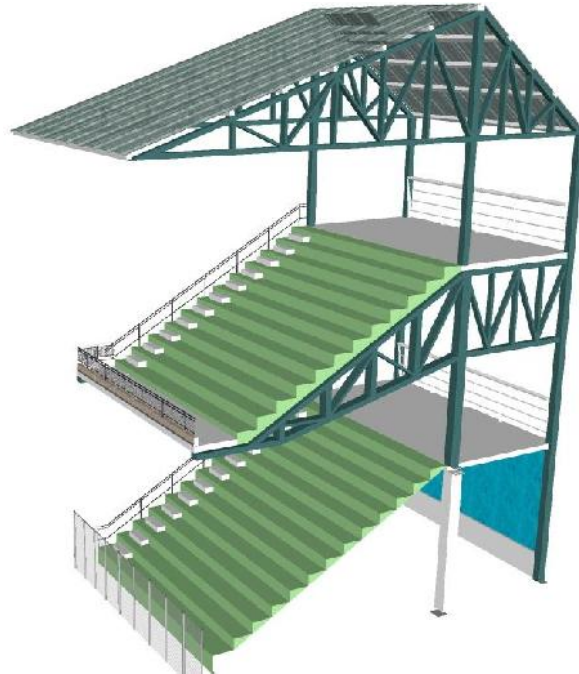
El planteamiento inicial es una estructura diseñada a base de acero. El conjunto consta de tres sectores como se muestra en la figura 3-3. Los sectores 1 y 3 tienen un largo de 45 metros y el sector 2 tiene 90 metros de largo total.

Figura 3-3 Configuración arquitectónica del Estadio U.A.J.M.S.



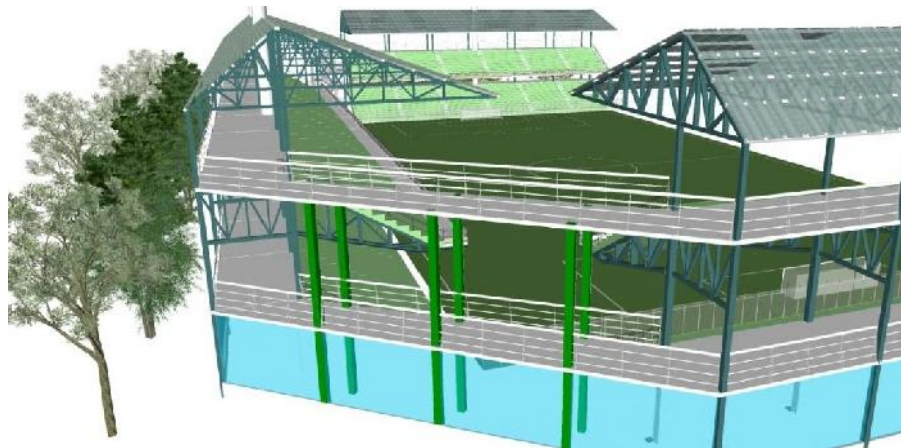
Con la misma configuración arquitectónica, que cuenta con una galería tipo de 4,5 metros de espaciamiento entre pórticos, la cubierta es diseñada con una cercha tipo Warren que tiene un voladizo de 12 metros; graderías en voladizo en la segunda planta que se apoyan sobre una cercha y las graderías de la primera planta que se apoyan sobre un perfil como se muestra en la figura3-4.

Figura 3-4 Galería tipo de estadio



La conexión entre sector 1 y 2 es por medio de un pasillo, como se muestra en la figura 3-5 apoyada sobre columnas de acero y la losa de tipo metaldeck.

Figura 3-5 Pasillo conector entre sector 1 y 2



Y finalmente, cuenta con gradas de acceso a los sectores 2 y 3; el planteamiento estructural será diseñado a base de acero.

Figura 3-7 Gradas de acceso

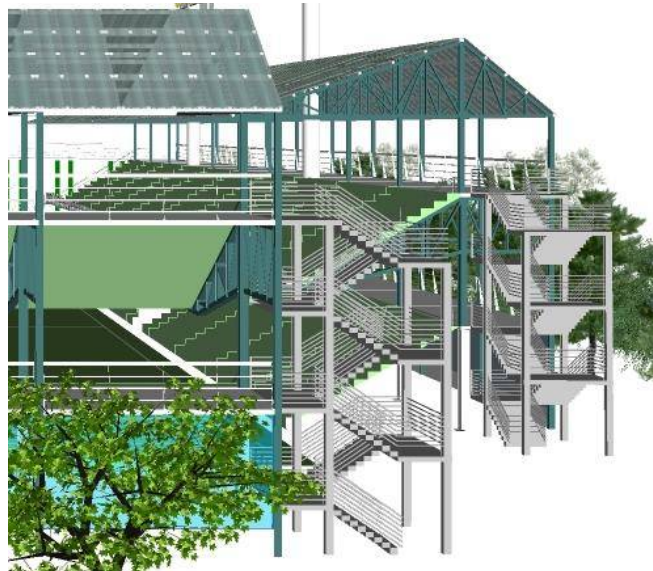
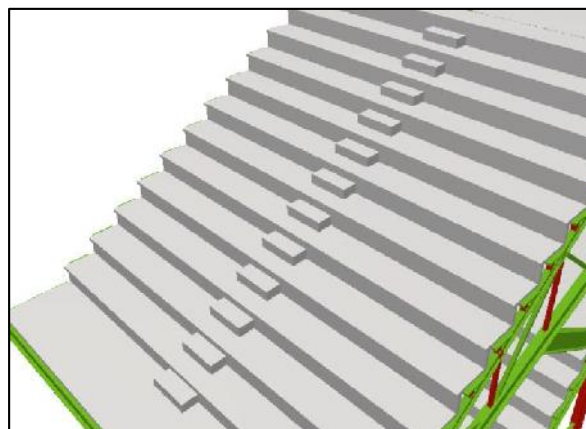


Figura 3-6 Graderías de circulación



3.3.3 Capacidad y uso de la edificación

La edificación albergará a un máximo de 7776 personas en todo el estadio. Se debe cumplir así estrictamente la capacidad limitada de personas en cada zona distribuyéndose el número de asistentes de la siguiente manera:

Tabla 3-2 Capacidad de personas en el estadio

Sector	Graderías primera planta	Graderías segunda planta
Sector 1	972 personas	972 personas
Sector 2	1944 personas	1944 personas
Sector 3	972 personas	972 personas

El uso de la edificación no se planteará para fútbol internacional, solo nacional, debido a la capacidad del estadio, resguardando siempre el límite de personas; para mantener seguridad se debe garantizar que la estructura no sea muy solicitada. Se habla de partidos de fútbol ya que es un parámetro crítico en solicitudes de carga de la estructura, es por esto que el uso de la edificación para eventos culturales y sociales, no es restringido.

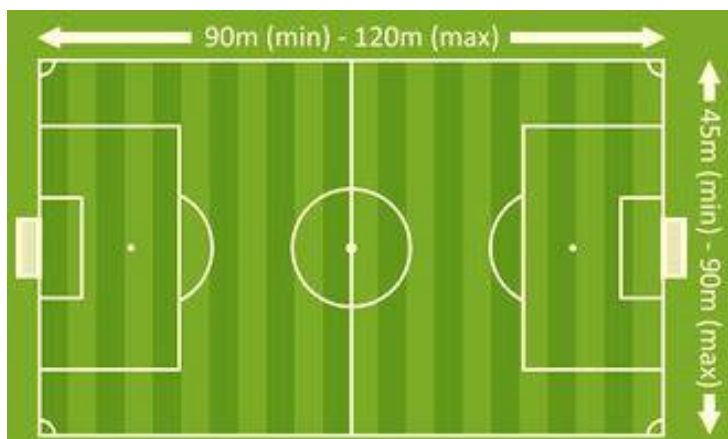
3.3.4 Entrada-Acceso

El acceso al estadio se da por la entrada frontal del campus, que se ubica en la Avenida Las Américas; una vez entrando al campus se dispone de dos gradas que suben a los sectores 2 y 3, y como se explicó anteriormente el sector 1 se conecta por medio del sector 2.

3.3.4.1 Cancha de fútbol

Una cancha de fútbol es siempre rectangular y tiene unas medidas que oscilan entre los 90 y los 120 metros de largo, con una anchura superior a 45 metros e inferior a 90

Figura 3-8 Dimensiones de una cancha de fútbol 11



metros. En caso de partidos internacionales, las recomendaciones FIFA son ligeramente distintas: 100-110 metros de largo y 64-75 metros de ancho.

El área que se dispone actualmente donde se plantea emplazar la obra, no es muy amplia y, debido a la caracterización del estadio por el medio en el que se encuentra, no es adecuada para partidos internacionales. Se propone una dimensión de 90m x 45m entrando en los límites según las recomendaciones de la FIFA.

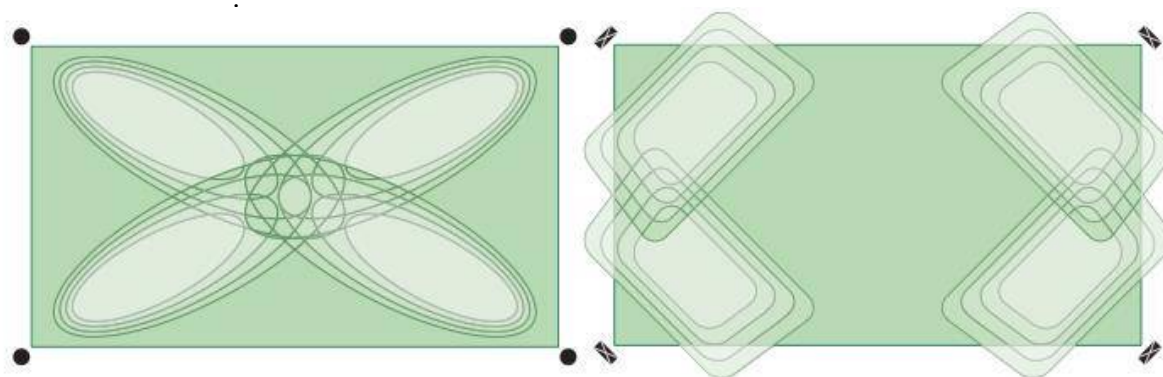
3.3.5 Iluminación

La implantación de los sistemas de iluminación en espacios deportivos depende de los requerimientos lumínicos, espacio disponible para la instalación, deporte, área, etc. Como consecuencia, cada proyecto debe estudiarse en particular.

3.3.5.1 Disposición de proyectores con torres en esquina

La disposición se basa en la colocación de torres o postes de proyectores detrás de las esquinas del campo, según los ángulos que se muestran en la imagen 3-9 desde el centro del campo y desde los centros de las bandas, para calcular la posición exacta y altura de las torres. La posición de la base de las torres estará situada sobre la diagonal que forman la intersección de las líneas punteadas de la figura 3-9. Dependiendo de si se utilizan proyectores circulares o rectangulares.

Figura 3-9 Distribución proyectores en implantación torre

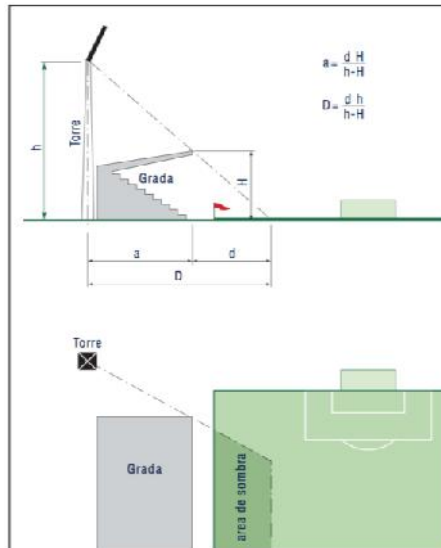


Fuente: Manual de iluminación INDAL

Cuando existen graderías, tal y como muestra la figura 3-10, existe la posibilidad de que caigan sombras sobre el terreno de juego. Para evitar este problema, se deberá colocar la torre de manera que no cree sombras, y cuando no sea posible, se deberán

montar proyectores adicionales bajo el techo de las gradas y dirigirlos hacia las sombras, con el mismo ángulo medio que los proyectores principales.

Figura 3-10 Altura de una torre de luz en estadio



Fuente: Manual de iluminación INDAL

3.3.6 Cubierta

Armadura Warren

Fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. El rasgo característico de este tipo de armaduras es que forman una serie de triángulos isósceles. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas verticales aplicadas en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía, las armaduras presentan resistencia similar para diversas configuraciones de carga.

3.4 Idealización de la estructura

3.4.1 Idealización geométrica

La idealización se basa en el proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis y a esto es lo que se le conoce como idealización estructural.

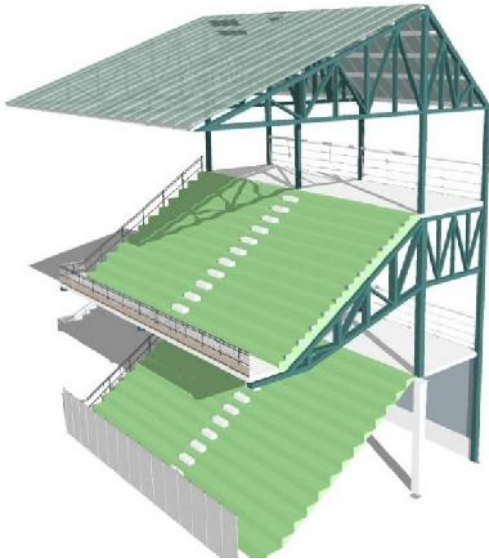


Figura 3-12 Estructura real – Pórtico principal

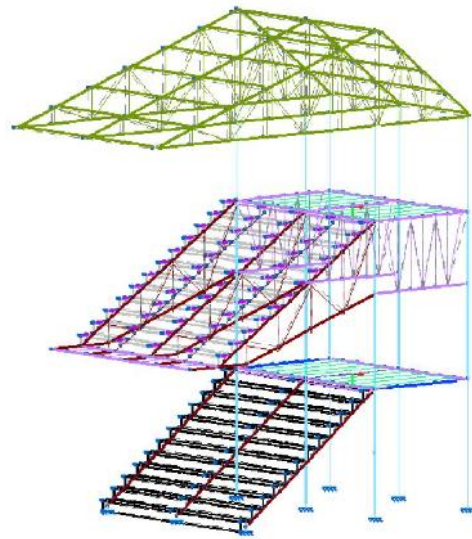


Figura 3-11 Idealización geométrica - pórtico principal

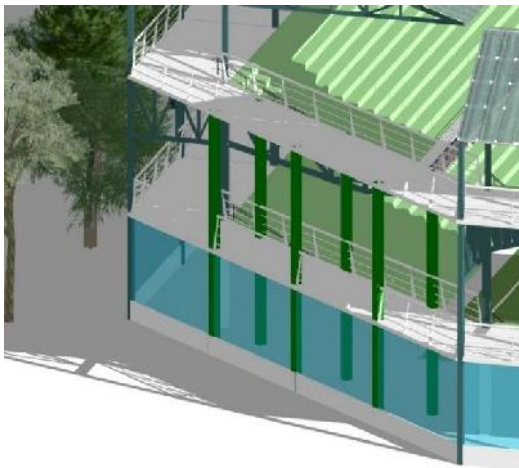


Figura 3-13 Estructura real – pasillo conector

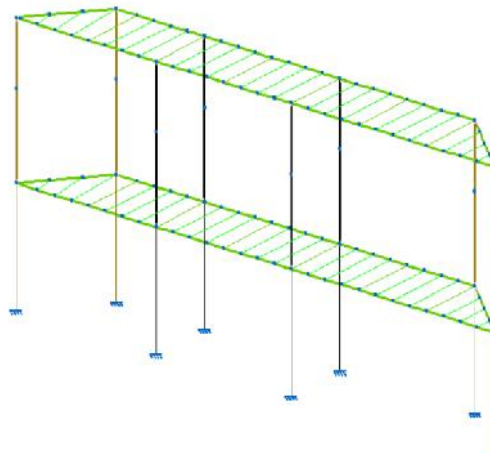


Figura 3-14 Idealización geométrica – pasillo conector



Figura 3-16 Estructura real - Gradas de acceso

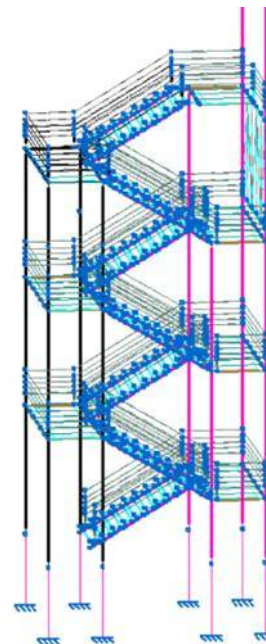


Figura 3-15 Idealización geométrica - Gradas de acceso

3.4.2 Idealización mecánica

3.4.2.1 Acero estructural Estructura real – Gradas de acceso

El acero a utilizarse para la gran mayoría de los elementos que conforman la estructura es Hacer A36 que tiene las siguientes especificaciones mecánicas.

Tabla 3-3 Propiedades mecánicas del acero estructural

Propiedades mecánicas	KSI	PSI	MPa
Resistencia a la tracción	58-80 Ksi	58000 - 80000	400-550
Punto de fluencia	36 Ksi	36000	250
Elongación en 8"	-	Min 20%	-
Elongación en 2"	-	Min 23%	-

Tiene una composición química que se muestra a continuación:

Tabla 3-4 Composición química del acero A36

Producto	Vigas	Plancha y laminas			
		Hasta 19mm	De 20 a 40mm	De 41 a 65mm	De 66 a 100mm
Espesor	Todos	Hasta 19mm	De 20 a 40mm	De 41 a 65mm	De 66 a 100mm
Carbono	máx. 0.26%	máx. 0.25%	máx. 0.25%	máx. 0.26%	máx. 0.27%
Manganeso	-	-	0.80-1.20 %	0.80-1.20 %	0.85-1.20 %
Fósforo	máx. 0.04%	máx. 0.04%	máx. 0.04%	máx. 0.04%	máx. 0.04%
Azufre	máx. 0.05%	máx. 0.05%	máx. 0.05%	máx. 0.05%	máx. 0.05%
Silicio	máx. 0.40%	máx. 0.40%	máx. 0.40%	0.15 -0.40%	0.15 -0.40%
Cobre	min 0.20%	min 0.20%	min 0.20%	min 0.20%	min 0.20%

3.4.2.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo a utilizarse en las zapatas será el acero B500 S

Tabla 3-5 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Acero soldable B 500 S	
Limite elástico f_y (N/mm ²)	≥ 550
Carga unitaria de rotura f_s (N/mm ²)	≥ 12
Alargamiento de rotura ϵ_{u5} %	≥ 5.0
Alargamiento total bajo carga máxima ϵ_{max} %	≥ 7.5
Relación f_s/f_y	≥ 1.05
Relación f_s real/ f_y nominal	-

3.4.2.3 Malla electrosoldada para losa

La malla de acero de refuerzo que se recomienda colocar en el sistema tiene el propósito fundamental de absorber los efectos de la retracción de fraguado del concreto y los cambios térmicos que ocurran en el sistema. Esta malla o refuerzo está conformado por barras con resistencia a la fluencia de al menos 420MPa (60ksi) o por una malla electrosoldada de alambón.

La experiencia ha mostrado al menos un incremento del 10% en la capacidad de carga de losas con la malla comparada con losas que no la tienen. El refuerzo por retracción

y temperatura debe suministrar un área mínima de 0.00075 veces el área del concreto por encima de la lámina de METALDECK. La malla a usarse en el proyecto tiene acero con las siguientes especificaciones mecánicas:

Tabla 3-6 Propiedades mecánicas de malla electrosoldada

Alargamiento	6 % Min.
Límite de Fluencia	500 MPa.
Resistencia a la Tracción	550 MPa.

3.4.2.4 Lámina metaldeck

El proceso de galvanizado se desarrolla a partir de láminas de acero laminado en frío (Cold Rolled), las cuales se someten a un proceso de inmersión en caliente en un baño de zinc fundido, llegando a tener la siguiente especificación mecánica.

Tabla 3-7 Propiedades mecánicas de lámina metaldeck

Propiedades de lámina METALDECK	
Punto de fluencia mínimo	40 Ksi (272 MPa)
Resistencia última	55 Ksi (380 MPa)
Elongación en 50mm	16%
Recubrimiento en Zinc	G60

3.4.2.5 Hormigón

Deberá distinguirse el hormigón en función de su uso estructural que puede ser: en masa (HM), armado (HA) o pretensado (HP).

Tabla 3-8 Hormigón según su uso estructural

Uso estructural	Resistencia característica a compresión a 28 días en N/mm ²						
	20	25	30	35	40	45	50
HM	HM-20	HM-25	HM-30	HM-35	HM-40	HM-45	HM-50
HA	No admitido	HA-25	HA-30	HA-35	HA-40	HA-45	HA-50
MP	No admitido	HP-25	HP-30	HP-35	HP-40	HP-45	HP-50

3.4.2.5.1 Zapatas

Para el hormigón de las zapatas se utilizará un HA-25 que tiene una resistencia de 25 MPa.

Tabla 3-9 Propiedades mecánicas del Hormigón armado -25

Hormigones		
Características		General
Designación (EHE art 39.2)		HA-25/B/20/IIa
Armaduras art 32.2 EHE	Tipo de acero	B-500 S
	Límite elástico (N/mm ²)	500
Dosificación	Contenido min. de cemento (kg/m ²)	275
	Relación máxima agua/cemento	0.60
Consistencia		Blanda
Asiento cono de Abrams (cm)		6-9
Compactación		Vibrado
Resistencia característica	A los 7 días	18.75 N/mm ²
	A los 28 días	25.00 N/mm ²
Otras resistencias específicas		
Puesta en obra	Recubrimiento mínimo de armadura (mm)	35

3.4.2.5.2 Losas

El concreto estará de acuerdo con lo estipulado en la norma AISC. La resistencia mínima a la compresión especificada para el concreto, f'_c , será de 21MPa o la que sea requerida por exposición al fuego o durabilidad. No se permite el uso de aditivos o acelerantes que contengan sales clorhídricas o fluoruros ya que éstos pueden producir corrosión sobre la lámina de acero.

3.4.2.5.3 Graderías

La Gradería Pretensada TECNOPRECO será elaborada en base a hormigón y acero para pretensar a alta resistencia; se utiliza en la construcción de graderías para coliseos, estadios y cualquier escenario deportivo. Tiene la siguiente especificación mecánica.

Tabla 3-10 Propiedades mecánicas de graderías prefabricadas

Propiedades físicas y mecánicas del hormigón pretensado				
Tipo de hormigón	Método de hormigonado	Resistencia característica del hormigón	Resistencia media del hormigón	Resistencia a tracción del acero para pretensar
H - 35	<ul style="list-style-type: none"> • Dosificación por peso • Vibrocompactado • Curado por vapor 	35 MPa	40 MPa	18000 kg/cm ²

3.4.3 Idealización de los materiales

3.4.3.1 Vigas, columnas y cerchas

El perfil a usarse para vigas y columnas será de tipo IPN, debido a que son los más comunes para columnas y vigas de edificios y para los miembros a compresión de puentes carreteros. También se puede mencionar la gran versatilidad de uniones que se puede asignar a este tipo de perfiles. Otras características por las cuales se elige este tipo de perfil son:

- ✓ Son perfiles compactos
- ✓ Son muy adecuadas para atornillarse a las placas usadas como nudo, en tanto que las mismas secciones pueden conectarse por medio de soldadura con poca dificultad.
- ✓ Cuando las cargas son muy grandes, frecuentemente pueden usarse estos perfiles, eliminando la necesidad de armar secciones.

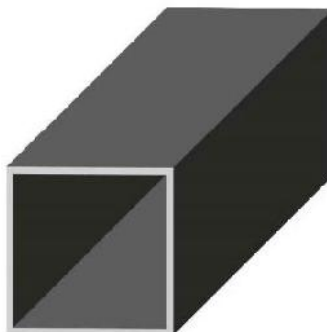
Figura 3-17 Perfil IPN - Idealización de los materiales



En tanto los perfiles seleccionados para cerchas serán los perfiles tubulares cuadrados. La única dificultad que tiene este perfil es la de efectuar las conexiones con tornillos o remaches. El uso de perfiles tubulares con propósitos estructurales, por arquitectos e ingenieros va creciendo por las siguientes razones:

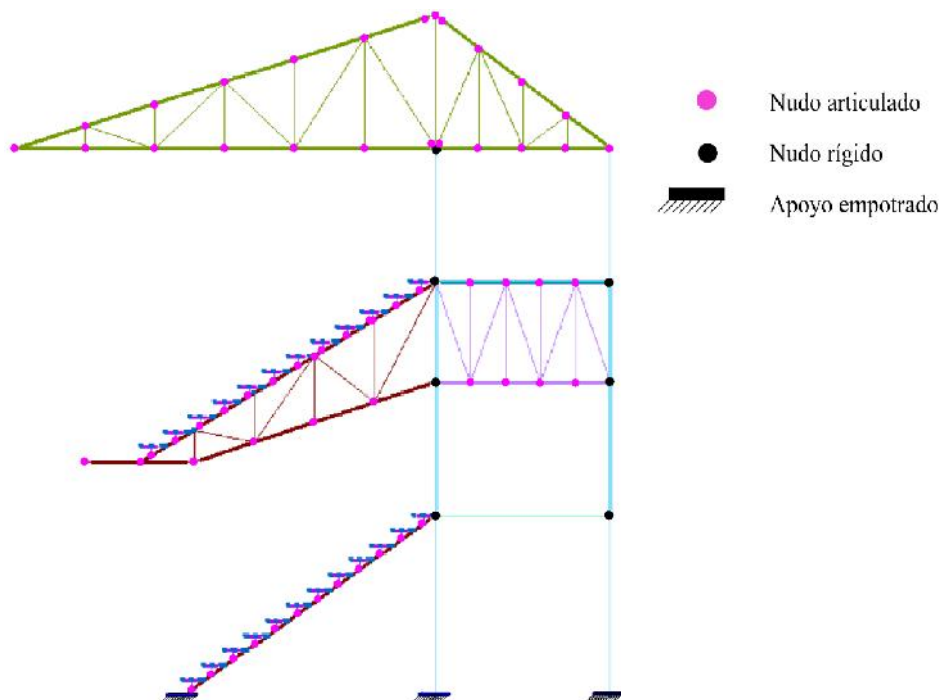
- ✓ El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen las secciones tubulares redondos y los tubos. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.
- ✓ Los tubulares estructurales de cuatro lados y redondos son más fáciles de pintar que las secciones abiertas de seis lados como las secciones W, S y M. Además, las esquinas redondeadas facilitan la aplicación de la pintura u otros recubrimientos uniformemente alrededor de las secciones.
- ✓ Tienen menos área superficial para pintar o proteger contra el fuego.
- ✓ Tienen excelente resistencia a la torsión.
- ✓ Las superficies de los perfiles tubulares son muy atractivas.

Figura 3-18 Perfil tubular cuadrado - Idealización de los materiales



3.4.4 Idealización de los vínculos

Figura 3-19 Vinculación del pórtico - Idealización de vínculos

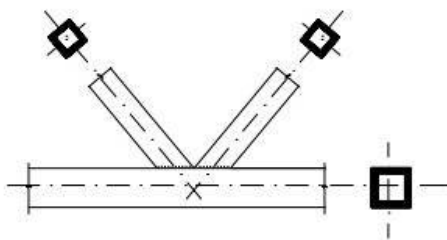


Del mismo modo se hará la vinculación correspondiente del pasillo y las gradas, es decir de apoyo empotrado de las columnas que se unen a los cimientos.

3.4.4.1 Nudos articulados en cerchas

En el diseño estructural y en la ejecución de la obra se deberá asegurar que todos los nudos de las cerchas trabajen como nudos articulados para garantizar que no se transmitan momentos flectores. Esto se logra cuando los ejes que conforman el nudo cruzan en un solo punto, como se muestra en la siguiente figura.

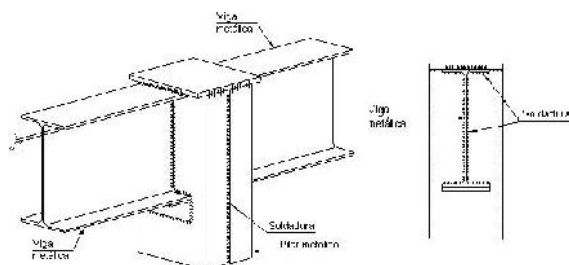
Figura 3-20 Nudo articulado



3.4.4.2 Nudo rígido en estructura en general

Se plantea que la unión de los nudos de la estructura en general, sean nudos rígidos por lo tanto esto dará mayor seguridad a la estructura; lo cual se consigue cuando el diseño estructural se hace por medio de soldaduras que se hacen en el caso de perfiles IPN en todo su perímetro.

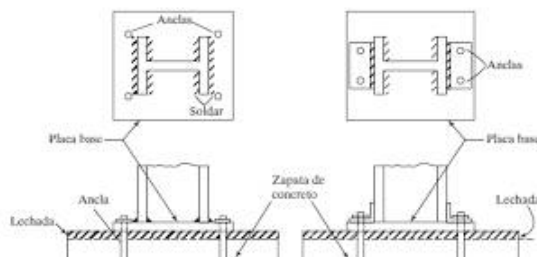
Figura 3-21 Nudo rígido



3.4.4.3 Empotramiento en placas base de columnas a cimiento

Es importante saber que la estructura debe estar totalmente empotrada en sus bases (cimiento). El empotramiento se logra de igual manera que un nudo rígido con todo su perímetro soldado como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 3-22 Apoyo empotrado



3.4.5 Idealización de las solicitaciones de carga

3.4.5.1 Carga en cubierta

3.4.5.1.1 Carga muerta

- **Carga del policarbonato**

Peso teórico del policarbonato: $2.9 \text{ kg/m}^2 = 0.029 \text{ kn/m}^2$

- **Carga de las correas**

Densidad del acero estructural: 77 KN/m³

Área de la sección transversal elegida “doble sección IPN 200 x 90 x 7.9 mm”;

Área = 57.8 cm²

Peso lineal de correas

$$Q_c = \delta * A$$

$$Q_c = 77 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.00578 \text{ m}^2$$

$$Q_c = 0.445 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

3.4.5.1.2 Carga viva

Sobrecarga de uso correspondiente a una persona en mantenimiento

Se tomará en cuenta la sobrecarga debida al peso de una persona de mantenimiento, basándose en la especificación ASCE 7-10 referencia del capítulo 4 tabla 4.1 “Minimum Uniformly Distributed Live Loads, Lo, and Minimum Concentrated Live Loads” (Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente, Lo y cargas vivas concentradas mínimas); la carga viva sugerida por dicha especificación es de 0,96 KN/m².

3.4.5.1.3 Cargas ambientales

3.4.5.1.3.1 Carga de granizo

Se determinará la carga de granizo horizontal con la densidad del mismo y un espesor máximo asumido, según los registros suscitados en la ciudad de Tarija tomando un espesor máximo de 15cm.

$$Q_g = \gamma_g * e$$

$$Q_g = \left(\frac{8.83 \text{ KN}}{\text{m}^3} \right) * 0.15$$

$$Q_g = 1.32 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Corrección por inclinación de cubierta

$$Q_{eq} = 1.32 \times \left(\frac{45^\circ - \alpha}{45^\circ} \right)$$

Pendiente 20°

$$Q_{eq} = 1.32 \times \left(\frac{45^\circ - 20}{45^\circ} \right) = 0.74 \text{ KN/m}^2$$

Pendiente 40°

$$Q_{eq} = 1.32 * \left(\frac{45^\circ - 40}{45^\circ} \right) = 0.14 \text{ KN/m}^2$$

3.4.5.1.3.2 Carga de nieve

Tomando en cuenta la ubicación geográfica, Tarija se encuentra en la zona de los valles, con una altura de 1957 msnm. Teóricamente las nevadas son posibles en elevaciones que oscilan entre los 2.000 msnm. Los registros meteorológicos de SENAMHI revelan que en Tarija la última nevada registrada fue el año 2019; en 65 años no se generó una nevada de tal magnitud, y se sostiene que tanto en cantidad como en intensidad fue histórica.

Se detalló que las lluvias llegaron hasta 11 litros por metro cuadrado y que la nevada tuvo un espesor aproximado de 30 cm en algunas zonas de la ciudad.

Al tomarse en cuenta 30 cm de espesor de nieve este equivale a 11 pulgadas; por cada pulgada de espesor de nieve, esta pesa 0.5 lb/plg² lo que equivale a 6 lb/plg² para las 11 pulgadas.

Por otro lado, en el proyecto se tiene pendientes de 20 y 40°, como sugerencia de la norma ASCE 7-10, comúnmente se usan cargas de nieve de 10 a 40 lb/plg²; 10 lb/plg² podría usarse para pendientes de 45°, y una de 40 lb/plg² para techos horizontales.

Se ve conveniente usar la densidad de la nieve como 300 kg/m³ según recomendación de la CIRSOC norma argentina, y de acuerdo a la guía de evaluación de cargas metrológicas en Bolivia, a este valor se le multiplicará por el área de influencia que tendrá un punto determinado.

Determinación de factor térmico C_t

Factor térmico C_t para estructuras abiertas y sin calefacción: 1.2

Determinación de factor de inclinación del techo C_s a partir de C_t

Entrando a los gráficos para determinar el factor de inclinación del techo C_s , para techos cálidos y fríos con un ángulo de inclinación del techo de 20 y 40 ° para una superficie resbaladiza sin obstáculos que permitirá que la nieve se deslice fuera del alero, correspondiente a la línea segmentada se obtiene los siguientes resultados:

Pendiente	C_s
20°	0.92
40°	0.55

Pf carga de nieve en techo horizontal

Densidad de la nieve (ρ_n)= 2.94 KN/m³

Espesor (e) =0.3 m

Pf = 0.88 KN/m²

Pf carga de nieve en techo inclinado

$$P_s = C_s * P_f$$

Tabla 3-11 Carga de nieve en cubierta

Pendiente	40°	0.49 KN/m ²
Pendiente	20°	0.81 KN/m ²

3.4.5.1.3.3 Carga de lluvia

Debido a que las pendientes de la cubierta son de 20° y 40° no se toma en cuenta la carga de lluvia, ya que este no generaría almacenamiento sobre la superficie, por lo tanto, tampoco una presión debido al agua acumulada.

3.4.5.1.3.4 Carga de viento

El respectivo cálculo del viento se encuentra desplegado en ANEXO 3. El desarrollo se basa en la especificación ACSE 7-10 de cargas del viento.

Tabla 3-12 Carga de viento en cubierta

Superficie a	Ángulo	KN/m ²
Sotavento	40°	0.774
Barlovento	20°	-0.40

3.4.5.2 Carga en barandas

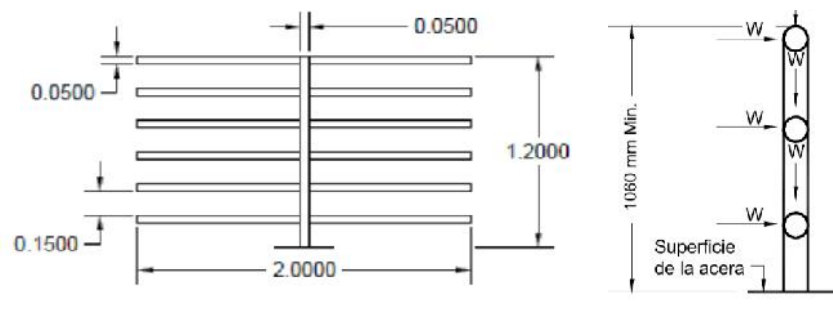
Deberán tomarse en cuenta:

3.4.5.2.1 Carga viva

- Carga Horizontal
- Carga Vertical

Para el diseño de las barandas se tomó como referencia a la norma AASHTO LRFD 2004, sección 13 punto 13.8, donde se dan recomendaciones de las dimensiones del barandado.

Figura 3-23 Recomendaciones de las dimensiones del barandado



Según AASTHO LRFD 2004 13.8.2:

Altura total del barandado $h = 1200$ mm

Separación entre barandas $h_1 = 150$ mm

Número de barandas $N = 6$

Separación entre postes $L = 2000$ mm

También se debe considerar la carga puntual 890N transversalmente para el elemento superior de la baranda. Se realiza un dimensionamiento para 2 metros de luz, empotrado en extremos, realizando una verificación de flexo tracción para elementos horizontales, y una verificación a compresión en los postes.

Esto también lo especifica la norma ACSE7-10 en el capítulo 4.5 como “Cargas en pasamanos, barandas de protección, barras, sistemas de barreras de vehículos y escaleras fijas”, en el que se especifica lo siguiente:

Todos los sistemas de barandillas deberán estar diseñados para resistir una sola carga concentrada de 0,89 KN aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto de la barandilla, y para así transferir esta carga a través del apoyo a la estructura produciendo el máximo efecto de carga sobre el elemento que se está considerando. Además, todos los sistemas de pasamanos y barandas deben estar diseñados para resistir una carga de 0,73 KN/m aplicada en cualquier dirección a lo largo del pasamanos o baranda superior. No es necesario suponer que esta carga actúa al mismo tiempo que la carga especificada en el párrafo anterior.

Tabla 3-13 Carga en barandas

Cargas	
Carga vertical	0.73 KN/m
Carga horizontal	0.73 KN/m
Carga puntual	890 N

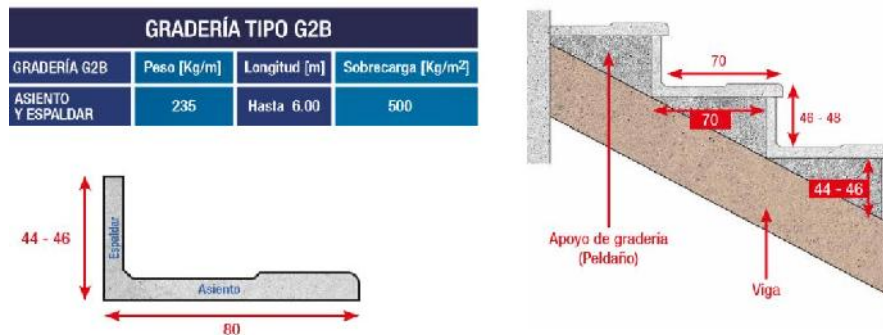
3.4.5.3 Carga en graderías

3.4.5.3.1 Carga muerta

3.4.5.3.1.1 Carga de graderías prefabricadas

Se tomará en cuenta la carga de las graderías prefabricadas disponibles en el medio, en este caso se opta por utilizar elementos prefabricados de la empresa “TECNOPRECO” en la que sus especificaciones técnicas de las graderías se muestran a continuación.

Figura 3-24 Especificaciones de gradería Tecnopreco



Analizando la carga muerta, el peso propio, que tiene la gradería prefabricada de hormigón, llegaría a ser 2.30 KN/m, según lo especificado en la ficha técnica.

$$P_{\text{propio}} = \frac{2.30 \text{ KN/m}}{(0.8\text{m} + 0.45\text{m})}$$

$$P_{\text{propio}} = 1.84 \text{ KN/m}^2$$

3.4.5.3.2 Carga viva

Personas en movimiento

Las graderías prefabricadas Tecnopreco resisten una sobrecarga de 5 KN/m², por lo que dicha carga causada por las personas no debe excederse. Se verifica, según normativas, la carga recomendada de personas en graderías para estadios, con lo estudiado se tiene lo siguiente:

Tabla 3-14 Sobrecarga de uso en graderías de estadios según diferentes normas

Según	Referencia	Carga recomendada
IBC	Tabla 1607.1 “Cargas vivas mínimas concentradas” Ocupación 34. Estadios - Graderías	100 psf
ACSE7-10	Tabla 4,1 “Usos recreativos-Stands, tribunas y gradas ”	100 psf
CIRSOC 101-2005	Tabla 4,1 “Sobrecargas de diseño- Estadios o tribunas sin asientos fijos ” Cap. 4-23	5 KN/m ²
APNB1225002-1	Tabla 4,1 “Sobrecarga de servicio – Estadios”	5 KN/m ²

Entonces se concluye que la carga a tomarse en cuenta será de 5 KN/m², esto con respecto a la carga viva.

3.4.5.3.3 Carga ambiental

Presión del viento

Los cálculos se obvian ya que es el mismo procedimiento para obtener la carga de viento para cubierta solo que, a diferente altura, teniendo como resultado una presión de viento a barlovento de 0.72 KN/m²

3.4.5.4 Carga en gradadas

3.4.5.4.1 Carga muerta

3.4.5.4.1.1 Carga de baranda

Dado un predimensionado aproximado de las barras para las gradadas, cada barra tiene un peso total de 8.56 Kg en 3.15m de longitud, lo cual será tomado como peso propio para el diseño estructural de las gradadas.

Teniendo un total de 5 barras en la baranda, se hará el cálculo de la carga lineal producida por este elemento.

$$\text{Peso baranda: } P_b = 5 \times (0.08\text{KN}) = 0.42 \text{ KN}$$

$$\text{Carga lineal} = P_{bl} = \frac{0.42\text{KN}}{3.15\text{m}} = 0.133\text{KN/m}$$

3.4.5.4.1.2 Carga de planchas

Para una dimensión de planchas metálicas de 10mm de espesor destinados para los peldaños de las gradadas, se hará el cálculo correspondiente más adelante con la densidad del acero tomado de 77KN/m³.

$$\text{Carga de plancha}_{10\text{mm}}: C_p = \frac{77.01\text{KN}}{\text{m}^3} \times 0.01\text{m}$$

$$C_{p10\text{mm}} = 0.77\text{KN/m}^2$$

3.4.5.4.1.3 Peso de losa en descanso

La losa mencionada se ubicará en los descansos de las gradas. Ya se sabe el peso total que genera la losa metaldeck por un dimensionamiento previo, por lo que el resultado es de 2.57 KN/m².

3.4.5.4.2 Carga viva

Para la determinación de cargas de personas en pasillo o en corredores se tomará en cuenta la especificación de la normativa ACSE7-10 como referencia; ubicado en la sección 4. Tabla 4.1 pg 18 “First-floor corridors”, dando como valor 4,79 KN/m² a la carga viva.

3.4.5.5 Medrado de cargas

Para hacer el metrado de cargas es fundamental tener las longitudes, espaciamientos, áreas, etc. de las zonas donde se sitúan las cargas, para de esta manera repartirlas de forma correcta y luego proceder al análisis donde se encontrarán los respectivos esfuerzos en las barras que componen la estructura. El dato que se repetirá en el metrado de cargas será el del espaciamiento entre pórticos de 4.5 metros de longitud.

3.4.5.5.1 Cubierta

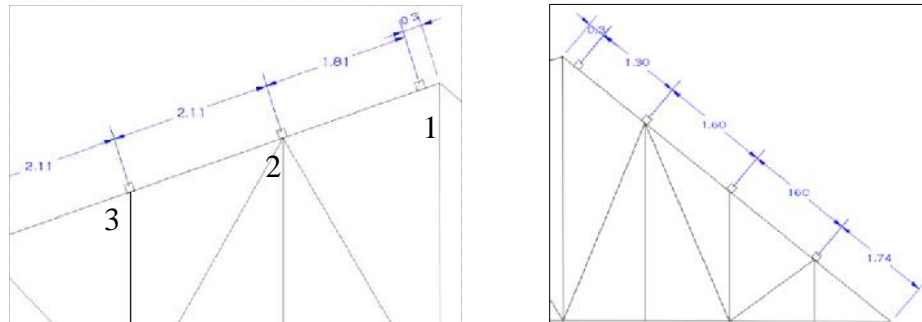
3.4.5.5.1.1 Carga solicitada en cubierta

Peso de policarbonato: Pp	0.029 KN/m ²
Peso propio de correas: Pp	0.45 KN/m
Sobrecarga de uso: Scu	0.96 KN/m ²
Presión del viento	0.77 KN/m ²

3.4.5.5.1.2 Espaciamientos entre montantes

Se tienen los espaciamientos entre correas mostrados en la siguiente imagen.

Figura 3-25 Espaciamiento entre correas

**Metrado****Para correas 1 a barlovento**

Carga lineal causada por el policarbonato

$$P_p = 0.029 \times \left(0.15 + \frac{1.81}{2} \right) = 0.031 \text{ KN/m}$$

Carga lineal causada por Sobrecarga de uso

$$SCU = 0.96 \times \left(0.15 + \frac{1.81}{2} \right) = 0.96 \text{ KN/m}$$

Carga lineal del Viento a barlovento

$$V_b = 0.77 \times \left(0.15 + \frac{1.81}{2} \right) = 0.781 \text{ KN/m}$$

Para correas 2 a barlovento

Carga lineal causada por el policarbonato

$$P_p = 0.029 \times \left(\frac{2.11}{2} + \frac{1.81}{2} \right) = 0.06 \text{ KN/m}$$

Carga lineal causada por Sobrecarga de uso

$$SCU = 0.96 \times \left(0.15 + \frac{1.81}{2} \right) = 1.88 \text{ KN/m}$$

Carga lineal del Viento a barlovento

$$V_b = 0.77 \times \left(0.15 + \frac{1.81}{2} \right) = 1.516 \text{ KN/m}$$

Para correa 3 a barlovento

Carga lineal causada por el policarbonato

$$Pp = 0.029 \times (2.11) = 0.06 \text{ KN/m}$$

Carga lineal causada por Sobrecarga de uso

$$SCU = 0.96 \times (2.11) = 2.024 \text{ KN/m}$$

Carga lineal del Viento a barlovento

$$Vb = 0.77 \times (2.11) = 1.632 \text{ KN/m}$$

Figura 3-26 Carga lineal en correas a barlovento

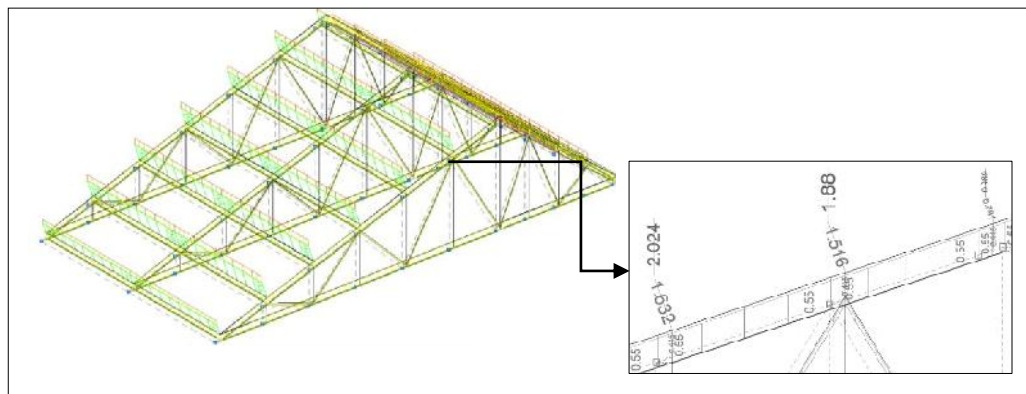
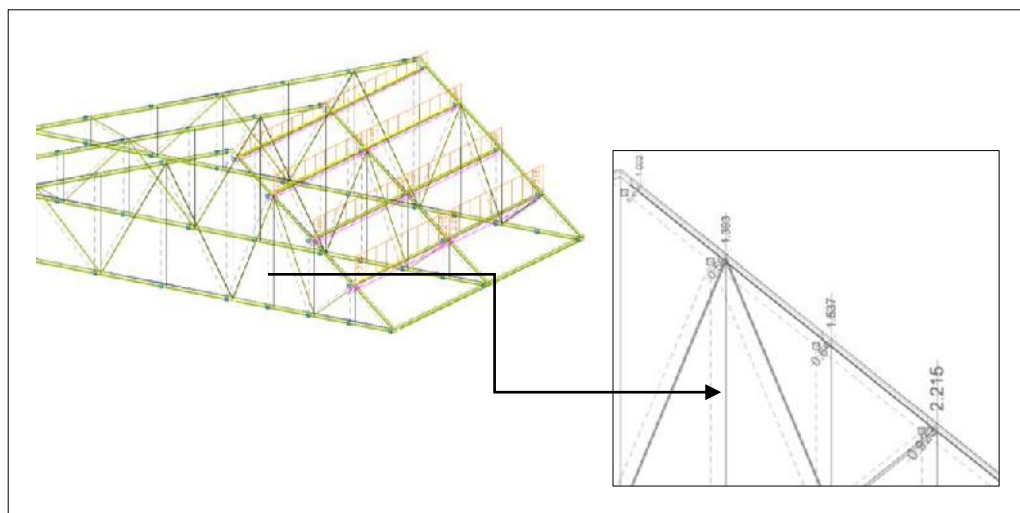


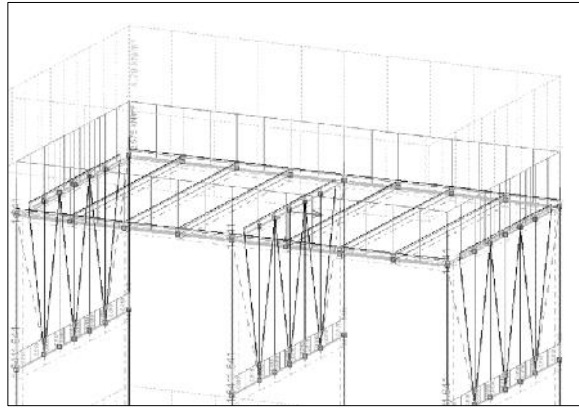
Figura 3-27 Carga lineal en correas a sotavento



3.4.5.5.2 Pasillo principal

3.4.5.5.2.1 Cargas

Figura 3-28 Carga lineal en pasillo principal



Cargas solicitada	
Peso de losa: Pp	2.57 KN/m
Sobrecarga de uso: Scu	4.79 KN/m ²

3.4.5.5.2.2 Longitudes

Se tienen las longitudes mostradas en las imágenes siguientes:

Figura 3-29 Longitudes de pasillo

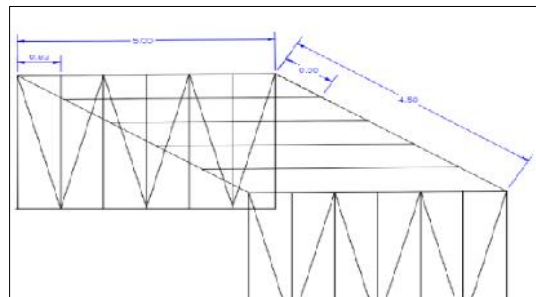
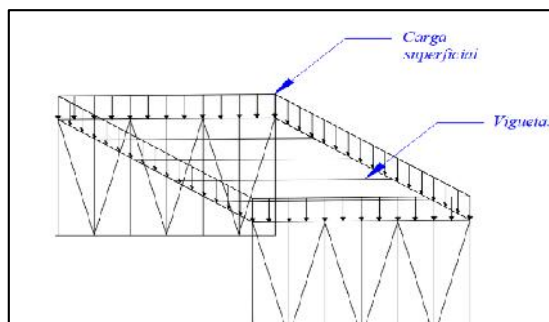


Figura 3-30 Carga lineal en vigas



3.4.5.5.2.3 Metrado de viguetas

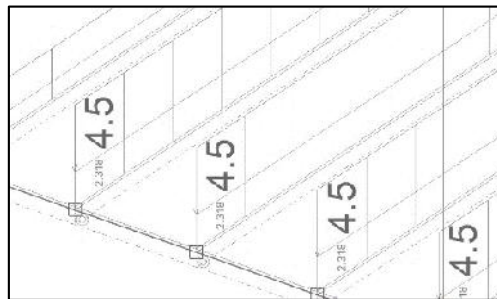
Carga lineal causada por sobrecarga de uso

$$SCU = 0.9m \times 4.79KN/m^2 = 4.31 KN/m$$

Carga lineal causada por la losa

$$SCU = 0.9m \times 2.57KN/m^2 = 2.32 KN/m$$

Figura 3-31 Carga lineal sobre viguetas



3.4.5.5.3 Graderías

3.4.5.5.3.1 Cargas

Cargas solicitadas	
Peso de graderías tecnopreco: Pp	1.84 KN/m ²
Sobrecarga de uso: Scu	4.905 KN/m ²
Presión del viento (barlovento): Vb	0.72 KN/ m ²

Figura 3-32 Distribución de sobrecarga de uso sobre graderías – carga vertical

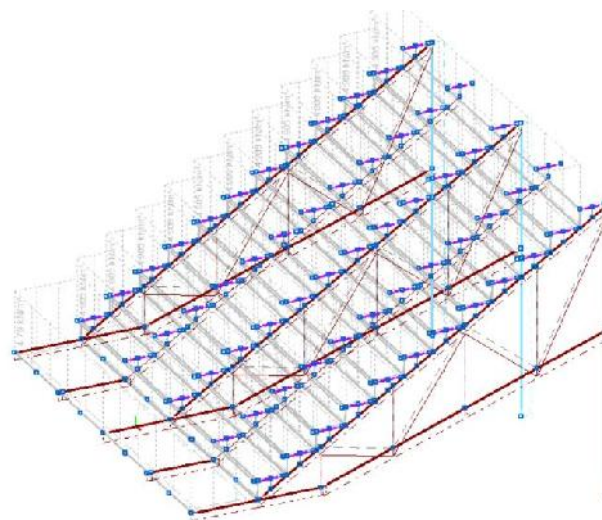


Figura 3-34 Distribución de sobrecarga de uso sobre graderías - carga vertical

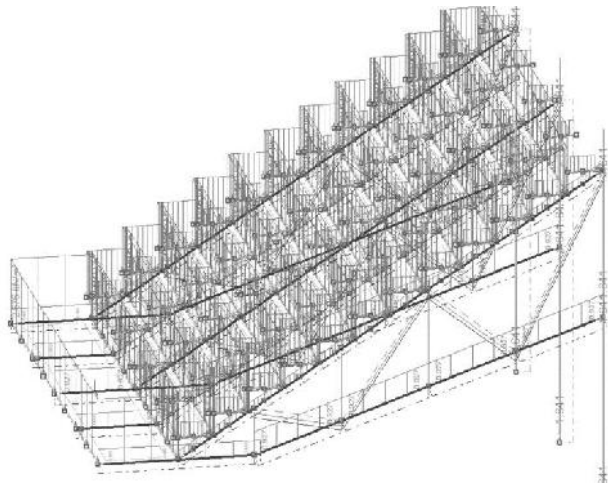
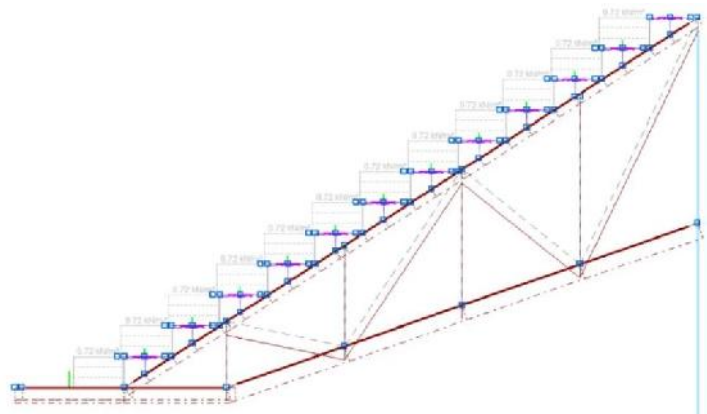


Figura 3-33 Distribución de la presión del viento sobre graderías - carga horizontal



3.4.5.5.4 Gradados de acceso

Cargas solicitadas	
Carga lineal de barandas: Pbl	0.133 KN/m
Carga de planchas: Cp	0.77 KN/m ²
Carga de losa: Cl	2.57 KN/m ²
Sobrecarga de uso: Scu	4.79 KN/ m ²

3.5 Combinaciones de carga

Se usarán las combinaciones consideradas por el método LRFD.

$$1 \quad U = 1,4 D$$

- 2 $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3 $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ O } 0,5 W)$
- 4 $U = 1,2 D + 1W + L + 0,5 (LR \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5 $U = 1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$
- 6 $U = 0,9 D + 1W$

Donde

- U = carga ultima
- D = cargas muertas
- L = cargas vivas
- Lr = cargas vivas en techos
- S = cargas de nieve
- R = carga inicial de lluvia o hielo
- W = viento
- E = sismo

3.5.1 Análisis de cargas

En la normativa ASCE 7-10, indica en el Capítulo 10 “Cargas de hielo: helado atmosférico” apartado 10.1.2 que las cargas dinámicas, como las que resultan del galope (granizo) desprendimiento de hielo y vibraciones eólicas, causadas o potenciadas por una acumulación de hielo en un miembro estructural, componente o accesorio flexible, no se tratan en esta norma.

Por lo tanto, en este proyecto se hace un análisis sobre las condiciones de las cargas, en la que se deduce que el peso por persona en mantenimiento y el peso por granizo, tienen en común ser cargas vivas; además de que ambos tienen eventos esporádicos. Así entonces, resulta factible usar las cargas de granizo en la combinación de sobrecargas de uso, llegando a la conclusión de que la carga producida por la persona en mantenimiento más la carga producida por el granizo, es un escenario poco probable.

Dicho esto, para el cálculo estructural se hará una comparación de los valores de ambos tipos de carga, y se usará el mayor valor.

3.5.2 Análisis de combinaciones de cargas

Para la combinación de carga, se analizará la cubierta como ejemplo, solo para, de esta manera, determinar la combinación de carga más crítica generada en cualquier parte de la estructura y así usarla para el diseño.

Bien sabemos que en la cubierta tiene las siguientes cargas:

Presión del viento	0.774 KN/m ²
Sobrecarga de uso	0.96 KN/m ²
Peso propio	0.029 KN/m ²
Peso de correas	0.211 KN/m ²

1. $U=1.4 \times (0.029 \text{ KN/m}^2+0.211\text{KN/m}^2)=0.34 \text{ KN/m}^2$
2. $U=1.2 \times (0.24 \text{ KN/m}^2)+0.5 \times (0.96 \text{ KN/m}^2) =0.77 \text{ KN/m}^2$
3. $U=1.2 \times (0.24 \text{ KN/m}^2)+1.6 \times (0.96 \text{ KN/m}^2)+0.5 \times (0.77 \text{ KN/m}^2) =2.21 \text{ KN/m}^2$
4. $U=1.2 \times (0.24 \text{ KN/m}^2)+1 \times (0.77 \text{ KN/m}^2)+0.5 \times (0.96 \text{ KN/m}^2) =1.54 \text{ KN/m}^2$
5. $U=1.2 \times (0.24 \text{ KN/m}^2)+0.2 \times (0.81 \text{ KN/m}^2) =0.46 \text{ KN/m}^2$
6. $U=0.9 \times (0.24 \text{ KN/m}^2)+1 \times (0.77 \text{ KN/m}^2) =0.99 \text{ KN/m}^2$

3.5.3 Combinación de carga elegida

$$3. U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ O } 0,5 W)$$

La ecuación a usarse para el diseño será la ecuación 3.

3.6 Dimensionamiento estático

3.6.1 Elección de la geometría del pórtico

Debido a que es una estructura compleja y la respuesta frente a las cargas ya establecidas puede ser distinta y favorable o desfavorable dependiendo de la posición,

forma de unión o cantidad de pórticos y arriostramiento, se analiza la estructura con la ayuda del programa Cype 3D para así obtener la geometría final de la misma. De esta manera, se procede a examinar la estructura con diferentes pórticos, frente a la acción de cargas.

Primero se analiza la estructura con su geometría inicial ya especificada anteriormente, y se estudian diferentes pórticos para poder ver la deformada de la estructura. Como consecuencia se obtiene una tipología adecuada y se dimensiona la estructura con los perfiles que cumplan con los estados límites, para que todos sus elementos ante la actuación de las cargas definidas trabajen con un grado de seguridad. Entonces, es posible deducir cómo se comporta la estructura frente a la acción del mismo tipo de cargas con diferentes pórticos. Esto permite crear un criterio que justifica la toma de decisiones referentes a la geometría, logrando un resultado acorde al esperado. Así se consigue reducir esfuerzos y desplazamientos en las barras que componen la estructura.

Para que la comparación entre los distintos tipos de pórticos sea efectiva, es necesario tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Idealización de las cargas
- Idealización mecánica y de los materiales
- Idealización de los vínculos

Anteriormente se especificó el tipo de cargas actuantes en la estructura, el material a ser usado referente a su resistencia y tipo de perfiles. Concretado todo esto se procede al análisis de los desplazamientos de la estructura con diferentes pórticos.

3.6.1.1 Modelo inicial

Figura 3-35 Deformada de toda la estructura - modelo inicial

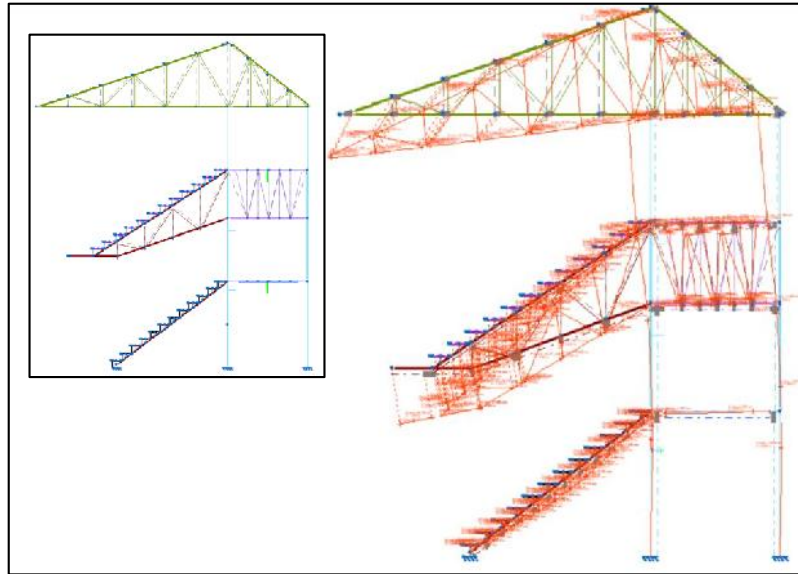


Figura 3-36 Deformada en cercha - modelo inicial

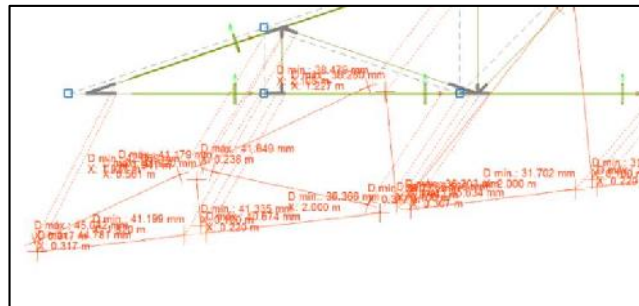
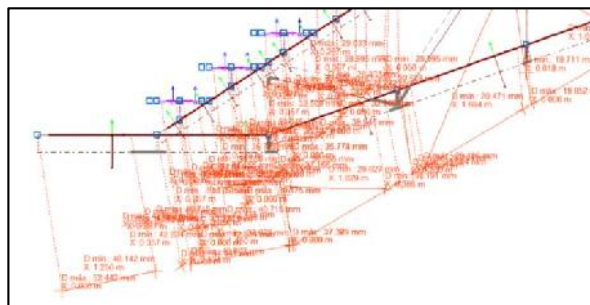


Figura 3-37 Deformada en gradería modelo



Se puede observar que en el modelo inicial se obtienen mayores desplazamientos en la cercha y en las graderías; en la cercha se obtiene un desplazamiento de 45mm y en las graderías de 53mm, lo que de ninguna manera es tolerable en ninguna estructura mucho menos si se tratase de un estadio, por lo tanto, se procede a un segundo análisis.

3.6.1.2 Segundo modelo

Figura 3-38 Deformada de toda la estructura - Segundo modelo

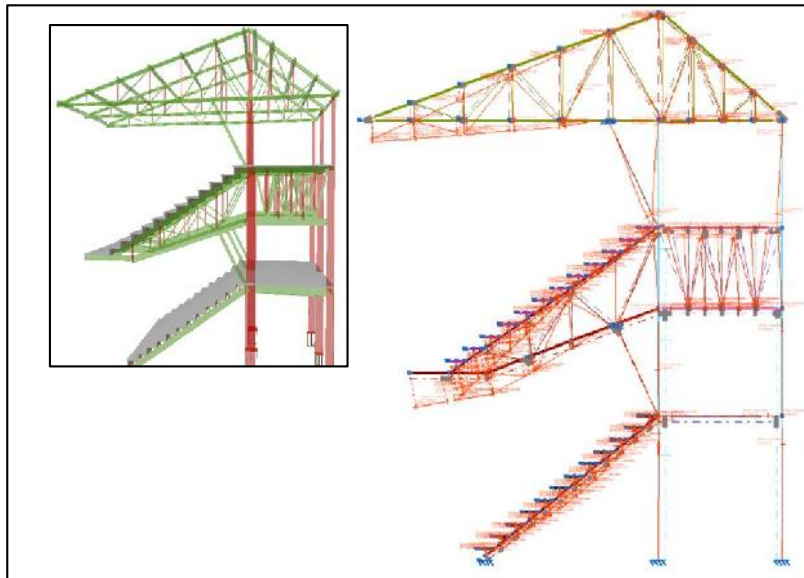


Figura 3-39 Deformada de cercha - Segundo modelo

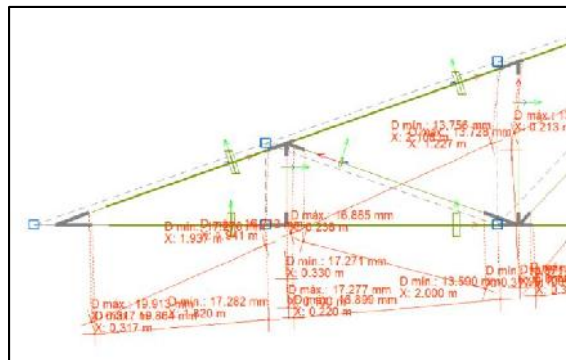
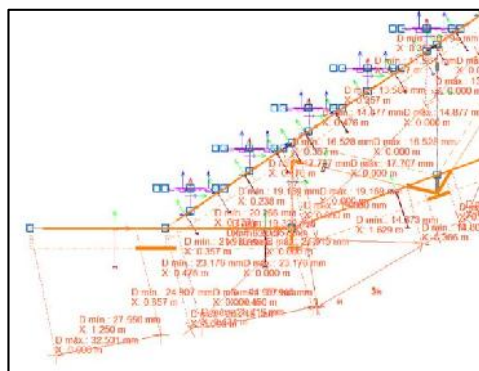


Figura 3-40 Deformada en graderías - Segundo modelo



3.6.1.3 Tercer modelo

Figura 3-42 Deformada de toda la estructura - Tercer modelo

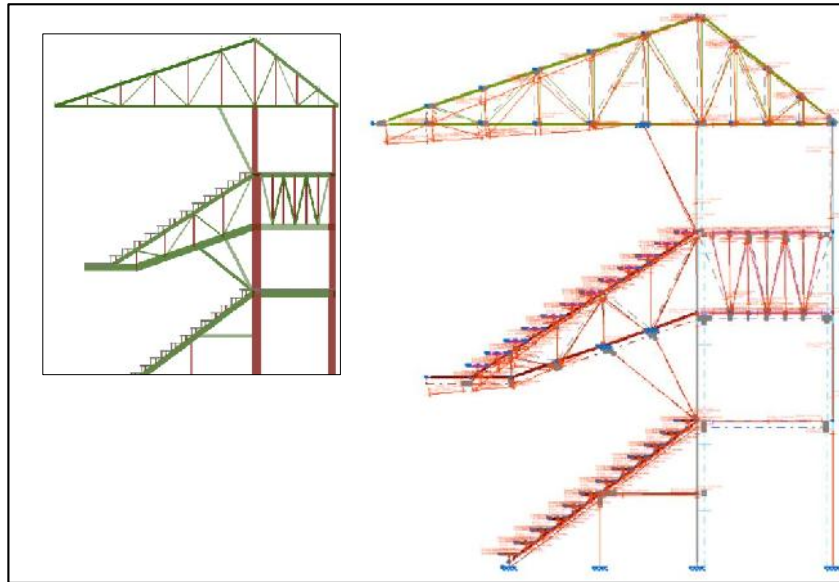


Figura 3-41 Deformada en la cercha – tercer modelo

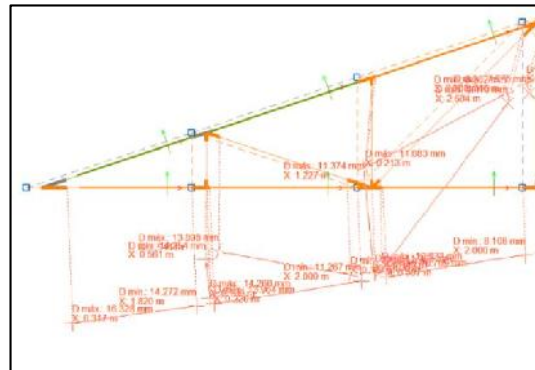


Figura 3-43 Deformada en las graderías – Tercer modelo

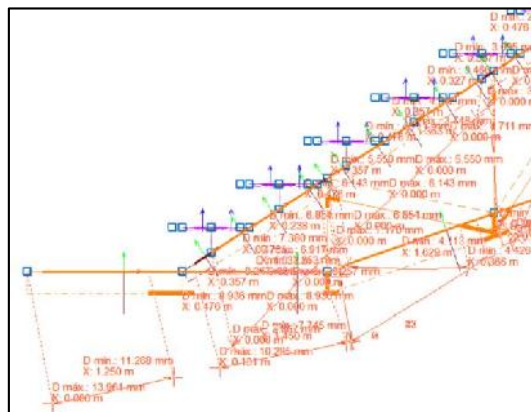
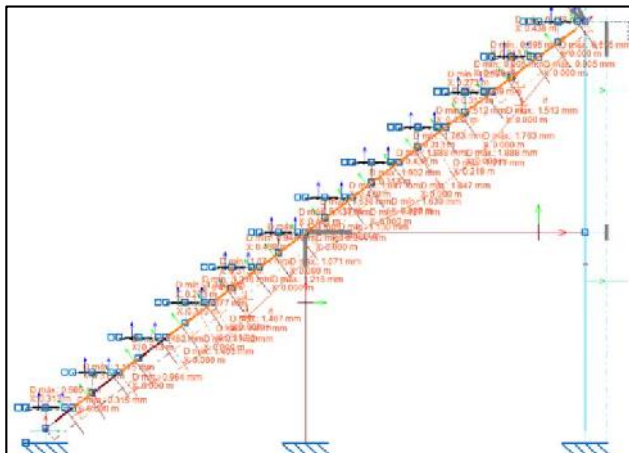


Figura 3-44 Deformada en graderías de primera planta - Tercer modelo



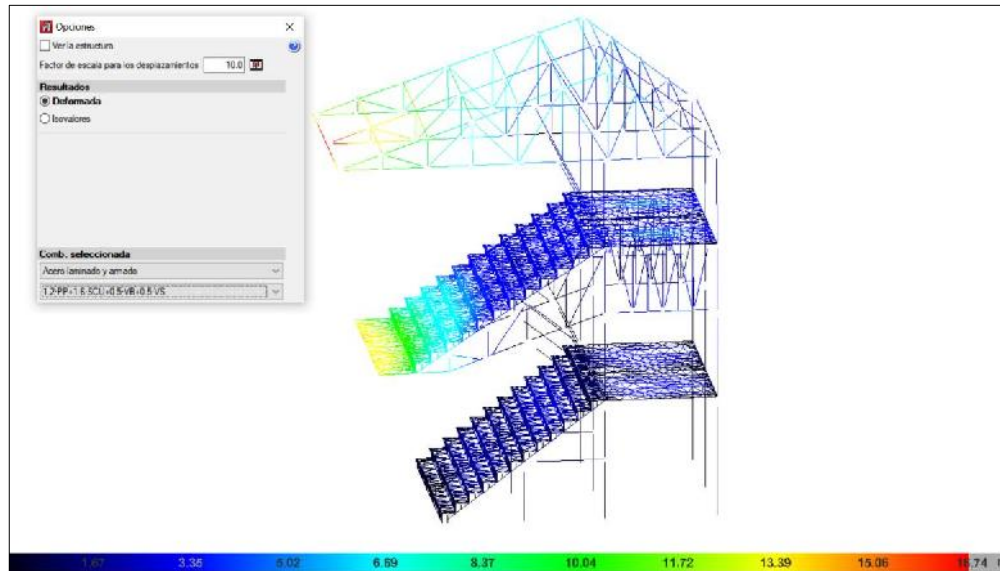
3.6.2 Modelo elegido

Tras analizar aquellos modelos bidimensionales con las disposiciones anteriormente establecidas, éstas presentaban ciertos desplazamientos que no son muy tolerables, finalmente, se consigue el modelo deseado. A lo largo de la sección 3.4.2. se muestra el estudio realizado sobre dicha geometría, así como los diagramas de esfuerzos y deformaciones.

Luego de haber examinado la estructura con la ayuda del programa Cype3D con los elementos ya designados, aunque no cumplieran con los estados límites; el pórtico elegido brinda una referencia de cómo actuará la estructura ante la solicitación de carga, ahora se continúa con el dimensionado de los perfiles.

La estructura se somete a la combinación de carga más desfavorable ya determinado en el punto 3.5.3. con el fin de dimensionar los perfiles que cumplan la normativa elegida.

Figura 3-45 Deformada vista 3D

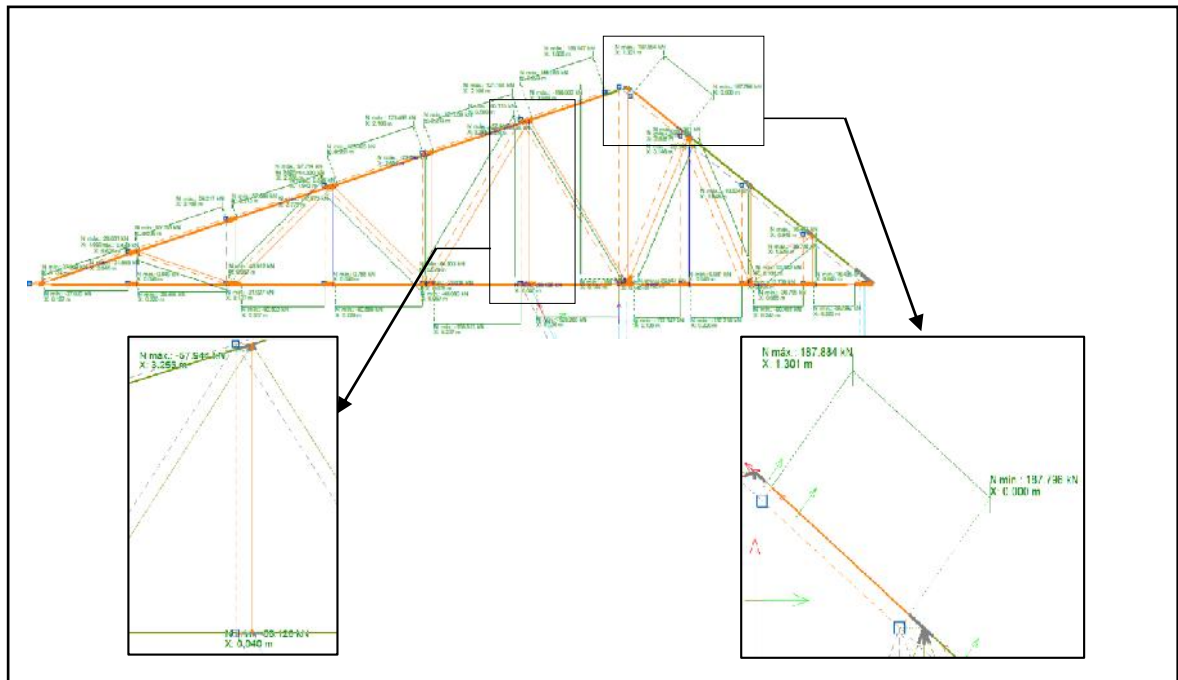


3.6.3 Esfuerzos generados en barras

De igual manera, se utilizó el programa para la determinación de los esfuerzos internos en las barras y proseguir con el dimensionado de los perfiles más eficientes.

3.6.4 Diseño de cubierta

Figura 3-46 Esfuerzos máximos generados en la cercha



Ya que la cercha es un sistema, se debe uniformizar las dimensiones de las barras que la componen; dependiendo de su disposición, por ejemplo, las barras externas llevarán las mismas dimensiones y las barras internas, inclinadas y parantes también. Dicho esto, se identificó las barras sometidas a mayores esfuerzos (Figura 3-45) tanto de las barras externas como de las internas.

Se puede observar que las barras con la sollicitación de esfuerzos más críticos son a compresión para las barras internas y a tracción para las barras externas, por lo que se realiza el cálculo manual de las mismas.

3.6.4.1 Barras externas

Ya se había mencionado anteriormente que la cubierta será diseñada a base de perfiles tubulares cuadrados. Las barras externas que corresponden a las cuerdas superiores e inferiores, reciben un esfuerzo crítico a tensión. El cálculo a tensión se desarrolla a continuación.

Desarrollo de cálculo a tensión

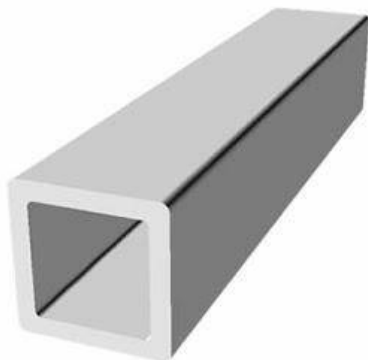
Propiedades del material

Esfuerzo de fluencia $F_y = 250 \text{ MPa}$

Esfuerzo último de tensión $F_u = 400 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$

Sección elegida: "TC 80 x 80 x 4"



Canto de la pieza:	$H = 80 \text{ mm}$
Espesor de la pieza:	$e = 4 \text{ mm}$
Área de sección:	$A = 11.74 \text{ cm}^2$
Inercia a flexión en "X":	$I_{xx} = 110.6 \text{ cm}^4$
Inercia a flexión en "Y":	$I_{yy} = 110.6 \text{ cm}^4$
Inercia a torsión:	$I_t = 180.3 \text{ cm}^4$
Módulo plástico en "X":	$Z_{xx} = 33.01 \text{ cm}^3$
Módulo plástico en "Y":	$Z_{yy} = 33.01 \text{ cm}^3$
Radio de giro "X":	$r_x = 3.07 \text{ cm}$
Radio de giro "Y":	$r_y = 3.07 \text{ cm}$

Fuerza solicitada $P_u = 188 \text{ KN}$

Longitud de barra $L = 6.4 \text{ m}$

Área total mínima

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot F_y} = \frac{188 \text{ KN}}{0.9 \cdot 250 \text{ Mpa}} = 8.49 \text{ cm}^2$$

Factor de corte diferido u

$$U = 1$$

Área mínima de diseño

$$A_g \text{ min} = \frac{P_u}{\phi \cdot F_u \cdot U} = \frac{191 \text{ KN}}{0.9 \cdot 400 \text{ Mpa} \cdot 1} = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$11.74 \text{ cm}^2 \geq 6.37 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

Radio mínimo

$$r_{\text{min}} = \frac{L}{300} = \frac{640 \text{ cm}}{300} = 2.13 \text{ cm}$$

$$3.07 \text{ cm} \geq 2.13 \text{ cm} \text{ Cumple!}$$

Comprobación a fluencia de la sección bruta

$$P_n = F_y \cdot A_g = 250 \text{ Mpa} \cdot 11.74 \text{ cm}^2 = 293.5 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 264.15 \text{ KN}$$

$$P_n \geq P_u$$

$$264.15 \text{ KN} \geq 191 \text{ KN}$$

$$\eta = 72 \%$$

¡Cumple!

Comprobación de resistencia a la fractura por tensión

$$A_e = A_g \cdot U$$

$$A_e = 11.74 \text{ cm}^2 \cdot 1 = 11.74 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_u \cdot A_e$$

$$P_n = 469.6 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 352 \text{ KN}$$

$$P_n \geq P_u$$

$$352 \text{ KN} \geq 191 \text{ KN Cumple!}$$

$$\eta = 54 \%$$

¡Cumple!

3.6.4.2 Barras internas

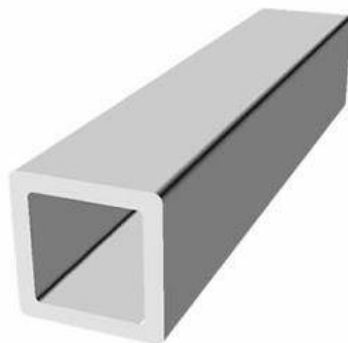
El desarrollo del cálculo a compresión se presenta en el capítulo cuatro, la sección referida a la resistencia a la compresión apartado 4.4.1.1.

Propiedades del material

Esfuerzo de fluencia $F_y = 250 \text{ MPa}$

Esfuerzo último de tensión $F_u = 400 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$

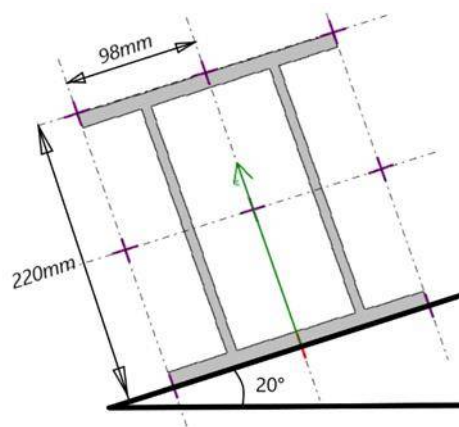


Sección elegida: "TC 80 x 80 x 2"Fuerza solicitada $P_u = 58 \text{ KN}$ Longitud de barra $L = 3.33 \text{ m}$

Resistencia a la compresión:

$$\eta = 78\%$$

Canto de la pieza:	$H = 80 \text{ mm}$
Espesor de la pieza:	$e = 2 \text{ mm}$
Área de sección:	$A = 6.13 \text{ cm}^2$
Inercia a flexión en "X":	$I_{xx} = 61.63 \text{ cm}^4$
Inercia a flexión en "Y":	$I_{yy} = 61.63 \text{ cm}^4$
Inercia a torsión:	$I_t = 96.33 \text{ cm}^4$
Módulo plástico en "X":	$Z_{xx} = 17.84 \text{ cm}^3$
Módulo plástico en "Y":	$Z_{yy} = 17.84 \text{ cm}^3$
Radio de giro "X":	$r_x = 3.17 \text{ cm}$
Radio de giro "Y":	$r_y = 3.17 \text{ cm}$
Factor de longitud efectiva:	$K = 1$
Relación de esbeltez máxima:	$\lambda = 200$

3.6.4.3 Correas**Desarrollo de cálculo por flexión asimétrica****Propiedades del material**Esfuerzo de fluencia $F_y = 250 \text{ MPa}$ Esfuerzo último de tensión $F_u = 400 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$ **Sección elegida: "IPN 220 x 98 x 8.1"**

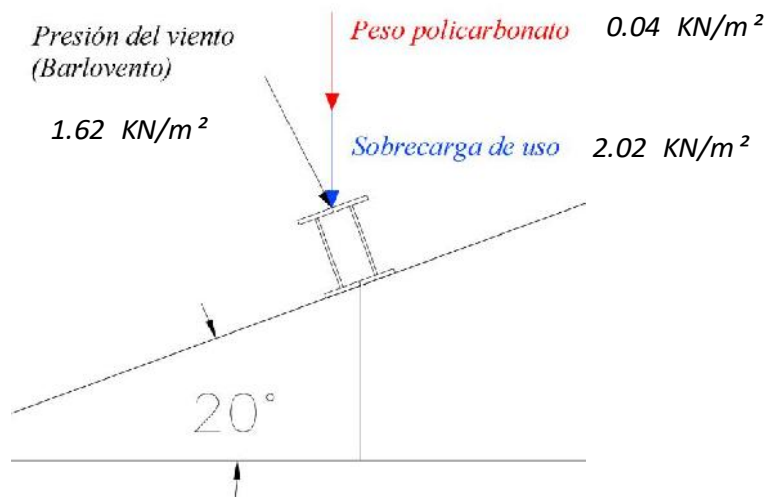
Canto exterior del alma:	$d = 220 \text{ mm}$
Canto del ala:	$b_w = 98 \text{ mm}$
Espesor del alma:	$t_f = 8.1 \text{ mm}$
Espesor del ala:	$t_w = 12.2 \text{ mm}$
Área de sección:	$A = 79.51 \text{ cm}^2$
Inercia a flexión "X":	$I_x = 6178.91 \text{ cm}^4$
Inercia a flexión "Y":	$I_y = 2293.55 \text{ cm}^4$
Inercia a torsión:	$I_t = 30.66 \text{ cm}^4$
Módulo plástico "X":	$Z_x = 325.92 \text{ cm}^3$
Módulo plástico "Y":	$Z_y = 61.79 \text{ cm}^3$

Longitud de barra $L = 4.5 \text{ m}$ **Determinación de carga lineal actuante en la correa**

Carga del policarbonato: $P_p = 0.029 \frac{KN}{m^2} \cdot 2.108m = 0.042 \frac{KN}{m}$

Sobrecarga de uso: $SCU = 0.96 \frac{KN}{m^2} \cdot 2.108m = 2.024 \frac{KN}{m}$

Carga de viento: $P_v = 0.774 \frac{KN}{m^2} \cdot 2.108m = 1.623 \frac{KN}{m}$



Descomposición de cargas

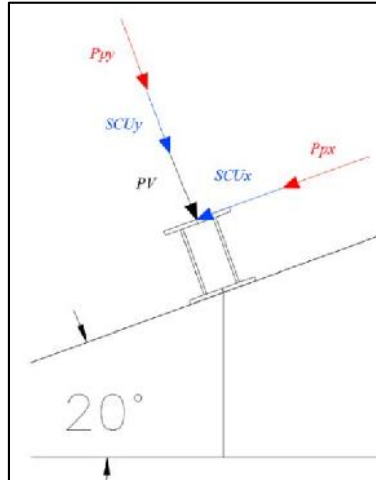
En el eje x

Peso del policarbonato: $P_{px} = \sin(20^\circ) \cdot 0.042 = 1.44 \times 10^{-2} \text{ KN/m}$

Sobrecarga de uso: $SCU_x = \sin(20^\circ) \cdot 2.024 = 0.692 \text{ KN/m}$

En el eje y

Peso del policarbonato: $P_{py} = \cos(20^\circ) \cdot 0.042 = 3.96 \times 10^{-2} \text{ KN/m}$



Sobrecarga de uso: $SCU_y = \cos(20^\circ) \cdot 2.024 = 1.902 \text{ KN/m}$

Combinaciones de carga

$$U = 1.2 P_p + 1.6 SCU + 0.5 V_b$$

Carga lineal sobre la correa

En el eje x

No se genera carga de viento

$$W_{ux} = 1.2 \cdot 1.44 \times 10^{-2} + 1.6 \cdot 0.692$$

$$W_{ux} = 1.125 \text{ KN/m}$$

En el eje y

$$W_{uy} = 1.2 \cdot 3.96 \times 10^{-2} + 1.6 \cdot 1.902 + 0.5 \cdot 1.632$$

$$W_{uy} = 3.906 \text{ KN/m}$$

Momento último

$$M_{ux} = \frac{W_{ux} \cdot L^2}{8}$$

$$M_{ux} = \frac{1.125 \text{ KN/m} \cdot 4.5^2}{8}$$

$$M_{ux} = 2.847 \text{ KN m}$$

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} \cdot L^2}{8}$$

$$M_{uy} = \frac{3.906 \text{ KN/m} \cdot 4.5^2}{8}$$

$$M_{uy} = 9.887 \text{ KN.m}$$

Momento nominal

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x$$

$$M_{nx} = 8148 \text{ KN cm}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y$$

$$M_{ny} = 1544.75 \text{ KN cm}$$

Verificación de la resistencia

$$\phi = 0.9$$

$$0.75 \leq 1 \quad \text{Cumple!}$$

Verificación de la flecha

en el eje y

Flexión en "y" cumple!

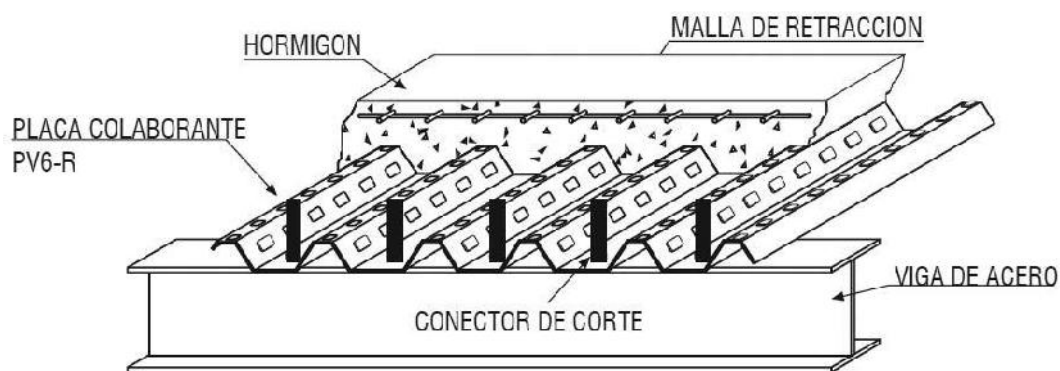
$$f = 0.169 \text{ cm} \leq 1.50 \text{ cm}$$

En el eje x

$$f = 0.131 \text{ cm} \leq 1.50 \text{ cm}$$

3.6.5 Diseño de losa metaldeck

Figura 3-47 Detalles de una losa metaldeck



3.6.5.1 Datos

Las tablas de los datos obtenidos con respecto al calibre elegido de lámina deck se encuentran en el ANEXO 4.

Datos de hormigón y acero

Hormigón

Densidad H°:	2400	kg/m ³
Cubicación:	0.091	m ³ /m ²

Acero - Datos de malla electrosoldada

Armadura	Recuadros	Diámetro
	cm	mm
Transversal	10	10
Longitudinal	10	10

3.6.5.2 Especificaciones de losa propuesta

Estos datos son sacados de las especificaciones técnicas de la lámina metaldeck, del proveedor especializado.

Losa metaldeck GAGE 22				
Esesor de la lámina:	e =	0.075	cm	
Longitud efectiva:	le =	87	cm	
Ancho de análisis:	b =	87	cm	
Área de acero de la lámina de Acero-Deck:	Assd =	9.18	cm ²	
Inercia:	Isd =	90.25	cm ⁴	
Módulo de Sección Superior:	Spsd =	19.13	cm ³	
Módulo de Sección Inferior:	Snsd =	22.25	cm ³	
Peso por unidad de longitud de la lámina de acero:	Wssd =	7.120	kgf/m	
Módulo de Elasticidad del acero:	Es =	2,074,100	kgf/cm ²	
Peso por unidad de longitud de cerámica más mortero:	Wcm	30.45	kg/m	
Luz libre de la losa:	Lsd =	0.81	m	
Altura total de la losa:	t =	13	cm	
Área del concreto, De Tabla N°02:	Aconsd =	0.091	m ² /m	
Resistencia del concreto a la compresión:	f'c =	210	kg/cm ²	
Peso específico del concreto:	γcon =	2,400	kg/m ³	
Carga Viva:	WI =	424.80	kg/m	
Resistencia a la fluencia del acero:	fy =	4,200	Kgf/cm ²	

3.6.5.3 Carga lineal

Carga viva			
Personas:	4.17	kg/m	ACSE 7-10
Carga muerta			
Peso de la placa:	0.07	KN/m	Por catálogo
Peso del hormigón:	1.86	KN/m	Por catálogo
Cerámica + Mortero:	0.30	KN/m	Por catálogo
Peso total	6.40	KN/m	

3.6.5.4 Determinación del peso muerto total

W_{dsd} = Peso muerto total

$W_{con_{sd}} =$	$A_{con_{sd}} \times (\gamma_{con})$	2.14	KN/m
$W_{dsd} =$	$W_{cm} + W_{con_{sd}} + W_{s_{sd}}$	2.51	KN/m

3.6.5.5 Determinación de la deflexión de la lámina acero-deck, actuando como encofrado.

3.6.5.5.1 Cálculo de la deformación admisible:

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180}$$

$$\delta_{adm} = 0.58 \text{ cm}$$

ó 1.9cm (el valor que sea menor)

Deformación Calculada: δ_{cal}

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times W_{dsd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b}$$

$$\delta_{cal} = 0.01 \text{ cm}$$

Verificar:

$$\delta_{cal} < \delta_{adm}$$

$$0.01 \text{ cm} < 0.58 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

3.6.5.6 Esfuerzos de tracción por flexión en el sistema no compuesto.

Se debe colocar cargas impermanentes por efectos de montaje estas son dos condiciones de cargas que generan momento debido a las cargas de construcción. Será el más crítico entre una carga distribuida de (1kPa) ó una carga puntual de 150lb, aplicado en el centro de la luz

Carga puntual: $P_{cc} = 0.69 \text{ KN}$

Carga distribuida: $W_{cc} = 0.95 \text{ KN/m}^2$

3.6.5.6.1 Cálculo de Momentos Para tres tramos:

3.6.5.6.1.1 Momento positivo:

El mayor entre:

$$M_{sd}^{+} = 0.20 \times P_{cc} \times L_{sd} \times 1.6 + 0.094 \times W_{d_{sd}} \times L_{sd}^2 \times 1.2$$

$$M_{sd}^{+} = 3.64 \text{ KN-m}$$

o

$$M_{sd}^{+} = 0.096 \times (1.2 \times W_{d_{sd}} + 1.6 \times W_{cc}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^{+} = 2.89 \text{ KN-m}$$

$$\text{Rige: } 3.64 \text{ KN-m}$$

3.6.5.6.1.2 Momento negativo:

$$M_{sd}^{-} = 0.117 \times (1.2 \times W_{d_{sd}} + 1.6 \times W_{cc}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^{-} = 3.52 \text{ KN-m}$$

Cálculo de Esfuerzos

$$f^{+} = \frac{M_{sd}^{+}}{S_{p_{sd}}} \times 100$$

$$f^{+} = 19017.62 \text{ KN/m}^2$$

$$f^{-} = \frac{M_{sd}^{-}}{S_{p_{sd}}} \times 100$$

$$f^{-} = 15814.09 \text{ KN/m}^2$$

Verificación

$$f^{+} \leq 0.60 \times f_y$$

$$f^{+} = 19017.62 \text{ KN/m}^2 \leq 247212.0 \text{ KN/m}^2 \text{ OK!}$$

$$f^{-} \leq 0.60 \times f_y$$

$$f^{-} = 15814.09 \text{ KN/m}^2 \leq 247212.0 \text{ KN/m}^2 \text{ OK!}$$

3.6.5.7 Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto

Momento de inercia de la sección transformada fisurada: $I_c = 572.24 \text{ cm}^4$

Momento de inercia de la sección transformada no fisurada: $I_u = 1,338.03 \text{ cm}^4$

Momento de Inercia Efectivo: $I_e = 955.13 \text{ cm}^4$

3.6.5.7.1 Cálculo del Y_{prom}

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2}$$

$$Y_{prom} = 3.97 \text{ cm}$$

3.6.5.7.2 Cálculo del Módulo de Sección Inferior del sistema compuesto

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}}$$

$$S_{ic} = 61.29 \text{ cm}^3$$

3.6.5.7.3 Cálculo de Momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple

Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas muertas: M_{dsd} (kgf-m).

$$M_{dsd} = \frac{1.2 \times W_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

$$M_{dsd} = 0.25 \text{ KN-m}$$

Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas vivas: M_{lsd} (kgf-m).

$$M_{lsd} = \frac{1.6 \times W_{lsd} \times L_{sd}^2}{8}$$

$$M_{lsd} = 0.25 \text{ KN-m}$$

Verificación:

$$\frac{M_{dsd} + M_{lsd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6 \times f_y$$

$$12956.89 \text{ KN/m}^2 \leq 247212.0 \text{ KN/m}^2 \text{ OK!}$$

3.6.5.8 Condición de momento último o resistencia a la flexión

3.6.5.8.1 Cálculo de la Cuantía Balanceada: ρ_b

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1x'f'_c}{F_y} x \frac{0.003x(t-h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s}\right)xd}$$

$\beta_1 = 0.85$ Para concretos con f'_c menores a 27468 KN/m² (280 kgf/cm²)

$$\rho_b = 0.018$$

3.6.5.8.2 Cálculo del Momento nominal

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a aquellas que presenten una cuantía, menor que la cuantía balanceada

$$\rho \leq \rho_b$$

$$0.01446 \leq 0.018$$

$$a = \frac{A_{s,d}x'f_y}{0.85x'f'_cxb}$$

$$a = 2.48 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{s,d}x'f_yx\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 22.90 \text{ KN-m}$$

3.6.5.8.3 Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada

$$M_d = \Phi x M_n$$

Coefeciente de Reducción del Momento: $\Phi = 0.90$

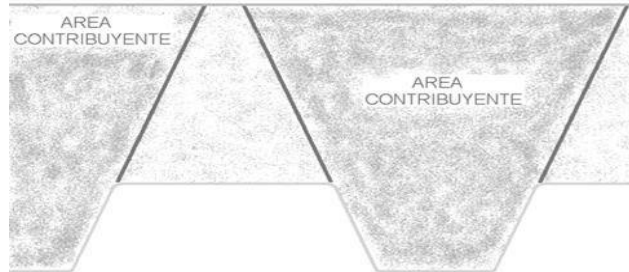
$$M_d = 20.61 \text{ KN-m}$$

Nota: Es obvio que la falla que se espera tener es la de una losa sub-reforzada, dado que el concreto es un material frágil, y si la losa fuera sobre-reforzada, podríamos enfrentarnos a una falla.

3.6.5.9 Diseño por cortante

El área de concreto (A_c) a considerar y que contribuye a tomar el cortante, es igual al área formada por las áreas sombreadas en la siguiente figura:

Figura 3-48 Área contribuyente para cortante



3.6.5.9.1 Cálculo del Cortante Nominal

$$V_n = 0.53x\sqrt{f_c'} xA_c$$

$$V_n = 55.93 \text{ KN}$$

3.6.5.9.2 Cálculo del Cortante último a considerar cerca a los apoyos:

$$V_u = \frac{1.2xWd_{sd}xL_{sd}}{2} + \frac{1.6xWl_{sd}xL_{sd}}{2}$$

$$V_u = 3.92 \text{ KN}$$

Verificación por Cortante:

$$V_u \leq \phi x V_n$$

$$\Phi x V_n = 47.54 \text{ KN}$$

$$3.92 \text{ KN} \leq 47.54 \text{ KN}$$

3.6.5.10 Esfuerzo admisible a compresión en el concreto

S_{adm} : Es el esfuerzo admisible

$$0.45xf_c' = 9270.45 \text{ KN/m}^2$$

S_{cc} : Módulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm³)

$$S_{cc} = \frac{I_{prom.}}{Y_{prom.}}$$

$$S_{cc} = 152.79 \text{ cm}^3$$

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times n} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 \times f_c'$$

$$453.83 \text{ KN/m}^2 \leq 9270.45 \text{ KN/m}^2 \quad \text{OK!}$$

3.6.5.11 Deflexión del sistema compuesto

3.6.5.11.1 Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f_c'}$$

$$E_c = 21324060.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(1.2 \times Wd_{sd} + 1.6 \times Wl_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e} \times 10^6$$

$$\Delta'_{st} = 0.03 \text{ cm}$$

3.6.5.11.2 Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo

$$A_{temp/comp} = N \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Acomp = En 1m de ancho de losa entran 10 varillas de 10mm

$$A_{comp} = 7.85 \text{ cm}^2$$

Atemp. = Se considera malla electrosoldada de 1/4" (10x10), En 1m de ancho de losa entran 7 varillas de 10mm

$$A_{temp} = 7.85 \text{ cm}^2$$

As' = Acero de flexión negativa en los apoyos (Acomp) + el Acero de temperatura (Atemp)

$$A_s' = A_{temp} + A_{comp}$$

$$A_s' = 15.71 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \times \left[2 - 1.2 \times \frac{A_s'}{A_{s_{sd}}} \right]$$

$$\Delta t = 0.014 \text{ mm}$$

3.6.5.11.3 Verificar que la deformación total no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \times 100$$

$$\Delta_{adm} = 0.23 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta_{st}$$

$$\Delta_{total} = 0.03 \text{ cm}$$


$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

Luego: $0.03 \text{ cm} \leq 0.23 \text{ cm}$ OK!

3.6.5.12 Diseño de conectores de corte

Figura 3-49 Propiedades de conectores de corte - NS 500/250

CONECTORES DE CORTE		NS-500/250	NS-625/250	NS-625/300	NS-625/400	NS-750/300	NS-750/400
DIMENSIONES	Diámetro del Vástago (C)	½"	5/8"	5/8"	5/8"	¾"	¾"
	Longitud del vástago (L)	2 ½"	2 ½"	3"	4"	3"	4"
	Diámetro de la cabeza (D)	1"	1 ¼"	1 ¼"	1 ¼"	1 ¼"	1 ¼"
	Altura de la cabeza (H)	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm	10 mm



$$C = 1/2 \text{ pulg} = 1.27 \text{ cm}$$

$$L = 2 1/2 \text{ pulg} = 6.35 \text{ cm}$$

$$D = 1 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$$

$$H = 8.5 \text{ mm} = 0.85 \text{ cm}$$

3.6.5.12.1 Área de la sección transversal del conector

$$A_{sc} = C \times L + D \times H$$

$$A_{sc} = 1.27 \text{ cm} \times 6.35 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm} \times 0.85 \text{ cm}$$

$$A_{sc} = 10.22 \text{ cm}^2$$

3.6.5.12.2 Esfuerzo nominal del conector de corte

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times f_u$$

f'_c =	Resistencia a la compresión del concreto	210	kg/cm ²
E_c =	Módulo de elasticidad del concreto	300000	kg/cm ²
f_u =	Esfuerzo de fluencia del conector	4200	kg/cm ²

$$Q_n = 297.10 \text{ KN}$$

$$A_{sc} \cdot f_u = 421.23 \text{ KN}$$

$$297.10 \text{ KN} \leq 421.23 \text{ KN} \text{ OK!}$$

3.6.5.13 Topes de borde

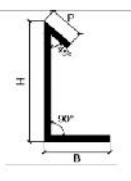
Figura 3-50 Características técnicas de topes de borde

Las características técnicas se encuentran detalladas en los catálogos.

Altura	:	Variable
Pestaña	:	20 mm
Base	:	Variable
Espesor	:	1mm
Acabado	:	Galvanizado
Longitud	:	2.50 ml.



TABLA 1 - TOPES DE BORDE

DIMENSIONES	TIPO	TB-90/170	TB-100/170	TB-110/170	TB-120/170	TB-130/170	TB-140/200	
Altura (H) mm.		90	100	110	120	130	140	
Base (B) mm.		60	50	40	60	50	40	
Pestaña (P) mm.		20	20	20	20	20	20	
Desarrollo mm.		170	170	170	200	200	200	
Calibre/ Gage		20	20	20	20	20	20	

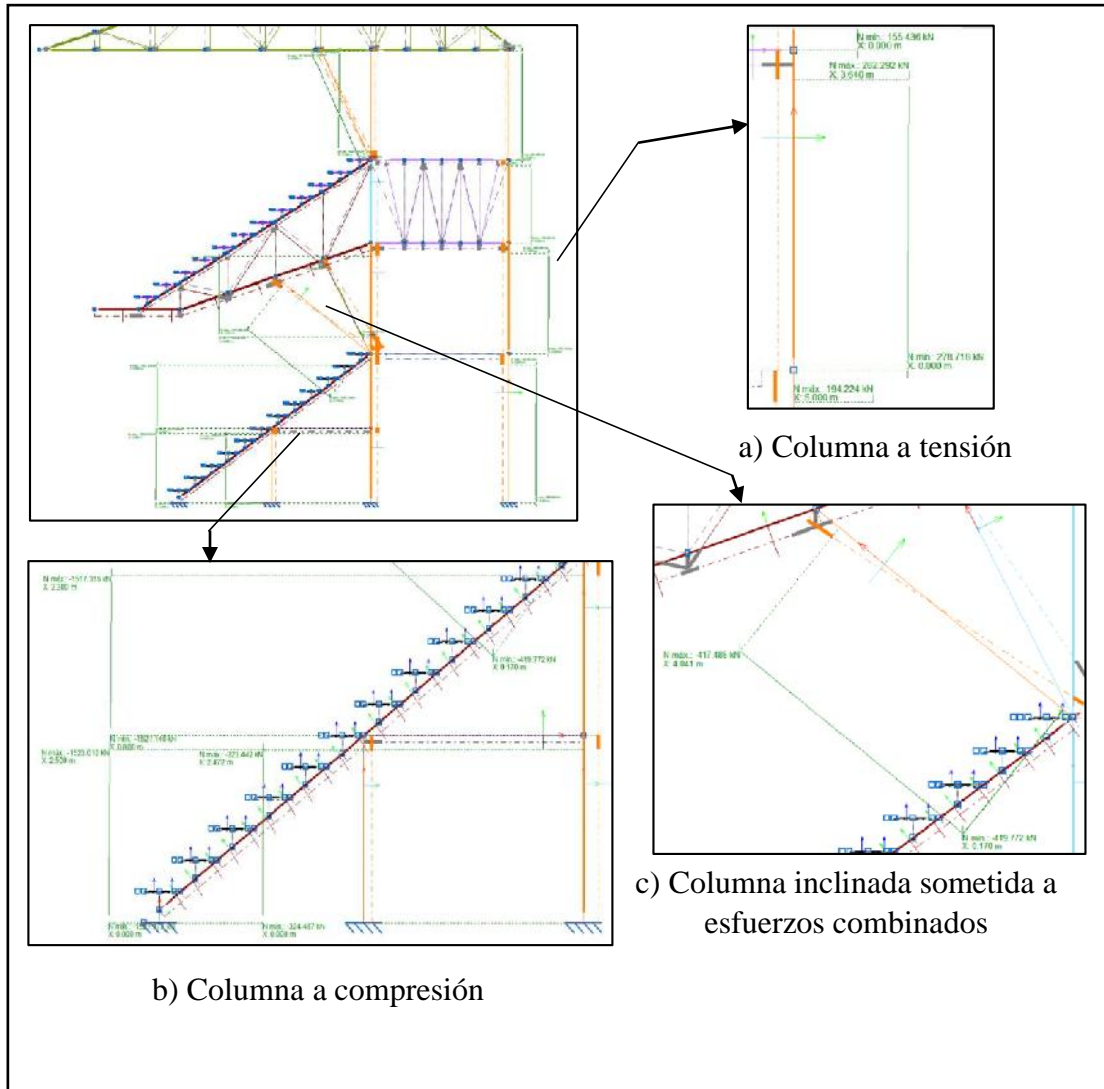
3.6.6 Columnas

El pórtico de la estructura recibe esfuerzos particulares ya que se trata de una estructura muy diferente a las convencionales; pues el voladizo que conforma la gradería, hace que las columnas de la parte trasera de la estructura trabajen a tensión, las del medio a compresión y las inclinadas con esfuerzos combinados.

Al igual que la cubierta, se realiza los cálculos de las columnas con esfuerzos más solicitados, y luego se mostrará una tabla resumen, con las dimensiones que cumplen

dichos elementos con sus respectivos esfuerzos determinados con la combinación de carga desfavorable.

Figura 3-51 Esfuerzo máximos axiles en columnas



3.6.6.1 Diseño de columna a tensión

La barra más solicitada a esfuerzo de tensión es la mostrada en la figura 3-52a con un esfuerzo axial de 283 KN por lo que la resistencia a tensión de ese elemento es del 78%.

3.6.6.2 Diseño de columna a compresión y flexo compresión

3.6.6.2.1 Verificación a Compresión

El cálculo de la columna a compresión ya no se realiza, solo se desarrolla la verificación de flexocompresión, de estas barras.

Sección elegida: "IPN 500 x 66 x 6.4"

$$\text{Fuerza solicitada} \quad P_u = 1528 \text{ KN}$$

$$\text{Longitud de barra} \quad L = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia a la compresión: } \eta = 48\%$$

3.6.6.2.2 Verificación a flexión y compresión

$$\text{Para } \frac{Pr}{P_c} \geq 0.2$$

$$Mr_x = 103.63 \text{ KN m}$$

$$Mc_x = 733 \text{ KN m}$$

$$Mr_y = 0.001 \text{ KN m}$$

$$Mc_y = 111.73 \text{ KN m}$$

$$Pr = 1528 \text{ KN}$$

$$P_c = 3180.96 \text{ KN}$$

$$n = \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right]$$

$$n = \frac{1528}{3180.96} + \frac{8}{9} \left[\frac{109.63}{733} + \frac{0.001}{111.73} \right]$$

$$n = 64 \%$$

3.6.6.2.3 Verificación a flexocompresión simple

Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión.

$$\eta = \frac{Pr}{P_{co}} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} \right)^2$$

$$\eta = 53\%$$

3.6.6.3 Diseño de columna inclinada

3.6.6.3.1 Verificación a compresión

Sección elegida: "IPN 450 x170x 15.9"

$$\text{Fuerza solicitada} \quad P_u = 420 \text{ KN}$$

$$\text{Longitud de barra} \quad L = 4.44 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia a la compresión: } \eta = \mathbf{61.3\%}$$

3.6.6.3.2 Desarrollo de cálculo de resistencia a la flexión

3.6.6.3.2.1 Pandeo lateral

$$L_p = 1.76 r_y x \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 x 3.30 x \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$L_p = 1644.62 \text{ mm}$$

L_b : distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal.

$$l_b = 0$$

$$l_b \leq l_p$$

$$0 \leq 1644.62$$

El estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

3.6.6.3.2.2 Fluencia

$$M_n = M_p = F_y x Z_x$$

$$M_n = 250 \text{ MPa} \times 1865.86 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 466.47 \text{ KN m}$$

$$M_c = \varphi_b \times M_n$$

$$M_c = 0.9 \times 466.47 \text{ KN m}$$

$$M_c = 419.82 \text{ KNm}$$

Resistencia a flexión requerida : $M_r = 99.47 \text{ KN m}$

Verificación

$$\eta = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta = \frac{99.47}{419.82} = 0.24 \leq 1$$

3.6.6.3.3 Verificación a flexión y compresión

$$\text{Para } \frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$$

$$M_{rx} = 96.88 \text{ KN m}$$

$$M_{cx} = 419.82 \text{ KN m}$$

$$M_{ry} = 0.001 \text{ KN m}$$

$$M_{cy} = 55.65 \text{ KN m}$$

$$Pr = 420 \text{ KN}$$

$$Pc = 686.64 \text{ KN}$$

$$n = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right]$$

$$n = \frac{420}{686.64} + \frac{8}{9} \left[\frac{96.88}{419.82} + \frac{0.001}{55.65} \right]$$

$$n = 83 \%$$

3.6.6.3.4 Verificación a flexocompresión simple

Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión.

$$\eta = \frac{Pr}{P_{co}} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} \right)^2$$

$$\eta = 67\%$$

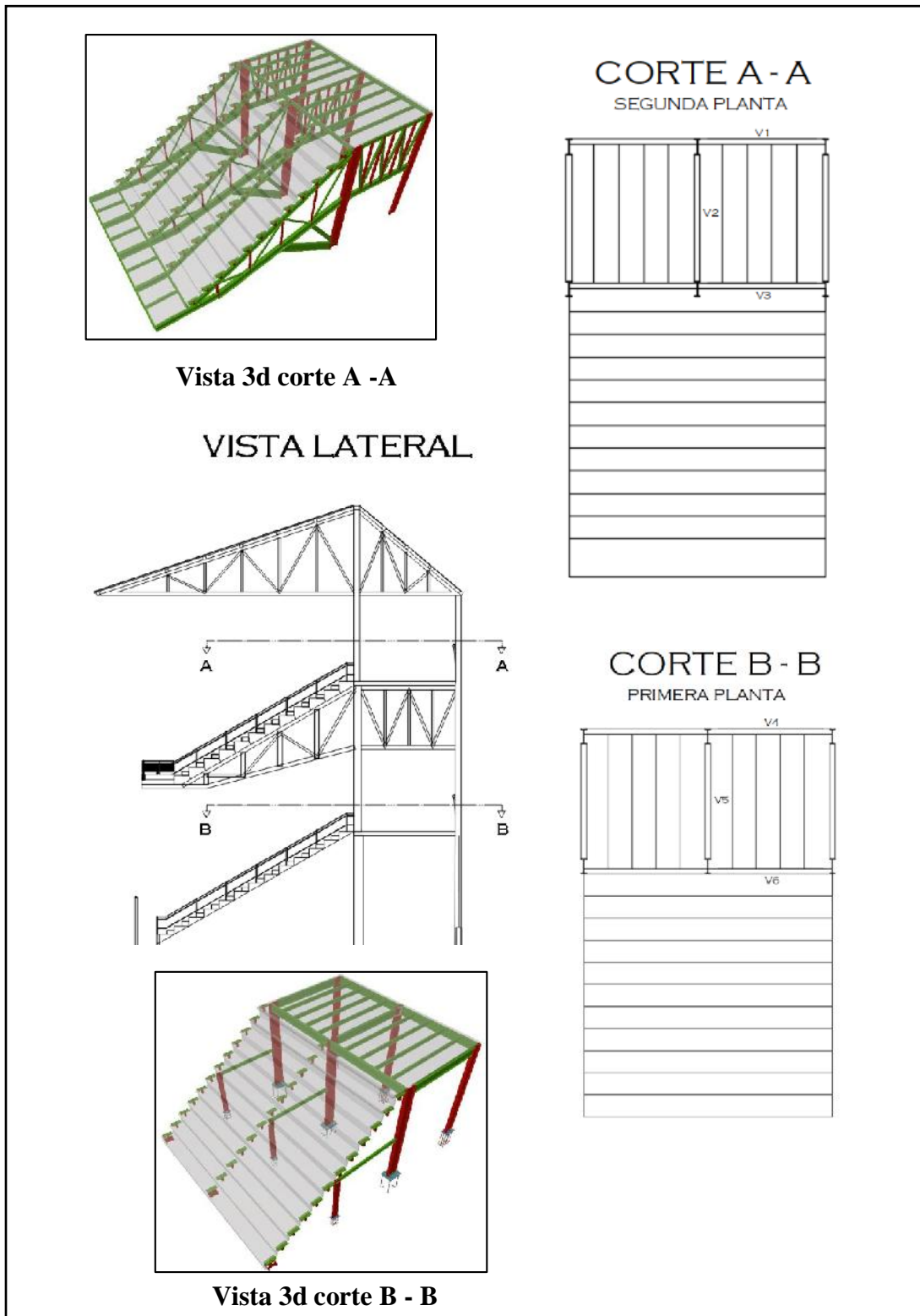
Y por ultimo se presenta la tabla de columnas de la galería principal con sus respectivas verificaciones.

Tabla 3-15 Tabla resumen de verificación de esfuerzos en columnas

Columna	Perfil	Fuerza axial	Longitud	Esbeltez	Resistencia a la compresion	Resistencia a la Flexion	Resistencia a la flexion y compresion	Resistencia a flexocompresion simple
		Pu	L	λ	η	η	η	η
JK	"IPN 360x142x12.7"	229 KN	4.00 m	143.34	38%	16%	92%	81%
HI	"IPN 500x185x18"	1,079 KN	4.00 m	92.00	35%	43%	84%	64%
FG	"IPN 500x185x18"	1,528 KN	2.70 m	67.64	48%	19%	64%	53%
LM	"IPN 260x115x9.5"	325 KN	2.70 m	115.97	63%	8%	70%	-
JQ	"IPN 260x115x9.5"	69 KN	4.40 m	188.98	35%	1%	41%	35%
HP	"IPN 220x100x7.9"	4 KN	3.81 m	186.96	3%	28%	-	-
HO	"IPN 400x150x15.9"	420 KN	4.44 m	165.41	61%	24%	83%	67%

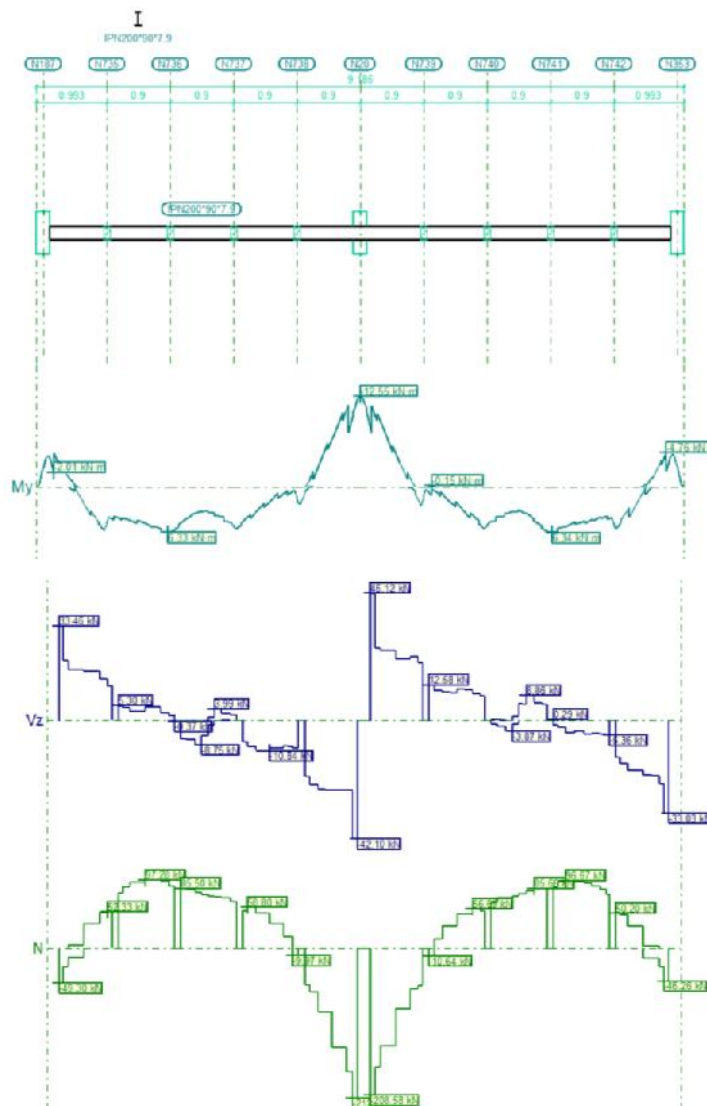
3.6.7 Diseño de vigas

Figura 3-52 Vista en planta de vigas



El mayor esfuerzo realizado por las vigas de la segunda planta es el de la viga 3 por lo que se efectúa el análisis de esfuerzos de dicho elemento.

Figura 3-53 Esquema de momentos cortante y esfuerzos axiales de viga 3



3.6.7.1 Verificación de esfuerzos - Viga 3

3.6.7.1.1 Desarrollo de cálculo de resistencia a la flexión

Propiedades del material

Esfuerzo de fluencia $F_y = 250 \text{ MPa}$

Esfuerzo último de tensión $F_u = 400\text{MPa}$

Módulo de elasticidad $E = 200000\text{ MPa}$

Sección elegida: "IPN 200 x 90x 7.9"

Fuerzas solicitadas



Dimensión vertical del perfil:	$h = 200$	mm
Dimensión horizontal del perfil:	$a = 90$	mm
Espesor de las chapas verticales:	$eh = 7.9$	mm
Espesor de las chapas horizontales:	$ea = 7.9$	mm
Área de sección:	$A = 28.9$	cm ²
Inercia flexión en "X":	$I_{xx} = 1731.1$	cm ⁴
Inercia flexión en "Y":	$I_{yy} = 97.2$	cm ⁴
Inercia a torsión:	$I_t = 6.07$	cm ⁴
Módulo plástico en "X":	$Z_{xx} = 204.47$	cm ³
Módulo plástico en "Y":	$Z_{yy} = 35.04$	cm ³
Radio de giro "X":	$r_x = 7.74$	cm
Radio de giro "Y":	$r_y = 1.83$	cm
Factor de longitud efectiva:	$K = 1$	
Relación de esbeltez máxima:	$\lambda = 200$	

Momento: $M_n = 12.55\text{KN m}$

Compresión: $P_u = 213\text{ KN}$

Cortante: $V = 45.12\text{ KN}$

Longitud de barra $L = 4.5\text{ m}$

3.6.7.1.2 Resistencia a la torsión de la sección FT:

$$F_T = \frac{\phi_y \cdot F_y}{\sqrt{3}}$$

$$F_T = \frac{0.90 \cdot 250}{\sqrt{3}}$$

$$F_T = 129.90$$

3.6.7.1.3 Tensión tangencial debida a la torsión ft

$$f_T = \pm \frac{b}{J} Tr$$

Tr : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD)

J: Momento de inercia a torsión uniforme

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$f_T = \pm \frac{7.94mm}{6.07cm^4} \times 0.01 KN m$$

$$f_T = -1.51 MPa$$

3.6.7.1.4 Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) fa

$$fa = \frac{Pr}{A}$$

Pr: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD)

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$fa = \frac{213 KN}{28.90 cm^2}$$

$$fa = 72.29 MPa$$

3.6.7.1.5 Resistencia a compresión de la sección Fa

$$Fa = \phi t \cdot Fcr$$

ϕ t: Factor de seguridad para tracción.

Fy: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$Fa = 0.9 \cdot 220.04 MPa$$

$$Fa = 198.03 MPa$$

3.6.7.1.6 Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x fbx

$$fbx = \frac{-y}{I_x} M_{rx}$$

Mrx: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

Ix: Momento de inercia respecto al eje X

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$fbx = \frac{-100mm}{1731.14 cm^4} \times 7.49$$

$$fbx = 43.26 MPa$$

3.6.7.1.7 Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y. fby

$$fby = \frac{-x}{Iy} M_{ry}$$

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$fby = \frac{-45mm}{97.20} \times 2KNm$$

$$fby = 92.45MPa$$

3.6.7.1.8 Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente. Fbx, Fby

$$Fbx = Fby = \phi_b \cdot Fy$$

φ_b: Factor de resistencia para flexión.

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$Fbx = Fby = 0.90 \cdot 250$$

$$Fbx = Fby = 225 MPa$$

3.6.7.1.9 Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x (fvx)

$$fvx = -\frac{Vx \cdot Qy}{Iy b}$$

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial del área correspondiente al punto pésimo.

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$f_{vx} = -\frac{36.79 \times 0}{97.20 \times 7.94}$$

$$f_{vx} = 0 \text{ MPa}$$

3.6.7.1.10 Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y (f_{vy})

$$f_{vy} = -\frac{V_y \cdot Q_x}{I_x b}$$

V_y : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

Q_x : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial del área correspondiente al punto pésimo.

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$f_{vy} = -\frac{45.13 \times 0}{1731.14 \times 7.94}$$

$$f_{vy} = 0$$

3.6.7.1.11 Resistencia de la sección a cortante en “Y” y “X” F_{vx} ; F_{vy}

$$F_{vx} = F_{vy} = \frac{\phi_v F_y}{\sqrt{3}}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$Fvx = Fvy = \frac{0.90 \times 250 \text{MPa}}{\sqrt{3}}$$

$$Fvx = Fvy = 129.90 \text{MPa}$$

$$\eta = \left| \frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} \right| \leq 1$$

$$\eta = 0.968 \leq 1$$

$$\eta = \left| \frac{ft}{Ft} + \frac{fvx}{Fvx} + \frac{fvy}{Fvy} \right| \leq 1$$

$$\eta = 0.012 \leq 1$$

$$\eta = \left(\frac{fa}{Fa} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} \right)^2 + \left(\frac{ft}{Ft} + \frac{fvx}{Fvx} + \frac{fvy}{Fvy} \right)^2 \leq 1$$

$$\eta = 0.938 \leq 1$$

Además, ha de cumplirse la siguiente condición:

$$\eta = \frac{Tr}{Tc} \leq 1$$

$$Tn = Fn \cdot C \text{ (KN m)}$$

$$Tn = 150 \text{MPa} \times 7.65 \text{ cm}^3 \text{ (KN m)}$$

$$Tn = 1.15 \text{ KN m}$$

$$Tc = \phi_T \cdot Tn \text{ (KN m)}$$

$$Tc = 0.90 \times 1.15 \text{ (KN m)}$$

$$Tc = 1.03 \text{ (KN m)}$$

$$\phi_T = 0.90$$

$$\eta = \frac{0.01}{1.03} \leq 1$$

$$\eta = 0.011$$

¡Cumple!

3.6.7.2 Desarrollo de cálculo de resistencia a corte

3.6.7.2.1 Comprobación de rigidizadores transversales

Si:

H: distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

Tw: espesor del alma

$$\frac{h}{t_w} = \frac{240.95\text{mm}}{9.53\text{ mm}} = 25.28$$

$$2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.46 \sqrt{\frac{200000\text{MPa}}{250\text{ MPa}}} = 69.58$$

$$25.28 \leq 69.58$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

3.6.7.2.2 Resistencia nominal a cortante

Coeficiente de cortante del alma (C_v) que es igual a 1 cuando se cumple:

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.36$$

$$25.28 \leq 63.36$$

3.6.7.2.2.1 Area del alma

Donde: D: canto total

Tw: espesor del alma

3.6.7.2.2.2 Cortante de diseño

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

$$V_n = 0.6 \times 250 \text{MPa} \times 24.77 \text{cm}^2 \times 1$$

$$V_n = 371.48 \text{ KN}$$

3.6.7.2.2.3 Verificación

$$V_c = \phi \times V_n$$

$$V_c = 1 \times 371.48 \text{ KN}$$

$$V_c = 371.48 \text{ KN}$$

$$nv = \frac{69.18 \text{ KN}}{371.48 \text{ KN}}$$

$$nv = 19\%$$

Tabla 3-16 Tabla resumen de verificación de esfuerzos en vigas

Elemento	λ	Verificación a corte	Verificación a flexión	Esfuerzos a tensiones combinadas	Flecha límite L/300	Flecha calculada
Viga segunda planta	39	19%	29.3%	92.8%	14.38m m	0.94mm
Viga primera planta	31	12.1%	21.5%	98%	14.38	0.30mm

Del mismo modo la viga 6 es la que rige el diseño de la primera planta usándose un perfil “IPN 400x150x15,87”

3.6.8 Diseño de pasillo

Figura 3-54 Esfuerzos máximos en vigas de pasillo conector

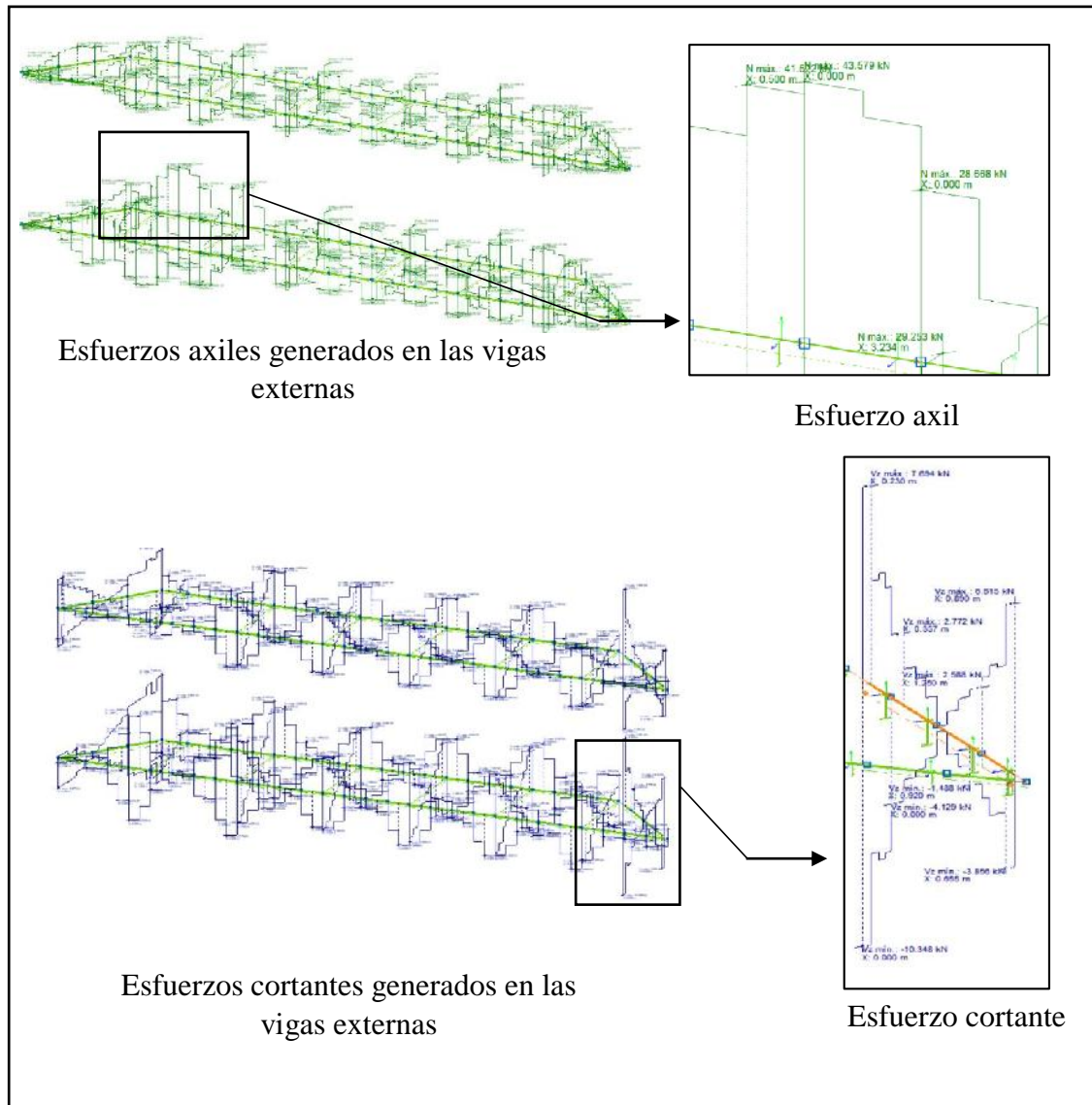
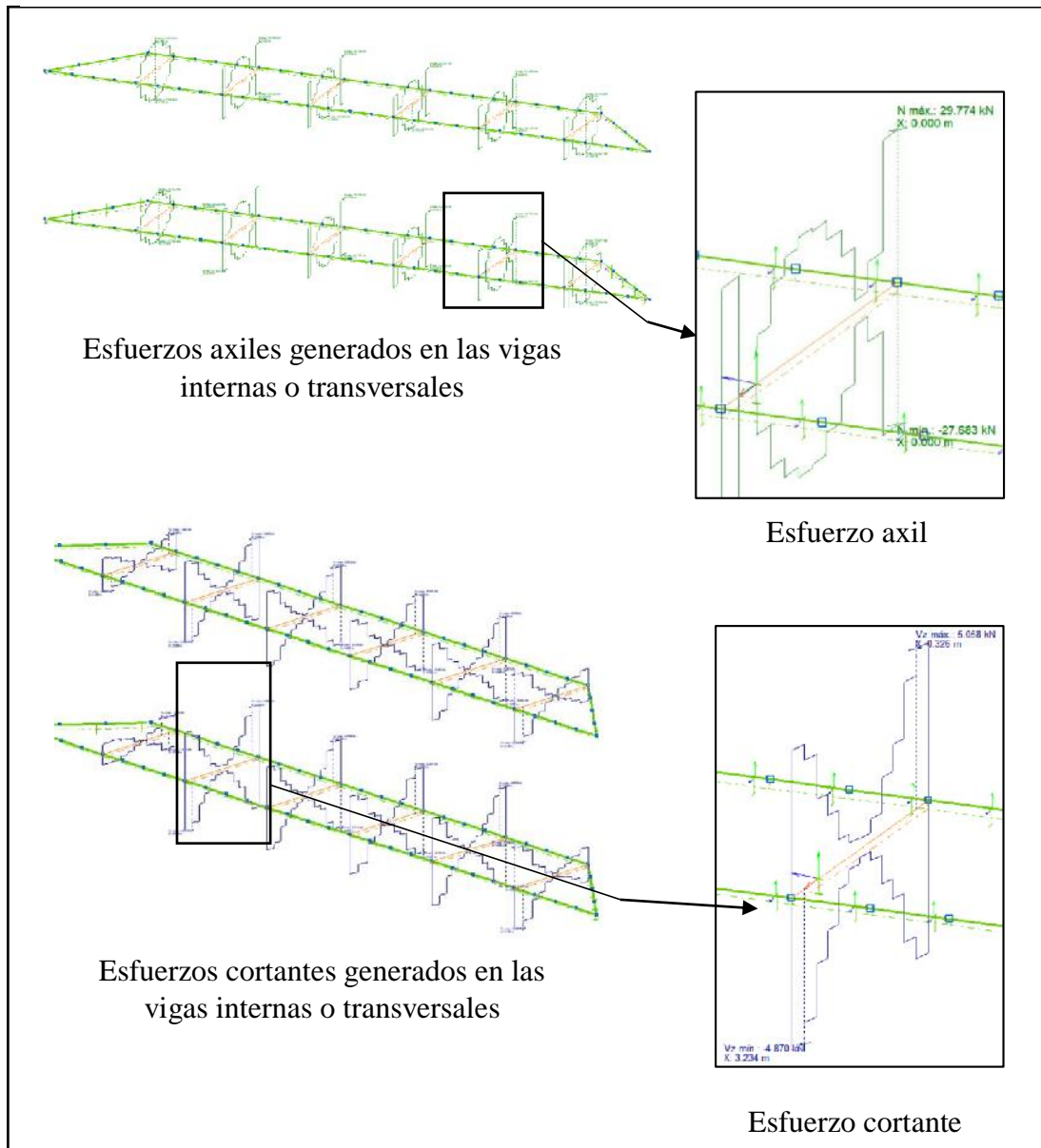


Figura 3-55 Esfuerzos máximos en vigas transversales



3.6.8.1 Perfiles usados

Elemento	Perfil
Viga interna	“IPN 200 x 90 x 7.9”
Viga externa	“IPN 200 x 90 x 7.9”

3.6.8.2 Verificación de esfuerzos

Tabla 3-17 Tabla resumen de verificación de esfuerzos en vigas de pasillo

Elemento	esbeltez	Verificación a corte	Verificación a flexión	Esfuerzos combinados	Flecha límite L/300	Flecha calculada
Viga interna	194	1.6%	2.5%	12%	7.89mm	0.30mm
Viga externa	55	2.6%	9%	20%	14.53mm	1.87 mm

3.6.9 Diseño de viguetas

El desarrollo de los cálculos es igual al de los elementos anteriores. A continuación, solo se presentan los resultados que se dieron en cada verificación de esfuerzos.

Especificaciones del perfil

Sección elegida: "IPN 200 x 90x 7.9"



Dimensión vertical del perfil:	$h = 200$	mm
Dimensión horizontal del perfil:	$a = 90$	mm
Espesor de las chapas verticales:	$eh = 7.9$	mm
Espesor de las chapas horizontales:	$ea = 7.9$	mm
Área de sección:	$A = 28.9$	cm ²
Inercia flexión en "X":	$I_{xx} = 1731.1$	cm ⁴
Inercia flexión en "Y":	$I_{yy} = 97.2$	cm ⁴
Inercia a torsión:	$I_t = 6.07$	cm ⁴
Módulo plástico en "X":	$Z_{xx} = 204.47$	cm ³
Módulo plástico en "Y":	$Z_{yy} = 35.04$	cm ³
Radio de giro "X":	$r_x = 7.74$	cm
Radio de giro "Y":	$r_y = 1.83$	cm
Factor de longitud efectiva:	$K = 1$	
Relación de esbeltez máxima:	$\lambda = 200$	

3.6.9.1 Verificación

Tabla 3-18 Tabla resumen de verificación de esfuerzos en viguetas de pasillo

Elemento	esbeltez	Verificación a corte	Verificación a flexión	Esfuerzos combinados	Flecha límite L/300	Flecha calculada
Vigueta	177	3.7%	13.2%	48.8%	16.6mm	0.28mm

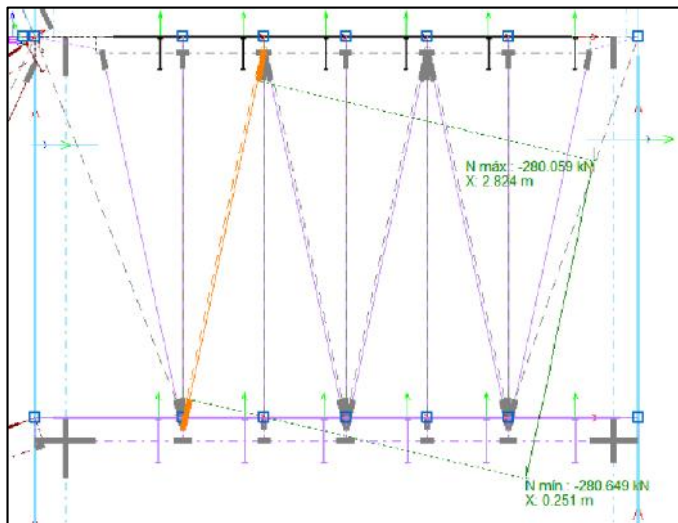
3.6.10 Diseño de cerchas

3.6.10.1 Diseño de cercha sobre la que se apoya la losa

3.6.10.1.1 Diseño de diagonales

La mayor fuerza solicitada en las diagonales es de compresión con 280.65 KN

Figura 3-56 Esfuerzo axil máximo generado en barras diagonales - Cercha pasillo



Perfil usado “Cuadrado 110 x 110 x 6.4”

Verificación	Calculado
Esbeltez	74
Resistencia a compresión	70%

3.6.10.1.2 Diseño de Parantes

La mayor fuerza solicitada en las Parantes es de compresión con -36.18 KN, y el perfil usado es un “Cuadrado 80 x 80 x 4”.

Figura 3-57 Esfuerzo axial máximo generado en parantes - Cercha pasillo

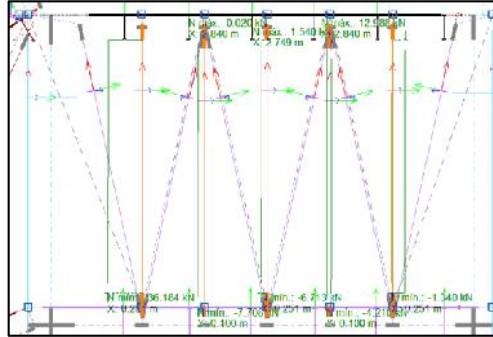


Tabla 3-19 Verificación de parantes en cercha principal

Verificación a la compresión	Calculado
Esbeltez	98
Resistencia a compresión	13.5%

Se realiza esta comprobación con el perfil más pequeño de la base de datos, y pese a ello su resistencia a la compresión es alta.

3.6.10.1.3 Diseño de cuerdas inferiores

La mayor fuerza solicitada en las Parantes es de compresión con -303.42 KN, y el perfil usado es un “IPN 360 x 145 x 12.7”.

Figura 3-58 Esfuerzos axiales de barras inferiores - Cercha pasillo

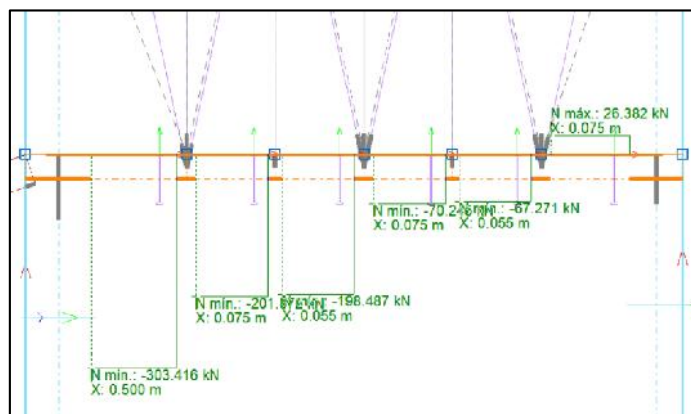


Tabla 3-20 Verificación de esfuerzos en cuerdas inferiores de cercha principal

Verificación a compresión y flexo compresión	Calculado
Esbeltez	44
Resistencia a compresión	19%
Resistencia a la flexión	75%
Esfuerzo combinado flexión y compresión	84%

3.6.10.2 Diseño de cercha de gradería

3.6.10.2.1 Cuerdas superiores

El perfil usado para el diseño de estos elementos corresponde a un “IPN 200 x 90 x 7.9”

Figura 3-59 Esfuerzo axil máximo en barras superiores - Cercha gradería

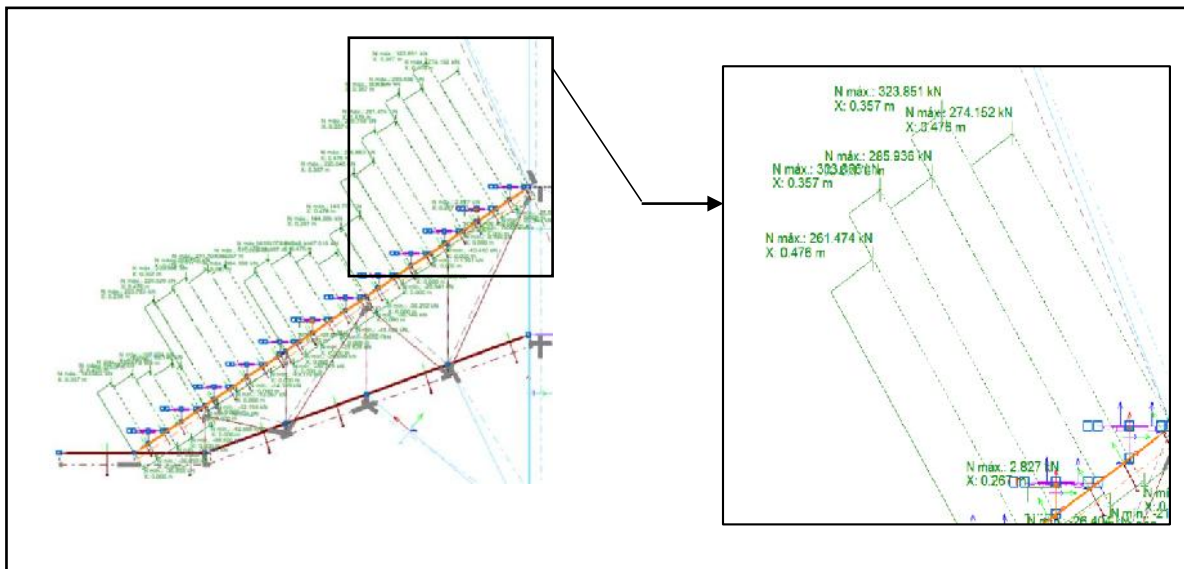


Tabla 3-21 Verificación de esfuerzos en cuerdas superiores de cercha de graderías

Verificación tracción y flexotracción	Calculado
Resistencia a tracción	70%
Resistencia a la flexión	10.5%
Esfuerzo combinado flexión y compresión	68 %

3.6.10.2.2 Cuerdas inferiores

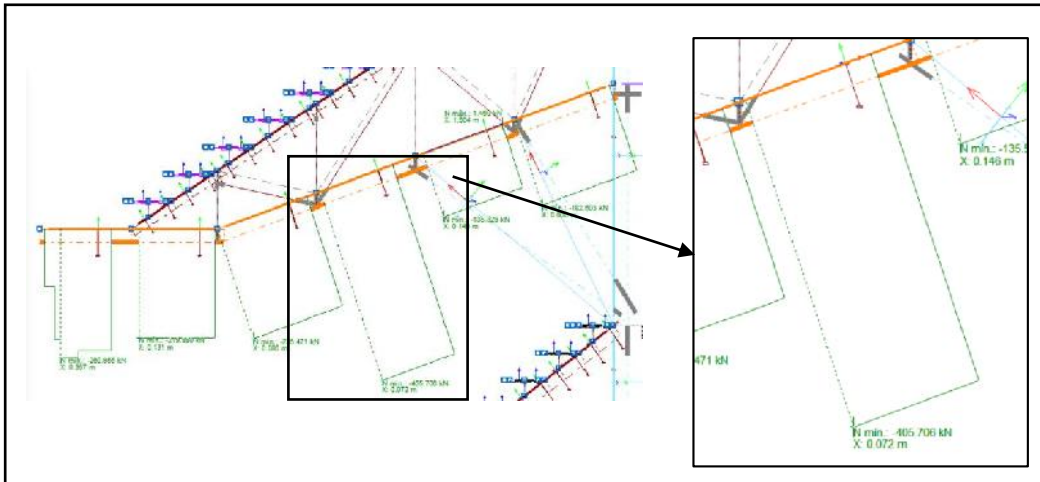


Figura 3-60 Esfuerzo axial máximo en barra inferior - Cercha gradería
El perfil usado para las cuerdas inferiores de las graderías es un “IPN 400 x 150 x 15.9”

Tabla 3-22 Verificación de esfuerzos en cuerdas inferiores de cercha de graderías

Verificación a compresión y flexo compresión	Calculado
Esbeltez	130
Resistencia a la compresión	43%
Esfuerzo combinado flexión	40 %
Esfuerzo combinado flexión y compresión	83%

3.6.10.2.3 Parantes

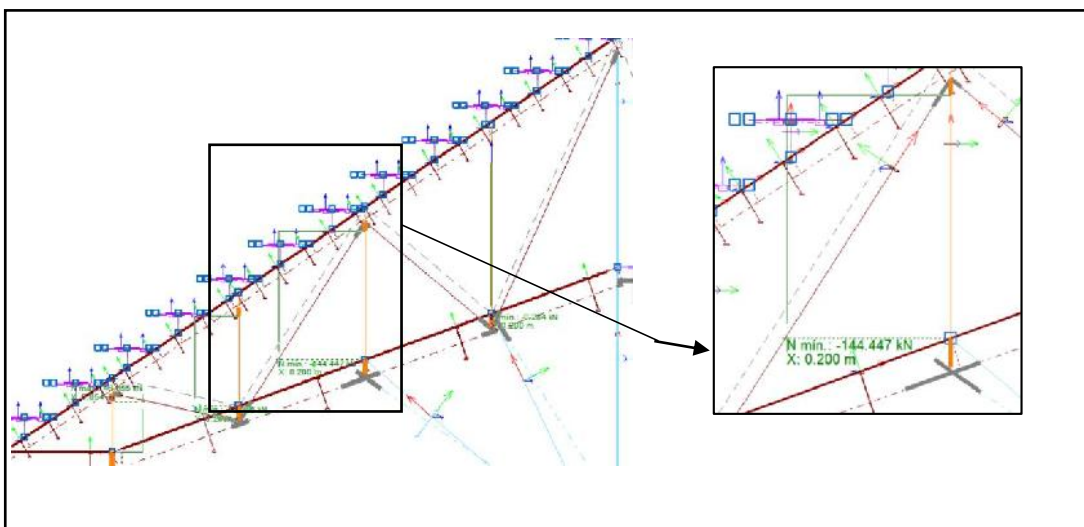


Figura 3-61- Esfuerzos máximos axiales de parantes - Cercha de graderías

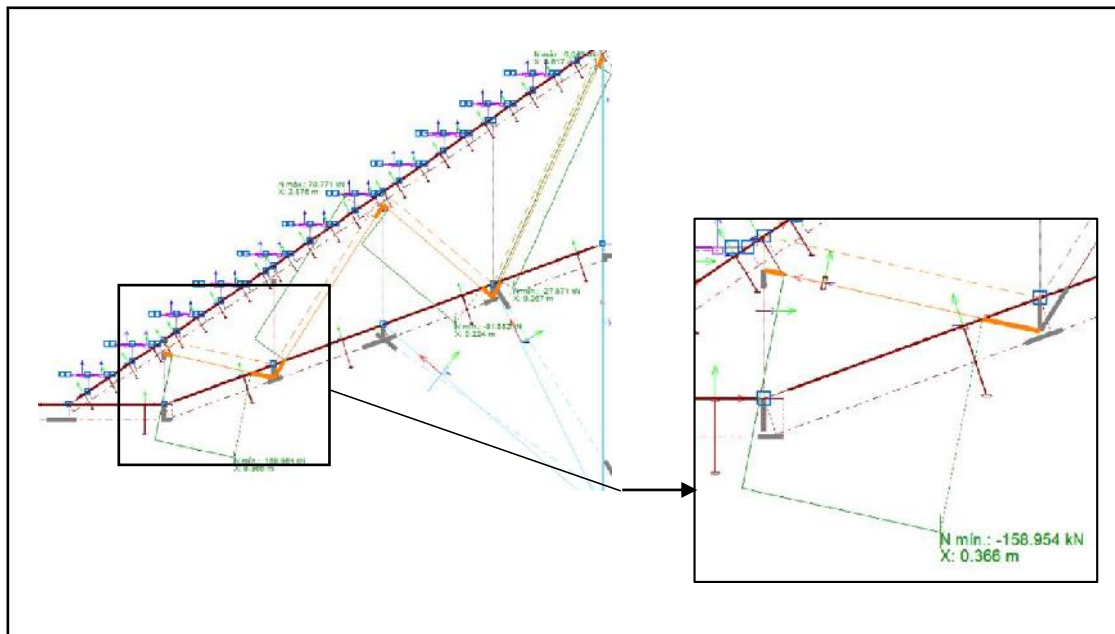
El Perfil usado es un “Cuadrado 80 x 80 x 4” cumpliendo con las resistencias requeridas.

Tabla 3-23 Verificación de esfuerzos en parantes de cercha de graderías

Verificación a compresión	Calculado
Esbeltez	57
Resistencia a compresión	72%

3.6.10.2.4 Inclinadas

Figura 3-62 Esfuerzos axiales máximos en cuerdas inclinadas - Cercha graderías



El perfil usado es un “Cuadrado 80 x 80 x 4” cumpliendo con las resistencias requeridas.

Tabla 3-24 Verificación de esfuerzos en inclinadas de cercha de graderías

Verificación a compresión	Máximo	Calculado
Esbeltez	200	65
Resistencia a compresión	100%	68%

3.6.11 Cálculo y diseño de juntas de dilatación

Para la junta de dilatación se presenta la estructura de 90 metros de largo y 17 metros de ancho para el sector 2 y para sector 1 y 3 de 45 metros de largo y también de 17 metros de ancho. Este sistema estructural posee vigas y columnas que son construidas con acero estructural; así mismo, el sistema de piso corresponde al sistema deck con una losa de 12 centímetros de espesor. De acuerdo a lo que se establece en ACI 224.3R, específicamente en el apartado 1.1 Joist in Concrete Construction, se menciona que una estructura no puede fabricarse continuamente a causa de los cambios de temperatura.

La tabla 3-15, presenta resultados de la investigación de varios autores que recomiendan ciertas longitudes efectivas para edificios con el objeto de evitar consecuencias adversas de los cambios de temperatura. Las juntas de dilatación se pueden colocar en estas longitudes efectivas.

Tabla 3-25 Recomendaciones de longitudes entre junta de dilatación según diferentes autores

Autor	Espaciamiento
Lewerenz	23m para muros
Hunter	25m para muros y techos aislados y 12m para techos no aislados
Biling	30m máxima longitud de edificios sin juntas. Recomendación de colocación de juntas en lugares de cambios abruptos en planta y en cambios en altura del edificio considerando la existencia de concentraciones de esfuerzos.
Wood	30 a 35m para muros
Indian Standards Institution	45m máxima longitud del edificio entre juntas
PCA	60m máxima longitud del edificio sin juntas
ACI 350R-83	36m en estructuras sanitarias parcialmente llenas con líquido (espaciamientos más cercanos son requeridos cuando no existe la presencia de líquidos).

Con estos lineamientos anotados anteriormente se establece que la estructura del presente proyecto, al contar con 90 metros de longitud, deberá necesariamente estar dividida en bloques a fin de evitar efectos adversos por cambios de temperatura.

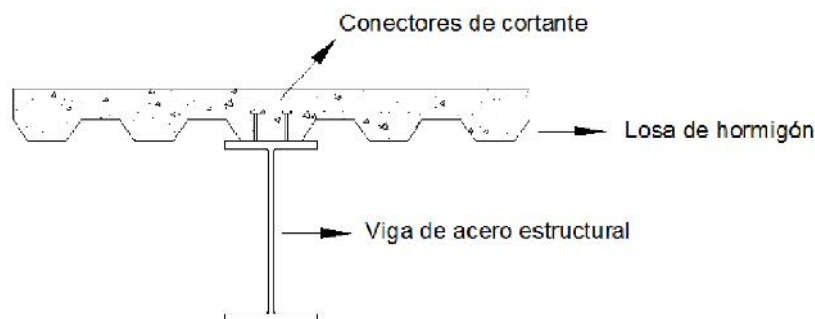
Las vigas de acero están ligadas a la losa de hormigón mediante conectores de corte, haciendo que estos dos materiales trabajen monolíticamente para todos los estados de carga, incluyéndose los cambios de temperatura.

Las vigas de acero transfieren todas las cargas y deformaciones que presente la losa de hormigón hacia las columnas del edificio del presente ejemplo, creándose así el proceso de redundancia estructural.

Si bien es cierto, las losas son los elementos que directamente se ven afectadas por los efectos de los cambios de temperatura, por estar mayormente expuestas a los medios ambientales.

Las vigas de acero estructural que sirven de soporte a éstas se ven también afectadas por cambios de temperatura, ya que tanto el acero estructural como el hormigón poseen coeficientes de dilatación muy similares, provocando que las vigas de acero se vean afectadas por expansiones parecidas a las del hormigón.

Figura 3-63 Sección monolítica acero estructural – hormigón mediante conectores de cortante



3.6.11.1 Estimación de la elongación

Para estimar la elongación de las losas de hormigón causada por los cambios de temperatura, debe multiplicarse su coeficiente de dilatación térmica ($\alpha = 9.9 \times 10^{-6} /C$) por la longitud de la estructura y por el respectivo cambio de temperatura.

3.6.11.1.1 Elongación en sector 2

$$\Delta_{lt} = \alpha \times t \times L$$

$$\Delta_{lt} = \frac{9.9 \times 10^{-6}}{^{\circ}\text{C}} \times 30^{\circ}\text{C} \times 90 \text{ m}$$

$$\Delta_{lt} = 0.02673 \text{ m}$$

$$\Delta_{lt} = 2.67 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

3.6.11.1.2 Elongación en sector 1 y 3

$$\Delta_{lt} = 1.34 \text{ cm} \approx 1.5 \text{ cm}$$

Como puede observarse se ha considerado un diferencial de temperatura de 30°C, que se traducen en 10°C por retracción del hormigón y 20°C por los cambios propios de temperatura; es decir se considera que en la ciudad de Tarija por las mañanas (6:00 AM) se tiene una temperatura de alrededor de 6°C, mientras que en horas de la tarde (4:00 PM) se tiene alrededor de 26°C.

Como resultado se observa que existen 3 cm de deformación en la longitud de la estructura más larga, misma que produciría el fisuramiento de las losas de hormigón. Seguidamente estas deformaciones serían trasladadas hacia las vigas de acero y por éstas hacia las columnas de la estructura, apareciendo momentos flectores de altas consideraciones que ocasionarían la falla del sistema estructural.

3.6.11.2 Determinación de la longitud máxima entre juntas

Como siguiente paso se procedió al cálculo de la distancia entre juntas de dilatación, con la utilización de la ecuación:

$$L_{\text{máx}} = L_{\text{perm}} + (R1 - R2 - R3 - R4) \times L_{\text{perm}}$$

Donde, para el este ejemplo se tiene:

L_{max} : Es la máxima longitud entre juntas de expansión

$R1$: 0,15; en este caso se considera que el edificio cuenta con sistemas mecánicos de calefacción o aire acondicionado.

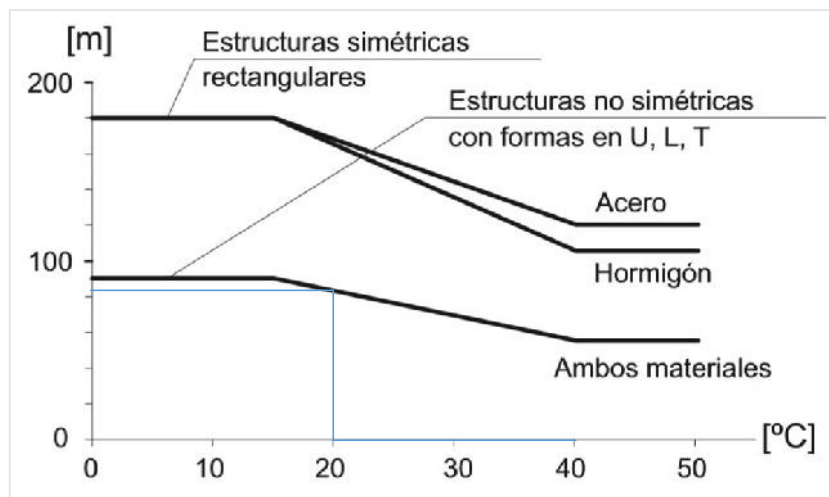
R2: 0,33; Si el edificio no posee calefacción.

R3: 0,25; Si el edificio posee columnas empotradas en la base.

R4: 0,25; Si el edificio posee mayor rigidez que su otro frente

L_{perm} : Longitud permisible de acuerdo a la figura 2-26.

Figura 3-64 Longitud permisible de la estructura



$L_{permisible}$: 80 m

$$L_{m\acute{a}x} = 80 + (0 - 0,33 - 0,25 - 0) \times 80$$

$$L_{m\acute{a}x} = 33m$$

Technical Report No. 65, arroja como resultado que se deben colocar juntas de expansión a lo sumo cada 33 metros para la estructura. Según la configuración de la estructura, esta tiene 90 metros de largo, por lo que se decide colocar las juntas cada 30 metros en la estructura más larga (Sector 2) y para las estructuras más cortas (Sector 1 y 3) se dispondrán dichas juntas a la mitad de la estructura, es decir a los 22,5 metros.

3.6.11.3 Junta elegida: “Junta de dilatación cover”

La junta de dilatación COVER es un perfil de movimiento de aluminio conformado por dos alas antideslizantes y unidas por un cuerpo central de polímero de caucho de alta calidad. Absorbe los movimientos producidos por la dilatación, evitando

levantamientos, rajaduras y roturas en grandes áreas. Es un perfil diseñado para cubrir aberturas de 20/25 mm de espesor o en revestimientos de 20 mm de altura.

Figura 3-65 Junta de dilatación

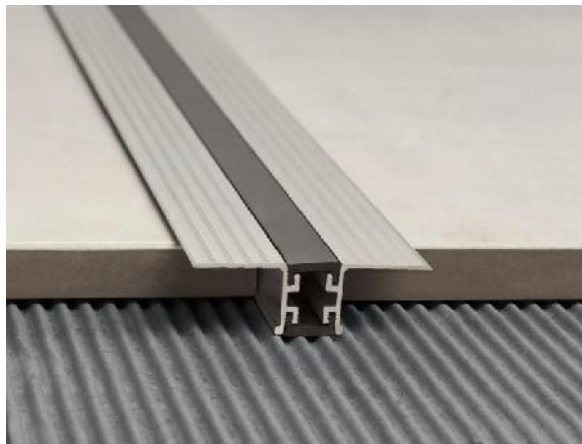


Figura 3-66 Dimensiones de junta de dilatación



La junta de dilatación Cover puede instalarse también en muros y cielorrasos. Las aletas antideslizantes sin punzonado permiten cubrir aberturas de 20 mm de espesor. Se adhiere con silicona neutra o tornillos.

3.6.11.3.1 Limpieza y mantenimiento

Perfiles de aluminio: De resistencia simple al deterioro y al calor, deben aplicarse en zonas donde se producen condiciones ligeramente corrosivas. Es recomendado para entornos que requieren un bajo nivel de resistencia mecánica y temperaturas moderadas. Es imprescindible la limpieza del material inmediatamente después de su instalación para evitar que los restos de adhesivo o las partículas de hierro procedentes de herramientas puedan causar picaduras de corrosión. Para aplicaciones interiores puede usar agua con líquido lavavajillas, detergente o jabón líquido para eliminar

suciedad y posibles huellas dactilares que hayan quedado marcadas. En los acabados de alto brillo puede utilizarse un limpiador de vidrios/ cristales.

3.6.11.3.2 No recomendado el uso de:

- Lana de acero ya que puede rayar la superficie.
- Ácido clorhídrico o los productos de hierro en contacto prolongado.
- Materiales que contengan cloruros.
- Acelerantes del fraguado que contengan cloruros.
- Limpiadores de acero común para acero inoxidable.

3.6.11.4 Referencia gráfica de juntas en la estructura

Figura 3-67 Espaciamiento disponible para juntas - vista 1

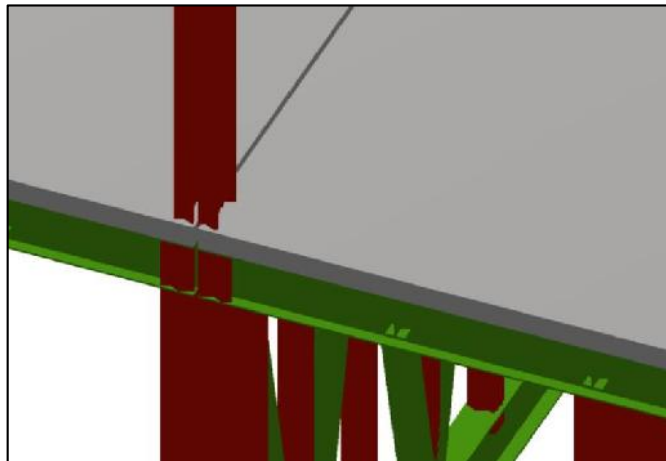
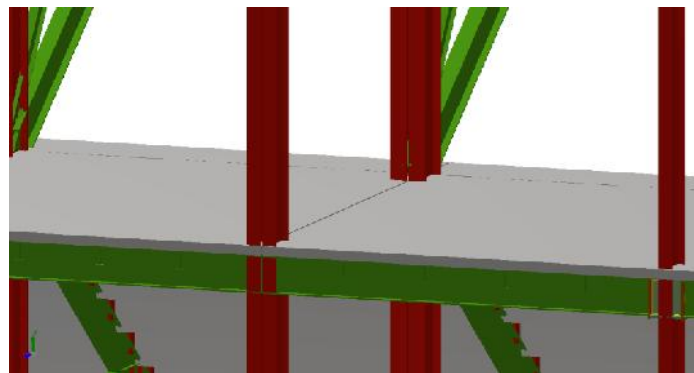
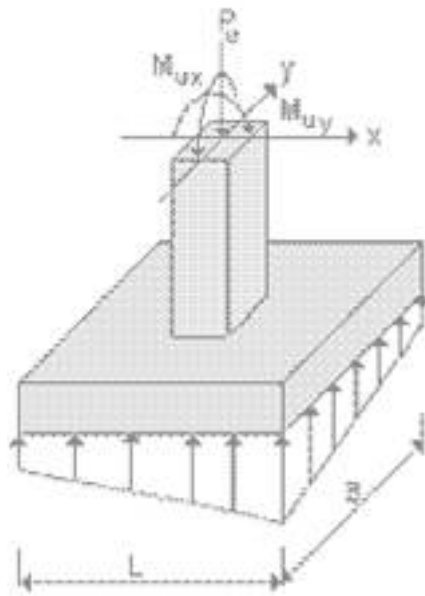


Figura 3-68 Espaciamiento disponible para juntas - vista 2



3.6.12 Diseño de zapatas

Figura 3-69 Zapata aislada y cargas generadas



Se determinaron los esfuerzos que llegan a la zapata, los resultados son los siguientes:

Esfuerzo axil: - 1725.17 KN

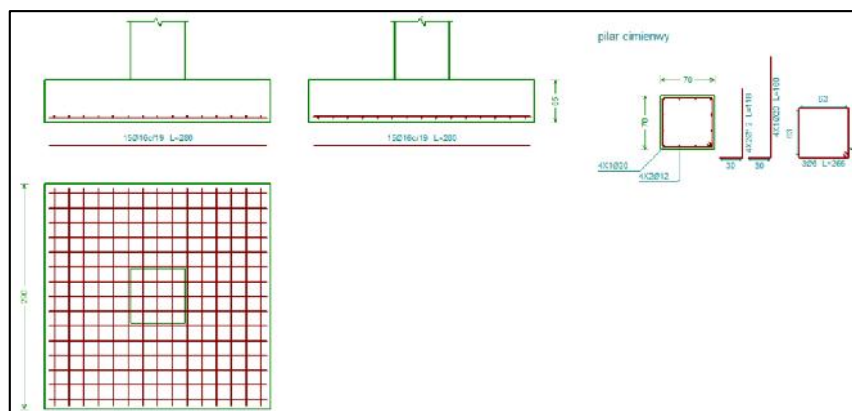
Esfuerzos por corte: Eje X: 0.200 KN

Eje Y: 49.52 KN

Momentos: Eje X: 180.20 KN m

Eje Y: 0.03 KN m

Figura 3-70 Detalle de dimensiones y armado - Zapata B4



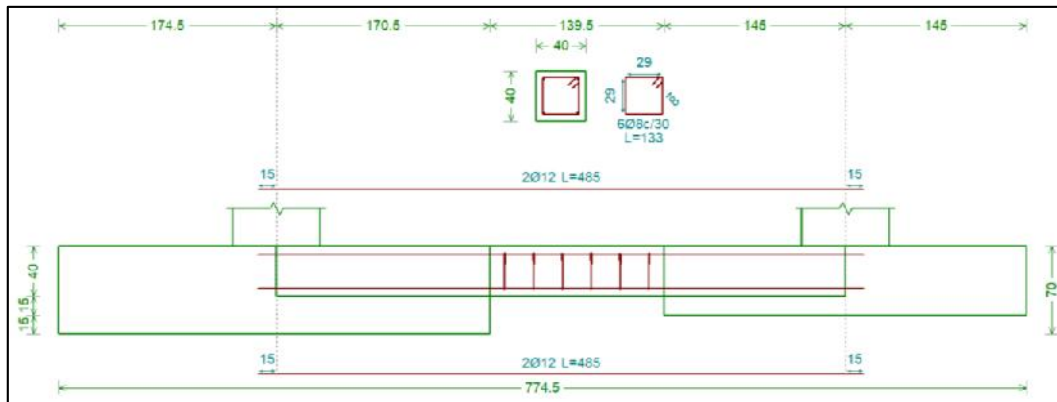


Figura 3-71 Viga de encadenado 4A - 4B

Las comprobaciones de diseño de las zapatas y de la viga de encadenado se encuentran en ANEXO 6.

3.6.13 Estructuras complementarias

3.6.13.1 Diseño de barandas

3.6.13.1.1 Cargas actuantes

Cargas	
Carga vertical	0.73 KN/m
Carga horizontal	0.73 KN/m
Carga puntual	890N

Carga concentrada vertical a carga lineal

$$Q_{vp} = 890N$$

L = Largo de baranda = 1.5 m

$$Q_{vl} = \frac{890N}{1.5 m} = 593.33 \frac{N}{m} = 0.59KN/m$$

3.6.13.1.1.1 Carga vertical total

$$Q_{vt} = 0.73KN/m + 0.59KN/m$$

$$Q_{vt} = 0.73KN/m + 0.59KN/m$$

$$Q_{vt} = 1.32 KN/m$$

3.6.13.1.1 Carga horizontal

$$Q_h = 0.73 \text{KN/m}$$

3.6.13.1.2 Análisis de la estructura según cargas actuantes

Figura 3-72 Carga vertical actuante en barras - Barandas

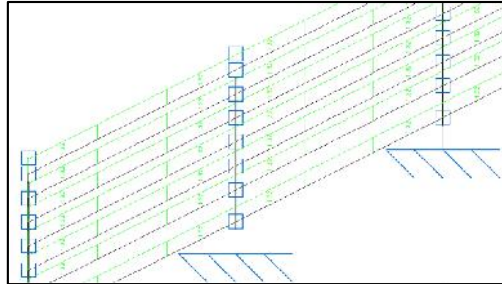
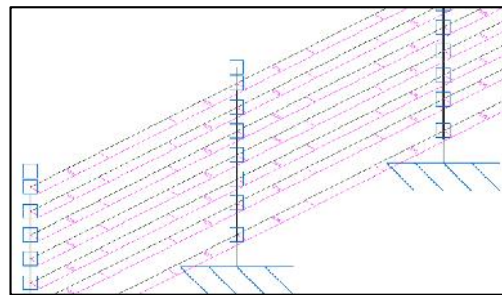
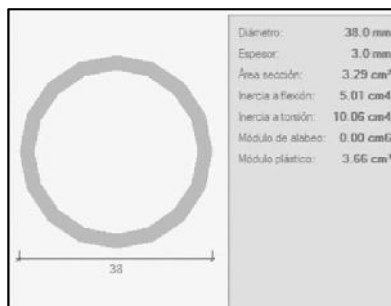


Figura 3-73 Carga horizontal actuante en barras- Barandas



3.6.13.1.3 Verificación de los elementos

Verificación de la Baranda (Horizontal)



Verificación del pilar (Vertical)

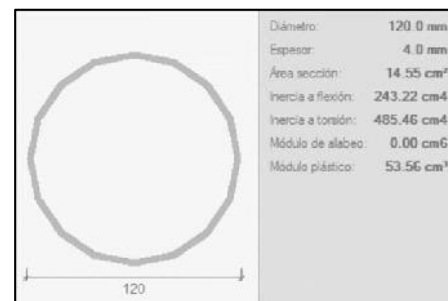


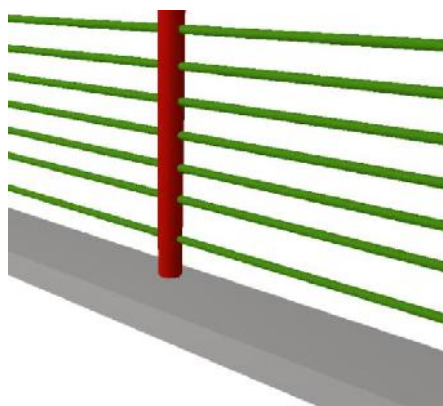
Tabla 3-26 Verificación de esfuerzos en elementos de baranda

Verificación	De diseño (máximo)	Requerida
Esbeltez	200	5

Resistencia a la compresión	327.57KN	22.75 KN
Resistencia a las flexión	12.12 KN m	9.23 KN m
Resistencia al corte	91.73 KN	13.42 KN
Resistencia a la torsión (eficiencia)	1	0.756

3.6.13.1.3.1 Reacciones a pie de columna

Figura 3-74 Baranda vista 3D



Rx	0.016 kN
Ry	-12.428 kN
Rz	22.705 kN
Mx	8.72 kN m
My	0 kN m
Mz	0 kN m

3.6.13.1.3.2 Verificación de la capacidad de corte en el anclaje

Propiedades del perno	
Fy	640 MPa
Fu	840 MPa
N pernos	4 unidades

$$V = \frac{22.705 \text{ KN}}{0.45 * 4}$$

$$Vu = 12.61 \text{ KN}$$

$$Rn = 0.38 \cdot Fy \cdot Ap$$

$$Rn = 0.38 \cdot 6,4 \times 10^5 \cdot 0.0001979$$

$$Rn = 48.13 \text{ KN}$$

$$Vu < Rn$$

$$12.61\text{KN} < 48.13 \text{ ;Cumple!}$$

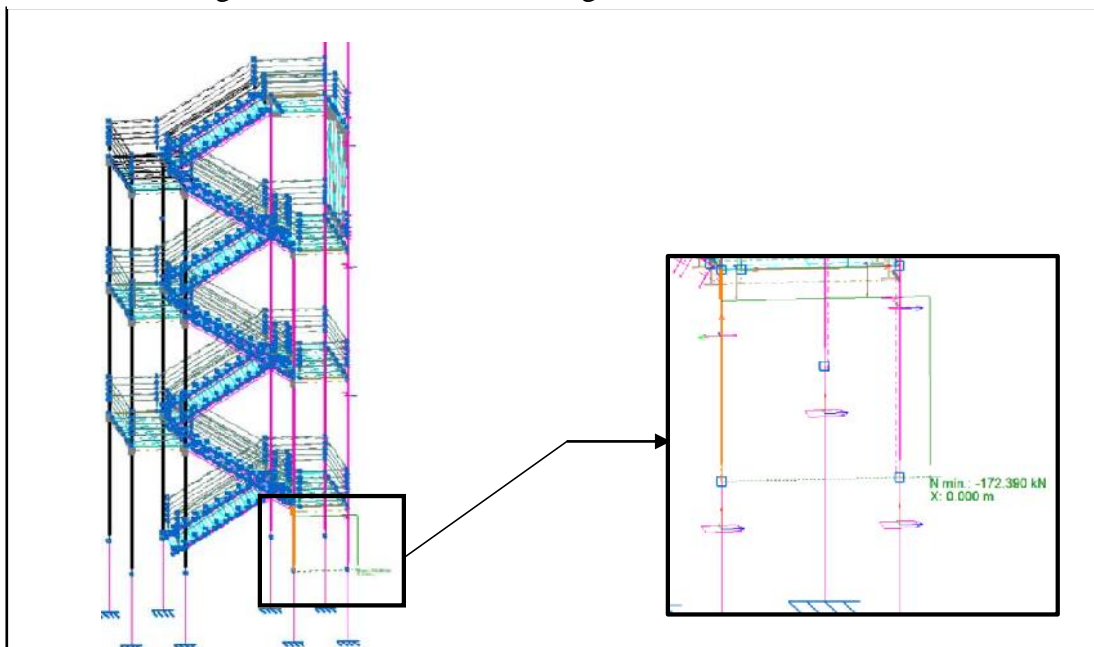
3.6.13.2 Diseño de gradas

Grada metálica de acceso a la estructura

3.6.13.2.1 Columnas

Se verifica que la columna tenga un esfuerzo crítico y se dimensiona el perfil con esa carga desfavorable. Se puede observar que el esfuerzo crítico entre todas las barras es un esfuerzo a compresión de 172.40 KN

Figura 3-75 Esfuerzo máximo generado en columna-Gradas



Debido a que el cálculo se repite para cada elemento, solo se presentara una tabla resumen de las columnas, vigas y viguetas.

Tabla 3-27 Verificación de esfuerzos en columna crítica de la grada

Elemento	Perfil	Esbeltez	Resistencia a la compresión	Resistencia a la flexión
Columna crítica	“ IPN 260 x 115 x 9.5 “	77	23.4%	37%

3.6.13.2.2 Vigas

Ya realizado un predimensionamiento de las gradas, se modifican las secciones según los perfiles que se unen en un determinado nudo, es importante recalcar que las disposiciones constructivas son tan importantes como el cálculo de las barras en sus estados límites.

Tabla 3-28 Verificación de esfuerzos en vigas de gradas

Elemento	Perfil	Resistencia a la flexión	Resistencia al corte	Resistencia a la torsión
Viga de gradas	“ IPN 260 x 115 x 9.5 “	50.2%	7.5%	87%
Viga de losa	“ IPN 260 x 115 x 9.5 “	30%	2.8%	54%
Viguetas	“ IPN 160 x 74 x 6.4 “	24%	7.1%	96%

En los planos se especifican a más detalle las barras dispuestas en el diseño final de las gradas.

3.6.13.2.3 Cimiento de graderías

Para el diseño del cimiento, se verifica la columna que termina con mayores esfuerzos para transmitir al cimiento. Las comprobaciones de las zapatas se desarrollan, de igual manera, en ANEXO 6.

Figura 3-76 Elemento de cimentación aislado – Zapata A1

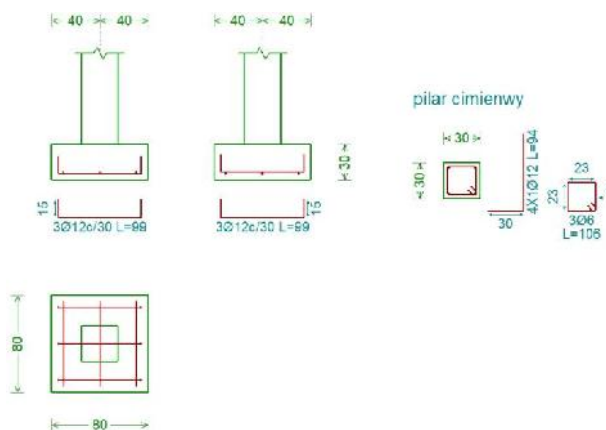


Figura 3-78 Viga de encadenado – A1-B1

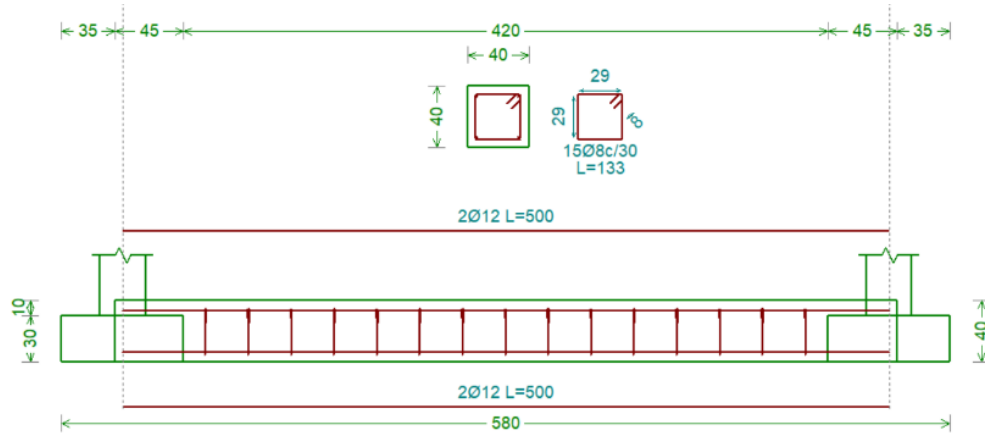
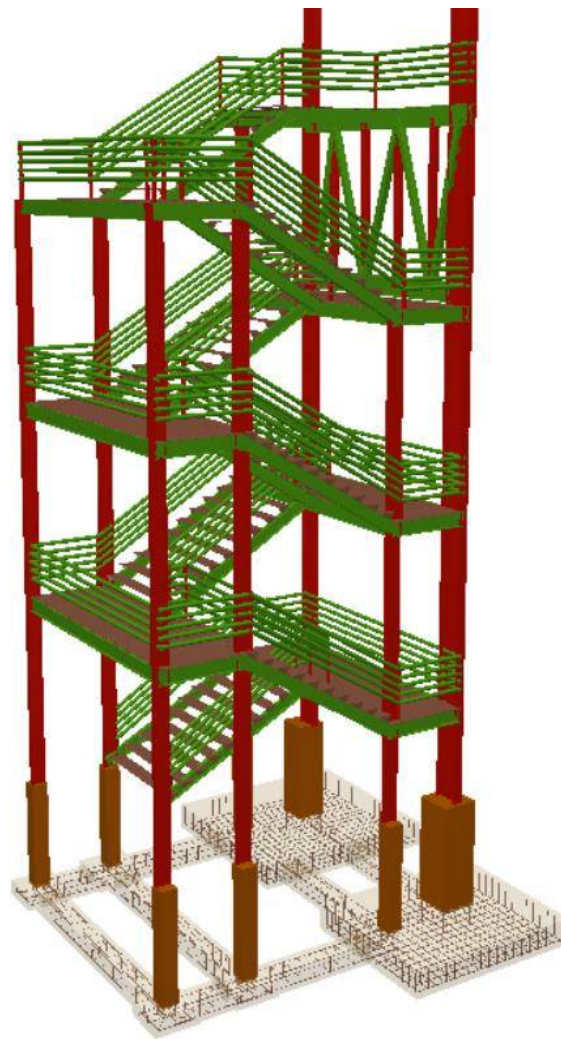
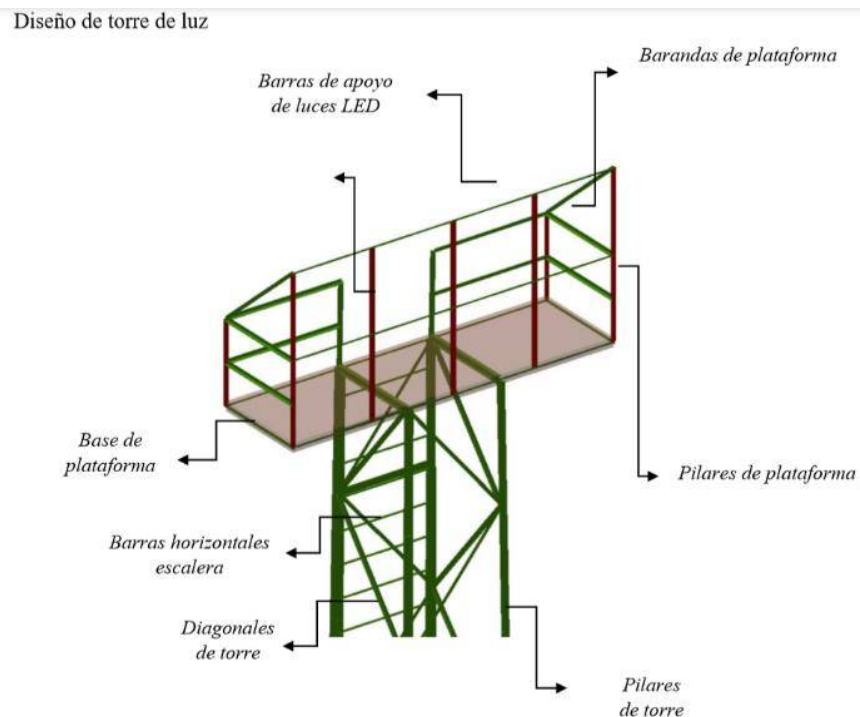


Figura 3-77 – Vista 3D de modelo final con perfiles y cimientos de gradas



3.6.13.3 Diseño de torre de luz

Figura 3-79 Estructura de torre de luz



3.6.13.3.1 Determinación de cargas

En el caso de la torre de iluminación se toma en cuenta dos cargas principales:

- Sobrecarga de uso
- Peso de luces led

3.6.13.3.1.1 Sobrecarga de uso

Se utiliza la misma carga de diseño que corresponde a la persona en mantenimiento para techos, igual a $0,96 \text{ KN/m}^2$.

3.6.13.3.1.2 Carga de luces led

Figura 3-80 Luces led



Se trata de luces LED de alta calidad para la luz del mástil alto 560W, según las especificaciones técnicas, el peso de un foco led corresponde a 30 kg por unidad, la carga lineal del mismo para una barra de 90 cm será:

$$C_{Lled} = \frac{30kg * \frac{9.81}{1000}}{0.9m} = 0.327 \text{ KN/m}$$

$$C_{Lled} = 0.327 \text{ KN/m}$$

3.6.13.3.2 Verificación de los pilares de torre

	Canto:	50.8 mm
	Espesor:	6.4 mm
	Radio de acuerdo entre ala y alma:	7.0 mm
	Radio de acuerdo del ala:	3.5 mm
	Área sección:	6.17 cm²
	Inercia flexión Iyy:	14.45 cm⁴
	Módulo plástico Zyy:	7.34 cm³
	Inercia principal mayor:	23.10 cm⁴
	Inercia principal menor:	5.80 cm⁴
	Inercia a torsión:	0.83 cm⁴
Módulo de alabeo:	1.57 cm⁶	
Posición X del centro de gravedad:	14.9 mm	

$\lambda = 85$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-29 Verificación de esfuerzos en pilares de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	53.47 KN	29 KN	0.542	54 %
Flexión	1.16 KN m	0.26 KN m	0.224	22.4 %
Corte	43.89 KN	0.26 KN	0.006	0.6 %
Torsión	1	0.927	-	92.7 %

3.6.13.3.3 Verificación de diagonales de torre

	Canto:	38.1 mm
	Espesor:	3.2 mm
	Radio de acuerdo entre ala y alma:	5.0 mm
	Radio de acuerdo del ala:	2.5 mm
	Área sección:	2.37 cm²
	Inercia flexión Iyy:	3.11 cm⁴
	Módulo plástico Zyy:	2.14 cm³
	Inercia principal mayor:	5.62 cm⁴
	Inercia principal menor:	1.20 cm⁴
	Inercia a torsión:	0.08 cm⁴
Módulo de alabeo:	0.09 cm⁶	
Posición X del centro de gravedad:	10.3 mm	

$\lambda = 179$ Cumple la relación de esbeltez

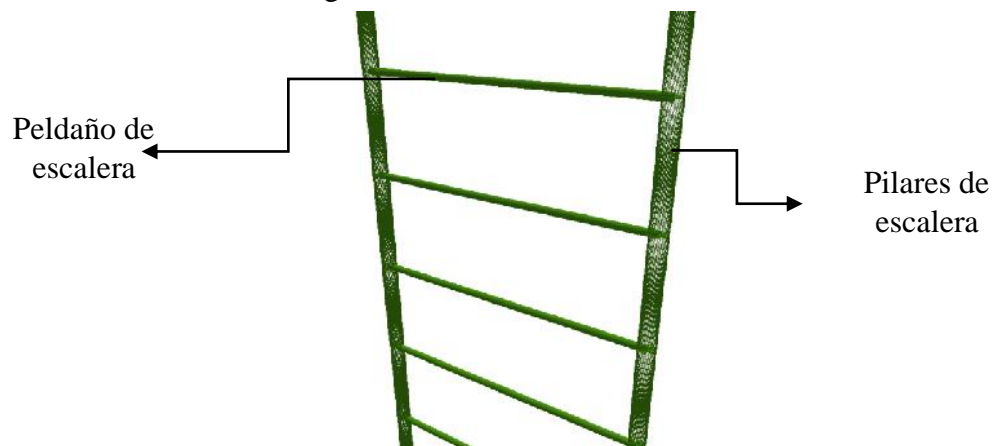
Tabla 3-30 Verificación de esfuerzos en perfiles diagonales de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	4.45 KN	0.20 KN	0.045	4.5 %
Flexión	0.30 KN m	0.01 KN m	0.033	3.3 %
Corte	16.46 KN	0.02 KN	0.001	1 %
Torsión	1	0.08	-	8.3 %

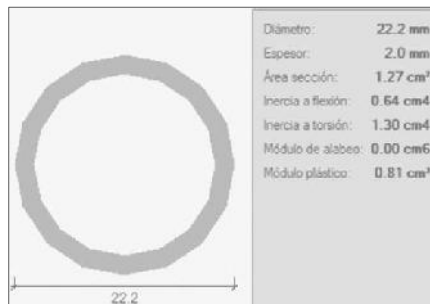
3.6.13.3.4 Verificación de escalera

Hecho a base de secciones tubulares tanto los peldaños como los pilares o también llamados pies de la escalera, deberán soportar una carga de 0,96 KN/m misma que es usada para el diseño de carga por mantenimiento.

Figura 3-81 Escalera de torre de luz



3.6.13.3.4.1 Peldaño



$\lambda = 179$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-31 Verificación de esfuerzos en peldaños de escaleras de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	10.21 KN	3.56 KN	0.349	34.9 %
Flexión	0.18 KN m	0.12 KN m	0.634	63.4 %
Corte	8.03 KN	0.77 KN	0.096	9.6 %
Torsión	1	0.953	-	95.3 %

3.6.13.3.4.2 Pies de escalera



$\lambda = 19$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-32 Verificación de esfuerzos en pies de escalera de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	72.08 KN	14.67 KN	0.204	20.4 %
Flexión	1.22 KN m	0.62 KN m	0.513	51.3 %
Corte	20.55 KN	2.29 KN	0.111	11.1 %
Torsión	1	0.869	-	86.9 %

3.6.13.4 Verificación de base de plataforma

$\lambda = 200$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-33 Verificación de esfuerzos de la base plataforma de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	2.12 KN	0.02 KN	0.008	0.8 %
Flexión	0.10 KN m	0.001 KN m	0.015	1.5 %
Corte	9.59 KN	0.04 KN	0.004	0.4 %
Torsión	1	0.014	-	1.4 %

3.6.13.4.1 Verificación de barandas



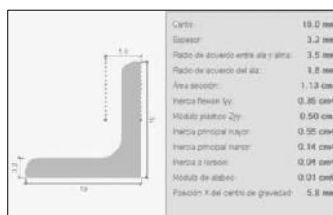
$\lambda = 136$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-34 Verificación de esfuerzos de barandas de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	9.93 KN	0.7 KN	0.071	7.1 %
Flexión	0.35 KN m	0.30 KN m	0.872	87.2 %
Corte	20.54 KN	1.38 KN	0.067	6.7 %
Torsión	1	0.991	-	99.1 %

3.6.13.4.1.1 Verificación de barras horizontales

Estas barras son las que se soportan la carga de las luces LED, el canto no satisface el ancho de apoyo de las luces, por este motivo en el diseño final se cambia a un perfil que satisfaga las dimensiones requeridas.



$\lambda = 166$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-35 Verificación de esfuerzos barandas barras horizontales de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	2.55 KN	0.09 KN	0.037	3.7 %
Flexión	0.08 KN m	0.03 KN m	0.397	39.7 %
Corte	8.21 KN	0.22 KN	0.027	2.7 %
Torsión	1	0.423	-	42.3 %

3.6.13.4.1.2 Verificación de barras verticales

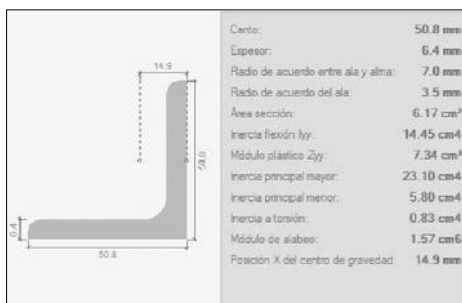


$\lambda = 196$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-36 Verificación de esfuerzos barandas barras verticales de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	32.73 KN	0.52 KN	0.016	1.6 %
Flexión	2.31 KN m	0.02 KN m	0.009	0.9 %
Corte	109.04 KN	0.02 KN	0.001	0.1 %
Torsión	1	0.015	-	1.5 %

3.6.13.4.1.3 Verificación de pilares de plataforma



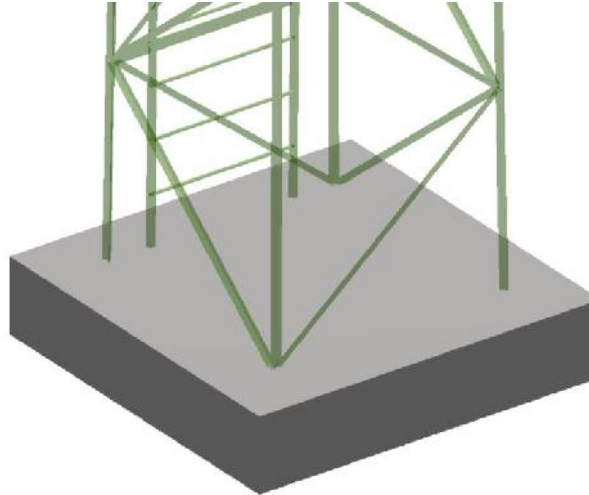
$\lambda = 29$ Cumple la relación de esbeltez

Tabla 3-37 Verificación de esfuerzos de pilares de plataforma de torre de luz

Resistencia	Últimos	Requerida	Req/Últimos	η
Compresión	123.84 KN	4.13 KN	0.033	3.3 %
Flexión	1.16 KN m	0.36 KN m	0.313	31.3 %
Corte	43.89 KN	0.92 KN	0.021	2.1 %
Torsión	1	0.725	-	72.5 %

3.6.13.4.2 Diseño de unión en la base

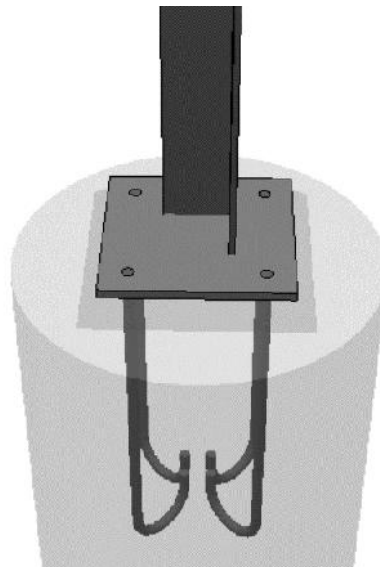
Figura 3-82 Cimiento de torre de luz



3.6.13.4.2.1 Comprobaciones de unión

La unión fue diseñada con ayuda del programa CYPE3D del cual se obtiene los siguientes resultados:

Figura 3-83 Unión placa base de torre de luz



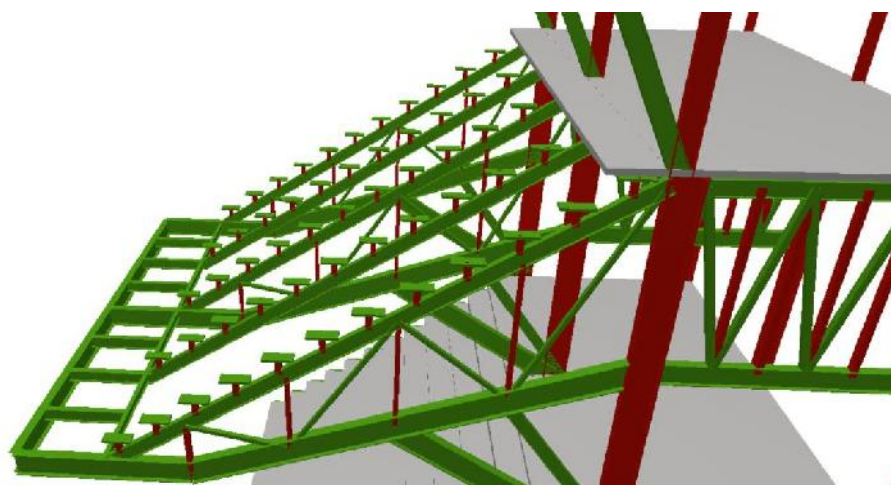
3.7 Verificación dinámica

La fuerza debida al peso de un cuerpo en reposo no es la misma que la ejercida si este cae impactando sobre la barra.

Para estudiar el comportamiento de las barras cuando el público salta, se realiza un estudio dinámico a nivel local que evalúa los esfuerzos generados en ellas.

Se localiza una barra significativa para realizar este cálculo. La viga elegida es aquella en la que recae la mayor fuerza de tracción de las gradas de voladizo, ver figura 3-87. Esta viga se repite a lo largo de la estructura puesto que da lugar a las filas que ubican a los espectadores y soporta directamente las reacciones de los espectadores.

Figura 3-84 Viga estudiada para comprobar los esfuerzos dinámicos



Teóricamente las fallas por fatiga solo ocurren en miembros en los cuales la tensión está presente, debido a esto solo se verifica la sección más crítica a tensión, siendo ésta, la cuerda superior de la cercha sobre la que se apoya la gradería.

3.7.1 Carga utilizada

Figura 3-85 Hipótesis simple de peso propio en barra más solicitada

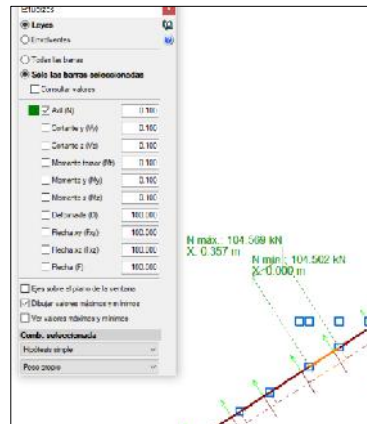
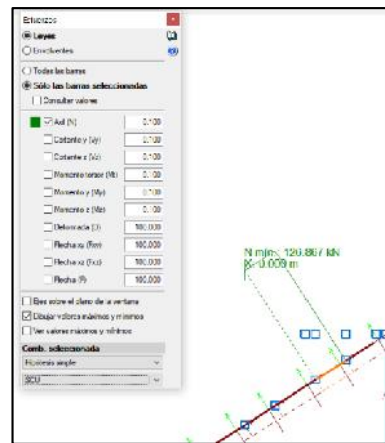


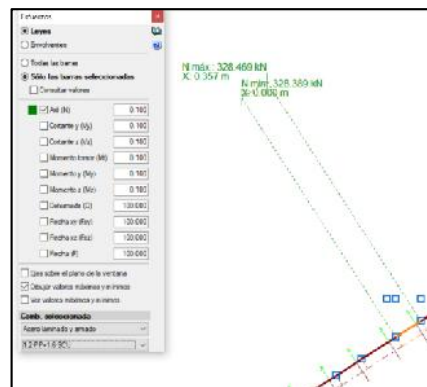
Figura 3-86 Hipótesis simple de sobre carga de uso en barra más solicitada



Combinación de carga Pu

$$Pu = 1.2x 104.569KN + 1.6 x 126.867KN$$

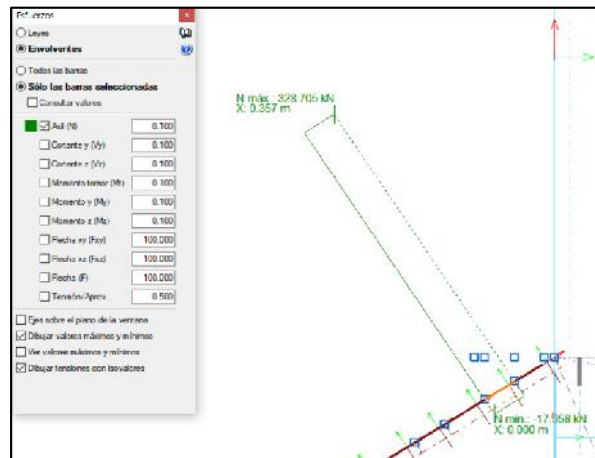
Figura 3-87 Hipótesis de carga combinada



$$P_u = 328.47 \text{ KN}$$

Y, finalmente, para encontrar esfuerzos de compresión y tensión, en la misma barra se determina por medio del programa los esfuerzos por los envolventes.

Figura 3-88 Esfuerzos de compresión y tracción en la misma barra por envolvente



3.7.2 Tamaño estimado de la sección para fluencia a tensión de la sección total

Cabe hacer notar, que el miembro que se utiliza en esta viga es un IPN”260 x 115 x 9.5”, que tiene un área de:

$$A = 44.86 \text{ cm}^2$$

Con el que se debe cumplir la condición:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_1 \times F_y}$$

$$\frac{P_u}{\phi_1 \times F_y} = \frac{329 \text{ KN}}{0.90 \times 25 \text{ KN/cm}^2}$$

$$\frac{P_u}{\phi_1 \times F_y} = 14.62 \text{ cm}^2$$

$$44.86 \text{ cm}^2 \geq 14.62 \text{ cm}^2$$

Cumple!

El rango de tensiones para cargas de servicio no debe exceder el rango de tensiones de diseño calculado de la siguiente forma:

Donde:

Cf = Constante de la Tabla A-3.1 según la categoría de fatiga

FSR= Rango de tensión de admisible, kgf/cm² (MPa)

FTH= Fatiga umbral del rango de tensiones, máximo rango de tensión para la vida de diseño indefinida de Tabla A-3.1, kgf/cm (MPa)

nsr= Número de fluctuaciones del rango de tensión en la vida de diseño

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH}	Punto de Potencial Inicio de Fractura
SECCIÓN 5 - UNIONES SOLDADAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE TENSIONES				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelas a la dirección de la tensión.	B	120×10^8	1125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión.

Tabla A-3.1 de la AISC- Parámetros de diseño por fatiga

3.7.3 Coeficiente según la categoría de fatiga (Cf)

$$C_f = 25000000000$$

3.7.4 Máximo rango de tensión para la vida de diseño (FTH)

$$F_{TH} = 110 \text{ MPa}$$

3.7.5 Número de fluctuaciones del rango de tensión en la vida de diseño (nsr)

Número de veces al día : 50 veces/día

Vida útil del proyecto: 25 Años

$$n_{SR} = N \times T \times 365$$

$$n_{SR} = 50 \times 25 \times 365$$

$$n_{SR} = 456250$$

Entonces:

$$F_{SR} = \left(\frac{25000000000 \times 329}{456250} \right)^{0.333}$$

$$F_{SR} = 270.75 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensión máxima de servicio} = \frac{104.569 \text{ KN} + 126.867 \text{ KN}}{44.86 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Tensión máxima de servicio} = \frac{231.44 \text{ KN}}{44.86 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Tensión máxima de servicio} = 5.159 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Tensión mínima de servicio} = \frac{104.569 \text{ KN} - 17.558 \text{ KN}}{44.86 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Tensión mínima de servicio} = \frac{87.011 \text{ KN}}{44.86 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Tensión mínima de servicio} = 1.94 \text{ KN/cm}^2$$

Intervalo real de esfuerzos

$$5.159 - 1.94 \left(\frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \right) = 3.219 \text{ KN/cm}^2$$

$$32.19 \text{ MPa} < 270.75 \text{ MPa}$$

Cumple!

La resistencia por fatiga de un miembro específico depende del número de ciclos de cambio de esfuerzos, del intervalo de cambio de la carga y del tamaño de los defectos. Por el que, si cambiamos la vida útil de este proyecto al doble, es decir, 50 años, el intervalo de esfuerzos permisible es de 207 MPa; lo cual sigue estando muy por encima del intervalo real de esfuerzos que se da por la hipótesis de carga.

3.8 Evaluación

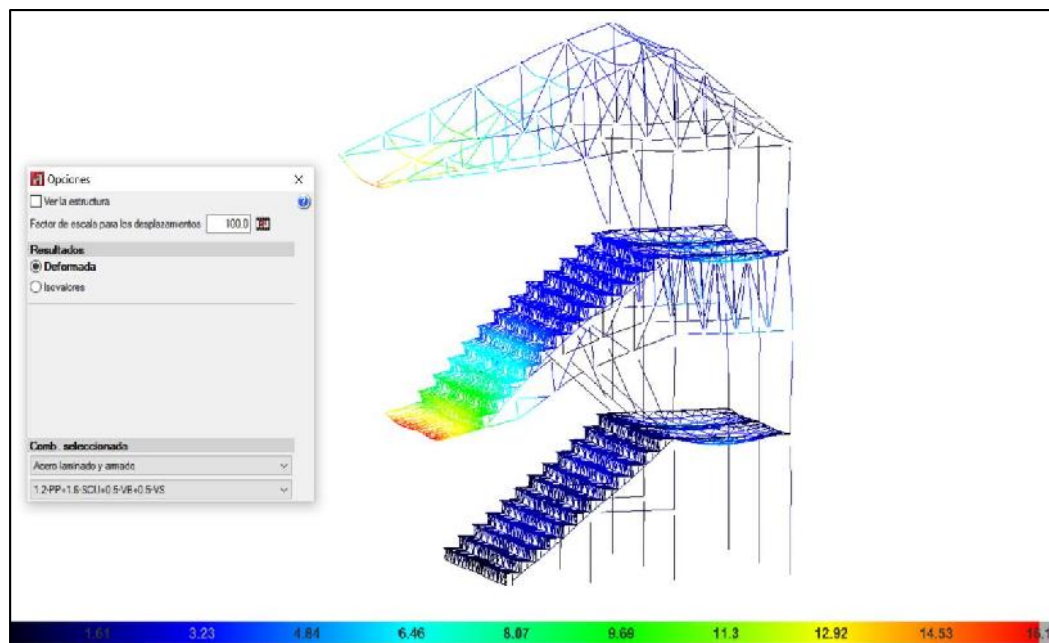
La evaluación incluye la estructura principal y el pasillo que conecta a los dos módulos especificados en el diseño arquitectónico, ya que estos dos conforman la parte más importante de la obra.

3.8.1.1 Evaluación de estructura principal

Tabla 3-38 Evaluación de deformada en estructura principal

Zona evaluada	Deformada
Cubierta	14.61 mm
Graderías primera planta	1.87 mm
Graderías segunda planta	15.34 mm
Pasillo de galpón	5.50 mm

Figura 3-89 Deformada de estructura final - Galería

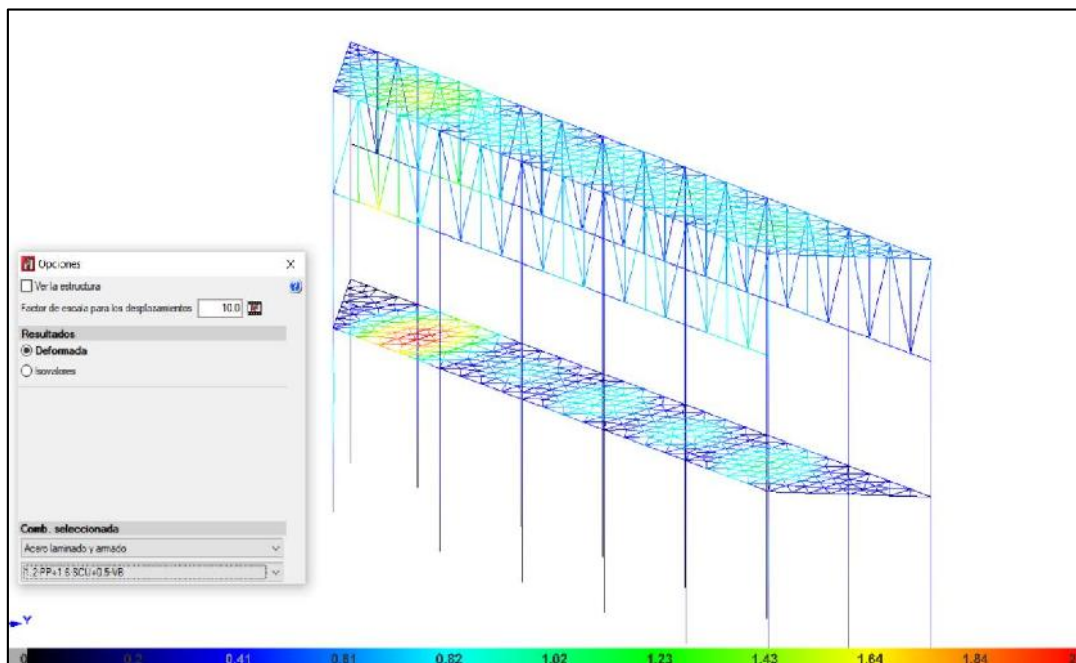


3.8.1.2 Evaluación de pasillo

Tabla 3-39 Deformación de pasillo

Zona evaluada	Deformada
Pasillo único	2.05 mm

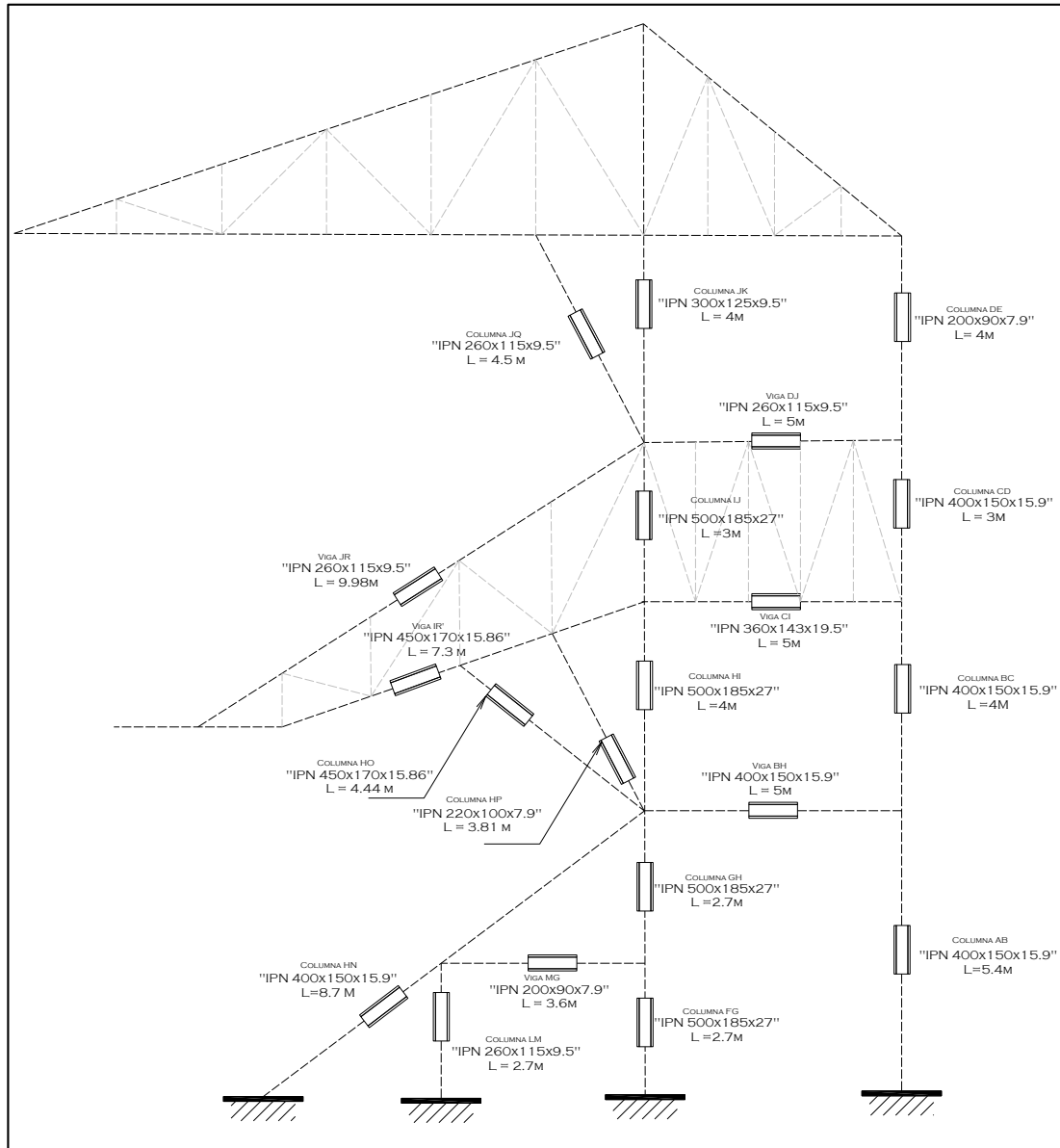
Figura 3-90 Deformada del pasillo conector



3.9 Diseño final

En el diseño final, más concretamente, la estructura principal fue dispuesta de manera que cumpla con las disposiciones constructivas, de manera que no haya columnas más pequeñas que las vigas que se conectan a ella; de esta manera, es que se hace un detallamiento final de la estructura en la siguiente imagen.

Figura 3-91 Disposiciones finales de perfiles principales de la estructura



3.10 Modelo de estructura

Figura 3-92 Modelado de la estructura principal en Cype 3D

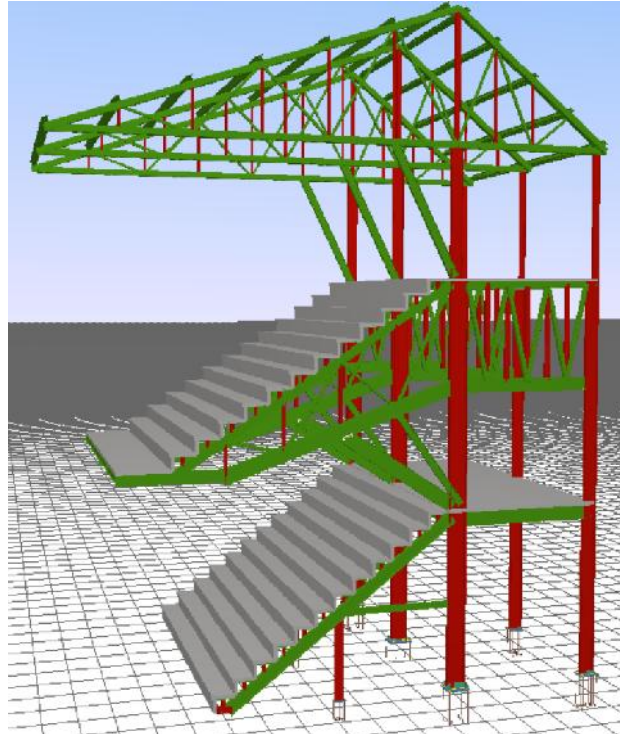
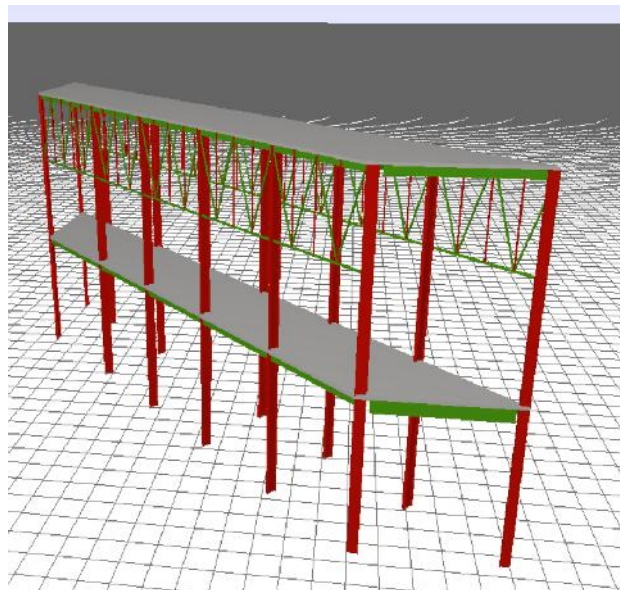


Figura 3-93 Modelado de pasillo conector en Cype 3D



CAPÍTULO IV

4 APORTE ACADÉMICO

4.1 Generalidades

El aporte académico, se basa en la comparación técnica y económica de dos tipos de columnas correspondientes a: Una columna mixta frente a una columna de acero de perfil IPN, aplicadas a la columna central de la planta baja de la edificación, tales columnas son de 5.4 metros de alto.

4.2 Introducción

La columna es el elemento estructural vertical empleado para sostener la carga de la edificación. Es utilizado ampliamente en arquitectura por la libertad que proporciona para distribuir espacios, al tiempo que cumple con la función de soportar el peso de la construcción.

La adecuada selección de su tamaño, forma, espaciamiento y composición influyen de manera directa en su capacidad de carga y economía.

Es por esto que, en este capítulo, se presentan los diseños de dos columnas cargadas axialmente y de esta manera, se analizan los elementos estructurales desde un punto de vista técnico como económico. Se concluye el estudio definiendo qué tipo de columna es más eficiente entre las ya mencionadas.

Un punto importante a ser considerado también es la forma constructiva de estos elementos, la facilidad con la que pueden ser emplazados en obra y la reducción de tiempo en su elaboración, colocado, armado, etc.

4.3 Marco teórico

4.3.1 Columnas de acero

Las columnas son miembros rectos, cuyas longitudes son mucho mayores a su ancho; en este caso, esta columna es un miembro estructural compuesto únicamente de acero estructural, de perfil compacto.

En columnas de acero hay tres modos generales en los que los perfiles pueden fallar, estos son: pandeo flexionante, pandeo local, y pandeo torsionante; el primero tiene que ver con la falla que hay en la columna cuando se vuelve inestable, la segunda se mide por las relaciones ancho espesor y la tercera por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores:

- Tipo de conexión en los extremos.
- Excentricidad de la aplicación de la carga.
- Imperfecciones en el material de la columna.
- Torceduras iniciales en la columna.
- Esfuerzos residuales de fabricación.

El análisis precedente debe mostrar claramente que las imperfecciones en columnas ocasionan flexión en éstas, y se debe considerar los esfuerzos debidos a esos momentos, así como a cargas axiales. En este proyecto se desarrolla el proceso de cálculo tomando en cuenta todos estos factores, donde se analiza las columnas cargadas axialmente y también incluye de los miembros sujetos a una combinación de cargas axiales y de flexión.

4.3.2 Columnas mixtas

Se define como un elemento estructural compuesto de hormigón y acero estructural ambos trabajan conjuntamente, aunque son elementos totalmente diferentes, pero son compatibles y complementarios entre sí. Tienen una combinación de resistencia ideales, ya que el hormigón presenta una resistencia a la compresión y el acero, a la tracción.

El concreto reforzado permite reducir más fácilmente las deflexiones laterales; al mismo tiempo lo ligero y resistente del acero permite usar cimentaciones más pequeñas y de menor peso.

4.3.2.1 Características

- Tienen mayor ductilidad que las columnas de hormigón.
- Soporta cargas mayores.
- Presentan una serie de ventajas en el campo de la arquitectura, estructural y económica.
- Son muy valoradas por los diseñadores actuales y por los ingenieros de la construcción.
- Presentan mayor capacidad de carga.
- Su ductilidad y tenacidad, son adecuadas para zonas sísmicas.
- Tienen mejores características de amortiguamiento.
- Exhiben mayor rigidez lateral de la construcción cuando son parte del sistema que resiste las acciones producidas por el viento o sismo.

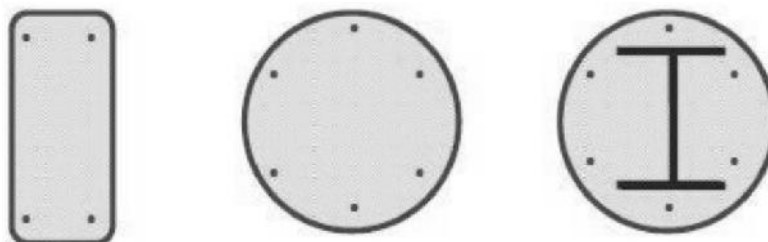
4.3.2.2 Tipos de columnas mixtas

Son los siguientes:

- Pilares de secciones abiertas parcial o completamente embebidas en hormigón.
- Pilares a base de secciones huecas de acero o rellenas de hormigón.

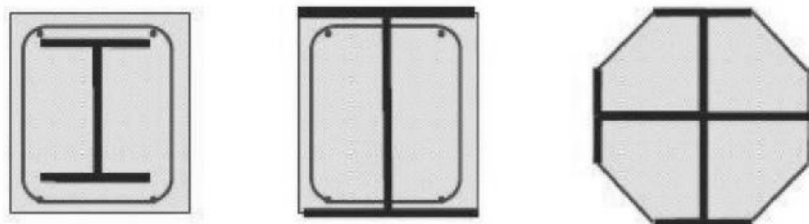
La primera se trata de pilares parcialmente embebidos basados en secciones de acero en I o H, con el espacio existente entre las alas relleno de hormigón. En el caso de los pilares completamente embebidos, la sección de acero se encuentra dentro del hormigón con un recubrimiento mínimo en todo su contorno.

Figura 4-1 Pilares de secciones abiertas embebidas en hormigón



En la segunda categoría, se encuentran aquellos pilares basados en perfiles tubulares de acero de diversa tipología: circulares, rectangulares, cuadrados, ovalados, etc.; que se rellenan de hormigón. El perfil de acero actúa como encofrado del hormigón aumentando notablemente su resistencia a compresión debido al confinamiento.

Figura 4-2 Pilares a base de secciones huecas



4.3.2.3 Limitaciones del material Concreto y acero de refuerzo

El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. Adicionalmente podrán aplicarse las disposiciones del Código ACI 318 con las siguientes excepciones y limitaciones.

4.3.2.3.1 Área del núcleo de acero mínimo

El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.

4.3.2.4 Diámetro mínimo y máximo de aceros de refuerzo

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos el diámetro No. 10

Para barras longitudinales, No. 32 máximo

4.3.2.5 Cuantía mínima de refuerzo longitudinal

La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo ρ_{sr} , debe ser 0,004, donde ρ_{sr} es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Donde:

A_g = Área bruta del miembro compuesto, cm^2 (mm^2)

A_{sr} = Área de barras de refuerzo continuo, cm^2 (mm^2)

4.3.2.6 Espaciamiento de armadura

La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales.

Cuando se emplee armadura transversal, un mínimo de ya sea una barra de 10 mm espaciada a un máximo de 305 mm entre trabas o una barra de 13 mm con un espaciamiento mayor de 406 mm entre trabas deberá ser empleado.

Tampoco debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la columna.

De estas dos condiciones mencionadas debe elegirse la menor para tal limitación.

Tamaño máximo nominal del agregado

El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Resistencia a la compresión del concreto

El concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kg/cm^2 (21 MPa) ni mayor que 715 kg/cm^2 (70 MPa) en concreto de peso normal, y no menor que 215 kg/cm^2 (21 MPa) ni mayor que 430 kg/cm^2 (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

Tensión mínima del acero de refuerzo y del núcleo empleado

La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5.355 kg/cm^2 (525 MPa).

Distancia libre entre el núcleo de acero y armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5db ni de 40 mm.

Espaciamiento vertical entre estribos

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

4.3.2.7 Resistencia a la compresión

La resistencia de diseño de compresión, $\phi_c \times P_n$, de columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna como sigue:

$$\phi_c = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

a) Cuando

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_o \left[0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e}\right)} \right]$$

b) Cuando

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Donde:

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

P_e = carga crítica de pandeo elástico determinada como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{K L^2}$$

$E I_{eff}$ = rigidez efectiva de la sección compuesta, kgf-cm² (N-mm²)

$$E I_{eff} = E_s \times I_s + 0.5 \times E_s \times I_{sr} + C_1 \times E_c \times I_c$$

$$E I_{eff} = 30957.40 \text{ KN m}^2$$

C1 = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta embebida en compresión

$$C1 = 0.1 + 2 \times \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$$

A_c = área de concreto, cm² (mm²)

A_s = área de la sección de acero, cm² (mm²)

E_c = módulo de elasticidad del concreto

E_s = módulo de elasticidad del acero

F_y = tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

F_{ysr} = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo

I_c = momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta

I_s = momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta

I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta

K = factor de longitud efectiva determinada

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro

f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto

w_c = peso del concreto por unidad de volumen ($1,500 \leq W_c \leq 2,500$ kg/cm³)

4.3.2.8 Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión disponible de miembros compuestos embebidos debe ser determinada como sigue a continuación:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

4.3.2.8.1 Resistencia nominal a flexión M_n

Deberá ser determinada con uno de los siguientes métodos:

- (a) Para el estado límite de la primera fluencia (momento de primera fluencia), se determina mediante la superposición de tensiones elásticas en la sección compuesta, considerando los efectos de apuntalamiento.
- (b) Para el estado límite de fluencia (momento plástico), por distribución de tensiones plásticas en la sección de acero solamente
- (c) Para el estado límite de fluencia (momento plástico), se permite por distribución de tensiones plásticas o por el método de compatibilidad de deformaciones en la sección compuesta. Para miembros embebidos en concreto, deben emplearse anclajes de acero.

4.3.2.9 Resistencia al corte

La resistencia de diseño al corte disponible debe ser calculada con base en la resistencia de corte de la sección de acero solamente como se especifica en la sección G de la AISC2005, más la resistencia de corte provista por el acero de refuerzo transversal del concreto; esto implica las siguientes resistencias de corte:

$$V_n = 0.6 F_y A_w + A_{st} F_{yr} \frac{d}{s}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

o

$$V_n = 2\sqrt{f'_c} \cdot bd + A_{st} \cdot F_{yr} \frac{d}{s}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

Ast: Área de barras de refuerzo continuas

D: Profundidad efectiva de la sección de concreto

S: Espaciamiento de las amarras de refuerzo

F_{yr}: Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo

4.4 Diseño y cálculo estructural

4.4.1 Diseño de columna de acero

En el cálculo de las columnas de acero, se harán las verificaciones por compresión, flexión y esfuerzos combinados.

4.4.1.1 Resistencia a la compresión

4.4.1.1.1 Relación de esbeltez

$$\frac{K \cdot l}{r} = \frac{1 \cdot 2.7 \text{ m}}{0.0399 \text{ m}} = 68$$

$$68 < 113$$

La columna se diseñará por pandeo inelástico

4.4.1.1.2 Esfuerzo de pandeo inelástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 431.43 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left[(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 196.16 \text{ Mpa}$$

4.4.1.1.3 Resistencia permisible

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 196.16 \text{ Mpa} \cdot 180.18 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 3534.4 \text{ KN}$$

Verificación

$$\phi * P_n \geq P_u$$

$$\phi = 0.9$$

$$3180.96 \geq 1586.85 \quad \text{Cumple!}$$

$$\eta = 50\%$$

4.4.1.2 Resistencia a la flexión

4.4.1.2.1 Pandeo lateral

$$L_p = 1.76 r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 \times 3.99 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$L_p = 1987.07 \text{ mm}$$

L_b: distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b = 0$$

$$l_b \leq l_p$$

$$0 \leq 1987.07 \text{ mm}$$

El estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

4.4.1.2.2 Fluencia

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

$$M_n = 250 \text{ MPa} \times 3257.76 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 814.44 \text{ KN m}$$

$$M_c = \varphi_b \times M_n$$

$$M_c = 0.9 \times 814.44 \text{ KN m}$$

$$M_c = 733 \text{ KNm}$$

Resistencia a flexión requerida : $M_r = 202.34 \text{ KN m}$

Verificación

$$\eta = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta = \frac{202.34}{733} = 0.276 \leq 1$$

$$\eta = 28 \%$$

4.4.1.3 Esfuerzos combinados

4.4.1.3.1 Verificación a flexión y compresión

$$\text{Para } \frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$$

$$Mrx = 195.62 \text{ KN m}$$

$$Mcx = 733 \text{ KN m}$$

$$Mry = 0.01 \text{ KN m}$$

$$Mcy = 111.73 \text{ KN m}$$

$$Pr = 1583.19 \text{ KN}$$

$$Pc = 3180.96 \text{ KN}$$

$$n = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right]$$

$$n = \frac{1583.19}{3180.96} + \frac{8}{9} \left[\frac{195.62}{733} + \frac{0.01}{111.73} \right]$$

$$n = 74 \%$$

4.4.1.3.2 Verificación a flexocompresión simple

Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión.

$$\eta = \frac{Pr}{Pco} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} \right)^2$$

$$\eta = \frac{1583.19}{3180.96} + \left(\frac{195.62}{733} \right)^2$$

$$\eta = 57\%$$

4.4.1.4 Resumen de verificación de esfuerzos columna de acero

Tabla 4-1 Verificación de esfuerzos en columna de acero

Verificación	η
Resistencia a la tracción	No procede
Esbeltez	$\lambda = 68$
Resistencia a compresión	50 %
Resistencia a flexión	27.6%
Resistencia al corte	6.9%
Resistencia a la flexión y compresión	74%
Resistencia a la flexocompresión simple	57%

4.4.2 Diseño de columna mixta

4.4.2.1 Datos preliminares

4.4.2.1.1 Fuerzas solicitadas en el miembro

Fuerza axial = 1845.79 KN
 Fuerza cortante = 125.51 KN
 Momento = 342.08 KN m

4.4.2.1.2 Longitud de la columna

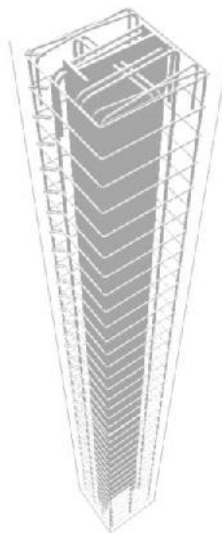
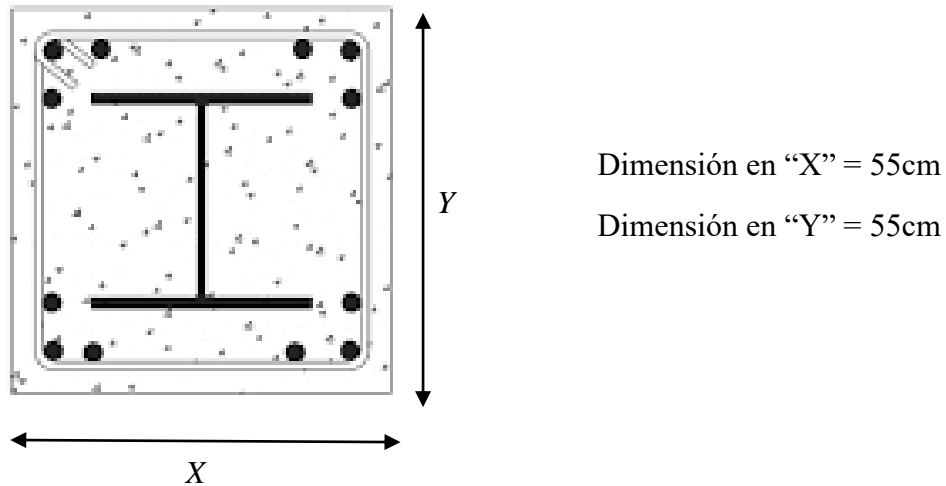


Figura 4-3 Vista 3D de columna mixta

Longitud columna = 2.7 m

4.4.2.1.3 Hormigón



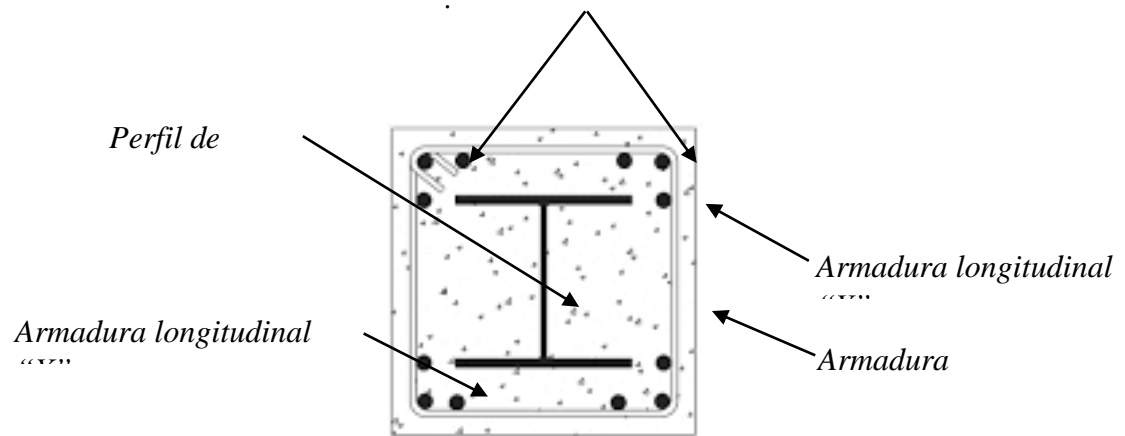
Resistencia a compresión especificada del concreto

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Recubrimiento = $d = 30\text{mm}$

4.4.2.1.4 Acero

Figura 4-4 Referencia de armadura
Armadura longitudinal de



F_y : Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado	250	Mpa
F_{ysr} : Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo	420	Mpa
E_s : Módulo de elasticidad del acero	200000	Mpa

4.4.2.1.5 Armadura longitudinal

Armadura longitudinal de esquina

Cantidad	Diámetro	Área
4	12 mm	113 cm ²

Armadura longitudinal x

Cantidad	Diámetro	Área
4	16 mm	201 cm ²

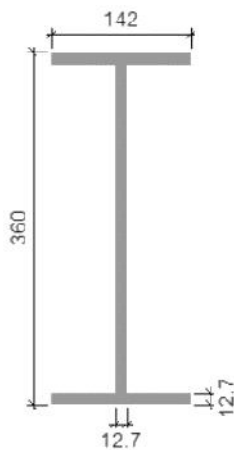
Armadura longitudinal y

Cantidad	Diámetro	Área
2	16 mm	201 cm ²

Armadura transversal

Cantidad	Diámetro mm	Área cm ²	e cm
18	10	1413.72	15

4.4.2.1.6 Perfil de acero



Canto total:	360.0 mm
Canto del ala:	142.0 mm
Espesor del alma:	12.7 mm
Espesor del ala:	12.7 mm
Área sección:	78.56 cm ²
Inercia flexión I _{yy} :	14845.52 cm ⁴
Módulo plástico Z _{yy} :	981.78 cm ³
Inercia flexión I _{zz} :	611.77 cm ⁴
Módulo plástico Z _{zz} :	141.53 cm ³
Inercia a torsión:	42.24 cm ⁴
Módulo de alabeo:	184476.37 cm ⁶

4.4.2.2 Limitaciones del material

4.4.2.2.1 Resistencia a compresión del concreto

$$210 \text{ Kg/cm}^2 \leq 210 \text{ Kg/cm}^2 \leq 715 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

4.4.2.2.2 Tensión de fluencia del acero

La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo es:

$$F_y = 250 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5,355 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$F_{ysr} = 420 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5,355 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

4.4.2.2.3 Área mínima del núcleo de acero

El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.

$$\text{Área total compuesta} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$1\% \text{ Área total compuesta} = 3025 \text{ mm}^2$$

$$7856 \text{ mm}^2 \geq 3025 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

4.4.2.2.4 Espaciamiento de estribos

Los estribos con barras de 10 mm deben tener un espaciamiento máximo de 305 mm, entre trabas o 0,5 veces la menor dimensión de la columna, el que sea menor de estos dos:

$$\text{Espaciamiento máximo} = 305 \text{ mm}$$

$$0.5 \text{ menor dimensión de la columna} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Espaciamiento dispuesto} \leq \text{Espaciamiento máximo}$$

$$150\text{mm} \leq 275\text{mm} \text{ Cumple}$$

4.4.2.2.5 Cuantía mínima

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

A_{sr} = Área de barras de refuerzo continuas = 1658.8 mm²

A_g = Área bruta del miembro compuesto = 302500 mm²

$$\rho_{sr} = \frac{1658.8 \text{ mm}^2}{302500 \text{ mm}^2}$$

$$\rho_{sr} = 0.0055$$

$$0.0055 \geq 0.004 \text{ Cumple}$$

4.4.2.2.6 Espaciamiento de refuerzo longitudinal y transversal

4.4.2.2.6.1 Barras longitudinales

La distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5db, ni de 40 mm el que sea menor de estos dos.

Espaciamiento libre de barras longitudinales = 136.7 mm

Diámetro de barras longitudinales = \emptyset = 16 mm

$1.5\emptyset = 1.5 \times 16\text{mm} = 24 \text{ mm}$ o 40mm el que sea menor

Menor es 24 mm, por lo tanto:

$$\frac{3}{4} \times 136.7 \text{ mm} = 102.5\text{mm} \geq 24 \text{ mm Cumple}$$

4.4.2.2.6.2 Barras transversales

La distancia libre entre barras transversales no debe ser menor de 1.5db, ni de 40 mm, el que sea menor de estos dos.

Espaciamiento libre de estribos = 140 mm

Diámetro de barras longitudinales = \emptyset = 10 mm

$$1.5\emptyset = 1.5 \times 10\text{mm} = 15 \text{ mm} \text{ o } 40\text{mm} \text{ el que sea menor.}$$

Menor es 15 mm, por lo tanto:

$$\frac{3}{4} \times 140 \text{ mm} = 105\text{mm} \geq 15 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

4.4.2.2.7 Distancia entre el núcleo y la barra de acero longitudinal

Deberá existir un espaciamento claro entre el núcleo de acero y el refuerzo longitudinal de un mínimo de 1,5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menos que 38 mm.

$$\text{Diámetro de la barra longitudinal} = \emptyset = 24 \text{ mm}$$

$$1.5\emptyset = 1.5 \times 24\text{mm} = 36 \text{ mm} \text{ o } 38\text{mm}$$

$$39.3\text{mm} \geq 38 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

Diámetro mínimo del estribo

- a) Estribos transversales de por lo menos un diámetro de 10mm.

$$\emptyset 10 \text{ mm} \geq 10\text{mm}$$

- b) Para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo

$$13 \text{ mm} \leq 16\text{mm} \leq 32\text{mm}$$

4.4.2.2.8 Espaciamento de los estribos

El espaciamento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$16 \emptyset \text{ longitudinal} = 256 \text{ mm}$$

$$48 \emptyset \text{ transversal} = 480 \text{ mm}$$

$$\text{Canto menos de la columna compuesta} = 550 \text{ mm}$$

$$256 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \text{ Cumple}$$

4.4.2.3 Resistencia a la compresión

4.4.2.3.1 Coeficiente para la rigidez efectiva para sección compuesta embebida

$$C1 = 0.1 + 2 \times \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.3$$

Donde:

Ac: área de concreto = 292985 mm²

Asr: área de barras de refuerzo continuas = 1659 mm²

As: área de la sección de acero = 7856 mm²

$$C1 = 0.1 + 2 \times \left(\frac{7856}{292985.2 + 7856} \right) \leq 0.3$$

$$0.15 \leq 0.3$$

4.4.2.3.2 Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E_c = 21538 \text{ MPa}$$

4.4.2.3.3 Rigidez efectiva de la sección compuesta

$$EI_{eff} = E_s \times I_s + 0.5 \times E_s \times I_{sr} + C \times E_c \times I_c$$

4.4.2.3.4 Carga crítica de pandeo elástico

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(K \times L)^2}$$

$$K = 1$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 60509.10 \text{ KN m}^2}{(1 \times 2.7)^2}$$

$$P_e = 41911.84 \text{ KN}$$

$$P_{no} = f_y \times A_s + f_{ysr} \times A_{sr} + 0.85 \times f'_c \times A_c$$

$$P_{no} = 7890.52 \text{ KN}$$

4.4.2.3.5 Resistencia de diseño de compresión

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \times [0.658^{P_{no}/P_e}]$$

$$P_n = 7890.52 \text{ KN} \times [0.658^{7890/41911}]$$

$$P_n = 7292.62 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c \times P_n$$

$$P_c = 0.75 \times 7292.62 \text{ KN}$$

$$P_c = 5469.47 \text{ KN}$$

Verificación

$$\phi_c \times P_n \geq P_r$$

$$5469.47 \text{ KN} \geq 1735.15 \text{ KN}$$

$$\eta = 32\%$$

$$\eta_1 = 0.32$$

cumple

4.4.2.4 Resistencia a la flexión

$$M_c = \phi_b \times M_n$$

$$M_n = 518.37 \text{ KN m}$$

$$\phi = 0.90$$

$$M_c = 0.90 \times 518.37 \text{ KN m}$$

$$M_c = 466.54 \text{ KN m}$$

$$M_c \geq M_r$$

$$466.54 \text{ KNm} \geq 316.64 \text{ KNm}$$

$$\eta = 67.9 \%$$

4.4.2.5 Resistencia al corte

4.4.2.5.1 Área del alma

Altura total multiplicada por el espesor del alma

$$A_w = d \times t_w$$

D: altura total = 360 mm

T_w: espesor del alma = 12.7 mm

$$A_w = 360 \text{ mm} \times 12.7 \text{ mm}$$

$$A_w = 4572 \text{ mm}^2$$

4.4.2.5.2 Resistencia nominal de corte

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v$$

C_v: coeficiente de corte del alma = 1

F_y: tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$V_n = 686 \text{ KN}$$

Verificación

$$\phi_v \cdot V_n \geq V_r$$

$$\phi_v = 1$$

$$114.65 \text{ KN} \geq 685.80 \text{ KN}$$

$$\eta = 17 \% \text{ Cumple}$$

4.4.2.6 Verificación a flexión y compresión

$$\text{Para } \frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$$

$$Mrx = 316.64 \text{ KN m}$$

$$Mcx = 466.54 \text{ KN m}$$

$$Mry = 0.13 \text{ KN m}$$

$$Mcy = 369.09 \text{ KN m}$$

$$Pr = 1594.34 \text{ KN}$$

$$Pc = 5469.47 \text{ KN}$$

$$n = \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left[\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right]$$

$$n = \frac{1594.34}{5469.47} + \frac{8}{9} \left[\frac{316.64}{466.54} + \frac{0.13}{369.09} \right]$$

$$n = 90 \%$$

4.4.2.7 Resumen de verificación de esfuerzos columna mixta

Tabla 4-2 Verificación de esfuerzos en columna mixta

Verificación	η
Resistencia a la tracción	No procede
Resistencia a compresión	31.7 %
Resistencia a flexión	67.9 %
Resistencia al corte	16.7 %
Resistencia a la flexión y compresión	90 %

4.5 Aporte

4.5.1 Comparación técnica

Tabla 4-3 Comparación técnica de columna de acero frente a columna mixta

Análisis técnico	Columna de acero	Columna mixta
Proceso productivo	Simple	Complejo
Condiciones climáticas	Regular	Bueno
Cercanía del mercado	Dentro del país	Dentro de la ciudad
Mano de obra	Difícil	Disponible
Mano de obra especializada	No especializada	No especializada
Posibilidad de desprenderse de los desechos	No existen desechos	Posibilidad normal
Riesgos	Aplica en soldadura	Aplica en soldadura
Maquinaria y equipo	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Arco soldador ✓ Grúa 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Arco soldador ✓ Grúa ✓ Hormigonero ✓ Vibradora
Peso	763.8 Kg	3977.7 Kg
Mantenimiento	Cada 5 años	No se realiza mantenimiento
Productividad	Ver imagen 4-3 y 4-4	
Administración	Baja administración.	Mediana administración.
Calidad	Elevada	Depende de mano de obra
Resistencia	Ver tabla 4-4	
Resistencia al fuego	Media	Alta
Corrosión	Altamente corrosivo	No sufre por corrosión
Pandeo	Mayor susceptibilidad	No susceptible
Elasticidad	Muy elástico	Mayor rigidez
Estética	Más esbelta	Común
Dimensiones	50 x 18.5 cm	55 x 55 cm

Figura 4-5 Producto de columna de acero



Figura 4-6 Producto de columna mixta



Tabla 4-4 Cuadro comparativo de resistencias calculadas en ambas columnas

Verificación	Columna mixta η	Columna de acero η
Resistencia a compresión	31.7 %	50 %
Resistencia a flexión	67.9 %	27.6%
Resistencia al corte	16.7 %	6.9%
Resistencia a la flexión y compresión	90 %	74%
Resistencia a la flexocompresión simple	-	57%

4.5.2 Comparación económica

Previo al cómputo métrico de los materiales, se procede a realizar el análisis de precios unitarios de ambas columnas. Los cómputos se encuentran en los planos de detalles.

4.5.2.1 Ítem – Columna de acero “IPN 500 x 185 x 27mm”

4.5.2.1.1 Cuantificación de materiales, mano de obra y equipos

1. MATERIALES			
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
9	Electrodos	m	18
10	Pernos de anclaje	Kg	8.11
2. MANO DE OBRA			
5	Soldador	hr	22.5
6	Especialista en montaje de estructuras metálicas	hr	22.5
7	Ayudante en montaje de estructuras metálicas	hr	13.75
3. MAQUINARIA Y EQUIPO			
1	Arco soldador	hr	10

Tabla 4-5 Cuantificación de materiales, mano de obra y equipos - columna de acero

4.5.2.1.2 Análisis de precios unitarios

Tabla 4-6 Análisis de precios unitarios - Columna de acero

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto: Diseño estructural Multideportivo U.A.J.M.S. Modulo 1: "Estadio"

Actividad: Columna de acero Unidad: m

Cantidad: 1 Moneda: Bolivianos

1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1	Acero estructural	kg	141.44	6.99	988.67
2	Placa de anclaje	m ³	10.40	6.99	72.73
3	Pernos de anclaje	kg	0.36	8.11	2.93
4	Rigidizadores	kg	1.07	6.99	7.47
	Electrodos	m	1	18.00	18.00
TOTAL MATERIALES					1089.79
2. MANO DE OBRA					
1	Especialista en montaje de estructuras metálicas	hr	4.00	22.50	90
2	Ayudante en montaje de estructuras metálicas	hr	4.00	13.75	55
3	Soldador	hr	4.00	22.5	90
SUBTOTAL MANO DE OBRA					235
CARGAS SOCIALES = (55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)					129.25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (14.94% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					54.42
TOTAL MANO DE OBRA					418.67
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	Arco soldador	hr	4.00	10	40
HERRAMIENTAS = (5% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					20.93
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					60.93
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = 10% DE 1 + 2 + 3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					156.94
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = 10% DE 1 + 2 + 3 + 3					
TOTAL UTILIDAD					172.63
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = 3.09% DE 1 + 2 + 3 + 4 + 4					
TOTAL IMPUESTOS					58.68
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)					1957.65
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)					1958.00

La columna de acero estudiada en este análisis de precios unitarios pertenece a una columna de "IPN 500 x 185 x 27mm" por lo que el precio de un metro de esta columna es de 1958 Bs.

4.5.2.1.3 Precio total

Tabla 4-7 Precio total de columna de acero

DESCRIPCIÓN	Longitud total	Precio Unitario	Precio total
	m	Bs	Bs
Columna de acero	5.4	1958.00	10573.2

4.5.2.2 Ítem Columna mixta con perfil de acero IPN “360x142x12.7”

4.5.2.2.1 Cuantificación de materiales mano de obra y equipos

Tabla 4-8 Cuantificación de materiales mano de obra y equipos-Columna mixta

1. MATERIALES			
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	Alambre de amarre	kg	13
2	Arena común	m ³	150
3	Cemento Portland	kg	1.11
4	Clavos	kg	13
5	Grava común	m ³	150
6	Madera de construcción	pza.	8
7	Acero corrugado	kg	8
8	Acero estructural	kg	6.99
9	Electrodos	m	18
10	Pernos de anclaje	Kg	8.11
2. MANO DE OBRA			
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	Albañil	hr	20
2	Ayudante	hr	13.75
3	Encofrador	hr	20
4	Armador	hr	22.75
5	Soldador	hr	22.5

6	Especialista en montaje de estructuras metálicas	hr	22.5
7	Ayudante en montaje de estructuras metálicas	hr	13.75
3. MAQUINARIA Y EQUIPO			
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
1	Arco soldador	hr	10
2	Mezcladora	hr	21
3	Vibradora	hr	14

4.5.2.2.2 Análisis de precios unitarios

Tabla 4-9 Análisis de precios unitarios - columna mixta

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto:		Diseño estructural Multideportivo U.A.J.M.S. Modulo 1: "Estadio"			
Actividad:	Columna mixta	Unidad:	m ³		
Cantidad:	1	Moneda:	Bolivianos		
1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1	Alambre de amarre	kg	2.00	13.00	26
2	Arena comun	m ³	0.45	150.00	67.5
3	Cemento Portland	kg	350.00	1.11	388.5
4	Clavos	kg	2.00	13.00	26
5	Grava comun	m ³	0.92	150.00	138
6	Madera de construccion	pza.	80.00	8.00	640
7	Acero corrugado	kg	78.08	8.00	624.66
8	Acero estructural	kg	205.08	6.99	1433.52
TOTAL MATERIALES					3344.173248
2. MANO DE OBRA					
1	Albañil	hr	10.00	20.00	200
2	Ayudante	hr	17.00	13.75	233.75
3	Enconfrador	hr	18.00	20.00	360
4	Armador	hr	10.00	22.75	227.5
5	Soldador	hr	10.00	22.50	225
6	Especialista en montaje de estructuras metalicas	hr	4.00	22.50	90
7	Ayudante en montaje de estructuras metalicas	hr	4.00	13.75	55
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1391.25
CARGAS SOCIALES = (55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)					765.19
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (14.94% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					322.17
TOTAL MANO DE OBRA					2478.61
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
1	Arco soldador	hr	4.00	10	40
2	Mezcladora	hr	1.00	21	21
3	Vibradora	hr	0.80	14	11.2
HERRAMIENTAS = (5% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					123.93
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					196.13
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = 10% DE 1 + 2 + 3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					601.89
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
UTILIDAD = 10% DE 1 + 2 + 3 + 4					
TOTAL UTILIDAD					662.08
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = 3.09% DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5					
TOTAL IMPUESTOS					225.0411372
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)					7507.93
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)					7508.00

4.5.2.2.3 Precio total

Tabla 4-10 Precio total de columna mixta

DESCRIPCION	Longitud total	Precio Unitario	Precio total
	m ³	Bs	Bs
Columna mixta	1.63	7508.00	12264.32

4.5.3 Análisis del costo

Figura 4-7 Costo total de las alternativas

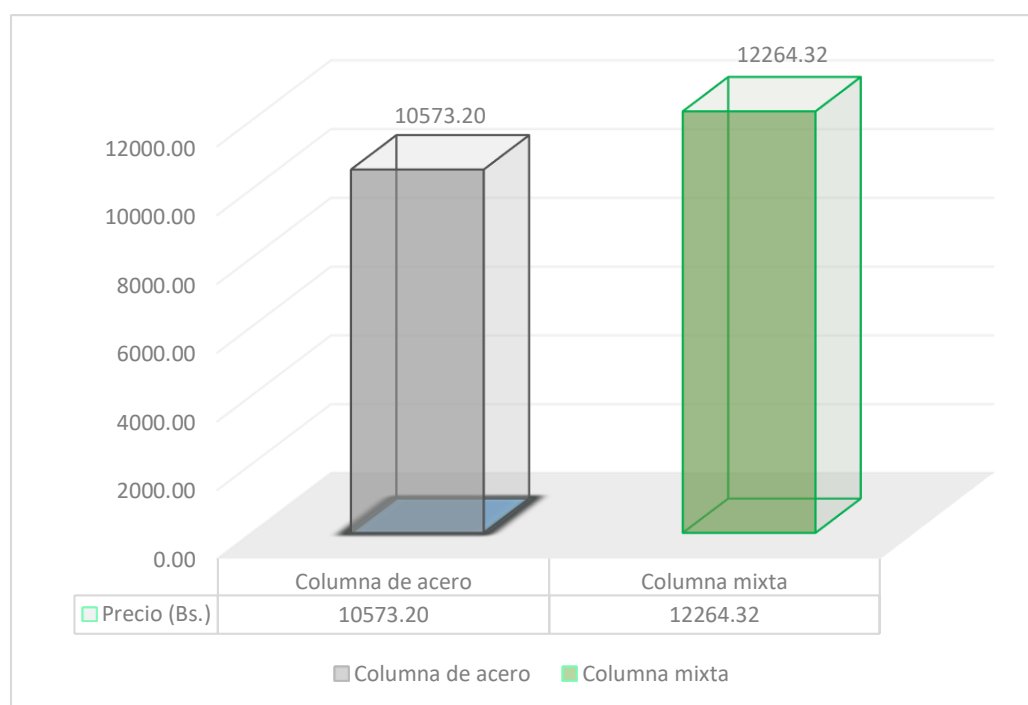
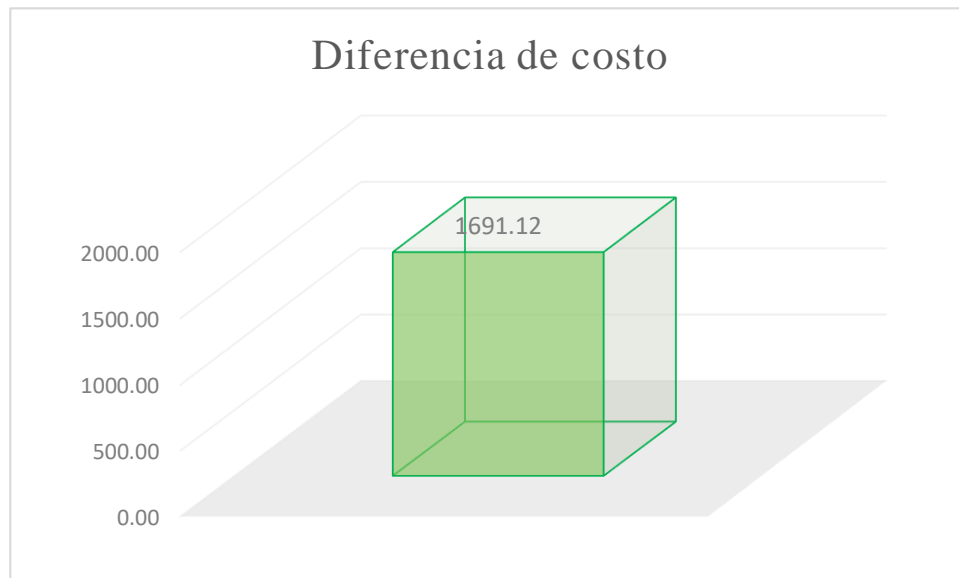


Figura 4-8 Diferencia de costo entre ambas alternativas



4.5.4 Conclusiones del aporte académico

- Si se analiza desde el punto de vista económico, es conveniente construir con columnas de acero antes que, con una columna mixta.
- Desde el punto de vista de resistencia, la columna embebida resiste más esfuerzos a compresión frente a una columna de acero estructural.
- La columna de acero estructural, en el enfoque constructivo, es conveniente cuando se quiere agilizar el tiempo de ejecución de la obra.
- Por otro lado, la columna de acero estructural como ya se había mencionado anteriormente, pertenece a una obra en seco, lo cual constructivamente también es favorable.
- Las columnas de acero son más esbeltas, y estéticamente quedan bien en una estructura convencional.
- Si se hace un análisis de resistencia frente a su peso, la columna de acero es la más conveniente.

CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- A lo largo del proyecto se pudo cumplir con todos los objetivos planteados, excepto con el estudio de suelos.
- La idealización estructural fue clave para continuar con un diseño eficaz, el cual abarca todo lo referido a cargas, resistencia de los materiales, perfiles de acero eficientes y lo más importante es que se sigue manteniendo, casi en su totalidad, la geometría del diseño inicial.
- La adaptación de normas internacionales con respecto a las cargas que se presentan en toda la vida útil del proyecto, fue de gran importancia, para no sobredimensionar la estructura y así no tener mayores gastos económicos.
- Se logró verificar la resistencia admisible de las graderías prefabricadas de este proyecto, con respecto a las cargas de servicio, mediante la comparación de diferentes normas para el diseño de estadios.
- Verificar las deformaciones de la estructura es un análisis poco frecuente en un diseño estructural. En este proyecto se toma consideración de éste análisis, para así evitar que las grandes deformaciones produzcan colapso en la estructura.
- Se logró identificar tres aspectos favorables de la losa metaldeck frente a una losa alivianada convencional, como ser: La similitud entre su peso propio; menor espesor y mayor resistencia de carga.
- La verificación dinámica en este tipo de edificación tiene mucho valor, ya que en la fase de servicio se incorpora una gran cantidad de gente moviéndose y posiblemente saltando, pues así, este tipo de verificación hace más segura a la estructura.
- El estudio de dos tipos de columnas, revela la importancia de plantear diferentes alternativas para reducir costos en una obra de construcción.

5.2 Recomendaciones

- Es de vital importancia pintar todos los elementos de acero, para que estén libres de corrosión.
- Al momento de trasladar las barras de acero estructural es muy importante que se tenga demasiado cuidado, ya que un mal traslado de los elementos, podría causar hasta pequeñas fisuras en sus superficies y acabarían disminuyendo su resistencia real.
- Las rutas de traslado deben estudiarse cuidadosamente, así como consultar a los transportistas con respecto a los pesos y tamaños, pues no deben excederse para su traslado.
- Se debe controlar estrictamente la cantidad de personas que entran en determinadas zonas, si esto no se cumple puede provocar un colapso en la estructura.
- La soldadura debe ser hecha con un especialista que cumpla todas las especificaciones de los planos de este proyecto.
- Para tener mayor seguridad de la capacidad portante del suelo debe hacerse al menos 3 puntos de estudio. Este proyecto presenta un solo punto de estudio, debido a las restricciones con las que cuenta la Universidad.