



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**COMPARACION DE METODOS DE DISEÑOS ENTRE LRFD Y ASD PARA UNA
CERCHA DE ACERO DE UN HANGAR SIMPLE DE 30M DE LUZ**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

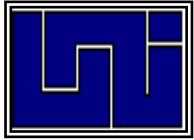
Br. Isaac Mauricio Bolaños Espinoza

Br. Javier Enrique Palma Urbina

Tutor

Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

Managua, Diciembre 2019



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



Managua, Nicaragua
4 de diciembre de 2019

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba.
Decano FTC.

Sus Manos

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del trabajo de MONOGRAFIA titulado: **“COMPARACION DE METODOS DE DISEÑO ENTRE LRFD Y ASD PARA UNA CERCHA DE ACERO DE UN HANGAR SIMPLE DE 30 M DE LUZ”**; elaborado por los bachilleres ISSAC MAURICIO BOLAÑOS ESPINOZA y JAVIER ENRIQUE PALMA URBINA, para optar al título de Ingeniero Civil.

Dicho trabajo fue desarrollado con absoluta independencia y concluyo que el documento es completo y apto para ser presentado por el sustentante, para lo cual solicito se le programe fecha para realizar la Defensa del mismo.

Sin nada más que agregar, me despido,

Atentamente;

MSc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza
Docente Depto de Estructuras
Tutor

Cc/ Interesados
Archivo

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Por haberme dado la vida y estar cada día a mi lado, haciendo que este espacio temporal sobre la tierra se convierta en un reto por superar y aprender. Por lo bendecido que he sido al tener más que lo que merezco. Gracias.

A MI FAMILIA: Mis padres Edmundo Palma y María Urbina por haberme dado su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera, por haber sido ese pilar que me sostuvo todo este tiempo, a Luisa Sandino por haber sido un pilar fundamental al haber creído en mí y motivarme a lo largo de este trayecto.

ASESORES: Le agradezco muy especialmente al ingeniero Carlos Gutiérrez por su valioso apoyo y su conocimiento compartido.

Javier Enrique Palma

Este trabajo se lo dedico a Yahvé, a mis padres, con amor de alcanzar una meta más, a mi hijo para que distinga el esfuerzo y el sacrificio, para que obtenga de ellos la voluntad de no renunciar, y si es necesario empezar de cero, ¡se empieza! Honro a mi familia por todo este tiempo, por su apoyo y motivación.

Isaac Mauricio Bolaños

Resumen del tema

En el caso particular del *capítulo I Aspectos Generales*, se encuentra la base que fundamenta la importancia de realizar esta investigación, la cual está constituida por planteamiento del problema, alcances, limitaciones y justificaciones.

El *capítulo II Generalidades del acero*, se detallan las propiedades químicas y físicas del acero, y se da una breve explicación de la gráfica de esfuerzo y deformación del acero.

El *capítulo III Análisis estático de armaduras*, se describe los diferentes conceptos correspondientes al análisis de cerchas (equilibrio, estabilidad e hipótesis de diseño).

El *capítulo IV Combinaciones de carga* muestra las diferentes combinaciones de carga que propone el reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 y las propuestas por el instituto americano de construcciones de acero (AISC) del año 2005, se realiza una comparación cuantitativa entre ambos documentos por medio de ejemplos prácticos reales.

El *capítulo V Miembros a tensión* y el *capítulo VI Miembros a compresión*, muestra la base teórica sobre el diseño y las distintas metodologías que se deben de seguir para realizar el diseño adecuado de estos miembros.

El *capítulo VII Tipos de conexiones* da la base teórica sobre el diseño de las conexiones por ambas metodologías acorde a lo estipulado en el AISC 2010, ya sean estas empernadas, soldadas o una combinación de ambas. Así mismo se detalle los diferentes tipos de conexiones utilizadas en edificios.

El *capítulo VIII Análisis y diseño de cercha de hangar simple* se pone en práctica toda la base teórica estudiada en los capítulos anteriores por lo cual se analiza y diseña por medio de cálculos manuales una cercha sometida a cargas gravitacionales, para poder establecer una comparación del diseño de acero por cada metodología: Método ASD y método LRFD.

En apartado de *Conclusiones*, se analiza los resultados obtenidos en el capítulo anterior y se llega a establecer las comparaciones de los métodos de diseño, así como también.

El apartado *Recomendaciones*, en este capítulo se sugiere lo que a nuestro punto de vista es necesario considerar al momento del diseñar y escoger un método de diseño apropiado.

Tabla de contenido

Capítulo I: Generalidades	1
1.1. Introducción	2
1.2. Antecedentes	4
1.3. Justificación	6
1.4. Objetivos	7
a) Objetivo general	7
b) Objetivos específicos	7
1.5. Alcances	8
1.6. Limitaciones	9
Capítulo II: Generalidades del acero	10
Capítulo III: Análisis estático de armaduras	14
3.1. Conceptos básicos	15
3.1.1. Equilibrio	15
3.1.2. Estabilidad, determinación externa e interna.	15
3.2. Metodología de análisis	16
3.2.1. Hipótesis de diseño	16
3.2.2. Método de los nudos	16
3.2.3. Método de las secciones	17
3.2.4. Miembro de fuerza cero	17
Capítulo IV: Combinaciones de carga	18
4.1. Definición	19
4.2. Combinaciones de carga según el Reglamento nacional de la construcción RNC-07	19
4.3. Combinaciones de carga según el American Institute of Steel construction (AISC)	21
4.3.1. Método ASD	21
4.3.2. Método LRFD	21
Capítulo V: Miembros a tensión	23
5.1. Comportamiento de los elementos sometidos a tensión	24
5.2. Principio de diseño	25
5.2.1. Área Gruesa	25
5.2.2. Área neta	26
5.2.3. Área efectiva	28

5.3. Metodología de diseño	29
Capítulo VI: Miembros a compresión	32
6.1. Comportamiento de los elementos sometidos a compresión	33
6.2. Metodología de diseño	34
Capítulo VII: Tipos de conexiones	37
7.1. Conexiones atornilladas	38
7.2. Conexiones soldadas	38
Capítulo VIII: Análisis y diseño de cercha	40
8.1. Información general	41
8.2. Geometría de la Cercha	44
8.3. Diseño de perlines	45
8.4. Estimación de cargas y combinaciones para la armadura principal.	49
8.5. Análisis de cercha por el método ASD	51
8.6. Análisis de cercha por el método LRFD	54
8.7. Diseño de elementos de la cercha por los métodos ASD y LRFD	57
8.7.1. Diseño de elementos sometidos a Tensión	57
8.7.2. Diseño de elementos sometidos a compresión	60
8.8. Resumen de resultados	63
9. Conclusiones	64
9.1. Conclusiones	65
10. Recomendaciones	66
10.1. Recomendaciones	67
11. Bibliografía.	68

Capítulo I: Generalidades

1.1. Introducción

La AISC (American Institute of Steel Construction) desde su edición del 2005 proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Estos son el *Diseño con Factores de Carga y Resistencia* (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el *Diseño por Esfuerzos Permisibles* (ASD: Allowable Strength Design). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estado límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. El término *estado límite* se usa para describir una condición en la que la estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita.

Existen dos tipos de estados límite: Los de Resistencia y los de Servicio.

Los estados límite de Resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido.

Los estados límite de servicio definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. **Todos los estados límite deben de evitarse.**

El siguiente trabajo pretende comparar y dar a conocer esas dos metodologías que ofrece el AISC-05 para los diseños a base de acero, dicha comparación servirá para poder evaluar si uno de los métodos presenta alguna ventaja en su uso o es indiferente cual método se usa al momento de diseñar.

La comparación técnica de los métodos se realizará mostrando el proceso de diseño y análisis de una cercha de acero tipo Warren cuyos elementos estarán unidos mediante soldadura, se desarrollará cálculos por cargas gravitacionales para mostrar las diferencias entre los dos métodos, no se asumirá cargas debido a viento o sismo, la cercha pertenece a la estructura de un hangar simple de 30 mts de largo.

En ambos métodos los valores esperados de las cargas individuales (vivas, muertas, viento, ceniza, etc.) se estiman de la misma manera. A estas cargas se les denomina *cargas de servicio o de trabajo*, las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan. El mayor grupo de cargas (en el método ASD) o la mayor combinación lineal de cargas en un grupo (en el método LRFD) se usan entonces para el análisis y diseño.

Combinaciones de carga para el método LRFD

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicados por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos,

los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben de ser mayores a las Resistencias Nominales.

Combinaciones de carga para el método ASD

Con el método ASD, las cargas de servicio generalmente no se multiplican por factores de carga o de seguridad. Más bien, se acumulan, tal como estén, para diversas combinaciones factibles, y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para calcular las fuerzas en los miembros. Estas Fuerzas totales no deben ser mayores que las Resistencia Nominales de los miembros.

La carga de diseño de una estructura se especifica por códigos. Los códigos generales de la construcción y los códigos de diseño. En este caso se utilizará el RNC-07 (reglamento nacional de construcción).

1.2. Antecedentes

Se cree que un arquitecto italiano llamado Andrea Palladio (1508-1580), fue quien primero usó las armaduras modernas, aunque no se conoce la base de sus diseños sus extensas notas sobre arquitectura incluyen descripciones detalladas y dibujos de armaduras similares a las que se usan hoy en día. Después de su época las armaduras se olvidaron por 200 años, hasta que fueron reintroducidas por el diseñador suizo Ulrich Grubermann.

Las construcciones a base de acero estructural datan de años muy remotos como ya se describió anteriormente, pero no fue hasta la fundación del American Institute of Steel Construction (AISC) que comenzó cierto tipo de control tanto en los procesos de diseño como de supervisión de construcciones a base de este material. El American Institute of Steel Construction fue fundado en el año de 1921, es la especificación técnica y organización de comercio no lucrativa para la industria de la fabricación del acero estructural en los Estados Unidos y adoptado por casi todos los países latinoamericanos como especificación para el diseño y control de construcciones de edificios, puentes y temas relacionados al acero estructural. La jefatura y comandancia está a cargo de ejecutivos e ingenieros los cuales tienen su domicilio en Chicago. El instituto es apoyado por 4 clases de membresías: miembros activos en la fabricación, producción y ventas de acero estructural; miembros asociados quienes incluyen constructores, diseñadores, consultores relacionados con la industria, diseñadores de software y fabricantes de productos de acero; miembros profesionales los cuales son individuales o dueños de firmas en la práctica de ingeniería y arquitectura, en esta clase se incluyen profesores de ingeniería y arquitectura; y por último miembros afiliados quienes incluyen contratistas en general, inspectores de edificios y oficiales del código.

El objetivo del instituto es hacer al acero estructural como una opción de material de construcción, para llegar a ser el líder técnico en lo relacionado al acero estructural y actividades de mercado de construcción, incluyen especificaciones y desarrollos de códigos, investigaciones, asistencia técnica, certificación de calidad, estandarización y desarrollo del mercado. El AISC tiene una larga tradición del servicio de la industria de la construcción del acero, suministrando información segura y oportuna. Para lograr estos objetivos, el instituto publica manuales, guías de diseño y especificaciones. Estas especificaciones tienen una alta posición con respecto a la literatura de ingeniería. Lo más excepcional de las especificaciones AISC, son las especificaciones para la construcción con acero estructural y los códigos prácticos para la construcción de edificios y puentes.

La especificación AISC para el diseño de edificios en acero, desde una primera versión realizada en el año 1923, basada en el método de Esfuerzos Admisibles (ASD) ha evolucionado a lo que hoy se denomina el método de diseño basado en Factores de Carga y Resistencia (LRFD), método que fue introducido por primera vez

el año 1986, lo cual hace que la mayoría de las estructuras de acero existentes hayan sido diseñadas por método de esfuerzos admisibles.

En el manual publicado en el 2005 nuevamente se incorpora el método de diseño por esfuerzo admisibles (ASD) junto con el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), lo cual muestra la importancia que tienen ambos métodos y toma en contradicción lo que mucho se pensaba acerca del método ASD (que iba a desaparecer tal como en el método de diseño de estructuras de concreto), de manera tal que actualmente ambos métodos de diseño están normados y origina el uso de ambos métodos en los proceso de diseño de estructuras de acero.

1.3. Justificación

Nicaragua está expuesto a la ocurrencia de muchos fenómenos naturales con potencial de convertirse en desastres, debido a la extensión del país y su situación geográfica los sismos tienen el potencial de ocasionar desastres que generen grandes pérdidas tanto materiales como de vidas, un ejemplo de esto es el sismo de Managua de 1972. Si a lo anterior le sumamos la explosión demográfica que experimenta nuestra capital y la migración de personas hacia la capital en busca de empleo que genera una alta demanda de servicios públicos y viviendas. Esto obliga a que las edificaciones para vivienda y uso público sean diseñadas y construidas de manera que garanticen una alta resistencia ante un evento sísmico

Lo anterior expuesto genera la necesidad de diseños de edificaciones seguras, funcionales y económicas y al mismo tiempo crea una necesidad en los futuros ingenieros de obtener un conocimiento más amplio del diseño de estructuras.

Muchos son los libros y documentos que tratan el tema de la enseñanza de los métodos de diseño de estructuras de acero, pero pocos de ellos se han encargado de comparar las dos metodologías de diseño propuestas por la AISC. Dicha institución provee como alternativa de diseño ambos métodos el LRFD y el ASD dejando a criterio del diseñador la elección del método, esto último genera la pregunta de si acaso ambas metodologías están creadas de tal manera que generan los mismos resultados.

Muchos expertos en la materia afirman que el método de factores de carga y resistencia (LRFD) genera diseños más económicos que el método de esfuerzos admisibles (ASD), lo cual nos lleva a la necesidad de plantear este trabajo. La presente investigación tiene como objetivo iniciar el estudio comparativo de las dos metodologías existentes y utilizadas en los diseños a base de estructuras de acero. Con la finalidad de evaluar que método proporciona los tres requisitos fundamentales: seguridad, funcionalidad y economía se realizara el diseño de una armadura de techo por ambos métodos, sometida únicamente a cargas gravitacionales.

1.4. Objetivos

a) Objetivo general

- Comparar los métodos de diseño entre el LRFD y ASD propuestos por el American Institute of Steel Construction en el manual AISC 360-05 mediante el diseño y análisis de una cercha de acero de un hangar simple, manera de verificar cual metodología resulta más económica

b) Objetivos específicos

- Establecer los parámetros necesarios para solicitaciones de carga bajo las cuales estará sometida la estructura y la aplicación de las metodologías para el análisis y diseño estructural.
- Aplicar el método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design) contemplando las especificaciones de la AISC 360-05, al diseño estructural de una armadura para un hangar simple.
- Aplicar el método de diseño ASD (Allowable Strength Design) contemplando las especificaciones de la AISC-360-05 y el RNC-07, que especifica el método elástico, al diseño estructural de una armadura para un hangar simple.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos.

1.5. Alcances

El presente trabajo Monográfico pretende comparar y dar a conocer de manera técnica las dos metodologías existentes y utilizadas en los diseños a base de acero estructural, las cuales son: El método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD), dicha comparación servirá para poder evaluar que método de diseño proporciona los tres requisitos fundamentales: “seguridad, funcionalidad y economía”, tomando más en cuenta el último requisito como dicho fin de comparación.

La comparación técnica de los métodos se hará mostrando el proceso de diseño de diferentes elementos primarios y secundarios utilizados como estructura de soporte de techos lo cual es muy importante para el conocimiento integral de los ingenieros civiles.

Este trabajo monográfico se ejecutará siguiendo como guía la principal especificación que rige el diseño de estructuras de acero, el American Institute of Steel Construction (AISC) del año 2005 a partir de la cual se proponen nuevamente los dos métodos como alternativas de diseño.

1.6. Limitaciones

El presente trabajo monográfico se limita a la comparación de las metodologías del diseño en acero estructural, aplicados específicamente a una cercha Tipo Warren de un Hangar simple, por lo tanto, no se calcularán cargas de sismo y de viento, el análisis se limitará considerando únicamente cargas Gravitacionales.

Este trabajo se tomará como guía bibliográfica la principal norma que rige el diseño de elementos de acero estructural, el American Institute of Steel Construction (AISC) del año 2005, en la cual desde la edición 2005 se desarrolla ambas metodologías de diseño.

Para la aplicación del ejemplo final de la Cercha a desarrollar se usarán cálculos manuales los cuales se comprobaran mediante un hoja de calculo de Excel.

La cercha será Tipo Warren, con verticales espaciados a 3 m, de los cuales los elementos a ser diseñados por ambas metodologías (método de esfuerzo admisible ASD y método de factores de carga y resistencia LRFD), corresponderán a los estudiados en el presente documento, de manera de poder establecer al final una comparación entre ambas metodologías de diseño.

Capítulo II: Generalidades del acero

El acero es una aleación que está compuesta casi por completo de hierro (generalmente más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El silicio se emplea como desoxidante y actúa como endurecedor, el manganeso facilita el trabajo en caliente y el carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero.

La dureza y la Resistencia del acero aumentan con el porcentaje de carbono. Un incremento del 0.01 % del contenido de carbono causara que la resistencia de fluencia del acero se eleve aproximadamente 0.5 Klb/plg² (Ksi).

Una mayor cantidad de carbono hará que el acero sea más frágil y afectara su soldabilidad. Si se reduce el contenido, el acero se hará, más suave y más dúctil, pero también más débil.

Los elementos como cromo, silicio y níquel producen aceros con resistencias más altas, estos aceros son más caros y no son tan fáciles de fabricar.

Diagrama esfuerzo-deformación en la figura 1.

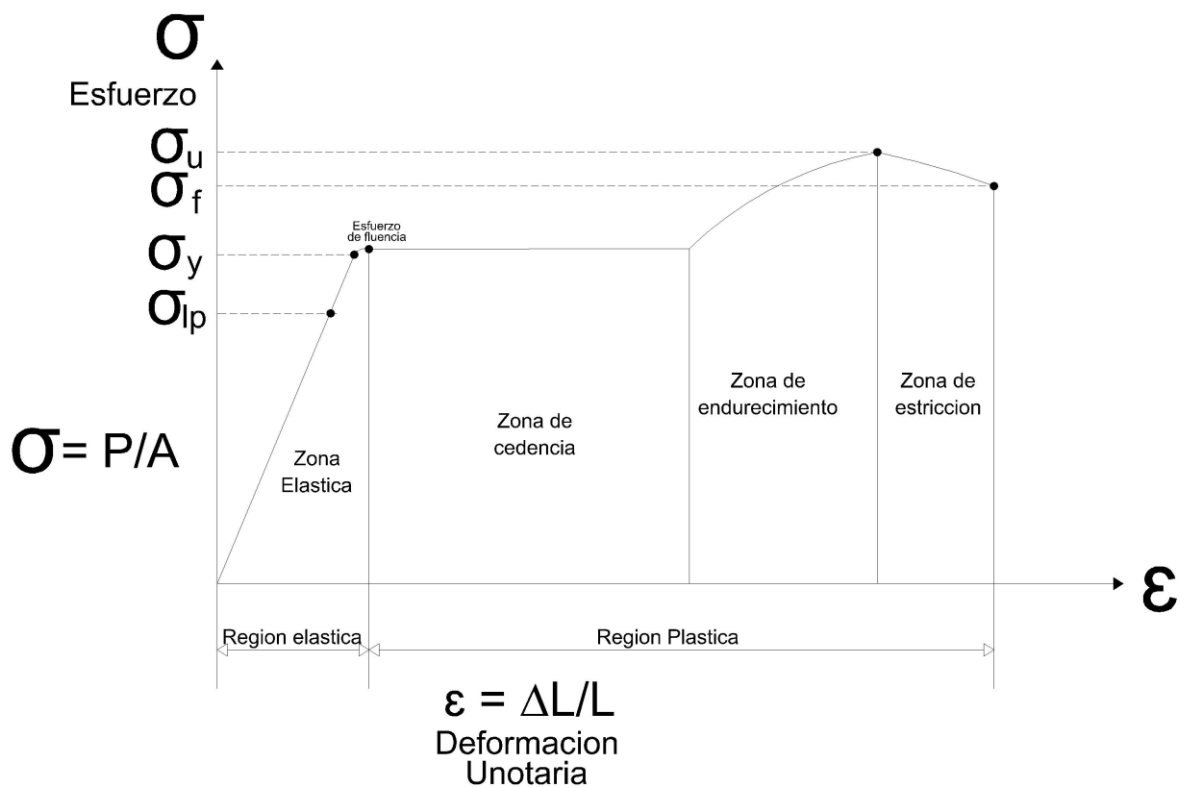


Figura 1.

De la gráfica anterior podemos analizar lo siguiente:

Puntos críticos

Límite de proporcionalidad.

Cuando un material es sometido a un esfuerzo de tracción, al principio trata de oponerse a la deformación y recobrar su forma original.

Límite de elasticidad.

Después del límite de proporcionalidad un material experimenta una deformación aun elástica, eso significa que todavía trata de resistir al esfuerzo y recuperar su forma; sin embargo, este es un punto bastante cercano al punto de fluencia.

El ingeniero utiliza el límite de fluencia de la barra para calcular la dimensión de la estructura, el acero soporta cargas y sobrecargas hasta este punto y vuelve a su condición inicial sin deformación, a esto se le conoce como zona Fluencia Elástica.

Punto de fluencia.

En este punto el material deja su propiedad elástica, el esfuerzo ha superado su capacidad y el material se comportará como un material plástico, no recupera su forma original.

La zona de Fluencia Plástica incrementa su deformación, pero el esfuerzo se mantiene.

Esfuerzo máximo o último.

En este punto el material ha alcanzado su capacidad máxima de resistir al esfuerzo, si la fuerza sigue actuando entonces el material colapsará hasta llegar al esfuerzo de rotura.

Esfuerzo de rotura.

También conocida como el esfuerzo de fractura; este punto es aquella en la que el material sometido al esfuerzo llega a fracturarse de forma permanente.

Regiones.

Región elástica.

Esta comprende desde el inicio hasta el punto del límite de elasticidad, entre el punto inicial y el punto límite de proporcionalidad se cumple la ley de HOOK que establece que la fuerza de tracción es directamente proporcional a la deformación.

Región Plástica.

Esta Región empieza desde que el material llega al punto de fluencia, pasando por el punto de esfuerzo máximo hasta el punto de fractura. En esta región el material sufre una deformación permanente.

Zonas del diagrama esfuerzo-deformación.

Zona elástica.

El material se comporta elásticamente.

Zona de cedencia.

Después del punto de fluencia el material experimenta una deformación permanente plástica con un esfuerzo constante, hasta llegar a un punto en el que para seguir deformando al material requerirá un aumento en la intensidad del esfuerzo que lo deforma.

Zona de endurecimiento.

Después de experimentar una deformación con esfuerzo constante, llega a un punto en que es necesario aumentar el esfuerzo para sacarla de la zona de cedencia, desde que ese aumenta el esfuerzo el material experimenta una deformación y al mismo tiempo un endurecimiento, es decir aumenta su grado de dureza hasta llegar al punto de esfuerzo máximo.

Zona de estricción.

La zona de estricción comprende desde el punto de esfuerzo máximo hasta el punto de esfuerzo de rotura. En esta zona el material no puede soportar ni un esfuerzo constante, solo decreciente, el material empieza a formar un cuello en una región y a partir de ello llega a fracturarse cuando el esfuerzo sigue actuando sobre ella.

Acero ASTM A-36

Es un acero estructural al carbono, utilizado en construcción de estructuras metálicas, puentes, torres de energía, torres para comunicación y edificaciones atornilladas o soldadas.

El A-36 tiene una densidad de 7850 kg/m^3 (0.28 lb/in^3), tiene una un límite de fluencia de 250 Mpa (36 Ksi) y un límite rotura de 410 Mpa (58 Ksi).

Capítulo III: Análisis estático de armaduras

3.1. Conceptos básicos

3.1.1. Equilibrio

Un cuerpo se encuentra en equilibrio estático cuando permanece en estado de reposo ante la acción de unas fuerzas externas.

Las ecuaciones que describen el equilibrio estático son planteadas en la primera ley de Newton y controlan los movimientos del cuerpo en traslación y rotación.

$$\sum \vec{F} = 0 \text{ y } \sum \vec{M} = 0$$

Para estructuras planas basta con plantear tres ecuaciones que representen los tres grados de libertad del cuerpo, dos desplazamientos y una rotación:

$$\sum F_x = 0, \quad \sum F_y = 0, \quad \sum M_o = 0$$

Dado que todos los miembros de la cercha son elementos rectos sometidos a una fuerza axial, localizados en un mismo plano, el sistema de fuerzas que actúa en cada nudo es coplanar y concurrente, el equilibrio rotacional o por momentos se satisface en el nudo y es solo necesario que se satisfaga $\sum F_y = 0$ y $\sum F_x = 0$ para garantizar el equilibrio.

3.1.2. Estabilidad, determinación externa e interna.

Satisfacer la condición de equilibrio donde “b” es el número total de barras, “r” reacciones externas y “j” es el número total de nodos, para la determinación de una cercha simple, compuesta o compleja. Tenemos:

b + r = 2j estáticamente determinada

b + r > 2j estáticamente indeterminada

b + r < 2j inestable

Si $b + r < 2j$, la cercha será inestable, colapsará ya que tendrá un número insuficiente de barras o reacciones para restringir los nudos.

Una estructura (o cercha) es inestable externamente si sus reacciones son concurrentes o paralelas.

La estabilidad interna de una cercha puede revisarse por inspección del arreglo o disposición de sus miembros. Si puede determinarse que cada nudo se mantenga fijo de manera que no pueda moverse como cuerpo rígido con respecto a los otros nudos, entonces será estable.

La naturaleza de construcción de una cercha requiere comenzar con elementos triangular básico y agregar elementos sucesivos que contengan, cada uno, dos miembros adicionales y un nudo cumpliendo el concepto de cercha y estabilidad interna.

3.2. Metodología de análisis

3.2.1. Hipótesis de diseño

Para simplificar el análisis de armaduras y producir una armadura ideal que trabaje solo a fuerzas axiales se formulan cuatro hipótesis fundamentales:

- a. Los miembros de las armaduras están unidos sólo por sus extremos. Esta hipótesis se basa en que los elementos de una armadura pueden soportar reducidas cargas laterales o momento flector.
- b. A pesar de que en realidad los elementos están unidos entre sí por medio de conexiones remachadas o soldadas, se supone que los elementos de una armadura están conectados por pasadores sin fricción.
- c. La armadura sólo está cargada en los nudos. Los elementos de una armadura por lo general son delgados y solo pueden soportar cargas laterales pequeñas; por eso todas las cargas están aplicadas en los nudos y no en el elemento.
- d. Se pueden despreciar los pesos de los miembros.

3.2.2. Método de los nudos

Para analizar o diseñar una cercha, debemos obtener la fuerza en cada uno de sus miembros. Si fuésemos a considerar un diagrama de cuerpo libre de toda la cercha, entonces las fuerzas en los miembros serían fuerzas internas, y no podrían obtenerse a partir de un análisis de equilibrio.

Si en vez de esto consideramos el equilibrio de un nudo de la cercha, entonces una fuerza de miembro se vuelve una fuerza externa en el diagrama de cuerpo libre del nudo, y las ecuaciones de equilibrio pueden ser aplicadas para obtener su magnitud. Esta es la base del método de los nudos.

En todos los casos, el análisis debe comenzar en un nudo que tenga por lo menos una fuerza conocida y cuando mucho dos fuerzas desconocidas.

3.2.3. Método de las secciones

El método de las secciones se usa para determinar las cargas que actúan dentro de un cuerpo. Este método se basa en el principio de que, si un cuerpo está en equilibrio, entonces cualquier parte del cuerpo está también en equilibrio

El método de las secciones puede usarse también para "cortar" o seccionar los miembros de toda una armadura. Si la sección pasa por la armadura y se traza el diagrama de cuerpo libre de cualquiera de sus dos partes, entonces podemos aplicar las ecuaciones de equilibrio a esa parte para determinar las fuerzas del miembro en la "sección cortada".

Como sólo tres ecuaciones independientes de equilibrio $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$

$\sum M = 0$) pueden ser aplicadas a la parte aislada de la armadura, se selecciona una sección que, en general, pase por no más de tres miembros en que las fuerzas sean desconocidas.

3.2.4. Miembro de fuerza cero

El análisis de armaduras usando el método de los nudos se simplifica considerablemente cuando es posible determinar primero qué miembros no soportan carga. Esos miembros de fuerza cero se usan para incrementar la estabilidad de la armadura durante la construcción y para proporcionar soporte si la carga aplicada se modifica. La fuerza cero del elemento significa que no está ni a tensión o compresión. El elemento sirve para amarre y si en algún momento se necesita fuerza el elemento actúa por deformación de la cercha.

Los miembros de fuerza cero de una armadura generalmente pueden ser determinados por inspección de cada uno de sus nudos bajo los siguientes criterios:

- Si tres miembros forman un nudo de cercha en el cual dos de los miembros son colineales, el tercer miembro es un miembro de fuerza cero, siempre que ninguna fuerza exterior o reacción de soporte este aplicada al nudo.
- Si solo dos miembros forman un nudo de cercha y ninguna carga externa o reacción de soporte es aplicada al nudo, los miembros deben ser miembros de fuerza cero.

Capítulo IV: Combinaciones de carga

4.1. Definición

Las combinaciones de carga es la forma de interrelacionar una o más cargas que tengan una prevalida no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Existen diferentes tipos de combinaciones aquellas que relacionan cargas permanentes, cargas permanentes con variables, o cargas permanentes con cargas variables y accidentales

Dependiendo del código por el cual se rijan los diseños estructurales, variaran las combinaciones de carga. Por lo tanto, las combinaciones de carga se adaptan al medio, por ejemplo, en nuestro caso particular no se toman en cuenta la carga de nieve o hielo ya que en nuestro medio no existen estos factores.

A continuación, expondremos las combinaciones de carga usadas por el Reglamento Nacional de la Construcción y las propuestas por el Instituto Americano de construcción de acero.

4.2. Combinaciones de carga según el Reglamento nacional de la construcción RNC-07

El reglamento para la seguridad estructural de las construcciones es el documento legal que rige los diseños y construcciones que se realizan en nuestro país. Esta reglamentación ampara las diferentes normas técnicas que son utilizadas para garantizar la seguridad estructural de las construcciones en Nicaragua. En dicho reglamento se establecen los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución, supervisión y el uso de las construcciones; además se describen de manera específica la clasificación de las cargas, magnitudes, así como se definen el principio de diseño y las combinaciones de cargas a utilizarse para los diferentes diseños.

El reglamento en el Título I estipula los diferentes tipos de carga y da una serie de combinaciones de carga, las cuales serán utilizadas para el diseño de diferentes elementos estructurales, independientemente del tipo de material de construcción. Las combinaciones de carga del reglamento Nacional de la Construcción 2017 se basan en el método de Resistencia Última y Esfuerzos Permisible.

A continuación, se exponen las combinaciones de carga que propone el Reglamento Nacional de la Construcción 2017 en su artículo 15.

Método de resistencia ultima	Método de esfuerzos permisibles
$C_1^u = 1.4(CM)$	$C_1^u = CM + CV + Ps$
$C_1^u = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$	$C_1^u = CM + Ps + (Pz \text{ o } 0.7(Fs))$
$C_1^u = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$	$C_1^u = 0.6(CM) + Pz + Ps$
$C_1^u = 1.2(CM) + Fs + CV$	$C_1^u = 0.6(CM) + 0.7(Fs) + Ps$
$C_1^u = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$	
$C_1^u = 0.9(CM) + Fs + 1.6(Ps)$	

En donde:

CM = carga muerta

CV = carga viva

Fs = Fuerza sísmica horizontal (se considera la acción en ambas direcciones)

Pz = carga o presión de viento

Ps = carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea o la presión de material a granel.

Es de mencionar que el Reglamento Nacional de la Construcción actualmente fue actualizado mediante la incorporación de normas mínimas las cuales son:

- Norma mínima de diseño y construcción general de Acero Estructural
- Norma mínima de diseño y construcción de Concreto Estructural
- Norma mínima de diseño y construcción de Mampostería

4.3. Combinaciones de carga según el American Institute of Steel construction (AISC)

El instituto americano de construcciones de acero (AISC) es la norma líder en los Estados Unidos para el diseño y construcción de estructuras de acero y es el marco de referencia para diferentes normas y/o especificaciones vigentes en cada uno de los países latinoamericano.

Este instituto establece en su especificación publicada en el año del 2005 que es posible utilizar cualquiera de las metodologías que hasta el momento se ha publicado, las cuales son el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el método de factores de carga y resistencia (LRFD). Ambas metodologías son tratadas como independientes y por ende poseen combinaciones de carga y procedimientos de diseños de manera diferente.

4.3.1. Método ASD

Este método se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos diseñados trabajen dentro del rango elástico, de manera matemática se puede representar como:

$$Pa \leq Pn/\Omega$$

Donde:

Pa: es la resistencia requerida determinada por medio del análisis de una serie de combinaciones de cargas. (Estas combinaciones son propuestas por las especificaciones AISC del método ASD)

Pn: es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y comprobados por diferentes pruebas.

Ω : es el factor de seguridad el cual hace que los materiales trabajen dentro de sus estados límites, estos factores son estandarizados por el AISC.

El diseño en base a este método implica la selección de una sección transversal que cumpla los fundamentos básicos del diseño y que esta sección seleccionada vaya a estar expuesta a esfuerzos cuyos valores máximos no excedan los estados límites, es decir, el rango elástico.

4.3.2. Método LRFD

Este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla. De manera matemática la relación que describe el método es la siguiente:

$$Pu \leq \phi Pn$$

Donde:

R_u : es la carga factorizada, lo cual es la máxima de todas las cargas de servicio que resistirán los miembros, cada una de estas cargas es multiplicada por su propio factor de carga los cuales son valores mayores que la unidad y estos son propuestos por el AISC en su metodología LRFD.

R_n : es la resistencia nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y comprobados por diferentes pruebas.

Φ : es el factor de resistencia dado por las especificaciones para cada estado límite.

Las especificaciones AISC del en su tercera edición, propone en la parte 2 “consideraciones generales del diseño” las siguientes combinaciones de carga:

Método ASD	Método LRFD
D	$1.4D$
$D + L$	$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
$D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)$
$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
$D \pm (W \text{ or } 0.7E)$	$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
$D + 0.75(W \text{ or } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$0.9D \pm (1.6W \text{ OR } 1.0E)$
$0.6D \pm (W \text{ or } 0.7E)$	

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva debido a equipo y ocupación.

L_r = Carga viva de techo

S = Carga de nieve

R = Carga de lluvia o hielo

W = Carga de viento

E = Carga por sismo

Capítulo V: Miembros a tensión

5.1. Comportamiento de los elementos sometidos a tensión

Un miembro sometido a fuerzas axiales de tensión no se pandea, por lo que no está sujeto a sobreesfuerzo originado por el pandeo, sin embargo la relación de esbeltez está limitada por razones prácticas con un límite de $L/r \leq 300$ (*Capítulo D DISEÑO DE ELEMENTOS EN TRACCION, Artículo D2 RNC*) ya que estos elementos se pueden ver sometidos a otros tipos de acciones, por ejemplo si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplican cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse, lo cual pueden causar incomodidad y hace que la estructura no cumpla adecuadamente con la servicialidad para la que fue diseñada. Por lo tanto, el único factor que determina el diseño es el área de sección transversal y la relación de esbeltez.

Puede usarse cualquier configuración de sección transversal, ya que como se mencionó anteriormente, para cualquier material el único factor que determina la resistencia de diseño a tensión es el área de su sección transversal. Un miembro dúctil de acero sin agujeros y sometidos a una carga de tensión puede resistir sin fracturarse una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia, todo esto gracias al endurecimiento por deformación.

Si tenemos un miembro sometido a fuerzas axiales de tensión en zona de agujeros para tornillos, esta puede fallar por fractura de la sección neta que pasa por los agujeros, pero esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección gruesa alejada de los agujeros, lo anterior es posible debido a que si el área neta es suficientemente pequeña para que una carga cualquiera que no plastifique el área gruesa pero al mismo tiempo esta área con la carga actuante pueden generar grandes esfuerzo que alcancen la fractura del elemento, esto es que para una carga constante existe un límite inferior de área requerida para alcanzar la fractura de un elemento aunque no se llegue a alcanzar la fluencia del área gruesa.

5.2. Principio de diseño

Dado que un elemento cargado axialmente está sometido a fuerzas de tensión, el esfuerzo de tensión para un miembro cargado axialmente este dado por:

$$F = P/A$$

La falla de un elemento cargado axialmente puede darse por uno de los dos estados límites: fluencia del área gruesa de la sección y deformación excesiva o fractura del miembro.

La ecuación $F=P/A$ es la ecuación que gobierna los estados límites de falla de un elemento sometido a cargas axiales de tensión, de manera que lo que se puede observar es que para una carga constante la variación del modo de falla (que ocurra primero) está dado por el tipo de área de sección transversal sobre la que se aplica la carga, esta puede variar de sección gruesa a sección neta y/o efectiva, según sea el caso. Para el estado límite de fractura, la fluencia ocurrirá primero en la sección transversal neta (antes que ocurra en el área gruesa, dado una carga constante a lo largo del miembro), la deformación dentro de la longitud de la conexión será generalmente más pequeña que la deformación en el resto del miembro en tensión; la razón es que en la sección neta existe una longitud relativamente pequeña del miembro y el alargamiento total que es el producto de la longitud y la deformación unitaria axial (que es una función del esfuerzo). La mayor parte del miembro a tensión tendrá una sección transversal no reducida, por lo que al alcanzar el esfuerzo de influencia sobre el área total se generará un alargamiento total mayor. Esta deformación mayor y no la primera fluencia es lo que es el estado límite de deformación excesiva.

5.2.1. Área Gruesa

Es el área total de la sección trasversal, es decir, el área solida de la sección de un miembro.

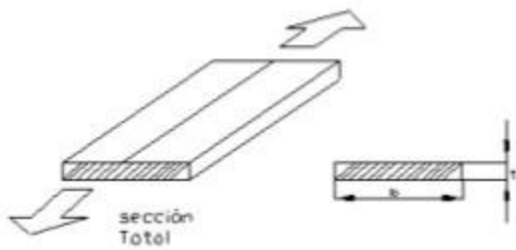


Fig 2. Alacero programa de apoyo a la construcción del acero

5.2.2. Área neta

Es el área obtenida de la reducción del área gruesa producida por la presencia de abertura(s) generadas por ranuras o agujeros en un miembro sujeto a fuerzas axiales de tensión, el cual es común en la parte de las conexiones de dichos elementos a nudos o placas de nudos. En secciones donde no existan perforaciones el area neta es igual al area bruta (*Capítulo B requisitos de análisis y diseño sismo resistente RNC a artículo b25*).

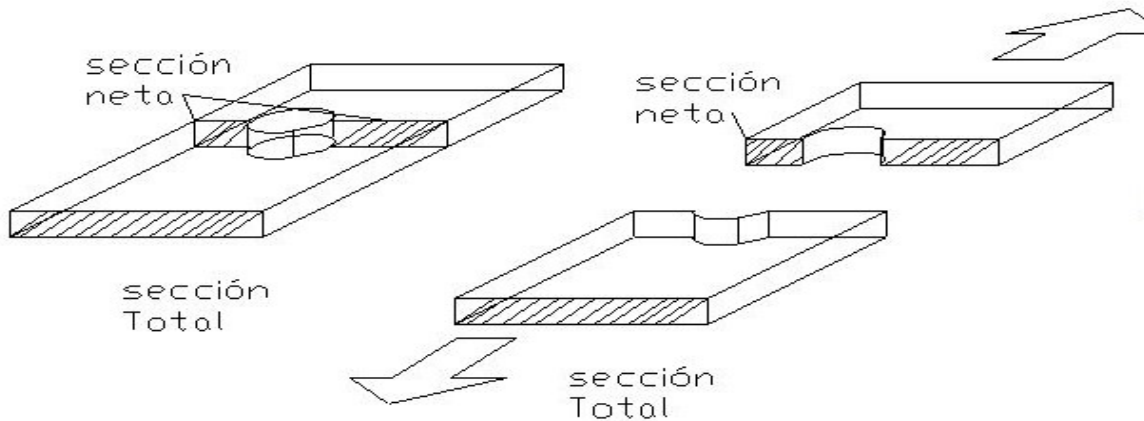


Fig 3. Alacero programa de apoyo a la construcción del acero

El área neta de un miembro en tensión, A_n , se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

En el cálculo del área neta para elementos sujetos a fuerzas de tensión y cortante, el ancho del agujero de un perno será tomado como 1/16" (2mm) a cada lado de la conexión mayor que la dimensión nominal del agujero.

Para tubos HSS ranurados soldados a una placa, el área neta es el área gruesa menos el producto del espesor y el ancho total del material que es removido del agujero.

Para elementos con agujeros alternados que se extienden al otro lado en forma de una línea de zigzag, el ancho neto será obtenido reduciendo el ancho grueso menos la suma de las dimensiones de diámetros o ranuras como se encuentra estipulada en la sección J3.2 "Tamaños y uso de agujeros" de la especificación AISC. El área se calcula sobre una línea posible de falla por investigar y se hace el ancho neto igual al ancho total menos la cantidad " $d - s^2/4g$ " para cada agujero alternado en la cadena, menos "d" para cada agujero no alternado. En la expresión anterior "d" es el diámetro del agujero, "S" es el paso, la cual es la separación de dos agujeros adyacentes en la dirección paralela a la carga y "g" es el gramil, que es la separación transversal perpendicular a la dirección de la carga.

Al determinar el área neta efectiva a través de soldadura de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

5.2.3. Área efectiva

Usualmente cuando se somete un miembro que no sea una barra o una placa plana a esfuerzos de tensión hasta llevarlo a la falla, nos vamos a encontrar que este elemento falla con un esfuerzo en tensión menor al determinado con una probeta de prueba, a menos que se llegue a establecer de manera real que la distribución de esfuerzos a través de toda la sección del elemento es uniforme.

El AISC en su capítulo D3 establece que el área neta efectiva es:

$$A_e = A_n U$$

Donde U es el factor de corte diferido, y es determinado como se muestra en la tabla D3.1 del AISC 2010

5.3. Metodología de diseño

A continuación, se muestran los procedimientos paso a paso para el diseño de elementos de acero sometidos a fuerzas axiales de tensión para cada una de las metodologías de diseño propuestas por el AISC

Método ASD	Método LRFD
<p>Procedimiento de diseño.</p>	<p>Procedimiento de diseño.</p>
<ol style="list-style-type: none"> 1. Se debe hacer la evaluación de aquellas combinaciones de carga en las que existan cargas que estén actuando en el elemento a diseñar. 2. Se debe tener una noción inicial del tipo de conexión a utilizar para la unión de los elementos. 3. Área gruesa: Determinar el área gruesa A_g para resistir el estado límite de deformación excesiva cuya ecuación gobernante es la siguiente: 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se debe hacer la evaluación de aquellas combinaciones de carga en las que existan cargas que estén actuando en el elemento a diseñar. 2. Se debe tener una noción inicial del tipo de conexión a utilizar para la unión de los elementos. 3. Área gruesa: Determinar el área gruesa A_g para resistir el estado límite de deformación excesiva cuya ecuación gobernante es la siguiente:
$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c} \quad \text{Ec.1}$	$P_U \leq \phi P_n \quad \text{Ec.5}$
<p>Para el diseño de elementos en tensión en cuyo caso de falla de deformación es $\Omega=1.67$: entonces la ecuación queda:</p>	<p>Para el diseño de elementos en tensión en cuyo caso de falla de deformación es $\phi=0.90$: entonces la ecuación queda:</p>
$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_y A_g}{\Omega} \quad \text{Ec.2}$	$\phi P_n = \phi F_y A_g \quad \text{Ec.6}$
<p>Donde: Ω=factor de seguridad 1.67 P_a= Es la resistencia requerida en tensión producto de la combinación más desfavorable. A_g= área gruesa de la sección F_y= tensión de fluencia mínima especificada</p>	<p>Donde: ϕ =factor de reducción de 0.90 P_U= Es la carga última de tensión producto de la combinación más desfavorable. A_g= área gruesa de la sección F_y= tensión de fluencia mínima especificada</p>
<p>Despejando de la ecuación 1 y 2 tenemos que el área gruesa mínima es:</p>	<p>Despejando de la ecuación 5 y 6 tenemos que el área gruesa mínima es</p>
$A_{gmin} = \Omega P_a / F_y$	$A_{gmin} = P_U / \phi F_y$

<p>4. Área neta o neta efectiva: determinar el área neta o neta efectiva (según sea el caso) necesaria para evitar el segundo estado límite de fractura. Cuya ecuación gobernante es la siguiente:</p> $P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c} \text{ Ec.1}$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado de falla es fractura $\Omega=2.0$. Para ruptura en tensión en la sección neta la ecuación es la siguiente:</p> $P_n = F_u A_e \text{ Ec.3 AISC D.2}$ <p>Sustituyendo</p> $A_e = 2 \frac{P_a}{F_u}$ <p>Donde: Fu= esfuerzo último del acero Ae= área neta o área neta efectiva según sea el caso</p> <p>5. Relación de esbeltez: aunque la esbeltez no se aplica a miembros en tensión, el AISC en su sección B7 sugiere una relación máxima de esbeltez de 300. La limitación de esbeltez está dada por la siguiente ecuación:</p> $L/r \leq 300$ <p>Donde: L= longitud del miembro a tensión r= radio de giro mínimo de la sección transversal</p> <p>6. Selección del elemento adecuado: de la tabla de propiedades de los perfiles y con base a la información obtenida hasta este punto (área</p>	<p>4. Área neta o neta efectiva: determinar el área neta o neta efectiva (según sea el caso) necesaria para evitar el segundo estado límite de fractura. Cuya ecuación gobernante es la siguiente:</p> $P_U \leq \phi P_n \text{ Ec.5}$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado de falla es fractura $\phi=0.75$ Para ruptura en tensión en la sección neta la ecuación es la siguiente:</p> $P_n = F_u A_e \text{ Ec.3 AISC D.2}$ <p>Sustituyendo</p> $A_e = 1.33 \frac{P_a}{F_u}$ <p>Donde: Fu= esfuerzo último del acero Ae= área neta o área neta efectiva según sea el caso</p> <p>5. Relación de esbeltez: al igual que en el método ASD la relación de esbeltez no tiene importancia de diseño más que por práctica común y recomendada. La limitación de esbeltez está dada por la siguiente ecuación:</p> $L/r \leq 300$ <p>Donde: L= longitud del miembro a tensión r= radio de giro mínimo de la sección transversal</p> <p>6. Selección del elemento adecuado: de la tabla de propiedades de los perfiles y con base a la información obtenida hasta este punto (área</p>
--	--

<p>gruesa o neta y el radio de giro mínimo) seleccionar el perfil más ligero posible.</p> <p>7. Verificación del perfil seleccionado: luego de haber seleccionado el perfil más ligero, se calcula la fluencia de la sección neta del elemento seleccionado:</p> $P_n = F_y A_g \text{ Ec.4}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{P_n}{\Omega}$ <p>Y se comprueba que se cumpla la condición de la ecuación 1:</p> $P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$	<p>gruesa o neta y el radio de giro mínimo) seleccionar el perfil más ligero posible.</p> <p>7. Verificación del perfil seleccionado: luego de haber seleccionado el perfil más ligero, se calcula la fluencia de la sección neta del elemento seleccionado:</p> $P_n = F_y A_g \text{ Ec.4}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{P_n}{\Omega}$ <p>Y se comprueba que se cumpla la condición de la ecuación 1:</p> $P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$
--	--

Capítulo VI: Miembros a compresión

6.1. Comportamiento de los elementos sometidos a compresión

Unos de los miembros que trabajan a compresión son las cuerdas superiores de armaduras y el más conocido es la columna. Las columnas son miembros verticales rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que su ancho.

Las cargas de tensión tienden a mantener recto al elemento, en cambio las cargas de compresión tienden a pandearlo, aspecto que es muy importante.

Las pruebas demuestran que todas, excepto las columnas muy cortas, fallan bajo esfuerzos P/A que se encuentran muy por debajo del límite elástico del material. Entre más larga sea la columna para una misma sección transversal, la tendencia a pandearse es mayor y menor será la carga que pueda soportar.

El pandeo de un miembro se mide por lo general con la relación de Esbeltez, que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. Sin embargo, la tendencia al pandeo de las columnas no solo depende de la relación de esbeltez donde se encuentra la longitud, sino también de otros factores como el tipo de conexión en los extremos, excentricidades de la carga, torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales, etc.

6.2. Metodología de diseño

A continuación, se muestran los procedimientos paso a paso para el diseño de elementos de acero sometidos a fuerzas axiales de tensión para cada una de las metodologías de diseño propuestas por el AISC

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE SEGUN LRFD:
<p>1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida la columna (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas.</p>	<p>1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida la columna (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas.</p>
<p>2. Luego se procede a encontrar el valor del factor de longitud efectiva "K", utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de restricciones con la que se encuentre la columna y además si dicha columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no. Sin embargo, se sabe que la longitud efectiva de una columna puede variar en cada eje, si un miembro en compresión está soportado de manera diferente con respecto a cada uno de sus ejes principales. Cabe aclarar que las tablas 4-1 de cargas para columnas del AISC 2005, se basan en la longitud efectiva respecto al eje "Y", sin embargo, puede desarrollarse un procedimiento para usar las tablas con respecto al eje "X", lo cual se describe en el siguiente paso.</p>	<p>2. Luego se procede a encontrar el valor del factor de longitud efectiva "K", utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de restricciones de apoyo en la que se encuentre la columna, y si dicha columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no. Sin embargo, la longitud efectiva de una columna puede variar en cada eje si un miembro en compresión está soportado de manera diferente con respecto a cada uno de sus ejes principales. Cabe aclarar que las tablas 4-1 para el diseño de columnas del AISC 2005, se basan en la longitud efectiva respecto al eje "Y", sin embargo, puede desarrollarse un procedimiento para usar dichas tablas con respecto al eje "X", el cual se describe en el siguiente paso.</p>
<p>3. Una vez encontrado el valor de longitud efectiva "KL" para cada eje y con la carga factorizada del paso 1, se procede a entrar a la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método ASD que se encuentra en el AISC, en esta tabla se entra con el valor de "K_yL" y la carga factorizada, se selecciona varios perfiles</p>	<p>3. Una vez encontrado el valor de longitud efectiva "KL" para cada eje y con la carga factorizada del paso 1, se procede a entrar a la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método LRFD que se encuentra en el AISC, en esta tabla se entra con el valor de "K_yL" y la</p>

de prueba, en el cual cada perfil seleccionado se debe verificar su resistencia con el valor longitud efectiva con respecto al eje "K_xL", si la longitud efectiva con respecto al eje X da mayor que con respecto al eje Y, quiere decir que la resistencia del perfil va a estar gobernado con respecto al eje X, de manera que se debe seleccionar otro perfil entrando nuevamente en la tabla 4-1 por el método ASD con una longitud efectiva idealizada con respecto al eje Y $[K_x L / (r_x / r_y)]$, y así se debe verificar nuevamente cual eje gobierna la resistencia del perfil seleccionado.

Siempre el mayor valor de longitud efectiva (sea el eje X o Y) que dé del perfil seleccionado determinara la resistencia del perfil seleccionado.

4. Con todos los perfiles seleccionados se realiza una lista de estos, de tal manera de determinar cuáles son los menos pesados de su serie y escoger aquel cuyo peso sea el menor, resultando este el perfil de diseño.

5. Ahora bien cuando se quiera utilizar perfiles que no se encuentran tabulados en la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método ASD se puede proceder a asumir una relación de esbeltez en cuya practica anda entre 40 y 60, para longitudes de columnas de entre 10 y 15 pies respectivamente, y luego entramos a la tabla 4.22 del AISC para la determinación de resistencia F_{cr} en función de la relación de esbeltez, para luego con la carga dividida por el factor de seguridad "P_n/Ω" se encuentra el área necesaria para soportar dichas cargas:

$$A_g = P_n / (F_{cr}) (\Omega) \text{ (Ec. 4.9)}$$

carga factorizada, se selecciona varios perfiles de prueba, en el cual cada perfil seleccionado se debe verificar su resistencia con el valor longitud efectiva con respecto al eje "K_xL", si la longitud efectiva con respecto al eje X da mayor que con respecto al eje Y, quiere decir que la resistencia del perfil va a estar gobernado con respecto al eje X, de manera que se debe seleccionar otro perfil entrando nuevamente en la tabla 4-1 por el método LRFD con una longitud efectiva idealizada con respecto al eje Y $[K_x L / (r_x / r_y)]$, y así se debe verificar nuevamente cual eje gobierna la resistencia del perfil seleccionado.

Siempre el mayor valor de longitud efectiva (sea el eje X o Y) que dé del perfil seleccionado determinara la resistencia del perfil seleccionado.

4. Con todos los perfiles seleccionados se realiza una lista de estos, de tal manera de determinar cuáles son los menos pesados de su serie y escoger aquel cuyo peso sea el menor, resultando este el perfil de diseño.

5. Ahora bien cuando se quiera utilizar perfiles para columnas que no se encuentran tabulados en la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método LRFD se puede proceder a asumir una relación de esbeltez en cuyo practica anda entre 40 y 60, para longitudes de columnas de entre 10 y 15 pie respectivamente, y luego entramos a la tabla 4.22 del AISC para la determinación de resistencia $\phi_c F_{cr}$ en función de la relación de esbeltez, para luego con la carga factorizada "P_u" se encuentra el área necesaria para soportar dichas cargas:

<p>Luego se selecciona un perfil que satisfaga este requisito de área, y para dicho perfil seleccionado se calcula F_{cr} y P_n, si la resistencia de diseño es muy cercana al valor requerido puede ensayarse el siguiente tamaño tabulado.</p>	<p>$A_g = P_u / \phi_c F_{cr}$ (Ec. 4.8)</p> <p>Luego se selecciona un perfil que satisfaga este requisito de área, y para dicho perfil seleccionado se calcula F_{cr} y $\phi_c P_u$, si la resistencia de diseño es muy cercana al valor requerido puede ensayarse el siguiente tamaño tabulado.</p>
--	---

Capítulo VII: Tipos de conexiones

7.1. Conexiones atornilladas

Para formar uniones desmontables, así como para lograr una mayor velocidad de ejecución de las uniones, se utilizan los tornillos.

Se distinguen tres clases de tornillos: Los ordinarios o tornillos negros; los calibrados o ajustados y los de alta resistencia, que tienen su estudio separado, ya que producen una unión diferente a los dos primeros.

Para estructuras, y para tornillos de diámetros entre 20 y 30 mm, se admite una holgura de 0,3 mm entre espiga y agujero. Tornillos ordinarios; los tornillos que no cumplen las condiciones indicadas anteriormente para los tornillos calibrados se designan como tornillos negros u ordinarios.

Arandelas; es obligatorio su uso, para evitar que la rosca o su terminal penetren en el agujero y se produzcan tensiones adicionales a las calculadas por aplastamiento. Cuando la construcción esté solicitada por esfuerzos dinámicos, se emplearán arandelas de seguridad. Agujeros; estos tendrán un diámetro de agujero 1 mm mayor que el nominal del tornillo, o sea, que el de su espiga, redondeando el valor en milímetros.

Los tornillos hacen de nuevo su aparición en el campo de las construcciones metálicas en su modalidad de tornillos de alta resistencia, pretensados. Dado el concepto de su utilización, puede considerarse como una técnica de enlace relativamente nueva.

Una junta de este tipo hace trabajar al tornillo a tracción y a la junta en sí por rozamiento, a causa de la gran presión de contacto que engendra la apretadura del tornillo. Se producen uniones aptas para resistir toda clase de solicitaciones, incluso momentos, y por tanto pueden utilizarse para la formación de nudos rígidos.

7.2. Conexiones soldadas

En 1910 irrumpe en el mundo de la construcción metálica una nueva técnica de enlace: La soldadura. Conocida desde antes, no hace su entrada hasta ese año porque entonces se desarrollan los electrodos revestidos que depositan un metal de altas características mecánicas.

La soldadura es un proceso que unen partes metálicas mediante el calentamiento de superficies a un estado plástico o fluido

Soldar es unir dos piezas de igual o distinta naturaleza mediante una perfecta unión entre ellas, casi siempre con la aportación de calor, con o sin aplicación de presión, y con o sin empleo de material de aportación, pudiendo tener este la misma o distinta composición que los metales a unir.

Fue un arte en la antigua Grecia por lo menos 3000 años, pero esta se practicó durante muchos siglos antes de aquellos días.

El procedimiento de soldadura más antiguo entre los conocidos es el de soldadura por forja, que consiste en calentar las piezas a unir hasta su punto de fusión, para luego unir las entre sí por presión.

En 1801 Sir Humphrey Davy descubrió como crear un arco eléctrico al acercar dos terminales de un circuito eléctrico de voltaje relativamente alto.


El código de soldadura de la sociedad americana de soldadura es el estándar generalmente reconocido para soldar en Estados Unidos. La especificación del AISC establece claramente que las Normas del código AWS son aplicables bajo la Especificación del AISC.

Capítulo VIII: Análisis y diseño de cercha

8.1. Información general

Propietario: Aeropuerto Internacional Augusto C. Sandino.

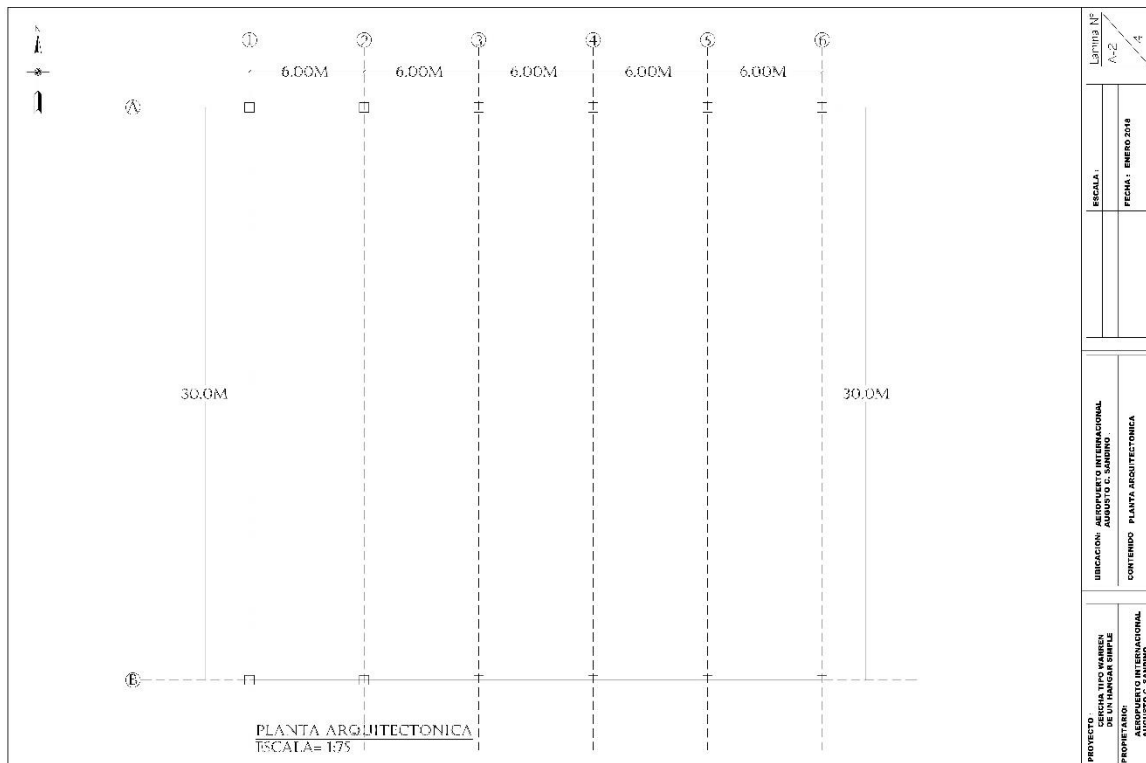
El proyecto se localiza en el Aeropuerto Internacional Augusto C. Sandino en la ciudad de Managua. Se realizará el diseño de una Cercha (Tipo Warren) de 30m de luz para un Hangar Simple que estará limitado por las dimensiones del avión que aloja. Estas medidas limitaran la altura, la anchura de y la longitud de la avioneta². Por tanto, se decide construir un hangar con unas dimensiones de 30 metros de largo y 30 metros de ancho, con una altura libre de 10 metros.

<p>PROYECTO:</p> <p style="font-size: 1.2em;">Cercha Tipo Warren de un Hangar simple</p>		<p>Lamina N°</p> <p>A.1</p>								
<p>INFORMACION GENERAL</p>		<p>INDICE DE LAMINAS</p>								
<p>PROPIETARIO : AEROPUERTO INTERNACIONAL AUGUSTO C. SANDINO</p>		<p>ESCALA:</p> <p>FECHA: ENERO 2018</p>								
<p>AREA TOTAL : 900.00 mts2</p>										
<p>USO: ESTRUCTURA TIPO A. (TERMINALES DE TRANSPORTE)</p>		<p>UBICACION: AEROPUERTO INTERNACIONAL AUGUSTO C. SANDINO.</p> <p>CONTENIDO: LOCALIZACION Y INFORMACION GENERAL</p>								
<p>LUGAR: AEROPUERTO INTERNACIONAL AUGUSTO C. SANDINO</p>										
<p>TIPO DE CONSTRUCTIVO: LA CUBIERTA DE TECHO ES UNA LAMINA METALICA TIPO ZINC SOPORTADA POR PERFILES METALICOS APOYADOS EN CERCHAS DE PERFILES METALICOS. LAS CERCHAS SE APOYAN EN LAS COLUMNAS . LA CUBIERTA DE TECHO ES A DOS AGUAS CON PENDIENTE DE 20 %</p>		<p>N° DE HOJA</p>								
		<p>CONTENIDO</p>								
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">A1-4</td> <td>LOCALIZACION Y INFORMACION GENERAL</td> </tr> <tr> <td>A2-4</td> <td>PLANTA ARQUITECTONICA</td> </tr> <tr> <td>A3-4</td> <td>PLANTA DE TECHO</td> </tr> <tr> <td>A4-4</td> <td>DETERMINACION DE UNION DE CERCHAS Y DETALLES</td> </tr> </table>	A1-4	LOCALIZACION Y INFORMACION GENERAL	A2-4	PLANTA ARQUITECTONICA	A3-4	PLANTA DE TECHO	A4-4	DETERMINACION DE UNION DE CERCHAS Y DETALLES
A1-4	LOCALIZACION Y INFORMACION GENERAL									
A2-4	PLANTA ARQUITECTONICA									
A3-4	PLANTA DE TECHO									
A4-4	DETERMINACION DE UNION DE CERCHAS Y DETALLES									
<p>PLANO DE LOCALIZACION</p>		<p>PROYECTO: CERCHA TIPO WARREN DE UN HANGAR SIMPLE</p> <p>PROPIETARIO: AEROPUERTO INTERNACIONAL AUGUSTO C. SANDINO</p>								
										

Esfuerzos de Cálculo Asumidos:

Acero Estructural: A-36; $F_y = 36,000$ psi, 2532 Kg/cm²

Planta Arquitectónica

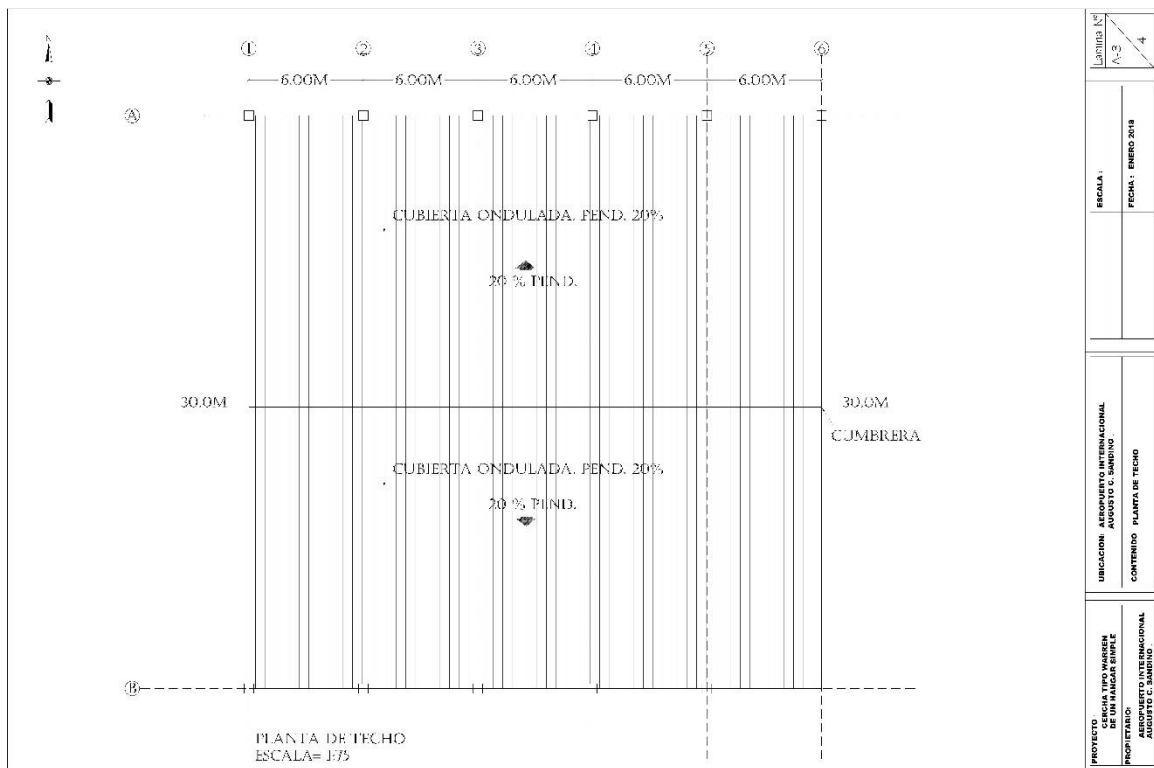


El Hangar es un lugar utilizado para guardar Aeronaves, situados en los Aeródromos, es una estructura cerrada como un garaje, pero para aviones, protege a la aeronave del clima y el daño solar. Las medidas de un hangar simple³ son 30m de ancho para un avión pequeño.

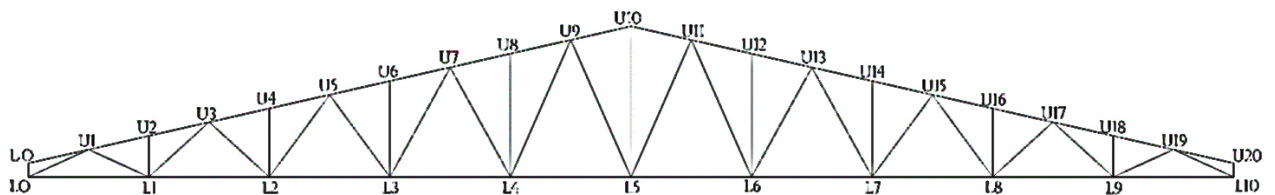
Los hangares simples son edificios con una luz típica de hasta 30 m. Idóneas para aplicaciones de aeronaves ligeras y pequeñas, son rápidas de construir y económicas en cuanto a los costos.

Planta de Techo:

Se propone una pendiente del 20%.



Nomenclatura y simetría de la Cercha Warren:

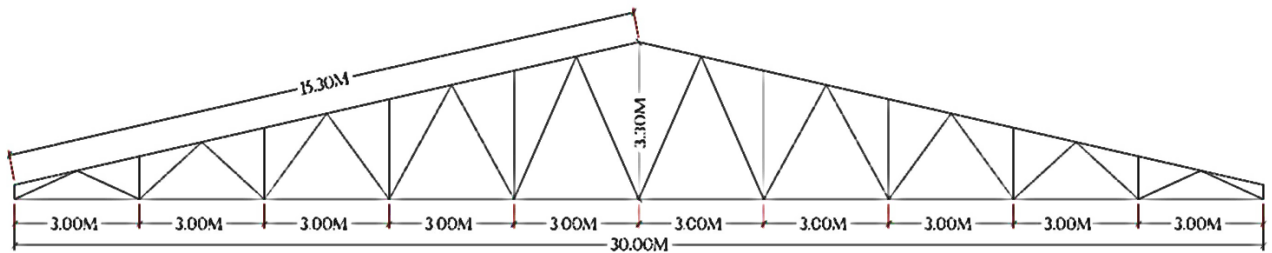


L = Lower (abajo)

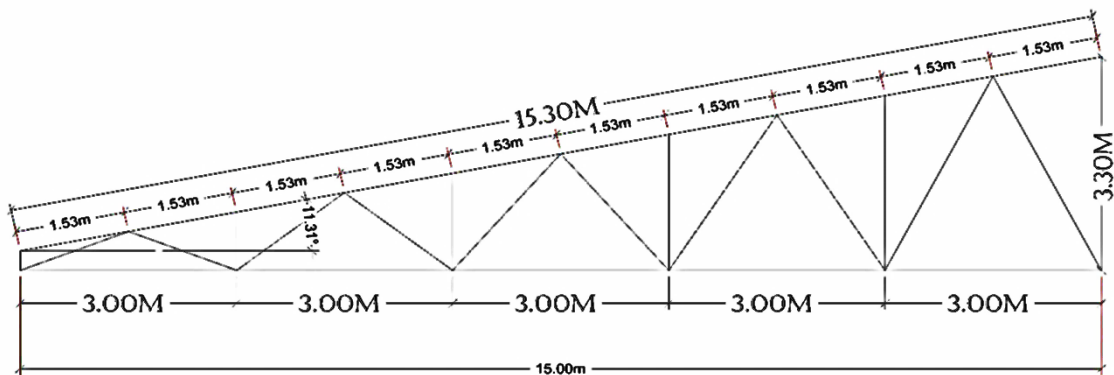
U = Upper (superior)

8.2. Geometría de la Cercha

A efectos de simplificación del analices se trabajará únicamente la mitad de la estructura ya que la cercha es simétrica tanto como en geometría y su estado de cargas.



Analizando la mitad:



Pendiente: 20%

$$\varphi = \tan^{-1}(0.2) = 11.31^\circ$$

$$\text{Longitud cuerda superior} = \sqrt{(3)^2 + (15)^2} = 15.30 \text{ m}$$

$$\tan(11.31^\circ) = \frac{3\text{m}}{15\text{m}} = 0.3 \text{ m} \quad (\text{crece a razón de } 0.3\text{m, cada } 1.5\text{m})$$

Separación de los Nodos

SN = Longitud de la cuerda superior / Numero de paneles.

$$\text{SN} = 15.30 / 10 = 1.53\text{m}$$

Distribución de 1.53 m para zinc calibre 24

Verificación de estabilidad de la cercha:

$$b + r = 2j$$

b = número de barras

r = número total de reacciones externa

j = número total de nudos

$$61 + 3 = 2(32)$$

$$64 = 64$$

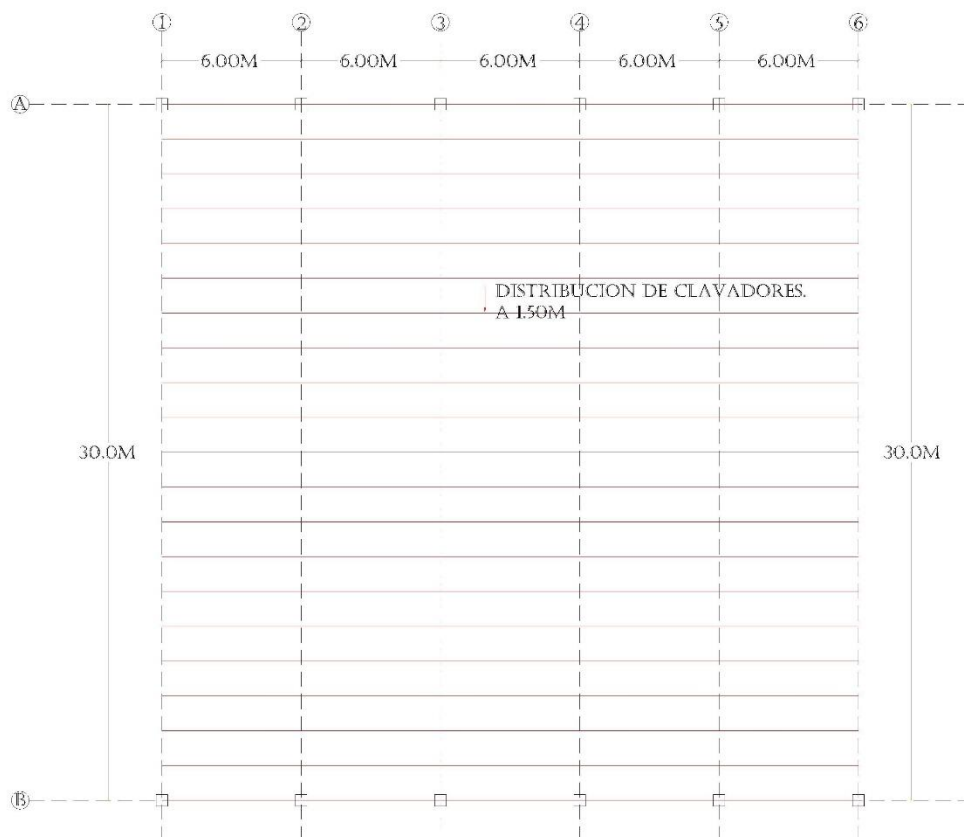
La cercha es estáticamente determinada. Por inspección, la cercha es internamente estable.

8.3. Diseño de perlines

Estimación de Cargas:

Clavadores o perlines:

Longitud Total: N°11 * 6 m = 66m



Proponer 2 * 6 * 1/8". Espesor mínimo de los elementos principales de Acero estructural para construcciones deberá ser de 1/8" (RNC-07 pág. 86)

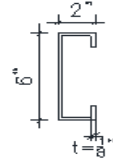
Propiedades mecánicas: 2 * 6 * 1/8" tomadas del manual de METASA

$$A = 1.29 \text{ in}^2 * 6.45 \text{ cm}^2 = 8.32 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 6.75 \text{ in}^4 \quad r_x = 1.145 \text{ in}$$

$$I_y = 3.315 \text{ in}^4 \quad r_y = 0.8 \text{ in}$$

$$S_x = 2.25 \text{ in}^3 \quad S_y = 1.66 \text{ in}^3$$

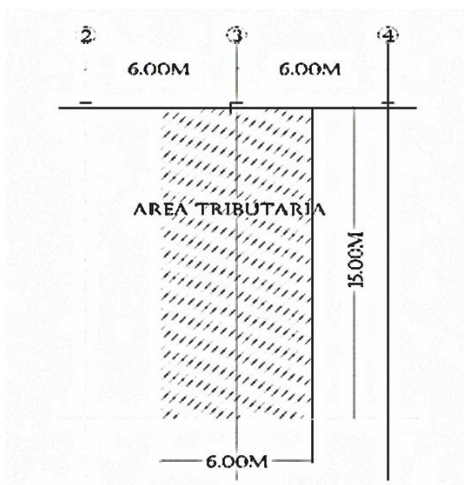


Peso del clavador (W_p) =

Densidad del acero = 7850 kg/m³

$$W_p = 8.32 * 0.785 \text{ kg/cm}^2 * \text{m} = 6.53 \text{ Kg/m}$$

$$W_p = 66\text{m} * 6.53 \text{ kg/m} = 430.98 \text{ kg}$$



$$\text{Área Tributaria} = 15 \text{ m} * 6 \text{ m} = 90 \text{ m}^2$$

$$W_{pT} = 430.98 \text{ kg} \div 90 \text{ m}^2 = 4.78 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ kg/m}^2$$

Estimación de cargas:

Cargas:

Zinc = 8 kg/m²

Clavadores = 5 kg/m²

C.M = 13 kg/m²

C.V.R = 10 kg/m²

23 kg/m²

Separación Max= 1.50m

Longitud = 6m

Peso en metro lineal

$W/m = 23 \text{ kg/m}^2 * 1.50\text{m} = 34.5 \text{ kg/m}$

Proponer 2 * 6 * 1/8"

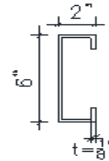
Propiedades mecánicas5: 2 * 6 * 1/8"

$A = 1.29 \text{ in}^2 * 6.45 \text{ cm}^2 = 8.32 \text{ cm}^2$

$I_x = 6.75 \text{ in}^4$ $r_x = 1.145 \text{ in}$

$I_y = 3.315 \text{ in}^4$ $r_y = 0.8 \text{ in}$

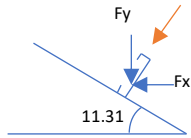
$S_x = 2.25 \text{ in}^3$ $S_y = 1.66 \text{ in}^3$



$W_p = 8.32 * 0.785 \text{ kg/cm}^2 * \text{m} = 6.53 \text{ Kg/m}$

$W_p = 6.53 \text{ Kg/m} + 34.5 \text{ Kg/m} = 41.03 \text{ Kg/m}$

Según el RNC-07 a los elementos secundarios se le adicionara una carga concentrada de 100kg



Descomponiendo las fuerzas

$$F_x = 41.03 \cos 11.31 + 100 \cos 11.31 = 40.23 + 98 = \text{kg/m}$$

$$F_y = 41.03 \sin 11.31 + 100 \sin 11.31 = 8.05 + 20 = \text{kg/m}$$

Cálculo de momento máximo:

$$M_v = \frac{1}{8}(40)(6)^2 + \frac{1}{4}(98)(6) = 327 \text{ Kg.m}$$

Momento de deflexión

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{32,700 \text{ kg.cm}}{36.85 \text{ cm}^3} = 887.38 \text{ K/cm}^2$$

$$M = 327 \text{ kg.m} * 100 \text{ cm} = 32,700 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = 2.25 \text{ i}^3 * 16.38 \text{ cm}^3 = 36.85 \text{ cm}^3$$

$$M_H = \frac{1}{8}(8)(6)^2 + \frac{1}{4}(20)(6) = 66 \text{ Kg.m}$$

Momento de flexión

$$f_{by} = \frac{M}{S_y} = \frac{6,600 \text{ kg.cm}}{27.19 \text{ cm}^3} = 242.74 \text{ K/cm}^2$$

$$M = 66 \text{ kg.m} * 100\text{cm} = 6,600 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = 1.66 \text{ i}^3 * 16.38 \text{ cm}^3 = 27.19 \text{ cm}^3$$

$$F_{bx} + F_{by} \leq 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,130.12 \text{ kg/cm}^2 \leq 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Usar 2 * 6 * 1/8 ok.

8.4. Estimación de cargas y combinaciones para la armadura principal.

Para la estimación de las cargas sobre las estructuras supondremos que la cercha está formada por tubos HSS 4"x4"x1/4" que tiene un peso de 12.18 lb/ft o 18.15 kg/m

La longitud total de los miembros es 127.15 mts

Por lo tanto, el peso estimado de la cercha es:

$$W_c = 127.15\text{m} * 18.15 \text{ kg/m}$$

$$W_c = 2,307.77 \text{ kg}$$

Dividiendo entre el área tributaria:

$$W_c = 2,307.77 \text{ kg}/180\text{m}^2$$

$$W_c = 12.82 \text{ kg/m}^2$$

Cargas Muertas:

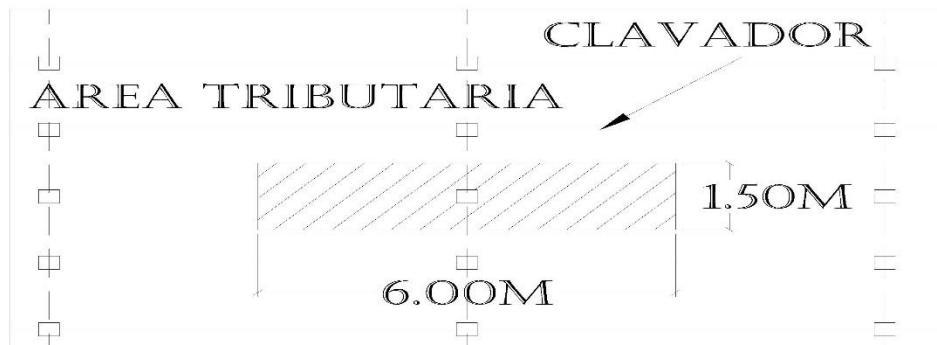
Zinc	=	8	kg/m²
Clavadores	=	5	kg/m²
Cercha	=	12.82	kg/m²
Acc. Eléctrico	=	5	kg/m²
C.M	=	30.82	kg/m²
Carga viva de techo	=	10	kg/m²
Carga viva CL	=	200	Kg

Se adiciona una carga concentrada de 200 kg conforme al RNC en su artículo 11.

A continuación, se muestra el desarrollo del cálculo de las combinaciones de carga.

Método ASD	Método LRFD
$D=30.82 \text{ kg/m}^2$	$1.4D = 1.4 (30.82 \text{ kg/m}^2) = 43.15 \text{ kg/m}^2$
$D + L=$ $30.82 \text{ kg/m}^2 + 10 \text{ kg/m}^2 = 40.82 \text{ kg/m}^2$	$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)=$ $1.2(30.82 \text{ kg/m}^2) + 1.6(10 \text{ kg/m}^2) = 52.98 \text{ kg/m}^2$
$D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)=$ $30.82 \text{ kg/m}^2 + 10 \text{ kg/m}^2 = 40.82 \text{ kg/m}^2$	$1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)=$ $1.2(30.82 \text{ kg/m}^2) + 0.5(10 \text{ kg/m}^2) = 41.98 \text{ kg/m}^2$
$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)=$ $30.82 \text{ kg/m}^2 + 7.5 \text{ kg/m}^2 = 38.32 \text{ kg/m}^2$	$1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

Área tributaria. Carga Puntual en el nodo.



$$1.5 \text{ m} * 6 \text{ m} = 9 \text{ m}^2$$

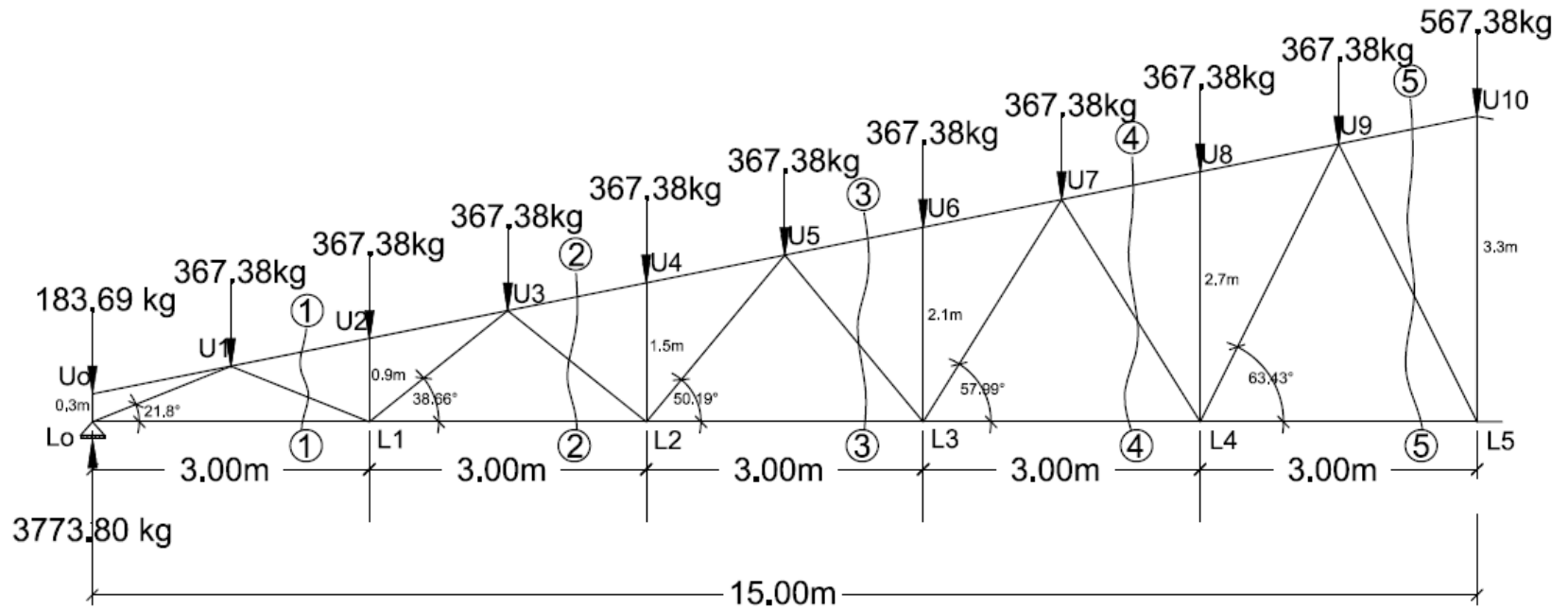
$$P_a = 9 \text{ m}^2 * 40.82 \text{ Kg/m}^2 = 367.38 \text{ kg Para el Método ASD}$$

$$P_u = 9 \text{ m}^2 * 52.98 \text{ Kg/m}^2 = 476.82 \text{ kg Para el Método LRFD}$$

8.5. Análisis de cercha por el método ASD

Cálculo de fuerzas en los miembros, por los métodos de los Nodos y Secciones (Momento y Cortante)

Se realizó una hoja de cálculo en Excel para calcular las fuerzas de las barras, a continuación, se muestran algunos ejemplos y posteriormente la tabla de resultados.



METODO DE LAS SECCIONES: CORTE 1-1

NODO L1

$$\sum M_{L1} = 0$$

$$4928.2*3 - 238.41*3 - 238.41*3 + FU_1U_2*\text{COS}11.31*0.9 = 0$$

$$FU_1U_2 = -11579.60 \text{ Kg} \quad \text{Miembro a compresión}$$

NODO U₂

$$\sum M_{U_2} = 0$$

$$4928.2*3 - 238.41*3 - 476.82*1.5 - 11724.49*0.9 - FU_1L_1*\text{COS}21.80*0.9 = 0$$

$$FU_1L_1 = 2562.76 \text{ Kg} \quad \text{Miembro a tensión}$$

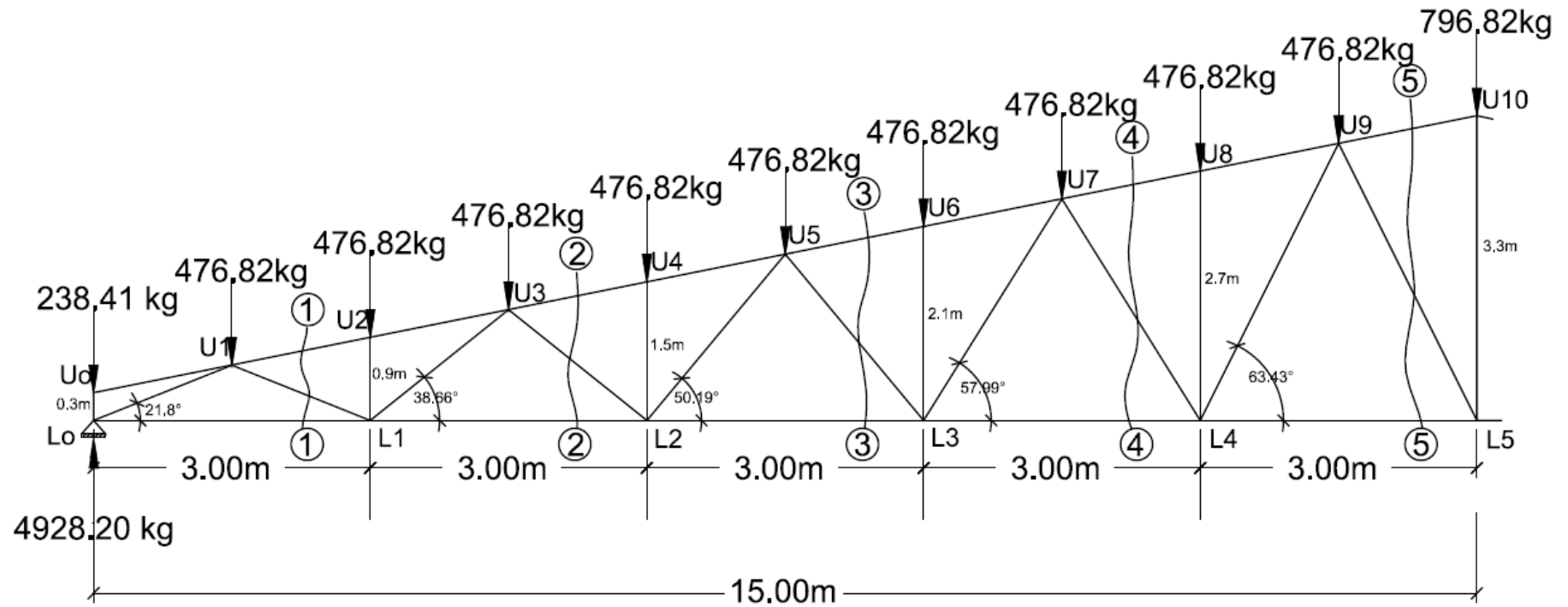
TABLA DE FUERZAS EN LAS BARRAS			
METODO ASD			
ID	Miembro	Tensión (KG)	Compresión (KG)
1	U0 L0		183.69
2	U0 U1		0.00
3	U1 U2		11,579.60
4	U2 U3		11,579.60
5	U3 U4		12,396.90
6	U4 U5		12,396.90
7	U5 U6		11,676.73
8	U6 U7		11,676.73
9	U7 U8		10,444.06
10	U8 U9		10,444.06
11	U9 U10		8,978.45
12	U10 U11		8,978.45
13	U11 U12		10,444.06
14	U12 U13		10,444.06
15	U13 U14		11,676.73
16	U14 U15		11,676.73
17	U15 U16		12,396.90
18	U16 U17		12,396.90
19	U17 U18		11,579.60
20	U18 U19		11,579.60
21	U19 U20		0.00
22	U20 L10		183.69
23	L10 L9	-8,975.28	
24	L9 L8	-12,085.24	
25	L8 L7	-11,897.29	
26	L7 L6	-10,884.87	
27	L6 L5	-9,542.66	
28	L5 L4	-9,542.66	
29	L4 L3	-10,884.87	
30	L3 L2	-11,897.29	

TABLA DE FUERZAS EN LAS BARRAS			
METODO ASD			
ID	Miembro	Tensión (KG)	Compresión (KG)
31	L2 L1	0.00	
32	L1 L0	0.00	
33	L0 U1		9,666.68
34	L1 U1	-2,562.76	
35	L1 U3		935.51
36	L2 U3	-90.82	
37	L2 U5	-404.37	
38	L3 U5		698.74
39	L3 U7	-1,066.23	
40	L4 U7		1,214.39
41	L4 U9	-1,562.09	
42	L5 U9		1,651.48
43	L5 U11		1,651.48
44	L6 U11	-1,562.09	
45	L6 U13		1,214.39
46	L7 U13	-1,066.23	
47	L7 U15		698.74
48	L8 U15	-404.37	
49	L8 U17	-90.82	
50	L9 U17		935.51
51	L9 U19	-2,562.76	
52	L10 U19		9,666.68
53	L1 U2		367.38
54	L2 U4		367.38
55	L3 U6		367.38
56	L4 U8		367.38
57	L5 U10	-2,954.26	
58	L6 U12		367.38
59	L7 U14		367.38
60	L8 U16		367.38
61	L9 U18		367.38

8.6. Análisis de cercha por el método LRFD

Cálculo de fuerzas en los miembros, por los métodos de los Nodos y Secciones (Momento y Cortante)

Se realizó una hoja de cálculo en Excel para calcular las fuerzas de las barras, a continuación, se muestran algunos ejemplos y posteriormente la tabla de resultados.



METODO DE LAS SECCIONES CORTE 1-1

NODO L1

$$\sum M_{L1} = 0$$

$$4928.2*3 - 238.41*3 - 238.41*3 + FU_1U_2*\text{COS}11.31*0.9 = 0$$

$$FU_1U_2 = -15131.78 \text{ Kg} \quad \text{Miembro a compresión}$$

NODO U₂

$$\sum M_{U_2} = 0$$

$$4928.2*3 - 238.41*3 - 476.82*1.5 - 11724.49*0.9 - FU_1L_1*\text{COS}21.80*0.9 = 0$$

$$FU_1L_1 = 3353.30 \text{ Kg} \quad \text{Miembro a tensión}$$

TABLA DE FUERZAS EN LAS BARRAS			
METODO LRFD			
ID	Miembro	Tensión (KG)	Compresión (KG)
1	U0 L0		238.41
2	U0 U1		0.00
3	U1 U2		15,131.78
4	U2 U3		15,131.78
5	U3 U4		16,213.09
6	U4 U5		16,213.09
7	U5 U6		15,287.18
8	U6 U7		15,287.18
9	U7 U8		13,692.21
10	U8 U9		13,692.21
11	U9 U10		11,793.11
12	U10 U11		11,793.11
13	U11 U12		13,692.21
14	U12 U13		13,692.21
15	U13 U14		15,287.18
16	U14 U15		15,287.18
17	U15 U16		16,213.09
18	U16 U17		16,213.09
19	U17 U18		15,131.78
20	U18 U19		15,131.78
21	U19 U20		0.00
22	U20 L10		238.41
23	L10 L9	-11,724.49	
24	L9 L8	-15,798.64	
25	L8 L7	-15,567.30	
26	L7 L6	-14,259.57	
27	L6 L5	-12,521.30	
28	L5 L4	-12,521.30	
29	L4 L3	-14,259.57	
30	L3 L2	-15,567.30	

TABLA DE FUERZAS EN LAS BARRAS			
METODO LRFD			
ID	Miembro	Tensión (KG)	Compresión (KG)
31	L2 L1	-15798.64	0
32	L1 L0	-11724.49	0
33	L0 U1	0	12627.65
34	L1 U1	-3353.3	0
35	L1 U3	0	1230.3
36	L2 U3	-127.55	0
37	L2 U5	-516.96	0
38	L3 U5	0	901.27
39	L3 U7	-1378.79	0
40	L4 U7	0	1572.19
41	L4 U9	-2023.68	0
42	L5 U9	0	2140.37
43	L5 U11	0	2140.37
44	L6 U11	-2023.68	0
45	L6 U13	0	1572.19
46	L7 U13	-1378.79	0
47	L7 U15	0	901.27
48	L8 U15	-516.96	0
49	L8 U17	-127.55	0
50	L9 U17	0	1230.3
51	L9 U19	-3353.3	0
52	L10 U19	0	12627.65
53	L1 U2	0	476.82
54	L2 U4	0	476.82
55	L3 U6	0	476.82
56	L4 U8	0	476.82
57	L5 U10	-3828.82	0
58	L6 U12	0	476.82
59	L7 U14	0	476.82
60	L8 U16	0	476.82
61	L9 U18	0	476.82

8.7. Diseño de elementos de la cercha por los métodos ASD y LRFD

8.7.1. Diseño de elementos sometidos a tensión

<p>Método ASD Tensión máxima: 12,085.24 kg</p> $P_a \leq \frac{P_n}{\Omega}$ $\frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_y A_g}{\Omega}$ $A_{gmin} = \frac{\Omega P_a}{F_y}$ $A_{gmin} = \frac{1.67 * (12,085.24 \text{ kg})}{2532 \text{ kg/cm}^2}$ $A_{gmin} = 7.97 \text{ cm}^2 / 6.45 = 1.24 \text{ in}^2$ $r_{min} = \frac{L}{300}$ $r_{min} = \frac{300m}{300}$ $r_{min} = 1 \text{ cm} = 0.39 \text{ in}$ <p>De la tabla 1-12 del AISC 2005 proponer <u>3" x 3" x 1/8"</u></p> <p>Propiedades mecánicas: $A = 1.30 \text{ in}^2 = 8.39 \text{ cm}^2$ $r_x = r_y = 1.17 \text{ in} = 2.97 \text{ cm}$</p> <p><u>Fluencia de la sección neta</u></p> $P_n = F_y A_g$ $P_n = (2532 \text{ kg/cm}^2) * 8.39 \text{ cm}^2$ $P_n = 21,243.48 \text{ kg}$ $\frac{P_n}{\Omega} = \frac{21,243.48 \text{ kg}}{1.67}$ $\frac{P_n}{\Omega} = 13,402.92 \text{ kg}$ $12,085.24 \text{ kg} < 13,402.92 \text{ kg OK}$ <p><u>Usar HSS 3" x 3" x 1/8"</u></p>	<p>Método LRFD Tensión máxima: 15,798.64 kg</p> $P_U \leq \phi P_n$ $\phi P_n = \phi F_y A_g$ $A_{gmin} = P_U / \phi F_y$ $A_{gmin} = \frac{15,798.64 \text{ kg}}{0.9 * 2532 \text{ kg/cm}^2}$ $A_{gmin} = 6.93 \text{ cm}^2 / 6.45 = 1.07 \text{ in}^2$ $r_{min} = \frac{L}{300}$ $r_{min} = \frac{300m}{300}$ $r_{min} = 1 \text{ cm} = 0.39 \text{ in}$ <p>De la tabla 1-12 del AISC 2005 proponer <u>3" x 3" x 1/8"</u></p> <p>Propiedades mecánicas: $A = 1.30 \text{ in}^2 = 8.39 \text{ cm}^2$ $r_x = r_y = 1.17 \text{ in} = 2.97 \text{ cm}$</p> <p><u>Fluencia de la sección neta</u></p> $P_n = F_y A_g$ $P_n = (2532 \text{ kg/cm}^2) * 8.39 \text{ cm}^2$ $P_n = 21,243.48 \text{ kg}$ $\phi P_n = 0.9 * 21,243.48 \text{ kg}$ $\phi P_n = 19,119.13 \text{ kg}$ $15,798.64 \text{ kg} < 19,119.13 \text{ kg OK}$ <p><u>Usar HSS 3" x 3" x 1/8"</u></p>
---	--

Resistencia a la fractura

Miembro soldado

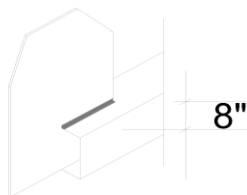
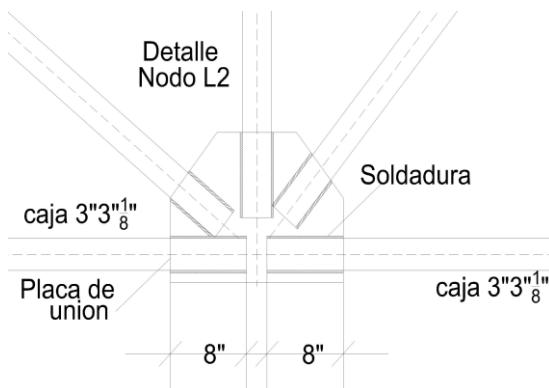
Condición;

$$l \geq 2 w$$

$$8 \geq 2 (3)$$

$$8 \geq 6 \text{ ok}$$

U = 1 Tabla 3.2 caso 4



$$P_n = F_u U A_e$$

$$P_n = (4079 \text{ kg/cm}^2) * 8.39 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 34,222.81 \text{ kg}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{34,222.81 \text{ kg}}{2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 17,111.41 \text{ kg}$$

$$12,085.24 \text{ kg} < 17,111.41 \text{ kg OK}$$

Usar HSS 3" x 3" x 1/8"

Resistencia a la fractura

Miembro soldado

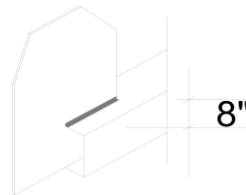
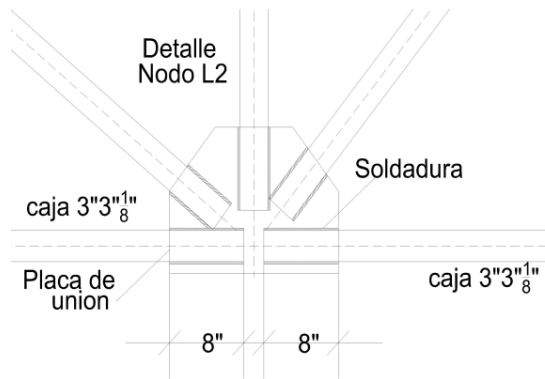
Condición;

$$l \geq 2 w$$

$$8 \geq 2 (3)$$

$$8 \geq 6 \text{ ok}$$

U = 1 Tabla 3.2 caso 4



$$P_n = F_u U A_e$$

$$P_n = (4079 \text{ kg/cm}^2) * 8.39 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 34,222.81 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.75 * 34,222.81 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 25,667.11 \text{ kg}$$

$$15,798.64 \text{ kg} < 25,667.11 \text{ kg OK}$$

Usar HSS 3" x 3" x 1/8"

Bloque cortante

La menor de:

$$P_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$P_n = 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$A_{gv} = \left(\frac{1}{8}\right) * 4 * 8 = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 0 \text{ in}^2$$

$$P_n = 0.6 (4079 \text{ kg/cm}^2) (25.8 \text{ cm}^2) + (1.0) (4079 \text{ kg/cm}^2) (0 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 63,142.92 \text{ kg}$$

$$P_n = 0.6 (2532 \text{ kg/cm}^2) (25.8 \text{ cm}^2) + (1.0) (4079 \text{ kg/cm}^2) (0 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 39,195.36 \text{ kg}$$

Gobierna

$$P_n = 39,195.36 \text{ kg}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{39,597.68 \text{ kg}}{2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 19,597.68 \text{ kg}$$

12,085.24 kg < 19,597.68 kg **OK**

Resistencia de Fluencia	13,402.92kg
Resistencia a la Fractura	17,111.40kg
Resistencia Bloque Cortante	19,597.68kg

GOBIERNA LA FLUENCIA**Bloque cortante**

La menor de:

$$P_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$P_n = 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$A_{gv} = \left(\frac{1}{8}\right) * 4 * 8 = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = 4 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 0 \text{ in}^2$$

$$P_n = 0.6 (4079 \text{ kg/cm}^2) (25.8 \text{ cm}^2) + (1.0) (4079 \text{ kg/cm}^2) (0 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 63,142.92 \text{ kg}$$

$$P_n = 0.6 (2532 \text{ kg/cm}^2) (25.8 \text{ cm}^2) + (1.0) (4079 \text{ kg/cm}^2) (0 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 39,195.36 \text{ kg}$$

Gobierna

$$P_n = 39,195.36 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0.75 * 39,195.36 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 29,396.52 \text{ kg}$$

15,798.64 kg < 29,396.52 kg **OK**

Resistencia de Fluencia	19,119.13
Resistencia a la Fractura	25,667.11
Resistencia Bloque Cortante	29,396.52

GOBIERNA LA FLUENCIA

8.7.2. Diseño de elementos sometidos a compresión

<p>Método ASD Compresión máxima: 12,396.90 kg</p> $P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega_c}$ <p>Suponemos un KL/r de 40 De la tabla 4-22 del AISC 2005 determinamos:</p> $\frac{F_{cr}}{\Omega_{cr}} = 19.8 \text{ ksi}$ $A_g = \frac{P_a}{F_{cr}/\Omega_c}$ $A_g = \frac{12,396.90 \text{ kg}}{19.8 \text{ ksi}/14.22}$ $A_g = 8.9 \text{ cm}^2 / 6.45 = 1.38 \text{ in}^2$ $r_{min} = \frac{L}{300}$ $r_{min} = \frac{300m}{300}$ $r_{min} = 1 \text{ cm} = 0.39 \text{ in}$ <p>De la tabla 1-12 del AISC 2005 proponer <u>2 1/4 * 2 1/4 * 1/4"</u></p> <p>Propiedades mecánicas: $A = 1.74 \text{ in}^2 = 11.23 \text{ cm}^2$ $r_x = r_y = 0.81 \text{ in} = 2.06 \text{ cm}$ $\frac{b}{t} = 6.66 \quad \frac{h}{t} = 6.66$</p> <p>Razón ancho -espesor λ_r. (TablaB4.1a) AISC.</p> $\frac{b}{t} = 6.66 < 1.40\sqrt{E}/f_y$ $\frac{b}{t} = 6.66 < \frac{1.40\sqrt{2,100,000} \text{ kg/cm}^2}{2532 \text{ kg/cm}^2}$ <p>6.66 < 40.32 la sección no tiene elementos esbeltos.</p>	<p>Método LRFD Compresión máxima: 16,213.09 kg</p> $P_U \leq \phi_c P_n$ $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ <p>Suponemos un KL/r de 40 De la tabla 4-22 del AISC 2005 determinamos:</p> $\phi_c F_{cr} = 29.8 \text{ ksi}$ $A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$ $A_g = \frac{16,213.09 \text{ kg}}{29.8 \text{ ksi}/14.22}$ $A_g = 7.74 \text{ cm}^2 / 6.45 = 1.20 \text{ in}^2$ $r_{min} = \frac{L}{300}$ $r_{min} = \frac{153m}{300}$ $r_{min} = 1 \text{ cm} = 0.02 \text{ in}$ <p>De la tabla 1-12 del AISC 2005 proponer <u>3" x 3" x 1/8"</u></p> <p>Propiedades mecánicas: $A = 1.30 \text{ in}^2 = 8.39 \text{ cm}^2$ $r_x = r_y = 1.17 \text{ in} = 2.97 \text{ cm}$ $\frac{b}{t} = 22.9 \quad \frac{h}{t} = 22.9$</p> <p>Razón ancho -espesor λ_r. (TablaB4.1a) AISC.</p> $\frac{b}{t} = 22.9 < 1.40\sqrt{E}/f_y$ $\frac{b}{t} = 22.9 < \frac{1.40\sqrt{2,100,000} \text{ kg/cm}^2}{2532 \text{ kg/cm}^2}$ <p>22.9 < 40.32 la sección no tiene elementos esbeltos.</p>
--	--

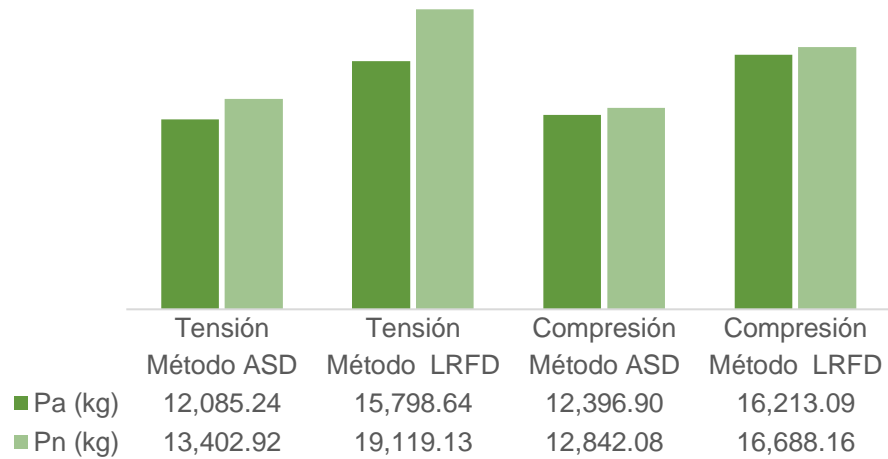
<p>K= 1 Tabla C-C2.2 AISC</p> $\frac{KL}{r} = \frac{1 * 153cm}{2.06cm}$ $\frac{KL}{r} = 74.27$ <p>De la tabla 4-22 del AISC 2005 determinamos:</p> $\frac{F_{cr}}{\Omega_{cr}} = 16.15 ksi$ <p>Sustituyendo en:</p> $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr}A_g}{\Omega_c}$ $\frac{P_n}{\Omega} = (16.15 ksi / 14.22) * 11.23 cm^2$ $\frac{P_n}{\Omega} = 12,754.18 kg$ <p>12,396.90 kg < 12,754.18 kg OK</p> <p><u>Usar HSS 2 1/4" x 2 1/4" x 1/4"</u></p> <p>Esfuerzo de Pandeo Critico elástico.</p> $\frac{KL}{r} = 74.27$ $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ $F_e = \frac{\pi^2 * 2100000}{(74.27)^2}$ $F_e = 3,757.44 kg/cm^2$ $4.71 \sqrt{E/F_y} = 133.68$ $\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{E/F_y}$ <p>Por tanto</p>	<p>K= 1 Tabla C-C2.2 AISC</p> $\frac{KL}{r} = \frac{1 * 153cm}{2.97cm}$ $\frac{KL}{r} = 51.52$ <p>De la tabla 4-22 del AISC 2005 determinamos:</p> $\phi_c F_{cr} = 28.20 ksi$ <p>Sustituyendo en:</p> $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ $\phi_c P_n = (28.2 ksi / 14.22) * 8.39 cm^2$ $\phi_c P_n = 16,638.40 kg$ <p>16,213.09 kg < 16,638.40 kg OK</p> <p><u>Usar HSS 3" x 3" x 1/8"</u></p> <p>Esfuerzo de Pandeo Critico elástico.</p> $\frac{KL}{r} = 51.52$ $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ $F_e = \frac{\pi^2 * 2,100,000}{(51.52)^2}$ $F_e = 7,808.49 kg/cm^2$ $4.71 \sqrt{E/F_y} = 135.64$ $\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{E/F_y}$ <p>Por tanto</p> $F_{cr} = \left[(0.658)^{F_y/F_e} \right] F_y$ $F_{cr} = \left[(0.658)^{2532/7,808.49} \right] 2532$ $F_{cr} = 2,210.66 kg/cm^2$
--	---

$F_{cr} = \left[(0.658)^{F_y/F_e} \right] F_y$ $F_{cr} = \left[(0.658)^{2532/3757.44} \right] 2532$ $F_{cr} = 1,909.73 \text{ kg/cm}^2$ <p>Sustituyendo en:</p> $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega_c}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1909.73 * 11.23}{1.67}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = 12,842.08 \text{ kg}$ $12,396.90 \text{ kg} < 12,842.08 \text{ kg OK}$	<p>Sustituyendo en:</p> $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ $\phi_c P_n = 0.90 * 2210.06 * 8.39$ $\phi_c P_n = 16,688.16$ $16,213.09 \text{ kg} < 16,688.16 \text{ kg OK}$
---	---

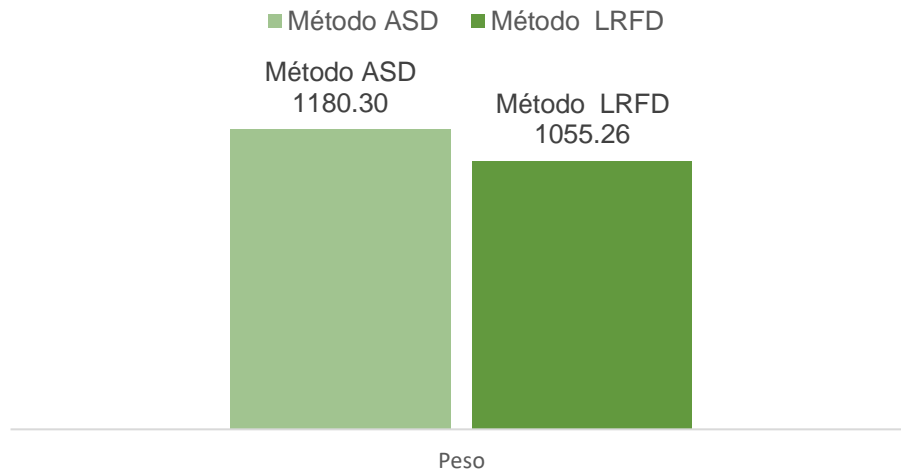
8.8. Resumen de resultados

A continuación, se muestran el resumen de los cálculos realizados:

Comparación resultados de los diseños



Comparación de pesos en kg



9. Conclusiones

9.1. Conclusiones

Se entiende que el factor de seguridad es simplemente el sobredimensionamiento de un elemento, el cual para el método ASD tiende a ser 1.66 veces la capacidad nominal de un elemento. Igual pasa para el método LRFD que tiende a ser 2.22 veces la capacidad nominal del elemento.

De manera global se puede observar que la metodología de factores de carga y resistencia, LRFD, tiene una eficiencia de 90% mientras que el método de esfuerzos admisibles alcanza una eficacia del 96%. También observamos que el método ASD produce diseños más pesados que varía alrededor del 8% al 10% con respecto a la metodología LRFD. Evaluando la diferencia del porcentaje, se puede observar que la variación es poca, siendo no trascendental, por lo que se puede concluir que ambas metodologías están calibradas para establecer los mismos resultados, por otra parte, este valor del 10% de variación, en términos de costo podría ser despreciable con respecto al costo total de una obra.

En lo que respecta al diseño por tensión por el método LRFD se puede observar que si bien se pudo reducir la densidad estructural de acero no se pudo hacer más eficiente ya que esta debe cumplir con los mismos requerimientos de servicio que el ASD.

10. Recomendaciones

10.1. Recomendaciones

- No pretendemos desestimar un método de otro, ya que los dos han sido desarrollados e introducidos en el ámbito de la Ingeniería, los dos métodos proporcionan seguridad, y fiabilidad al momento del análisis.
- Se recomienda utilizar la nueva Especificación del Instituto Americano de Construcción en Acero AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos a compresión axial, debido a las modificaciones hechas en el cálculo de la resistencia nominal, con respecto a las versiones anteriores.
- Se pudo observar que para el diseño de los elementos estructurales de techos (vigas macomber, polines espaciales, polines "C", tirantes y arriostramientos horizontales), los resultados obtenidos de diseño por cada una de las metodologías básicamente fueron los mismos, y esto debido a que las cargas a la que estas se ven sometidas son cargas casi constantes debidos a las distribuciones establecidas de estructuración, por lo que recomendamos, el poder realizar el diseño de dichos elementos por cualquiera de las metodologías de diseño propuestos y no mentalizarse a utilizar solamente el medado ASD por considerarse más conservador.
- Se recomienda estar al pendiente de las actualizaciones presentadas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero y darles seguimiento a los manuales de diseño que esta institución pública periódicamente.

11. Bibliografía.

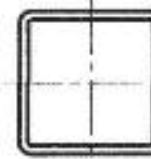
- ANSI/AISC 360-05. *Especificación para construcciones de acero*
- Blanca G. y Nudia M. (2010). *Estructuras estacionarias: Lasarmaduras*. Honduras.
- Pablo C. y Paolo Figueroa. (2012). *Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD (tesis de grado)*. San Salvador.
- Ferdinand B. y Russel J. (2007). *Mecánica vectorial para ingenieros: Estática* (8 ed.). España.
- Hibbeler R. (2012). *Análisis de estructuras* (8 ed.). México.
- Jack C. Mc Cormac. *Análisis de estructuras Método clásico y matricial*. (3 ed.).
- Jack C. Cormac. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (5 ed.). México.
- Jack C. Mc Cormac (1999), *Diseño de estructuras de acero, Método ASD* (5 ed.).
- Rc Hibbeler. *Mecánica vectorial para ingenieros, Estática* (10 ed.)
- *Reglamento Nacional de la Construcción*

ANEXOS



HSS4-HSS2

Table 1-12 (continued)
Square HSS
 Dimensions and Properties



Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt. lb/ft	Area, <i>A</i> in. ²	<i>b/t</i>	<i>h/t</i>	<i>I</i> in. ⁴	<i>S</i> in. ³	<i>r</i> in.	<i>Z</i> in. ³	Workable Flat	Torsion		Surface Area ft ² /ft
											<i>J</i> in. ⁴	<i>C</i> in. ³	
						in.	lb/ft	in. ²				in. ⁴	
HSS4×4	1/8	21.50	6.02	5.60	5.60	11.9	5.97	1.41	7.70	—	21.0	11.2	1.20
	3/16	17.20	4.78	8.46	8.46	10.3	5.13	1.47	6.39	2 ⁵ / ₁₆	17.5	9.14	1.23
	1/4	14.78	4.10	10.7	10.7	9.14	4.57	1.49	5.59	2 ³ / ₈	15.3	7.91	1.25
	5/16	12.18	3.37	14.2	14.2	7.80	3.90	1.52	4.69	2 ¹ / ₂	12.8	6.58	1.27
	3/8	9.40	2.58	20.0	20.0	6.21	3.10	1.55	3.67	3 ³ / ₁₆	10.0	5.07	1.28
	1/2	6.45	1.77	31.5	31.5	4.40	2.20	1.58	2.56	3 ¹ / ₈	6.91	3.43	1.30
HSS3 1/2×3 1/2	3/16	14.65	4.09	7.03	7.03	6.49	3.71	1.25	4.69	—	11.2	6.77	1.07
	1/4	12.65	3.52	9.03	9.03	5.84	3.34	1.29	4.14	2 1/2	9.89	5.93	1.08
	5/16	10.48	2.91	12.0	12.0	5.04	2.88	1.32	3.50	2 1/4	8.35	4.92	1.10
	3/8	8.13	2.24	17.1	17.1	4.05	2.31	1.35	2.76	2 1/8	6.56	3.83	1.12
	1/2	5.60	1.54	27.2	27.2	2.90	1.66	1.37	1.93	2 1/16	4.58	2.65	1.13
	HSS3×3	3/16	12.09	3.39	5.60	5.60	3.78	2.52	1.06	3.25	—	6.64	4.74
1/4		10.53	2.94	7.31	7.31	3.45	2.30	1.08	2.90	—	5.94	4.13	0.917
5/16		8.78	2.44	9.88	9.88	3.02	2.01	1.11	2.48	—	5.08	3.52	0.933
3/8		6.85	1.89	14.2	14.2	2.46	1.64	1.14	1.97	2 ⁵ / ₁₆	4.03	2.73	0.950
1/2		4.75	1.30	22.9	22.9	1.78	1.19	1.17	1.40	2 ¹ / ₈	2.84	1.92	0.967
HSS2 1/2×2 1/2		3/16	8.40	2.35	5.59	5.59	1.82	1.46	0.680	1.88	—	3.20	2.74
	1/4	7.08	1.97	7.73	7.73	1.63	1.30	0.908	1.63	—	2.79	2.35	0.767
	5/16	5.57	1.54	11.4	11.4	1.35	1.08	0.937	1.32	—	2.25	1.85	0.784
	3/8	3.90	1.07	18.6	18.6	0.998	0.799	0.965	0.947	—	1.61	1.31	0.800
HSS2 1/4×2 1/4	3/16	6.23	1.74	6.66	6.66	1.13	1.01	0.606	1.28	—	1.96	1.85	0.882
	1/4	4.94	1.37	9.93	9.93	0.953	0.847	0.635	1.04	—	1.60	1.43	0.700
	5/16	3.47	0.956	16.4	15.4	0.712	0.633	0.663	0.755	—	1.15	1.05	0.717
HSS2×2	3/16	5.38	1.51	5.58	5.58	0.747	0.747	0.704	0.964	—	1.31	1.41	0.600
	1/4	4.30	1.19	8.49	8.49	0.641	0.641	0.733	0.797	—	1.09	1.14	0.617
	5/16	3.04	0.840	14.2	14.2	0.486	0.486	0.761	0.584	—	0.796	0.817	0.633

— Flat: depth or width is too small to establish a workable flat.

Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members

		$F_y = 35\text{ksi}$		$F_y = 36\text{ksi}$		$F_y = 42\text{ksi}$		$F_y = 46\text{ksi}$		$F_y = 50\text{ksi}$					
$\frac{Kl}{r}$		F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$				
		ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi				
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				
1		21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	27.5	41.4	1	29.9	45.0
2		21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	27.5	41.4	2	29.9	45.0
3		20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	27.5	41.4	3	29.9	45.0
4		20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	27.5	41.4	4	29.9	44.9
5		20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	27.5	41.3	5	29.9	44.9
6		20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	27.5	41.3	6	29.9	44.9
7		20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	27.5	41.3	7	29.8	44.8
8		20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	27.4	41.2	8	29.8	44.8
9		20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	27.4	41.2	9	29.8	44.7
10		20.9	31.3	10	21.4	32.2	10	25.0	37.6	10	27.4	41.1	10	29.7	44.7
11		20.8	31.3	11	21.4	32.2	11	25.0	37.5	11	27.3	41.1	11	29.7	44.6
12		20.8	31.3	12	21.4	32.2	12	24.9	37.5	12	27.3	41.0	12	29.6	44.5
13		20.8	31.2	13	21.4	32.1	13	24.9	37.4	13	27.2	40.9	13	29.6	44.4
14		20.7	31.2	14	21.3	32.1	14	24.8	37.3	14	27.2	40.9	14	29.5	44.4
15		20.7	31.1	15	21.3	32.0	15	24.8	37.3	15	27.1	40.8	15	29.5	44.3
16		20.7	31.1	16	21.3	32.0	16	24.8	37.2	16	27.1	40.7	16	29.4	44.2
17		20.7	31.0	17	21.2	31.9	17	24.7	37.1	17	27.0	40.6	17	29.3	44.1
18		20.6	31.0	18	21.2	31.9	18	24.7	37.1	18	27.0	40.5	18	29.2	43.9
19		20.6	30.9	19	21.2	31.8	19	24.6	37.0	19	26.9	40.4	19	29.2	43.8
20		20.5	30.9	20	21.1	31.7	20	24.5	36.9	20	26.8	40.3	20	29.1	43.7
21		20.5	30.8	21	21.1	31.7	21	24.5	36.8	21	26.7	40.2	21	29.0	43.6
22		20.4	30.7	22	21.0	31.6	22	24.4	36.7	22	26.7	40.1	22	28.9	43.4
23		20.4	30.7	23	21.0	31.5	23	24.3	36.6	23	26.6	40.0	23	28.8	43.3
24		20.3	30.6	24	20.9	31.4	24	24.3	36.5	24	26.5	39.8	24	28.7	43.1
25		20.3	30.5	25	20.9	31.4	25	24.2	36.4	25	26.4	39.7	25	28.6	43.0
26		20.2	30.4	26	20.8	31.3	26	24.1	36.3	26	26.3	39.6	26	28.5	42.8
27		20.2	30.3	27	20.7	31.2	27	24.0	36.1	27	26.2	39.4	27	28.4	42.7
28		20.1	30.3	28	20.7	31.1	28	24.0	36.0	28	26.1	39.3	28	28.3	42.5
29		20.1	30.2	29	20.6	31.0	29	23.9	35.9	29	26.0	39.1	29	28.2	42.3
30		20.0	30.1	30	20.6	30.9	30	23.8	35.8	30	25.9	39.0	30	28.0	42.1
31		20.0	30.0	31	20.5	30.8	31	23.7	35.6	31	25.8	38.8	31	27.9	41.9
32		19.9	29.9	32	20.4	30.7	32	23.6	35.5	32	25.7	38.6	32	27.8	41.8
33		19.8	29.8	33	20.4	30.6	33	23.5	35.4	33	25.6	38.5	33	27.7	41.6
34		19.8	29.7	34	20.3	30.5	34	23.4	35.2	34	25.5	38.3	34	27.5	41.4
35		19.7	29.6	35	20.2	30.4	35	23.3	35.1	35	25.4	38.1	35	27.4	41.2
36		19.6	29.5	36	20.1	30.3	36	23.2	34.9	36	25.2	37.9	36	27.2	40.9
37		19.5	29.4	37	20.1	30.1	37	23.1	34.8	37	25.1	37.8	37	27.1	40.7
38		19.5	29.3	38	20.0	30.0	38	23.0	34.6	38	25.0	37.6	38	26.9	40.5
39		19.4	29.1	39	19.9	29.9	39	22.9	34.4	39	24.9	37.4	39	26.8	40.3
40		19.3	29.0	40	19.8	29.8	40	22.8	34.3	40	24.7	37.2	40	26.6	40.0

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$		$F_y = 36\text{ksi}$		$F_y = 42\text{ksi}$		$F_y = 48\text{ksi}$		$F_y = 50\text{ksi}$						
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$			
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi				
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD			
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.9	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.7	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.9	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.8	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.8	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4
71	16.2	24.3	71	16.5	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5	71	20.7	31.1
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2	72	20.5	30.8
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9	73	20.3	30.5
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6	74	20.1	30.2
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4	75	19.8	29.8
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1	76	19.6	29.5
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8	77	19.4	29.2
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5	78	19.2	28.8
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.8	79	18.1	27.2	79	19.0	28.5
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9	80	18.8	28.2

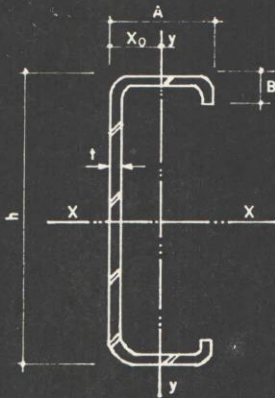
ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$



metasa Propiedades mecánicas

TIPO		PROPIEDADES DE LA SECCION							
ALTURA	ESPESOR	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	r _x (cm)	X ₀ (cm)	I _y (cm ⁴)	r _y (cm)	S _x (cm ³)	S _y (cm ³)
h (mm)	t (mm)								
102	3.175	6.68	108	4.01	1.68	21.4	1.79	21.2	6.31
127	"	7.49	182	4.93	1.51	23.1	1.75	28.6	6.47
152	"	8.30	280	5.81	1.38	24.4	1.71	36.8	6.60
178	"	9.10	378	6.45	1.27	25.5	1.68	42.6	6.72

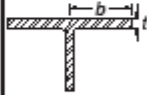
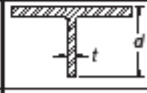
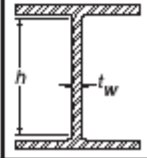
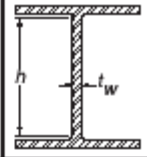
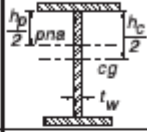
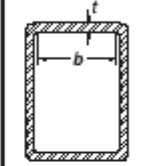
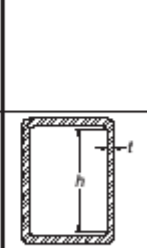
TIPO				PROPIEDADES DE LA SECCION							
h	t	A	B	A (pi g ²)	I _x (pi g ⁴)	r _x (pi g)	X ₀ (pi g)	I _y (pi g ⁴)	r _y (pi g)	S _x (pi g ³)	S _y (pi g ³)
4"	1/8"	2"	1/2"	1.036	2.588	1.581	0.661	0.515	0.705	1.294	0.385
5"	"	"	"	1.161	4.371	1.940	0.596	0.555	0.691	1.748	0.395
6"	"	"	"	1.286	6.734	2.288	0.545	0.586	0.675	2.245	0.403
7"	"	"	"	1.410	9.090	2.540	0.502	0.614	0.660	2.600	0.410



Perfiles estructurales laminado en frío
EN LONGITUDES DE 20'-0"






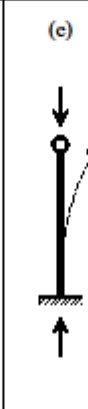




COSTANERAS

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)		
7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$		
Stiffened Elements	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_o/t_w	$\frac{h_o}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Specification for Structural Steel Buildings, March 9, 2005
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

AISC/LRFD Specification
Table C-C2.1
K values for columns

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated.	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	   	Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free				

