

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**FORMULACIÓN DE TABLAS DE DISEÑO PARA PERFILES
ESTRUCTURALES VENEZOLANAS, APLICANDO LA
NORMA AISC 360-16**

Realizado por:

Fuentes García, Elena Isabel.

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito
para optar al Título de:
INGENIERO CIVIL

Cantaura, 27 de junio de 2019.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**FORMULACIÓN DE TABLAS DE DISEÑO PARA PERFILES
ESTRUCTURALES VENEZOLANAS, APLICANDO LA
NORMA AISC 360-16**

Realizado por:

Fuentes García, Elena Isabel.

Prof. Jhonatan Martínez

Tutor Académico

Cantaura, 27 de junio de 2019.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**FORMULACIÓN DE TABLAS DE DISEÑO PARA PERFILES
ESTRUCTURALES VENEZOLANAS, APLICANDO LA
NORMA AISC 360-16**

CALIFICACIÓN

APROBADO

Prof. Jhonatan Martínez

Asesor Académico

Prof. Anabel González

Jurado Principal

Prof. Carlos Cermeño

Jurado Principal

Cantaura, 27 de junio de 2019.

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo deberá participar previamente al Consejo Universitario, para su autorización.”



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**FORMULACIÓN DE TABLAS DE DISEÑO PARA PERFILES
ESTRUCTURALES VENEZOLANAS, APLICANDO LA
NORMA AISC 360-16**

Autor: Elena Fuentes

Tutor Académico: Jhonatan Martínez

Año: 2.019

RESUMEN

La investigación se basó en la formulación de tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanos, usando las metodologías LRFD y ASD según la norma AISC 360-16 con el apoyo de la herramienta Microsoft Excel; así como comparar sus ecuaciones y condiciones con las existentes en la norma COVENIN 1618-98. Empleando una investigación documental y descriptiva para estudiar las variables necesarias para el cálculo de resistencias según condiciones generalizadas. El alcance de la investigación se orientó al cálculo de las resistencias de los perfiles fabricados a nivel nacional sin especificar marcas, trabajando en función a los mecanismos de falla que puede presentarse a los mismos. De esta manera, se logró realizar las tablas de diseño para perfiles venezolanos según los métodos LRFD y ASD, presentes en la norma norteamericana AISC 360-16. Elaborando resumen de ecuaciones empleadas y ejemplos de usos para las mismas. Descubriendo que las diferencias dadas con la norma COVENIN 1618-98, aun cuando no son significativas, es bueno reemplazarlas por la actualización de la norma americana para las construcciones con acero, del año 2.016. Dirigiendo la investigación a todos los especialistas en construcción con estructuras metálicas y los estudiantes del ámbito de construcción civil, para facilitar los procesos de diseño.

Descriptores: Diseño, factores de carga, resistencia, esfuerzos admisibles, LRFD, ASD.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN	iv
RESUMEN.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
INTRODUCCIÓN	xii
CAPÍTULO I.....	13
EL PROBLEMA.....	13
1.1. Planteamiento del Problema	13
1.2. Objetivos de la Investigación	16
1.2.1. Objetivo General.....	16
1.2.2. Objetivos Específicos	16
CAPÍTULO II.....	17
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	17
2.1. Antecedentes de la Investigación	17
2.2. Bases Teóricas	18
2.2.1. Perfiles estructurales.....	18
2.2.2. Tubos estructurales.....	18
2.2.3. Materiales para Acero Estructural	19
2.2.4. Propiedades para el diseño del acero estructural	19
2.2.5. Propiedades estáticas para el diseño estructural	19
2.2.6. Procedimientos de Diseño	20
2.2.7. Estado Límite	20
2.2.8. Método de los Estados Límites	21
2.2.9. Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD).....	21
2.2.10. Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD).....	21

2.2.11.	Clasificación de los elementos de la sección	22
2.2.11.1.	Elementos comprimidos no rigidizados	22
2.2.11.2.	Elementos comprimidos rigidizados	22
2.2.12.	Miembros en Tensión.....	22
2.2.12.1.	Conexiones.....	23
2.2.12.2.	Modos de Falla	26
2.2.12.3.	Resistencia a la cedencia en tracción.....	26
2.2.12.4.	Resistencia a la fractura por tracción.....	27
2.2.12.5.	Área Bruta.....	27
2.2.12.6.	Área Neta.....	27
2.2.12.7.	Factor de Corte Diferido.....	28
2.2.13.	Miembros en Compresión	29
2.2.13.1.	Longitud efectiva.....	30
2.2.13.2.	Relación de esbeltez	31
2.2.13.3.	Secciones Compactas	31
2.2.13.4.	Secciones No Compactas.....	31
2.2.13.5.	Secciones con Elementos Esbeltos.....	32
2.2.13.6.	Pandeo de un miembro a compresión	34
2.2.14.	Miembros a Flexión.....	35
2.2.14.1.	Módulo elástico efectivo	36
CAPÍTULO III		37
MARCO METODOLÓGICO		37
3.1.	Tipo de investigación.....	37
3.2.	Nivel de investigación.....	37
3.3.	Técnicas de Investigación.....	38
	• Revisión Documental	38
	• Análisis Matemático	38
3.4.	Herramientas y Equipos	39

CAPÍTULO IV.....	40
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	40
4.1. Realización de resumen de fórmulas y condiciones dadas, para el diseño de estructuras metálicas, presentes en la actualización de la Norma AISC 360-16.....	40
4.2. Comparación de condiciones y fórmulas para el análisis de estructuras metálicas, dadas en la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-98 y la AISC 360-16.....	47
4.3. Elaboración de tablas de diseño para perfiles estructurales, según información recolectada de las Normas de estructuras metálicas AISC 360- 16	52
4.4. Crear guía de uso, ejemplos y aplicaciones con las tablas de diseño elaboradas.....	63
CAPITULO V.....	73
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	73
5.1. Conclusiones	73
5.2. Recomendaciones	74
BIBLIOGRAFÍA.....	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tamaño mínimo de la soldadura de filete	25
Tabla 2. Factor de corte diferido para conexiones de miembros en tracción	28
Tabla 3. Factor de longitud efectiva de columnas.....	30
Tabla 4. Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Compresión Axial.....	33
Tabla 5. Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión	34
Tabla 6. Métodos de diseño.....	40
Tabla 7. Resistencia de miembros en tracción	41
Tabla 8. Resistencia de elementos en corte	42
Tabla 9. Resistencia en Pernos y Partes Roscadas	42
Tabla 10. Resistencia de miembros en compresión	43
Tabla 11. Miembros a compresión con pandeo torsional y flexo-torsional....	44
Tabla 12. Miembros a compresión con elementos esbeltos	45
Tabla 13. Miembros en Flexión.....	45
Tabla 14. Resistencia a tracción. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16.....	47
Tabla 15. Resistencia de perfiles apernados. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16.....	48
Tabla 16. Resistencia a compresión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16..	49
Tabla 17. Resistencia a compresión por flexotorsión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16	50
Tabla 18. Resistencia a flexión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16.....	51
Tabla 19. Ejemplo de cálculo. Resistencia a la cedencia. Perfil L 20x3.....	52
Tabla 20. Resistencia de soldadura perfiles angulares de alas iguales. Método LRFD.....	53
Tabla 21. Ejemplo de cálculo. Resistencia a la fractura. Perfil U 140	54
Tabla 22. Resistencia de soldadura de perfiles UPN. Método LRFD.....	54

Tabla 23. Ejemplo de cálculo. Resistencia de soldadura. Perfil IPN 80, soldado en alma.....	55
Tabla 24. Resistencia de soldadura de perfiles IPN. Método LRFD	56
Tabla 25. Ejemplo de cálculo. Resistencia por aplastamiento. Perfil U 160, conectado con dos pernos ϕ 1/4", en alma.....	57
Tabla 26. Resistencia por aplastamiento de perfiles UPN. Método LRFD	58
Tabla 27. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión. Perfil HSS 80x40, factor de longitud efectiva 50 cm	58
Tabla 28. Resistencia a compresión de perfiles HSS rectangulares. Método LRFD	59
Tabla 29. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión, elementos esbeltos. Perfil I armado 300, factor de longitud efectiva 350 cm	60
Tabla 30. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión, por flexotorsión. Perfil U 140, factor de longitud efectiva 200 cm.....	61
Tabla 31. Ejemplo de cálculo. Resistencia a flexión. Perfil I armado 180, factor de longitud efectiva 150 cm	62
Tabla 32. Resistencia a flexión de perfiles I armado. Método LRFD	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Propiedades estáticas de una sección cuadrada	20
Figura 2. Miembro a tensión.....	23
Figura 3. Soldadura de filete	24
Figura 4. Punto de fluencia del área total.....	26
Figura 5. Fractura de la sección.....	26
Figura 6. Ruptura por cortante y tensión combinados.....	26
Figura 7. Miembro a compresión.....	30
Figura 8. Pandeo flexotorsional de un miembro.....	35
Figura 9. Miembro sometido momento	36
Figura 10. Cargas de armadura	65
Figura 11. Capacidad de la armadura con perfiles apernados.....	67
Figura 12. Capacidad de la armadura con perfiles soldados	68
Figura 13. Pórtico. Techado de cancha multiusos	68
Figura 14. Fuerzas de armadura. Techado de cancha multiusos	69
Figura 15. Capacidades de armadura. Techado de cancha multiusos	72

INTRODUCCIÓN

El uso de las estructuras metálicas para construcciones de Ingeniería Civil se remontan a hace más de 300 años. Aunque desde la época de la Antigua Grecia hay conocimiento de envidados hechos con acero, es a partir del siglo XVIII que comienza a considerarse como elemento estructural. Pero comienza a adquirir protagonismo a partir del siglo XIX, cuando se inicia la construcción de piezas constructivas. En Venezuela, tardó poco tiempo en llegar, ya que este material se convirtió en el relevo del concreto armado.

La razón de popularización de este metal, radica en su versatilidad y alta resistencia por unidad de peso, lo que implica que las construcciones serán relativamente más ligeras de lo habitual.

Es por esto que nacen las normas dedicadas a la explicación de los procedimientos y condiciones principales de diseño y construcción estructurales, como es el caso de la elaborada por el Instituto Americano de la Construcción de Acero (*American Institute of Steel Construction – AISC*), a utilizarse en el presente proyecto.

De esta manera, con el presente proyecto, se busca puntualizar las condiciones dadas en la última versión de la norma americana, publicada en el año 2.016.

Desglosando el trabajo en cinco (5) capítulos donde se puede conocer el planteamiento del problema y los objetivos del trabajo, en el Capítulo I. Los antecedentes y las bases teóricas necesarias para el desarrollo del mismo, en el Capítulo II. La descripción de la metodología llevada a cabo, en el Capítulo III; mostrando posteriormente los resultados de la misma, en el Capítulo IV y así llegar al planteamiento de las conclusiones y recomendaciones; en el Capítulo V.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

Para la realización de todo proyecto de construcción civil, pensado para ser desarrollado con perfiles estructurales metálicos, se requiere una previa evaluación de resistencias de los mismos; de acuerdo a los usos y acciones por los que puedan verse afectados. Generalmente, se emplea para tal fin, una metodología técnica que permite la evaluación de las acciones previamente mencionadas.

En particular, se emplean tablas de diseño que contienen las propiedades y dimensiones de los diferentes perfiles existentes en el mercado venezolano, agrupados según las características geométricas de sus secciones. En su mayoría, dichos perfiles laminados provienen del mercado europeo y son utilizados según la norma COVENIN-MINDUR 1618, basada en la norma norteamericana del Instituto Americano de la Construcción de Acero, mejor conocido como AISC por sus siglas en inglés (*American Institute of Steel Construction*).

Indiscutiblemente, todo estudio académico debe ir en constante evolución, gracias al avance tecnológico y científico que se produce en la humanidad. Por esta razón, los contenidos informativos resumidos en tablas (o esquemas de otros tipos) deben revisarse constantemente, comparando la recopilación con las normas a las que se rigen, debido a que las mismas también pueden tener actualizaciones en su información, como es el caso de la AISC en su última versión del año 2.016 (AISC 360-16).

Por esta razón, es necesaria la elaboración de nuevas tablas de diseño para perfiles estructurales existentes en el mercado venezolano, mediante el estudio de la norma antes mencionada, AISC 360-16. Esto se debe a que proporciona un tratamiento integrado para el diseño de las

fuerzas admisibles (ASD) y el factor de carga y diseño de resistencia (LRFD); además, sustituye datos previamente especificados. Sabiendo que su objetivo es proporcionar criterios de diseño para el empleo rutinario y no proporcionar criterios específicos para problemas raras veces encontrados, que ocurren en la gama completa de diseño estructural.

Como se ha dicho, se debe realizar un previo estudio de las normas que se ven relacionadas con el diseño de estructuras metálicas, debidamente actualizadas. En este caso, con el fin de obtener mayor información y poder comparar las variaciones, se estudió la revisión de 2.016 de la norma AISC 360, tomando también como referencia venezolana, la norma COVENIN 1618-98, del Ministerio de Desarrollo Urbano (MINDUR).

Hay que mencionar además, la consideración del método de los estados límites elásticos, especificados en la COVENIN – MINDUR 1618-98, debido a que las estructuras de acero, en conjunto con sus miembros, componentes, juntas y conexiones, se deben diseñar siguiendo dicho procedimiento. Estudiando, mediante el mismo, que la rigidez, resistencia, estabilidad, absorción y disipación de energía sobre la estructura, sus miembros y juntas, no debe sobreexcederse.

Específicamente, para el desarrollo del procedimiento llevado a cabo en esta investigación, se multiplicaron o dividieron los resultados obtenidos de los diagramas de sollicitación por los factores de mayoración, para cuantificar la demanda; al igual que las resistencias teóricas con los factores de minoración, para obtener la calidad y características de los componentes.

Dichos procesos, se realizaron para todos los tipos de perfiles estructurales venezolanos. Sin especificar ninguna marca, pero trabajando con las tablas establecidas que tienen mayor gama de dimensiones de los mismos. Sabiendo que existen ciertos perfiles que se mandan a elaborar a juicio del constructor, cuyo uso no es frecuente, por lo que no se tomaron en

cuenta en la presente investigación. Siendo esta la razón por la que se decidió colocar como título de la investigación "*Formulación de Tablas de Diseño para Perfiles Estructurales Venezolanas, aplicando la norma AISC 360-16*".

Anteriormente, se han realizado otros estudios similares, mencionando en este caso el más resaltante, desarrollado por Gutiérrez, miembro de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB), en la Escuela de Ingeniería Civil quien elaboró tablas de diseño basándose en la norma venezolana 1618-98. Dicha tesis fue publicada en enero del año 2.000, en la ciudad de Caracas, realizándosele a la misma una 2da revisión en agosto del 2.006, publicada en abril del año 2.007.

En resumen, se espera que la elaboración de dichas tablas pueda resultar beneficioso en el ámbito académico, para facilitar a aquellos estudiantes del área de construcción de la Universidad de Oriente, en las materias de estructuras metálicas, y análisis estructural, el desarrollo de los enunciados propuestos para su aprendizaje. Así como en el área de construcción en general, donde se podrán utilizar los datos que estas tablas contienen, optimizando la realización del proyecto a elaborar.

De esta manera, se sabe que la formulación de dichas tablas, permitirá un gran avance para la construcción con perfiles estructurales de acero, debido a la facilidad y el acortamiento de los períodos de diseño. No teniendo que llevar a cabo los cálculos complementarios para la obtención de las resistencias de las mismas, sino que podrán conseguirse a través de las tablas que en el presente proyecto se realizaron. Dejando paso, con esta investigación, a futuras actualizaciones en las tablas de diseño para perfiles estructurales metálicos, de acuerdo con las modificaciones de las normativas empleadas.

1.2. Objetivos de la Investigación

1.2.1. Objetivo General

Formular tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanas, aplicando la norma AISC 360-16.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar resumen de fórmulas y condiciones dadas, para el diseño de estructuras metálicas, presentes en la actualización de la Norma AISC 360-16.
- Comparar condiciones y fórmulas para el análisis de estructuras metálicas, dadas en la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-98 y la AISC 360-16.
- Elaborar tablas de diseño para perfiles estructurales, según información recolectada de las Normas de estructuras metálicas AISC 360-16.
- Crear guía de uso, ejemplos y aplicaciones con las tablas de diseño elaboradas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1. Antecedentes de la Investigación

Los miembros de la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones (MINDUR, 1.998), realizaron la norma COVENIN 1618-98, que lleva por nombre *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Este nuevo avance, se llevó a cabo luego de haberse adoptado la interacción con la norma del Instituto americano AISC 360, con el fin de actualizar las condiciones en el territorio venezolano. Siendo éste, el contenido tomado en cuenta como base para la modificación de las resistencias de los diferentes perfiles estructurales venezolanos, aun cuando no ha tenido nuevas revisiones.

Posteriormente, Gutiérrez (2.000), realizó un estudio sobre la selección de perfiles doble te como vigas o columnas, y de los perfiles de canal; así como las dimensiones, propiedades, resistencia a compresión y flexión, áreas netas y conexiones; analizando las estipulaciones presentes en la norma COVENIN – MINDUR 1618-98. Dichas tablas se usaron como referencia para realizar las tablas de diseño de la presente investigación, mediante el método de los estados límites.

Por otra parte, López (2.010), realizó una investigación en la misma casa de estudios, sobre la selección de perfiles estructurales metálicos; de manera que, con ellas poder realizar las tablas de diseño necesarias para la elaboración de un proyecto de construcción con estructuras metálicas. Reuniendo toda la información de un tutorial publicado, del cual se tomaron puntos claves para el procedimiento de cada resistencia calculada en este proyecto.

Además, el *American Institute of Steel Construction* (AISC) tiene entre sus investigaciones desarrolladas las condiciones dadas para el diseño de perfiles estructurales metálicos. En julio del año 2.016, reunió información que fue preparada por un comité, siguiendo los procedimientos del *American National Standards Institute* (ANSI) y los principios de diseño y construcción. La norma actualizada lleva por nombre ANSI/AISC 360-16 *Especificación para Construcciones de Acero* que, como en el primer caso, la información fue de utilidad para realizar las modificaciones necesarias en las condiciones de resistencias de los perfiles estructurales.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Perfiles estructurales

El Grupo Hierros Alfonso (2.014), define los perfiles estructurales como aquellos productos soldados o laminados, que se utilizan para la construcción de obras civiles, como vigas, columnas o armaduras. Con propiedades diferentes dentro de las que se encuentran la forma y el peso del perfil, la composición química, la longitud y sus particularidades.

La laminación de los perfiles en caliente, tiene un proceso que reduce el espesor de una lámina de metal, calentado y presionado por rodillos especiales, a más de 723 °C. A su vez, el laminado en frío, deja que el metal se enfríe naturalmente mientras pasa por los rodillos, permitiendo la recristalización del mismo. Por otra parte los perfiles soldados o armados, son aquellos cuyos elementos se unen mediante soldadura.

2.2.2. Tubos estructurales

Safina y González (2.011), son aquellos perfiles cuya sección es totalmente cerrada, con una costura longitudinal, fabricados con acero de

alta resistencia y cumpliendo las demandas de la ASTM A500 Grado C, establecida por *American Society for Testing and Materials* (ASTM). Los perfiles de sección cerrada utilizados en la investigación se clasifican como HSS (*Hollow Structural Sections*- Secciones tubulares huecas).

2.2.3. Materiales para Acero Estructural

De la AISC 360-16, se conoce que cada fabricante tendrá a disposición la evidencia de los ensayos realizados para comprobar que el material es apto para la construcción, siempre y cuando trabajen en función de los estándares de la norma ASTM. Según esto, se sabe que los perfiles laminados en caliente usados en la investigación tienen una designación de A36 y A572 Grado 50, para tubulares estructurales.

2.2.4. Propiedades para el diseño del acero estructural

Los valores de la tensión de cedencia (F_y) y de resistencia a la tracción (F_u) a utilizar en la investigación se han escogido de acuerdo a la designación del acero estructural de cada perfil. El resto de las propiedades serán tomadas de la norma COVENIN-MINDUR 1618-98, como son:

- Módulo de elasticidad: $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg cm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$
- Módulo de corte: $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 808.000 \text{ kg cm}^2$

2.2.5. Propiedades estáticas para el diseño estructural

González y Safina (2.011), explican que para los perfiles HSS el espesor de diseño (t) será 0,93 veces el espesor nominal (e). A su vez, el radio de la esquina externa (R) será 2,5 veces el espesor de diseño, esto es cumpliendo lo establecido en el estricto trabajo de inspección de calidad de

fabricación de los tubulares huecos. Estableciendo los anchos libres (b, h) en función de cinco veces el espesor de diseño.

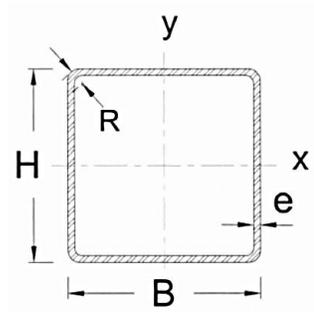


Figura 1. Propiedades estáticas de una sección cuadrada. **Fuente:** Manual UNICON (2.011)

2.2.6. Procedimientos de Diseño

Bowles (1.993), define los procedimientos de diseño como aquellos que requieren de criterios estructurales aplicados por el ingeniero, para satisfacer las demandas del propietario. Con base en la función estructural, las consideraciones ambientales y las propiedades de los materiales, el diseño se incorpora a un modelo matemático que dista de la realidad.

Las Normas para la Construcción de Estructuras Metálicas COVENIN 1618-98 y AISC 360-16, prevén dichas inexactitudes, haciendo que los procedimientos de diseño a llevar a cabo sean más cercanos a la realidad. Por tal motivo, es recomendado tomar en cuenta los procesos que aparezcan en las normativas mencionadas, pudiendo guiarse por pequeñas referencias de otros autores.

2.2.7. Estado Límite

En la norma española EHE-08 (2.007), se argumenta que el estado límite de comportamiento de una estructura se alcanza cuando los desplazamientos, niveles de fatiga y las fuerzas, se combinan todos o algunos, siendo esta la razón para determinar que la edificación comienza a

tener un comportamiento inaceptable. Pudiendo originarse una falla resistente, por deformaciones y vibraciones excesivas, por inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

2.2.8. Método de los Estados Límites

La COVENIN (1.998), explica que el objetivo principal del método de los Estados Límites es alcanzar una condición límite, establecida previamente para un tipo de estructura. Esto es, con el fin de lograr la estabilidad, resistencia y rigidez de los miembros de una estructura, además de la absorción y disipación de energía de los mismos.

2.2.9. Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

En el trabajo de Sánchez y Cortes (2.012), se puede entender que el método de *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), se utiliza exclusivamente para construcciones de acero, con el fin de optimizar los proyectos a diseñar. Por esto, las disposiciones de diseño en base a factores de carga y resistencia satisfacen los requisitos de la AISC 360 cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es igual o mayor a la resistencia requerida en las combinaciones de carga.

2.2.10. Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Quispe y Flores (2.017), en su investigación, comentan que con este método, las cargas de servicio no necesitan ser multiplicadas por los factores de seguridad. Antes bien, se deben acumular para posibilitar las combinaciones. También cumple con los requisitos establecidos en la AISC 360. Sus siglas provienen de su traducción al inglés: *Allowable Strength Design* (ASD).

2.2.11. Clasificación de los elementos de la sección

La COVENIN 1618-98, explica que la clasificación de las secciones transversales de los elementos se diferencia cuando se ve sometida a esfuerzos de compresión uniforme, y cuando no. De esta manera, las secciones pueden clasificarse en elementos comprimidos rigidizados o elementos comprimidos no rigidizados.

2.2.11.1. Elementos comprimidos no rigidizados

Este caso se presenta, cuando la fuerza de compresión ejercida sobre el miembro tiene dirección perpendicular al borde libre del perfil. Estos elementos son conocidos por la AISC 360-16 como no atiesados. Clasificando los anchos de las secciones de la siguiente manera:

- Para las alas de los perfiles I: $b = b_f / 2$ Ec.1
- Para las alas de los perfiles de canal y ángulo: $b = b_f$ Ec.2

2.2.11.2. Elementos comprimidos rigidizados

Estos elementos se reconocen por tener soporte lateral en los bordes cuando tienen dirección paralela a la fuerza de compresión ejercida sobre el elemento uniformemente plano (también conocidos como atiesados, en la AISC 360-16 tomando el siguiente ancho para cada uno:

- Para el alma de los perfiles I: $h = d - 2t_f$ Ec.3
- Para las alas de los perfiles de canal y ángulo: $b = b_f$ Ec.4

2.2.12. Miembros en Tensión

McCormac (2.012), comenta lo fácil de seleccionar un perfil estructural, cuando se trata de un miembro que resistirá fuerzas a tensión. A falta de paneo, será solo necesario el cálculo de la carga de sustento.

Sabiendo que un miembro en tensión es un elemento que debido a sus características geométricas genera solo esfuerzos axiales de tracción cuando está sometido a dichas cargas, actuando a lo largo de sus ejes centroidales. Generalmente, los elementos en tracción se proyectan a través de perfiles, barras o pletinas.

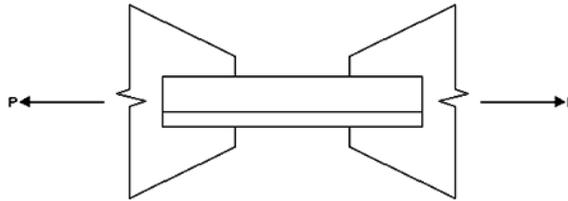


Figura 2. Miembro a tensión. **Fuente:** Autor (2.019)

2.2.12.1. Conexiones

Torres y Maino (2.008), dicen que las conexiones son el conjunto de elementos que unen cada miembro estructural a la junta: Placas o ángulos por patines (alas) o alma, soldaduras o pernos. La junta es entonces la zona completa de intersección de los miembros estructurales, pudiendo considerar así su resistencia en tensión.

- **Conexiones apernadas**

El comportamiento de una junta hecha con pernos de la alta resistencia se puede visualizar en un estado de esfuerzo-deformación de un espécimen típico. Consiguiendo las ecuaciones pertinentes para la resistencia (P_n) en la norma AISC 360-16, la cual puede trabajar tanto para el método LRFD como para el ASD, con sus respectivos factores.

- *Resistencia de diseño en tensión.* El comportamiento de una junta hecha con pernos de alta resistencia se puede visualizar en un estado de esfuerzo-deformación de un espécimen típico. Resumiendo las fórmulas de

resistencia en tensión (P_n) conseguidas en la norma AISC 360-16, con las ecuaciones 7 y 8 (*ibídem*).

- *Resistencia de aplastamiento y desgarre en perforaciones de pernos.* En la AISC 360-16, se muestran las condiciones que determinan el estado límite de aplastamiento y desgarre, para una conexión de ranura estándar independiente o paralela a la dirección de la carga de aplastamiento, considerando de la COVENIN 1618-98 que, entre ambos resultados, se escogerá el menor como resistencia, se tiene:

- Tomando en cuenta la deformación en la perforación del perno por aplastamiento se tiene la ecuación: $R_n = F_y A_g$ Ec. 5.
- Tomando en cuenta la deformación en la perforación del perno por desgarre se tiene la ecuación: $R_n = F_u A_e$ Ec. 6 .

- **Conexiones soldadas**

De la norma AISC 360-16 que, a su vez, se basa en el código *Structural Welding Code-Steel (AWS)*, se sabe que las conexiones soldadas son cuando dos miembros estructurales metálicos se unen, mediante un proceso de calentamiento de la superficie de ellos, hasta llegar a un estado de fluidez que, al enfriar, une las partes.

En aplicaciones estructurales se pueden usar diversos tipos de soldadura dentro de los que están la soldadura de filete, penetración, tapón y ranura. En la presente investigación se trabaja con la soldadura de filete cuya sección transversal, según Bowles (1.993), tiende a ser semitriangular como se muestra en la figura 2.



Figura 3. Soldadura de filete. **Fuente:** Diseño de acero estructura. Bowles (1.993)

En la AISC 360-16, se analiza que el área efectiva de la soldadura de filete depende primordialmente del espesor del mismo, junto con su longitud. El tamaño mínimo de la soldadura se puede conseguir en la tabla 1, que a su vez depende del espesor del elemento conectado.

Tabla 1. Tamaño mínimo de la soldadura de filete

Espesor de material de la parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva (w), mm
Hasta 6, inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

Fuente: Especificaciones para Construcciones de Acero. AISC 360 (2.016)

De la misma norma se conocen las siguientes condiciones:

- a. El tamaño mínimo de la soldadura no debe ser menor que el requerimiento de la fuerza calculada ni mayor que el mostrado en la tabla 1.
 - b. La longitud mínima de la soldadura no debe ser menor que cuatro veces el tamaño nominal.
 - c. Estas soldaduras permiten las tensiones calculadas a través de la superficie de contacto.
- *Resistencia de diseño.* De igual forma, ésta deberá ser el menor valor calculado entre los estados límites de la ruptura por tracción y ruptura por corte y la resistencia de la soldadura. Sin embargo, para el estudio de los perfiles, sólo se considera la resistencia propia del elemento, con las ecuaciones 7 y 8 (*ídem*).

$$P_n = F_y A_g \quad Ec. 7$$

$$P_n = F_u A_e \quad Ec. 8$$

2.2.12.2. Modos de Falla

Para ilustrar los posibles modos de falla de un elemento en tensión vamos a considerar el caso de un perfil ángulo usándolo contra venteo, cuando el perfil sufre de cedencia en la línea de los conectores, cuando sufre una fractura transversal o cuando se combinan ambos casos. Explicándolo con las siguientes imágenes:

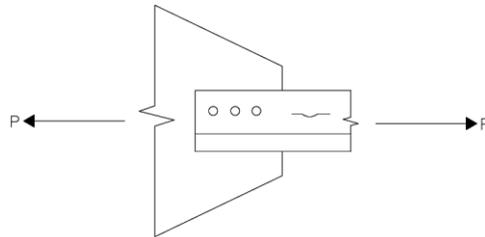


Figura 4. Punto de fluencia del área total. **Fuente:** Diseño de Acero Estructural, Bowles (1.993)

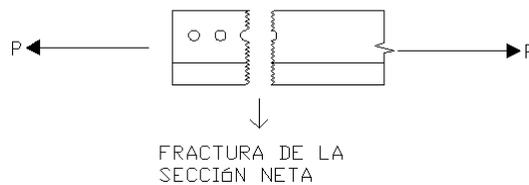


Figura 5. Fractura de la sección. **Fuente:** Diseño de Acero Estructural, Bowles (1.993)

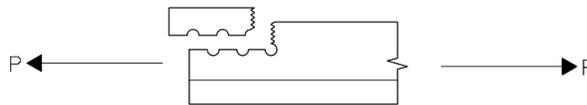


Figura 6. Ruptura por cortante y tensión combinados. **Fuente:** Diseño de Acero Estructural, Bowles (1.993)

2.2.12.3. Resistencia a la cedencia en tracción

McGraw, Hill (2.005), es el efecto ocurrido cuando, sin variar la tensión aplicada sobre el elemento o material, éste padecerá una deformación

rápida, sometidos a esfuerzos de tracción. En este caso, el material tendrá la capacidad de regresar a su estado normal una vez se vea interrumpida la carga ejercida, estando en el rango de elasticidad. Por lo tanto, éste será el mínimo valor garantizados por los fabricantes del acero, que el mismo resistirá.

2.2.12.4. Resistencia a la fractura por tracción

Dieter, McGraw (1.998), definen la tensión de rotura o fractura como el máximo valor que resiste un material cuya sección transversal se ve sometida a una fuerza de tracción, antes que la misma produzca contracción de la sección. Dicha deformación ocurre sin previo aviso, por lo tanto la resistencia a la fractura deberá ser muy garantizadas por los fabricantes.

En la norma Americana AISC 360: Especificaciones para Construcciones de Acero (2.016) se pueden conseguir las definiciones tanto de área neta como de área bruta de la sección, para de esta manera, poder saber cuál de los factores se utilizarán para los métodos de diseño antes mencionados. Se definen a continuación:

2.2.12.5. Área Bruta

Es el área total de la sección transversal de cualquier perfil estructural metálico, conocida también como área gruesa (A_g). De igual forma, se puede considerar ésta como el área neta (A_n) de una sección transversal de perfil; sin embargo, para diferenciar los casos de conexiones apernadas con las conexiones soldadas, se denotan diferente.

2.2.12.6. Área Neta

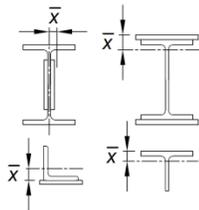
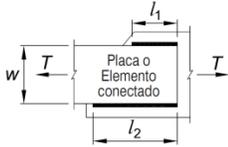
Por otra parte, ésta será la sumatoria de la multiplicación del espesor del perfil por los anchos efectivos entre agujeros de apernado. Cuando se

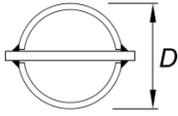
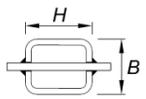
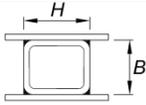
trata de corte y tensión, se deberá incrementar una distancia de $0,2\text{cm}$. Pero, cuando se trata de una cadena de perforaciones, el cálculo se hará sumando los diámetros de las perforaciones.

2.2.12.7. Factor de Corte Diferido

En la norma AISC 360-16, se explica que el factor de corte diferido (U) es el cálculo de la distribución de las fuerzas de tensión presentadas de manera no uniforme sobre un miembro estructural o los elementos que lo conectan cerca de la junta. Pudiendo conseguir los valores del mismo en la tabla 2.

Tabla 2. Factor de corte diferido para conexiones de miembros en tracción

Caso	Descripción del elemento	Factor de corte diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los miembros de la sección por conectores.	$U = 1,0$	-
2	Todos los miembros en tracción, excepto tubos, donde la carga es transmitida por solo algunos de los elementos de la sección por conexiones o soldaduras alternativamente, el caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP (para ángulos, se permite el uso del caso 8)	$U = 1 - \frac{X}{l}$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a solo algunos de los elementos de la sección	$U = 1,0$ Y $A_n =$ área de los elementos conectados directamente	-
4 ^[a]	Planchas, ángulos, canales con soldaduras en bordes extremos, secciones te o doble te con elementos adosados, donde la tensión es transmitida solo por soldaduras longitudinales. Ver caso 2 para definición de x	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} 1 - \frac{X}{l}$	

5	Tubos redondos con solo una plancha Gusset concéntrica, con soldaduras de ranura al tubo		$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{X}{l}$ $X = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo rectangular	Con solo un plancha Gusset concéntrica	$l \geq H, U = 1 - \frac{X}{l}$ $X = \frac{B^2 + 2BH}{4B + H}$	
		Con dos planchas Gusset concéntricas	$l \geq H, U = 1 - \frac{X}{l}$ $X = \frac{B^2}{4B + H}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T, a partir de estos perfiles (si U es calculado según caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	Con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
		Con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	-
8	Ángulos simples (si U es calculado según caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	Con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	-
		Con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de la carga (con menos de tres conectores por línea en la dirección de la carga, usar caso 2)	$U = 0.60$	-
<p>B= ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); D= diámetro exterior de la sección cilíndrica, cm (mm); H= altura del tubo rectangular, medido en el plano de la conexión, cm (mm); d= altura de la sección, cm (mm); para secciones T, d= altura de la sección desde la cual la T fue cortada, cm (mm); l= longitud de conexión, cm (mm); w= ancho plancha, cm (mm); X= excentricidad de conexión, cm (mm).</p> <p>^[a]$l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, donde l_1 y l_2 no deben ser menor a 4 veces la dimensión de la soldadura</p>				

Fuente: Especificaciones para Construcciones de Acero. AISC 360 (2.016)

2.2.13. Miembros en Compresión

Soto (2.005), realizó un trabajo donde define los miembros a compresión como aquellos cuyo diseño se basa en su fuerza interna. Así es como la compresión implica el máximo índice de funcionamiento de la

columna, presentándose casos donde no necesariamente son elementos verticalmente rectos, por lo que puede existir flexo-compresión (compresión combinada con flexión).



Figura 7. Miembro a compresión. **Fuente:** Proyecto Estructural de Acero. Arcila (2.013)

2.2.13.1. Longitud efectiva

La COVENIN 1618-98, indica que los miembros comprimidos deben ser diseñados en función de la longitud efectiva que trabaja con la longitud no arriostrada lateralmente y el factor de longitud efectiva, que se puede asumir gracias a la tabla 3. Sin embargo, para la presente investigación, no se consideran las condiciones dadas, sino el valor total de longitud efectiva.

Tabla 3. Factor de longitud efectiva de columnas

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La forma pandeada de la columna es mostrada mediante líneas segmentadas						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

Código de las condiciones en los extremos		Rotación fija y traslación fija
		Rotación libre traslación fija
		Rotación fija y traslación libre
		Rotación libre y traslación libre

Fuente: Estructuras de acero ASD. Fratelli (2.010)

2.2.13.2. Relación de esbeltez

Esta relación es aquella que existe entre la longitud efectiva de un miembro sometido a compresión axial respecto al eje de giro, en función del eje de flexión (*ibídem*). El límite de esbeltez sugerido por la AISC 360-16 es de 200. El radio de giro utilizado será el menor, puesto que éste representa el eje débil de la sección, es decir el más susceptible a la deformación.

2.2.13.3. Secciones Compactas

En la COVENIN 1618-98, se explica que las secciones compactas se dan cuando las mismas llegan a su momento plástico sin tener rotación, teniendo magnitud constante. Según esto, las secciones estarán conectadas entre alas y alma o almas, siempre que su relación ancho-espesor no exceda el valor límite de λ_p .

2.2.13.4. Secciones No Compactas

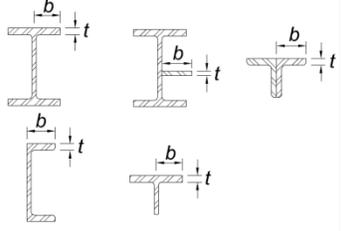
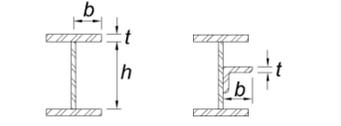
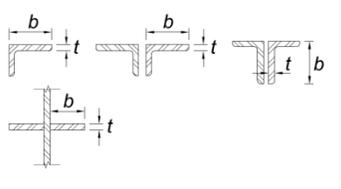
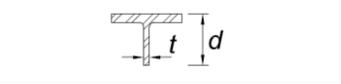
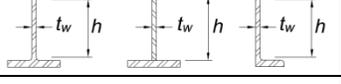
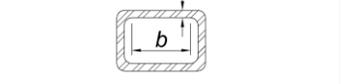
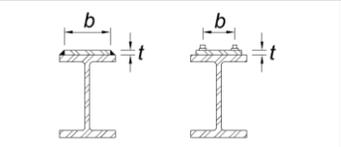
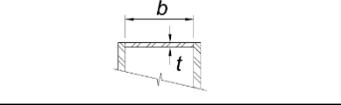
Asimismo, se sabe que aquellas secciones cuyos elementos comprimidos originan el momento de tensión cedente justo antes de ocurrir el pandeo local. En este caso, la relación ancho-espesor de uno o más elementos a compresión debe estar entre los valores de λ_p y λ_r , como rangos superior e inferior, respectivamente. Dichas secciones no sufren pandeo local (*ídem*).

2.2.13.5. Secciones con Elementos Esbeltos

Se analiza que estas secciones tienen la particularidad de que, su valor de relación ancho-espesor en elementos comprimidos será mayor que λ_r . Para las solicitaciones de compresión o flexo-compresión de estos elementos su estado límite de agotamiento será el pandeo local en alas comprimidas y el pandeo del alma a flexión (*ídem*).

Según McCormac (2.012), para estos casos, el esfuerzo crítico debe ser reducido. La manera de lograr dicha reducción es con el producto de las resistencias y un factor de reducción que tendrá un valor diferente en caso que el miembro tenga elementos atiesados o no, uno para cada uno ($\phi_a, \phi_s, \phi_{as}$), especificado en el Anexo A de la COVENIN 1618-98, Elementos esbeltos comprimidos. Que, a su vez, han sido eliminados de la AISC 360-16. Los límites de esbeltez en función de la relación ancho-espesor para elementos rigidizados y no rigidizados, según de los tipos de sección, se pueden conseguir en las tablas 4 y 5.

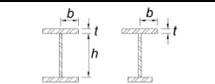
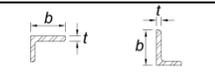
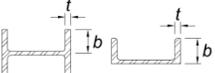
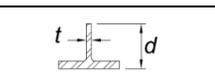
Tabla 4. Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Compresión Axial

	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ_r (esbelta/ no esbelta)	Ejemplo
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	—	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas	b/t	$0.64 \frac{k_c E}{F_y}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \frac{E}{F_y}$	
	4	Alma de secciones T	b/t	$0.75 \frac{E}{F_y}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal	h/t_w	$1.49 \frac{E}{F_y}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \frac{E}{F_y}$	
	7	Alas de sobrepunchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldaduras	b/t	$1.40 \frac{E}{F_y}$	
	8	Todo elemento atiesado	b/t	$1.49 \frac{E}{F_y}$	

9	Tubos circulares	D t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	
[a] $k_c = 4 \frac{h}{t_w}$, no menor que 0,35; ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo				

Fuente: Especificaciones para Construcciones de Acero. AISC 360 (2.016)

Tabla 5. Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite		Ejemplo
			λ_p (compacta/ no compacta)	λ_r (no compacta/ esbelta)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b t	$0.38 \frac{E}{F_y}$	—	
11	Alas de secciones I soldadas con doble simetría	b t	$0.38 \frac{E}{F_y}$	$0.64 \frac{[a] [b]}{k_c E F_L}$	
12	Alas de ángulos simples	b t	$0.54 \frac{E}{F_y}$	$0.91 \frac{E}{F_y}$	
13	Alas de toda doble T y canal en torno a su eje más débil	b t	$0.38 \frac{E}{F_y}$	$1.0 \frac{E}{F_y}$	
14	Almas de tes	d t	$0.82 \frac{E}{F_y}$	$1.52 \frac{E}{F_y}$	
[a] $k_c = 4 \frac{h}{t_w}$, no menor que 0,35; ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo					
[b] $F_L = 0.7F_y$ para secciones doble te esbeltas de alma, y para secciones fabricadas de alma compacta y no compacta con flexión en el eje fuerte con $S_{xt} S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt} S_{xc} \geq 0.5F_y$ para miembros fabricados de secciones doble te de alma compacta y no compacta con $S_{xt} S_{xc} < 0.7$, donde S_{xc}, S_{xt} = Módulo elástico de la sección referido a las alas en compresión y en tracción, respectivamente $mm^3 (in^3)$					

Fuente: Especificaciones para Construcciones de Acero. AISC 360 (2.016)

2.2.13.6. Pandeo de un miembro a compresión

Rondón (2.015), define el pandeo como aquella deformación lateral alrededor de los centroides y ejes principales de la columna. Si dicho miembro carece de soporte lateral intermedio, la deformación suele ser crítica en función de su eje menor de resistencia. El principal estado límite de resistencia que puede causar inestabilidad en los elementos a compresión es

el pandeo. Generándose mayormente por flexión, aunque también puede presentarse por torsión y flexotorsión. Los elementos simétricos no padecen este mecanismo de falla.

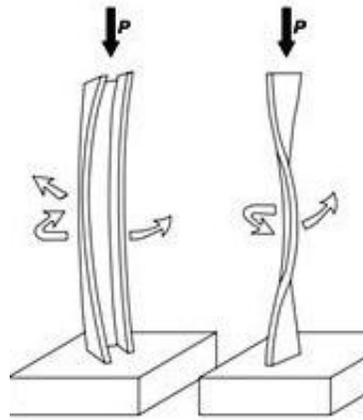


Figura 8. Pandeo flexotorsional de un miembro. **Fuente:** Proyecto de acero y madera. Rondón (2.015)

2.2.14. Miembros a Flexión

Bowles (1.993), menciona que las vigas son los elementos que reciben cargas perpendiculares a su eje, produciéndose con esto fuerzas cortantes y momentos flectores. Siendo, para este caso, la resistencia a flexión el parámetro que influye en el comportamiento de la estructura. De igual forma, puede existir combinación de pandeo con flexión.

Se debe alcanzar el estado límite de agotamiento para resistencia a la fluencia para secciones arriostradas lateralmente, cuando la longitud de arriostramiento no alcanza la longitud no arriostrada de diseño. Mientras que, en caso contrario, se analiza la cedencia y el pandeo lateral torsional.

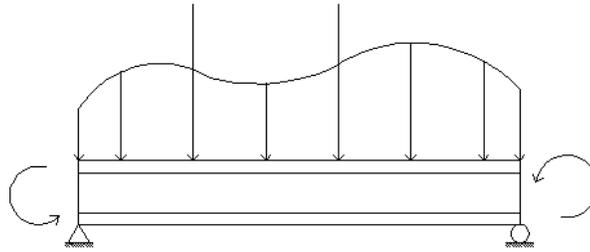


Figura 9. Miembro sometido momento. **Fuente:** Diseño de Miembros de Acero a Flexión y Corte. Macario (2.015)

Debido a que se tratan de esfuerzos de flexión, este mecanismo se evalúa en función de un momento resistente que se escogerá del menor valor obtenido entre el momento plástico y de pandeo lateral-torsional. La AISC 360-16 explica que los miembros HSS no padecen de pandeo lateral torsional. Al igual que varias secciones carecen del mismo por su simetría.

Al igual que los ángulos simples con restricción lateral-torsional continua pueden diseñarse por flexión en torno a ambos ejes geométricos, escogiéndose de igual forma el menor entre ambos. Además, cuando tiene elementos esbeltos, su cálculo se hará en función del módulo elástico efectivo.

2.2.14.1. Módulo elástico efectivo

Muñoz (2.018), publicó en su blog la ecuación 9, para el momento de inercia. De donde se puede asumir en función de la base efectiva del perfil, despejando así su módulo elástico en función del eje débil. Sin embargo, para ángulos con alas iguales, el valor obtenido será igual para ambos ejes.

$$I = \frac{S_e b_e}{2} \rightarrow S_e = \frac{2I}{b_e} \quad \text{Ec. 9}$$

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

Arias (2.016), explicó la definición de una investigación descriptiva, siendo ésta en la que se exponen no sólo los conocimientos teóricos sino también metodológicos del estudio a desarrollar. Gracias a esto, se supo que la presente fue una investigación de este tipo. Analizando la definición del mismo autor, se considera que también fue una investigación correlacional, puesto que se comparó la variación entre dos normas utilizadas para el trabajo estructural metálico.

Habiendo recolectado los datos necesarios para realizar el presente estudio, se explicaron a detalle todos los procedimientos realizados para el cálculo de las resistencias de todos los perfiles metálicos, que fueron tomados de la actualización de la norma AISC 360-16. Una vez hecho esto, se compararon con las ecuaciones dadas en la norma venezolana COVENIN 1618-98, únicamente con las que tenían variaciones respecto a la primera.

3.2. Nivel de investigación

De igual forma se puede saber que la presente es una investigación documental; ya que se tomaron referencias bibliográficas de diversos autores que sirvieron como referencia para el desarrollo del trabajo (*Ibídem*). Dentro de estos documentos, se encuentran tesis, manuales de trabajo y normas, tanto venezolana como internacional.

Los cálculos realizados en dichos manuales se trabajaron en función de las diferentes resistencias de los perfiles estructurales metálicos, con las normas ya mencionadas. Sin embargo, en las bibliografías recolectadas se

trabaja con la AISC 360 del año 2.010; aun así, se trabajó con dichos autores como guía para la actualización de los cálculos. De igual forma, se tomaron de las mismas referencias las bases teóricas que sirvieron de apoyo para el mejor entendimiento de los procesos desarrollados.

3.3. Técnicas de Investigación

- **Revisión Documental**

En el ya mencionado estudio, se recolectaron diferentes bibliografías que sirven de referencia para la mejor comprensión y desarrollo del trabajo. Dentro de las obras se tienen las siguientes:

- AISC 360-16 *Especificaciones para Construcciones de Acero*.
- COVENIN-MINDUR 1618-98 *Estructuras de Acero para Edificaciones*.
- *Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares*. UNICON, 2.011.
- *Estructuras de Acero*. López, 2.010.
- *Tablas de Diseño según la Norma venezolana COVENIN 1618:1.998*. Gutiérrez, 2.000.
- *Diseño de Acero Estructural*. Bowles, 1.993.
- *Diseño de Estructuras de Acero*. McCormac, 2.012.
- Otras bibliografías de acero estructural, citadas en el texto.

- **Análisis Matemático**

Dentro de los análisis matemáticos que se realizaron en la investigación, se tiene el Diseño a Base de Cargas y Resistencias (LRFD) y el Diseño de los Esfuerzos Admisibles (ASD). Ambos métodos fueron tomados del contenido de la norma AISC 360-16, que explica su cálculo para diferentes resistencias, como son de miembros conectados con pernos o por soldadura sometidos a tensión, la resistencia por compresión y por flexión.

Con cierto apoyo de otras de las bibliografías mencionadas. Dichos métodos, fueron resueltos con la ayuda de la herramienta de Microsoft Excel 2.010.

3.4. Herramientas y Equipos

- Computadora de mesa, marca VIT de uso diario.
- Computadora portátil marca UTECH, para momentos de tutoría.
- Impresora multifuncional marca HP, serie Deskjet F2400.
- Calculadora científica, marca Casio para cálculos de comprobación.
- El paquete de Microsoft 2010, específicamente Word, Excel.
- Lectores de archivos PDF Acrobat Reader DC y Foxit Reader, para la revisión de la bibliografía utilizada.
- La herramienta de diseño AutoCAD, para la elaboración de las gráficas colocadas en la investigación.
- Libreta de apuntes, para dudas y procedimientos.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Realización de resumen de fórmulas y condiciones dadas, para el diseño de estructuras metálicas, presentes en la actualización de la Norma AISC 360-16

Esta técnica fue la que ayudó a organizar toda la información recolectada, en pro de los objetivos previamente planteados. Además de la organización de los mismos, se analizó y explicó los procesos, contribuyendo lo mismo para la elaboración de las conclusiones y recomendaciones referentes al estudio en cuestión.

Tabla 6. Métodos de diseño

MÉTODO	ECUACIÓN	N°	NOMENCLATURAS
Diseño por Resistencia Usando diseño en base de Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	$R_u \leq \phi R_n$	Ec. 10	R_u : Resistencia requerida usando combinaciones de carga de LRFD. R_n : Resistencia nominal. ϕ : Factor de resistencia. ϕR_n : Resistencia de diseño.
Diseño por Resistencia Usando diseño en base de Resistencias Admisibles (ASD)	$R_a \leq R_n / \Omega$	Ec. 11	R_a : Resistencia requerida usando combinaciones de carga de ASD. R_n : Resistencia nominal. Ω : Factor de seguridad. R_n / Ω : Resistencia admisible.

Fuente: Autor (2.019)

Las ecuaciones antes escritas, se emplean para todos los cálculos de resistencias de los perfiles estructurales. Dependiendo de su mecanismo de falla, se utilizaría el factor de resistencia o seguridad.

Tabla 7. Resistencia de miembros en tracción

CÁLCULO	ECUACIÓN	Nº	LRFD ϕ_t	ASD Ω_t	NOMENCLATURA
Para fluencia en tracción de la sección bruta	$P_n = F_y A_g$	<i>Ec. 7</i>	0,90	1,67	- A_e : Área neta efectiva, cm^2 . - A_g : Área bruta del miembro, cm^2 . - F_y : Tensión de fluencia mínima especificada, Kgf/cm^2 (MPa).
Para ruptura en tracción en la sección neta.	$P_n = F_u A_e$	<i>Ec. 8</i>	0,75	2,00	- F_u : Tensión última mínima especificada, Kgf/cm^2 (MPa).
Área neta efectiva	$A_e = A_n U$	<i>Ec. 12</i>			- U : Factor de corte diferido.

Fuente: Autor (2.019)

De las ecuaciones antes escritas, se aclara que el área neta de un perfil será calculada dependiendo del tipo de conexión. En principio, si se trata de miembros soldados, el área neta será igual al área gruesa. Por otra parte, para los miembros conectados con pernos, la misma dependerá de la cantidad de conectores.

Tabla 8. Resistencia de elementos en corte

	FALLA	ECUACIÓN	N°	LRFD ϕ_t	ASD Ω_t	NOMENCLATURA
Elementos en tracción	Para fluencia	$R_n = F_y A_g$	Ec. 7	0,90	1,67	- A_{gv} : Área bruta solicitada a corte, cm^2 .
	Para ruptura	$R_n = F_u A_e$	Ec. 8	0,75	2,00	- A_{nv} : Área neta solicitada a corte, cm^2 .
Elementos en corte	Para fluencia	$R_n = 0,60 F_y A_{gv}$	Ec. 13	0,90	1,67	- A_{gv} : Área bruta solicitada a corte, cm^2 .
	Para ruptura	$R_n = 0,60 F_u A_{nv}$	Ec. 14	0,75	2,00	- A_{nv} : Área neta solicitada a corte, cm^2 .
Resistencia de Bloque de Corte		[a]	Ec. 15			- A_{nt} : Área neta solicitada a tracción, cm^2 (mm^2). - $U_{bs} = 1$: Cuando la tensión de tracción es uniforme
[a] $R_n = 0,60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$						

Fuente: Autor (2.019)

Según lo antes descrito, se entiende que los perfiles conectados no fallan solo por tracción, sino también por corte. A su vez, tendrán diferente mecanismo cualquiera sea el menor valor obtenido por la resistencia.

Tabla 9. Resistencia en Pernos y Partes Roscadas

CÁLCULO	ECUACIÓN	N°	NOMENCLATURA
Aplastamiento	$R_n = 2,4 dt F_u$	Ec. 16	Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicios se considera en el diseño.
Desgarre	$R_n = 1,2 l_c t F_u$	Ec. 17	

Fuente: Autor (2.019)

La tabla 9 muestra que también puede existir falla por aplastamiento o desgarre del perno y del elemento. Para lo cual la resistencia por desplazamiento trabaja en función del perfil y la resistencia de desgarre en función del perno y sus distancias mínimas.

Tabla 10. Resistencia de miembros en compresión

CÁLCULO	ECUACIÓN	Nº	NOMENCLATURA	
Longitud efectiva	$L_c = K \cdot L$	Ec.18	- L_c : Longitud efectiva del miembro, <i>cm</i> . - K : Factor de longitud efectiva.	
Límite de esbeltez de un miembro	$\frac{L_c}{r} \leq 200$	Ec.19	- L : Longitud arriostrada lateralmente del miembro, <i>cm</i> . - r : Radio de giro, <i>cm</i> .	
Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.	$P_n = F_{cr} A_g$	Ec.20		
Esfuerzo crítico	Inelástico	$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Ec.21	- A_g : Área bruta de la sección transversal de un miembro, cm^2 (mm^2). - E : Módulo de elasticidad del acero ($2,1 \times 10^6 kgf/cm^2$).
		$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e}$	Ec.22	- F_y : Tensión mínima de fluencia especificada para el tipo de acero empleado, Kgf/cm^2 (MPa). - r : Radio de giro, <i>cm</i> (<i>mm</i>).
	Elástico	$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Ec.23	
		$F_{cr} = 0,877 F_e$	Ec.24	
Tensión elástica	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_c}{r}^2}$	Ec.25		

Fuente: Autor (2.019)

Para este caso, se considera directamente la longitud efectiva, debido a que no se tienen longitudes y condiciones de borde reales, para el cálculo del factor de longitud efectiva, las cuales se adquieren del diseño a construir.

Tabla 11. Miembros a compresión con pandeo torsional y flexo-torsional

CÁLCULO	ECUACIÓN	N°	NOMENCLATURA
Resistencia a compresión	$P_n = F_{cr}A_g$	Ec. 20	
Tensión elástica	[a]	Ec. 26	Para miembros con simetría simple rotando en torno al centro de corte Y
Tensión elástica en torno a Y	$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_{cy}}{r_y^2}}$	Ec. 27	- C_w : Constante de alabeo, cm^6 (mm^6). - J : Constante torsional, cm^4 (mm^4).
Tensión elástica en torno a Z	[b]	Ec. 28	- L_{cy}, L_{cz} : Longitud efectiva del eje Y y Z, cm (mm).
Constante de deflexión	$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$	Ec. 29	- r_0 : Radio de giro polar en torno al centro de corte, cm (mm).
Cuadrado del radio de giro polar	$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$	Ec. 30	- I_x, I_y : Momento de inercia en torno de los ejes principales, cm^4 (mm^4). - x_0, y_0 : Coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, cm (mm)
[a] $F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}$		$1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{F_{ey} + F_{ez}}$	[b] $F_{ez} = \frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ \frac{1}{A_g r_0^2}$

Fuente: Autor (2.019)

Por otra parte, en la tabla 11 se muestra que para el pandeo torsional se considera, además, el radio de giro polar y la constante de deflexión del perfil y en función a esto, tensión elástica para todos sus ejes.

Tabla 12. Miembros a compresión con elementos esbeltos

CÁLCULO	ECUACIÓN	Nº	NOMENCLATURA
Resistencia a compresión	$P_n = F_{cr} A_e$	Ec. 31	
Base efectiva	$\lambda \leq \lambda_r$	Ec. 32	- A_e : Suma de las áreas efectivas de la sección transversal basadas en los anchos efectivos b_e, h_e , o d_e , o el área dada por las ecuaciones de las secciones tubulares cilíndricas. - F_{cr} : Tensión crítica determinada de acuerdo con el pandeo por flexión. - $c_1; c_2$: Factor de ajuste por imperfección (tabla X)
	$F_y \leq F_{cr}$ $b_e = b$	Ec. 33	
	$\lambda > \lambda_r$	Ec. 34	
	$b_e = b \left(1 - c_1 \frac{F_{el}}{F_{cr}} \right)^2$	Ec. 35	
Tensión de pandeo local	$F_{el} = c_2 \frac{\lambda_r^2}{\lambda} F_y$	Ec. 36	

Fuente: Autor (2.019)

En el caso de los elementos esbeltos, como se muestra en la tabla 12, se trabaja en función de un área efectiva, puesto que la esbeltez permite un pandeo mayor que para los elementos compactos, trabajando solo una parte del miembro.

Tabla 13. Miembros en Flexión

CÁLCULO	ECUACIÓN	Nº	NOMENCLATURA
Miembros compactos flectados en torno a su eje mayor	$M_n = M_p = F_y Z_x$	Ec. 37	- F_y : Tensión de fluencia mínima especificada por el tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 (MPa). - Z_x : Módulo de sección plástico en torno al eje X, cm^3 (mm^3).
Pandeo lateral-torsional	$L_b \leq L_p$	Ec. 38	- No aplica
	$L_p < L_b < L_r$; $M_n \leq M_p$ [a]		- L_b : Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida o arriostrados contra giro de la sección transversal, cm .
	$L_p > L_r$; $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$	Ec. 39	

Tensión crítica	[b]	Ec. 40	- C : Constante torsional, cm^4 (mm^4). - S_x : Módulo de sección elástica en torno al eje X, cm^3 (mm^3). - h_o : Distancia entre los centroides de las alas, cm (mm).
Estado límite de fluencia		Ec. 41	- Longitud no arriostrada
Estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico	[c]	Ec. 42	- Longitud no arriostrada
Pandeo lateral torsional		Ec. 43	
			- Secciones I con simetría doble
		Ec. 44	- Canales
Perfiles Tubulares Cuadrados y Rectangulares		Ec. 45	- $Z = \alpha S$: Módulo plástico de la sección, cm^3 (mm^3).
	[a] $M_n = C_b M_p - M_p - 0.7F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}$	[b] $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\frac{L_b}{r_{ts}^2}} \frac{1}{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \frac{L_b}{r_{ts}^2}}$	
	[c] $L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{J_c S_x h_o^2 + 6.76 \frac{0.7 F_y}{E}^2}$		

Fuente: Autor (2.019)

Como se observa, los miembros sometidos a flexión también padecen pandeo torsional. Sin embargo, no todos los perfiles lo sufren. Para los casos que puedan ser evaluados según cada mecanismo, se tomarán el menor valor entre ellos, como momento resistente del miembro estructural.

4.2. Comparación de condiciones y fórmulas para el análisis de estructuras metálicas, dadas en la Norma venezolana COVENIN – MINDUR 1618-98 y la AISC 360-16

En esta actividad, luego de haber transcrito todas las ecuaciones de la AISC 360-16, que se utilizan en la presente investigación, se buscó cuáles de las ecuaciones ahí existentes tienen diferencias en la COVENIN 1618-98. De esta manera, se realizó otras tablas resumen con las ecuaciones de cada norma para cada resistencia de los perfiles. Utilizando únicamente las ecuaciones desarrolladas en el proyecto. Además, se realizó cálculos para ejemplificar qué tan grande es la diferencia que generan las discrepancias entre las ecuaciones de las normas, ubicados en los anexos desde las tablas 33 a la 36.

Tabla 14. Resistencia a tracción. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16

	COVENIN 1618-98	N°	AISC 360-16
Resistencia a tracción	$N_t = F_y A$		$P_n = F_y A_g$
	$N_t = F_u A_e$		$P_n = F_u A_e$
Área neta efectiva	$A_e = \phi_A A$	Ec. 46	$A_e = A_n U$
*Factor de reducción del área (ϕ_A)	$\phi_A = 1 - \frac{X}{L}$	Ec. 47	U se consigue en la Tabla del apéndice con diferentes casos de aplicación
*Factor de corte diferido (U)			

Fuente: Autor (2.019)

La diferencia notable en la tabla anterior, radica en el factor de reducción del área y el factor de corte diferido. Que para efectos de cálculo, se observa en la tabla 2 que las ecuaciones coinciden (en el caso 2). Sin embargo, la AISC 360-16 considera todas las posibles conexiones de los diferentes perfiles, dando ecuaciones específicas para cada uno.

Tabla 15. Resistencia de perfiles apernados. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16

	COVENIN 1618-98	N°	AISC 360-16
Resistencia a la rotura por corte	$R_t = 0,6F_uA_{nv}$		$R_n = 0,6F_uA_{nv}$
Resistencia a la rotura por tracción	$R_t = F_uA_{nt}$	Ec. 48	$R_n = F_uA_e$
Resistencia por rotura en el bloque de corte	$F_uA_{nt} \geq 0,6F_uA_{nv};$		
	$R_{bs} = 0,6F_yA_v + F_uA_{nt}$	Ec. 49	
	$F_uA_{nt} < 0,6F_uA_{nv};$		[a]
	$R_{bs} = 0,6F_uA_{nv} + F_yA_t$	Ec. 50	
	$\wedge R_{bs} \leq 0,6F_uA_{nv} + F_yA_{nt}$		
Resistencia al aplastamiento	$R_t = 1,2L_c t F_u \leq 2,4dt F_u$		Aplastamiento: $R_n = 2,4dt F_u$ Desgarre: $R_n = 1,2l_c t F_u$
[a] $R_n = 0,60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0,60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$			

Fuente: Autor (2.019)

Como se puede observar en la tabla antes mostrada, la COVENIN 1618-98 tiene mayor especificación en cuanto al mecanismo de falla de un miembro estructural apernado. Sin embargo, dichas ecuaciones solo tuvieron un pequeño cambio, donde no se considera el área gruesa a tracción. Además, indica que el mecanismo de falla del perfil por aplastamiento será conocido por el menor valor obtenido entre ambos.

Tabla 16. Resistencia a compresión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16

	COVENIN 1618-98	N°	AISC 360-16
Resistencia a compresión	$N_t = AF_{cr}$		$P_n = F_{cr}A_g$
	$F_{cr} = \phi_{as} 0.658\phi_{as}\lambda_c^2 F_y$	Ec. 51	$F_{cr} = 0.658\frac{F_y}{F_e} F_y$
	Si $\lambda_c \overline{\phi_{as}} \leq 1.5$	Ec. 52	Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Esfuerzo crítico			
	$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$	Ec. 53	$F_{cr} = 0.877F_e$
	Si $\lambda_c \overline{\phi_{as}} > 1.5$	Ec. 54	Si $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
*Esfuerzo de trabajo (λ_c)	—		$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL}{r}^2}$
*Tensión de pandeo elástico (F_e)	$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$	Ec. 55	
Coefficiente de reducción por efecto de pandeo local	$\phi_{as} = 1.0;$ si $b/t \leq \lambda_r$ $\phi_{as} = \phi_a \phi_s;$ si $b/t > \lambda_r$	Ec. 56	-

Fuente: Autor (2.019)

En la tabla 16 se observa que la norma COVENIN 1618-98 considera el coeficiente de reducción por efecto del pandeo local, que antes era utilizado también en la AISC 360, en sus anteriores ediciones. Aunque dicho coeficiente tenía una nomenclatura diferente, era el mismo valor de cálculo.

Tabla 17. Resistencia a compresión por flexotorsión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16

	COVENIN 1618-98	N°	AISC 360-16
Resistencia a compresión por pandeo flexotorsional	$N_t = AF_{cr}$		$P_n = F_{cr}A_g$
Esfuerzo crítico por pandeo flexotorsional	$F_{cr} = \phi_{as} 0.658^{\phi_{as}\lambda_e^2} F_y$ Si $\lambda_e \overline{\phi_{as}} \leq 1.5$ $F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_e^2} F_y$ Si $\lambda_e \overline{\phi_{as}} > 1.5$	Ec. 57 Ec. 58 Ec. 59 Ec. 60	$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} F_y$ Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \frac{\overline{E}}{F_y}$ $F_{cr} = 0.877F_e$ Si $\frac{KL}{r} > 4.71 \frac{\overline{E}}{F_y}$
Esfuerzo de trabajo por pandeo flexotorsional	$\lambda_e = \frac{\overline{F_y}}{F_e}$	Ec. 61	-
*Constante de monosimetría (β)	$\beta = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$		$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$
*Constante de deflexión (H)			
Tensión de pandeo flexotorsional	[a] $F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\frac{K_y L}{r_y}^2}$ $F_{ez} = \frac{\pi^2 EC_w}{k_z L_c^2} + GJ \frac{1}{Ar_0^2}$		[b] $F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_{cy}}{r_y}^2}$ $F_{ez} = \frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ \frac{1}{A_g r_0^2}$
Radio del giro polar en torno al centro de corte	$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$	Ec. 62	$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$
	[a] $F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\beta} \left(1 - \frac{1}{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}\beta}{F_{ey} + F_{ez}}} \right)$		[b] $F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left(1 - \frac{1}{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{F_{ey} + F_{ez}}} \right)$

Fuente: Autor (2.019)

Como se observa, la ecuación del radio de giro polar de los miembros tiene cierta discrepancia entre las normas estudiadas, sin embargo, como se muestra en los anexos, las mismas no representan diferencia cuantificable alguna.

Tabla 18. Resistencia a flexión. COVENIN 1618-98 vs. AISC 360-16

	COVENIN 1618-98	N°	AISC 360-16
Momento resistente de miembros a flexión por pandeo local	$L_b \leq L_r;$		$L_p < L_b \leq L_r;$
	$M_n = C_b M_p - M_r \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}$	Ec. 63	[a]
	$L_b > L_r;$ $M_t = M_{cr}$ $M_t \leq M_p; C_b = 1,00$	Ec. 64	$L_b > L_r;$ $M_n = F_{cr} S_x$ $M_n \leq M_p; C_b = 1,00$
	[b]	Ec. 65	$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\frac{L_b}{r_{ts}}^2} \left[1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \frac{L_b}{r_{ts}}^2 \right]$
Longitud no arriostrada (estado de fluencia)	$L_p = 1,74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	Ec. 66	$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Longitud no arriostrada (pandeo lateral)	$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \frac{C_2}{C_1 F_L^2}}$	Ec. 67	[c]
	$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}; C_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \frac{S_x}{G J}^2$	Ec. 68; Ec. 69	$C = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$
	$F_L = F_{yf} - F_r \leq F_{yw}$ $\rightarrow F_r = 700 \text{ kgf cm}^2$	Ec. 70	$r_{ts}^2 = \frac{I_y C_w}{S_x}$
Momento plástico teórico	$M_p = F_y Z; Z = \alpha S_x$		$M_p = F_y Z; Z = \alpha S_x$
Momento de pandeo lateral	$M_r = F_L S_x$	Ec. 71	-
	[a] $M_n = C_b M_p - M_p - 0,7 F_y S_x \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}$	[b] $M_{cr} = \frac{C_b S_x C_1}{L_b r_y} \sqrt{1 + \frac{C_2 C_1^2}{2 L_b r_y^2}}$	
	[c] $L_r = 1,95 r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0,7 F_y} \frac{J_c}{S_x h_o} + \frac{J_c}{S_x h_o}^2 + 6,76 \frac{0,7 F_y}{E}^2}$		

Fuente: Autor (2.019)

En este caso, las ecuaciones representan mayor diferencia en cuanto a procedimientos y cálculos se refiere, mostrando el porcentaje de diferencia en los ejemplos mostrados en los anexos. La COVENIN 1618-98 considera esfuerzos resistentes diferentes para alas y alma, sin embargo, esto no se aplica puesto que los perfiles están hechos con el mismo acero para todos sus elementos.

4.3. Elaboración de tablas de diseño para perfiles estructurales, según información recolectada de las Normas de estructuras metálicas AISC 360-16

A manera de justificar los valores mostrados en las tablas, se realizaron los siguientes cálculos:

Tabla 19. Ejemplo de cálculo. Resistencia a la cedencia. Perfil L 20x3

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
- $A_g = 1,12 \text{ cm}^2$	$P_n = F_y A_g$	2.833,60 kg
- $F_y = 2,530 \text{ kg cm}^2$	LRFD: ϕP_n	2.550,24 kg \approx 2,55 ton
- $\phi = 0,90$	ASD: P_n / Ω	1.696,77kg \approx 1,70 ton
- $\Omega = 1,67$		

Fuente: Autor (2.019)

Este cálculo se considera para perfiles sometidos a tensión, sin tomar en cuenta si son soldados o apernados. Por los resultados obtenidos, se sabe que en su mayoría los perfiles fallan por cedencia, cualquiera sea su tipo de conexión. Aun así, se muestran los resultados tanto de fluencia como de fractura, para los casos constructivos que se puedan considerar alguno en particular.

En la tabla 19 se muestra un esfuerzo de cedencia de 2.530 kg/cm^2 , sin embargo, se sabe que los perfiles tubulares son elaborados con metal de

diferentes propiedades, por lo que su esfuerzo es de 3.515 kg/cm^2 . Siendo este, la única diferencia en cuanto a cálculos se refiere.

Tabla 20. Resistencia de soldadura perfiles angulares de alas iguales.
Método LRFD

$F_u=4.080 \text{ kg/cm}^2$				RESISTENCIA A LA FRACTURA		
d	t	w	lw	Resistencia la cedencia	Soldado en un ala	Soldado en dos alas
	mm		cm	ton	ton	ton
20	3	0,30	2,55	2,55	2,62	3,43
20	4	0,30	3,31	3,30	3,58	4,44
25	3	0,30	3,24	3,23	3,37	4,35
25	4	0,30	4,22	4,21	4,64	5,66
30	3	0,30	3,97	3,96	4,20	5,32
30	5	0,30	6,34	6,33	7,27	8,51
35	4	0,30	6,09	6,08	6,83	8,17
35	6	0,30	8,82	8,81	10,39	11,84
40	4	0,30	7,02	7,01	7,92	9,42
40	6	0,30	10,22	10,20	12,10	13,71
50	4	0,30	8,87	8,86	10,08	11,90
50	5	0,30	10,95	10,93	12,81	14,69
50	7	0,50	8,98	14,94	16,94	20,07
65	5	0,30	14,48	14,46	17,08	19,43
65	6	0,30	17,17	17,15	20,63	23,04
65	7	0,50	11,90	19,81	22,48	26,62
75	7	0,50	13,82	23,00	26,23	30,91
75	8	0,50	15,73	26,19	30,43	35,19
90	7	0,50	16,75	27,87	31,97	37,45
100	8	0,50	21,21	35,29	41,30	47,43
100	10	0,50	26,27	43,72	52,44	58,75
110	8	0,50	23,41	38,96	45,69	52,36
110	10	0,50	29,00	48,27	58,01	64,87
120	10	0,50	31,71	52,78	63,53	70,93
120	12	0,50	37,62	62,62	76,55	84,15

Fuente: Autor (2.019)

Tabla 21. Ejemplo de cálculo. Resistencia a la fractura. Perfil U 140

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
- $A_g = 20,4 \text{ cm}^2$ - $F_u = 4.080 \text{ kg cm}^2$ - $\phi = 0,75$ - $\Omega = 2,00$	$P_n = F_u A_e$	83.232,00 kg
	LRFD: ϕP_n	62,424 kg \approx 62,42 ton
	ASD: $P_n \Omega$	41.616,00 kg \approx 41,62 ton

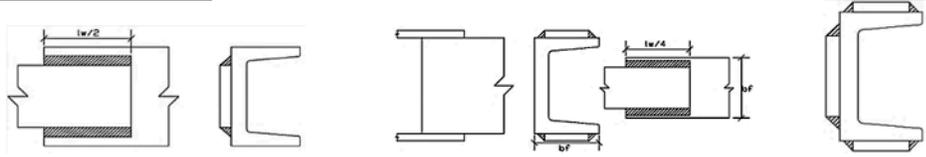
Fuente: Autor (2.019)

Se pudo observar que los cálculos de resistencia a la fractura son mayores que la resistencia a la cedencia, por lo que se sabe que todos los perfiles fallan por cedencia, como se muestra en la tabla 22 y las demás tablas de resistencia por soldadura de los anexos.

Tabla 22. Resistencia de soldadura de perfiles UPN. Método LRFD

Fu=4.080 kg/cm2

PERFILES UPN



RESISTENCIA A LA FRACTURA

d	bf	tf		tw		Resistencia a la cedencia	Soldado en alma		Soldado en alas		Soldado en alma y alas
		e	w	e	w		Rn	lw	Rn	lw	
mm	mm	mm	cm	mm	cm	ton	ton	cm	ton	cm	ton
80	45	8,0	0,5	6,0	0,3	25,0	31,55	25,08	27,05	8,00	33,66
100	50	8,5	0,5	6,0	0,3	30,7	39,05	30,78	34,21	9,82	41,31
120	55	9,0	0,5	7,0	0,5	38,7	48,12	23,26	44,68	12,36	52,02
140	60	10,0	0,5	7,0	0,5	46,5	58,15	27,91	54,39	14,83	62,42
160	65	10,5	0,5	7,5	0,5	54,6	68,96	32,84	65,00	17,45	73,44
180	70	11,0	0,5	8,0	0,5	63,8	80,98	38,31	76,83	20,36	85,68
200	75	11,5	0,5	8,5	0,5	73,3	93,61	44,05	89,27	23,42	98,53
220	80	12,5	0,5	9,0	0,5	85,2	109,21	51,17	104,59	27,20	114,44
240	85	13,0	0,5	9,5	0,5	96,3	123,98	57,87	119,17	30,76	129,44
260	90	14,0	0,6	10,0	0,5	110,0	142,02	66,08	134,76	29,27	147,80
280	95	15,0	0,6	10,0	0,5	121,6	157,22	73,06	149,45	32,36	163,40
300	100	16,0	0,6	10,0	0,5	133,9	173,33	80,45	165,04	35,63	179,93

Fuente: Autor (2.019)

Tabla 23. Ejemplo de cálculo. Resistencia de soldadura. Perfil IPN 80, soldado en alma

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$P_{n_{ced}} = F_y A_g$	19.152,10 kg
	$U_1 = \text{Caso 7. Tabla 2}$	$U = 0,70$
	$P_{n_{fract}} = F_u A_e; A_e = A_g U$	21.619,92kg
	$P_{n_{ced}} < P_{n_{fract}}$	
- $A_g = 7,57 \text{ cm}^2$	$t_e = 0,707w; w = \text{Tabla 1}$	8,63 cm
- $F_y = 2.530 \text{ kg cm}^2$	$l = \frac{P_{n_{menor}}}{0,60 \cdot F_{exx} \cdot t_e} \cdot 4$	
- $\phi = 0,75$	$U_2 = 1 - X \cdot l \text{ Caso 2. Tabla 2}$	0,82
- $\Omega = 2,00$	$U_2 > U_1$	
- $F_{exx} = 4.921 \text{ kg cm}^2$	$P_{n_{fract}}$	25.419,27 kg
- $X = 1,15 \text{ cm}$	$P_{n_{ced}} < P_{n_{fract}}$	
	LRFD: $\phi P_{n_{menor}}$	17.236,89kg \approx 17,24ton
	ASD: $P_{n_{menor}} \Omega$	9.576,05kg \approx 9,58ton

Fuente: Autor (2.019)

El ejemplo de cálculo mostrado en la tabla 23 representa los cálculos de los perfiles soldados. Para los cuales debe conseguirse tanto la resistencia a la cedencia como por fractura. Tomando en cuenta el factor de corte diferido, que debido a que no se tienen consideraciones reales de diseño, se calcula en principio tomando los casos de la tabla 2, para el tipo de perfil y una conexión asumida, siendo la primera iteración para el cálculo real de la resistencia del miembro.

Como se muestra, la longitud de soldadura se debe dividir entre la cantidad de cordones que tendrá la conexión, debido a que la ecuación obtenida es para la longitud máxima. Además, para los miembros soldados en todos sus elementos, el factor de corte diferido es uno. De esta manera, solo hizo falta realizar un cálculo de resistencia a la fractura. Cabe destacar que se muestran en las tablas de diseño tanto las resistencia de cedencia como a la fractura.

Tabla 24. Resistencia de soldadura de perfiles IPN. Método LRFD

						Fu=4.080 kg/cm ²	PERFILES IPN				
						Resistencia a la cedencia	RESISTENCIA A LA FRACTURA				
							Soldado en alma		Soldado en alas		Soldado en alma y alas
d	bf	tf	w	tw	w	Rn	lw	Rn	lw		
<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>cm</i>	<i>mm</i>	<i>cm</i>	<i>ton</i>	<i>cm</i>	<i>ton</i>	<i>cm</i>	<i>ton</i>	
80	42	5,90	0,30	3,90	0,30	17,24	19,06	8,63	19,69	9,17	23,16
100	50	6,80	0,30	4,50	0,30	24,14	27,48	12,09	27,57	12,85	32,44
120	58	7,70	0,60	5,10	0,30	32,33	37,64	16,19	36,93	8,61	43,45
140	66	8,60	0,60	5,70	0,30	41,44	49,02	20,75	47,34	11,03	55,69
160	74	9,50	0,60	6,30	0,30	51,92	62,24	25,99	59,30	13,82	69,77
180	82	10,40	0,60	6,90	0,30	63,53	77,00	31,81	72,57	16,91	85,37
200	90	11,30	0,60	7,50	0,50	76,05	86,82	22,85	86,87	20,24	102,20
240	106	13,10	0,60	8,70	0,50	104,97	122,85	31,54	119,91	27,94	141,07
300	125	16,20	0,60	10,80	0,50	157,11	188,94	47,20	179,47	41,81	211,14
320	131	17,30	0,60	11,50	0,50	176,92	214,22	53,15	202,10	47,09	237,76
340	137	18,30	0,60	12,20	0,50	197,42	240,49	59,31	225,51	52,54	265,30
360	143	19,50	0,60	13,00	0,50	220,87	270,68	66,36	252,30	58,78	296,82
380	149	20,50	0,80	13,70	0,50	243,64	300,01	73,20	278,31	48,63	327,42
400	155	21,60	0,80	14,40	0,60	268,69	326,59	67,27	306,92	53,63	361,08
450	170	24,30	0,80	16,20	0,60	334,72	411,42	83,80	382,35	66,81	449,82
500	185	27,00	0,80	18,00	0,60	407,58	505,44	102,04	465,58	81,35	547,74
550	200	30,00	0,80	19,00	0,60	482,72	601,51	120,85	551,41	96,35	648,72

Fuente: Autor (2.019)

Tabla 25. Ejemplo de cálculo. Resistencia por aplastamiento. Perfil U 160, conectado con dos pernos ϕ 1/4", en alma

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$L_{c_{ext}} = L_e - \phi + 0,3$	0,53 cm
	$L_{c_{int}} = E - \phi + 0,3$	1,57 cm
- $L_e = 1,00\text{cm}$	$Rn_{ap\ e} = 1,2 \cdot L_{c_{ext}} \cdot t \cdot Fu$	1.556,93kg
- $n_{int} = 1$	$Rn_{ap\ i} = 1,2 \cdot L_{c_{int}} \cdot t \cdot Fu$	4.612,03kg
- $n_{ext} = 2$	$Rn_{desg} = 2,4 \cdot \phi \cdot t \cdot Fu$	3.730,75kg
- $E = 2,50\text{cm}$	$Rn_{ap\ e} \leq Rn_{desg}$	1.556,93kg
- $F_u = 4.080\text{ kg cm}^2$	$Rn_{ap\ i} \leq Rn_{desg}$	3.730,75kg
- $\phi = 0,75$	Rn_{total}	5.287,68kg
- $\Omega = 2,00$	LRFD: $\phi P_{n_{menor}}$	3.965,76kg \approx 3,97ton
- $t = 6\text{mm}$	ASD: $P_{n_{menor}} \cdot \Omega$	2.643,84kg \approx 2,64ton
- $\phi = 1/4"$		

Fuente: Autor (2.019)

Como se muestra en la tabla 25, se considera cuál de las resistencias obtenidas es la menor para escogerla como resistencia por aplastamiento del perfil, sabiendo que puede tratarse de falla por desgarre. Esto es, tomando en cuenta la consideración de la norma COVENIN 1618-98, que dice que la resistencia predominante es la menor entre ambas, coincidiendo lo mismo con otras explicaciones de la AISC 360-16.

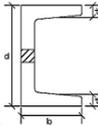
Cabe destacar, que los perfiles considerados como externos recibirán menor fuerza, puesto que los internos la recibirán de manera distribuida. Recordando que cuando se trata de un solo perno, solo se considera como perno externo.

Tabla 26. Resistencia por aplastamiento de perfiles UPN. Método LRFD

$F_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pernos 2

PERFILES UPN



d	bf	tf	tw	RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO (ton)						
				1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
80	45	8,0	6,0	3,97	6,34	8,71	10,51	12,10	14,36	17,05
100	50	8,5	6,0	3,97	6,34	8,71	10,51	12,10	14,36	17,05
120	55	9,0	7,0	4,63	7,40	10,17	12,26	14,12	16,75	19,89
140	60	10,0	7,0	4,63	7,40	10,17	12,26	14,12	16,75	19,89
160	65	10,5	7,5	4,96	7,93	10,89	13,13	15,13	17,95	21,32
180	70	11,0	8,0	5,30	8,46	11,62	14,01	16,13	19,14	22,74
200	75	11,5	8,5	5,63	8,99	12,34	14,88	17,14	20,34	24,16
220	80	12,5	9,0	5,96	9,51	13,07	15,76	18,15	21,53	25,58
240	85	13,0	9,5	6,29	10,04	13,80	16,64	19,16	22,73	27,00
260	90	14,0	10,0	6,62	10,57	14,52	17,51	20,17	23,93	28,42
280	95	15,0	10,0	6,62	10,57	14,52	17,51	20,17	23,93	28,42
300	100	16,0	10,0	6,62	10,57	14,52	17,51	20,17	23,93	28,42
		Le	(cm)	1,00	1,60	2,20	3,00	3,20	3,80	4,50
		D	(cm)	0,95	1,30	1,60	1,90	2,20	2,50	2,90
		E	(cm)	2,50	3,50	4,60	5,60	6,50	7,50	8,60

Fuente: Autor (2.019)

Tabla 27. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión. Perfil HSS 80x40, factor de longitud efectiva 50 cm

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$\lambda = h t$	32,56
	$\lambda_r (Tabla 4) = 1.40 E F_y$	34,22
- d = 80 mm	$\frac{b}{t} < \lambda_r$	COMPACTO
- e = 2,25 mm	$L_c r_{menor}$	30,12 < 200 ; OKj
- t = 0,93e	$F_e = \pi^2 E \frac{L_c}{r^2}$	22.845,94 kg cm ²
- h = d - t	4,71 E F _y	115,12
- r _x = 2,84 cm	$L_c r_{menor} < 4,71 E F_y$	3.295,78 kgf cm ²
- r _y = 1,66 cm	$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y$	
- F _y = 3,515 kg cm ²	$P_n = F_{cr} A_g$	16.544,77kg ≈ 16,54ton
- A = 5,02 cm ²	ϕP_n	14,89ton
- E = 2,1 · 10 ⁶	$P_n \Omega$	9,90ton
- L _c = 50cm		

Fuente: Autor (2.019)

Como se muestra en la tabla, se trabaja con las consideraciones de propiedades físicas antes explicadas, que sólo aplican para perfiles rectangulares y cuadrados. Sin embargo, para el resto de los perfiles esto no se toma en cuenta. En cuanto al resto de procedimientos, quedan en su totalidad igual.

Observando también que, el radio de giro menor, en la mayoría de los perfiles es el Y, escogiéndose el mismo, puesto que es el eje más débil en cuanto a deformación se refiere.

Tabla 28. Resistencia a compresión de perfiles HSS rectangulares. Método LRFD

TUBULARES RECTANGULARES									
RESISTENCIA A COMPRESIÓN (tn)									
d	bf	e	KL (m)						
	mm		0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50
80	40	2	14,89	12,27	8,90	5,66	3,62	2,51	0,00
100	40	2	17,61	14,65	10,78	7,01	4,48	3,11	0,00
120	60	3	26,28	24,18	21,05	17,34	13,51	9,96	7,30
140	60	3	34,88	32,14	28,04	23,16	18,12	13,42	9,84
160	65	3	44,64	41,64	37,10	31,55	25,62	19,87	14,80
180	65	4	56,91	53,09	47,30	40,23	32,67	25,33	18,86
200	70	4	67,76	63,85	57,81	50,31	42,08	33,83	26,13
220	90	5	82,49	79,56	74,91	68,86	61,79	54,13	46,29
260	90	6	113,31	109,31	102,96	94,69	85,01	74,52	63,78
300	100	6	130,83	127,15	121,24	113,44	104,13	93,79	82,88
300	100	7	164,02	159,26	151,62	141,55	129,57	116,30	102,35
320	120	7	182,11	178,44	172,48	164,46	154,71	143,56	131,42
320	120	9	229,88	225,08	217,29	206,84	194,14	179,67	163,95
350	170	9	276,09	273,19	268,42	261,89	253,72	244,08	233,16

Fuente: Autor (2.019)

Tabla 29. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión, elementos esbeltos.
Perfil I armado 300, factor de longitud efectiva 350 cm

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$\lambda = h / t$	46,00
	$\lambda_r (Tabla 4) = 1,49 \sqrt{E / F_y}$	42,93
	$b / t > \lambda_r$	ESBELTO
	L_c / r_{menor}	97,77 < 200 ; OK;
	$F_e = \pi^2 E / L_c^2 r^2$	2.168,24 kgf/cm ²
	$4,71 \sqrt{E / F_y}$	135,70
	$L_c / r_{menor} < 4,71 \sqrt{E / F_y}$	1.552,45 kgf/cm ²
	$F_{cr} = 0,658 \sqrt{F_e} \cdot F_y$	
	$\lambda_r \sqrt{F_y / F_{cr}}$	54,80
	$\lambda < \lambda_r \sqrt{F_y / F_{cr}}$	$b_e = b$
	$P_n = F_{cr} A_e ; A_e = A_g$	81.658,87 kgf/cm ²
	ϕP_n	73.492,98 kgf/cm ² \approx 73,49ton
	$P_n \Omega$	48.897,53 kgf/cm ² \approx 48,90ton

Fuente: Autor (2.019)

Se puede observar que, cuando los perfiles tienen elementos esbeltos, solo se debe calcular el área efectiva del miembro. Que, para el caso, es igual a la base real del mismo. Para cada caso, el cálculo de la base efectiva tendrá sólo dos condiciones de cálculo. Sin embargo, el área dependerá de la forma geométrica de cada perfil.

Tabla 30. Ejemplo de cálculo. Resistencia a compresión, por flexotorsión.
Perfil U 140, factor de longitud efectiva 200 cm

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$\lambda = h \ t$	17,14
	$\lambda_r \text{ (Tabla 4)} = 1,49 \ E \ F_y$	42,93
	$b \ t < \lambda_r$	COMPACTO
	$L_c \ r_{menor}$	114,29 < 200 ¡OK!
	$J = \frac{1}{3} (2bt_f^3 + ht_w^3)$	4,905 cm ⁴
- $d = 140 \text{ mm}$ - $t_f = 10 \text{ mm}$ - $h = d - 2t_f$ - $b_f = 60 \text{ mm}$ - $t_w = 7 \text{ mm}$ - $b = b_f - t_w$ - $r_x = 5,45 \text{ cm}$ - $r_y = 1,75 \text{ cm}$ - $F_y = 2,530 \text{ kg cm}^2$ - $A = 20,40 \text{ cm}^2$ - $E = 2,1 \cdot 10^6$ - $G = E \ 2,6$ - $L_b = 200 \text{ cm}$ - $\phi = 0,90$ - $\Omega = 1,67$	$C_w = t_f b^3 h^2 \frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w}$	1.453,22 cm ⁶
	$\alpha = \frac{1}{2 + ht_w} \frac{3bt_f}{3bt_f}$	0,40
	$x_0 = x + b\alpha - \frac{t_w}{2}$	1,75 cm
	$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$	35,77 cm ²
	$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0^2}$	0,91
	$F_{ez} = \frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ \frac{1}{A_g r_0^2}$	6.461,11 kg cm ²
	$F_{ey} = \pi^2 E \frac{1}{L_c} \frac{1}{r^2}$	1.586,73 kg cm ²
	$F_e = Ec \cdot 21$	1.543,15 kg cm ²
	$4,71 \ E \ F_y$	135,70
	$L_c \ r_{menor} < 4,71 \ E \ F_y$	1.273,80 kgf cm ²
	$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y$	
	$P_n = F_{cr} A_g$	25.985,52 kgf cm ²
	ϕP_n	23.386,97 kgf cm ² $\approx 23,39 \text{ ton}$
	$P_n \ \Omega$	15.560,19 kgf cm ² $\approx 15,56 \text{ ton}$

Fuente: Autor (2.019)

Para la resistencia de perfiles sometidos a compresión con pandeo flexotorsional, se emplea el procedimiento antes descrito. Sin embargo, no se muestra en tablas, antes se compara con la resistencia a compresión de los miembros, considerando el valor real de la misma el menor entre ambos. Es importante recordar que solo se trabaja con los miembros que no son simétricos.

Tabla 31. Ejemplo de cálculo. Resistencia a flexión. Perfil I armado 180, factor de longitud efectiva 150 cm

DATOS	ECUACIÓN	MAGNITUD
	$\lambda = h / t_w$	37,33
	$\lambda_r (Tabla 5) = 5,70 \sqrt{E / F_y}$	164,22
- $d = 180 \text{ mm}$		
- $t_f = 6 \text{ mm}$	$\lambda = b_f / 2t_f$	10,42
- $h = d - 2t_f$		
- $b_f = 125 \text{ mm}$	$\lambda_p (Tabla 5) = 0,38 \sqrt{E / F_y}$	10,95
- $t_w = 4,5 \text{ mm}$		
- $b = b_f - t_w$		
- $r_x = 7,43 \text{ cm}$	$L_p = 1,76r_y \sqrt{E / F_y}$	149,08 cm
- $r_y = 2,94 \text{ cm}$		
- $F_y = 2.530 \text{ kg/cm}^2$	$L_r = Ec.$	432,46 cm
- $A = 22,60 \text{ cm}^2$		
- $E = 2,1 \cdot 10^6$	$L_p < L_b < L_r$	413.705,6kg - cm
- $G = E / 2,6$	$M_p = F_y Z_x$	
- $L_b = 150 \text{ cm}$		
- $\phi = 0,90$	$M'_n = Ec \cdot 38$	423.943,27 kg - cm
- $\Omega = 1,67$		
- $\alpha = 1,12$	$M'_n > M_p \therefore M_n$	413.705,6kg - cm \approx 413,7ton - cm
- $S_x = 146 \text{ cm}^2$		
- $Z = \alpha S_x$	ϕM_n	372,34ton - m
	M_n / Ω	247,72ton - m

Fuente: Autor (2.019)

Como se puede observar, los perfiles fallan por flexión nominal, como en la mayoría de los perfiles trabajados. Para lo cual, los perfiles tubulares sólo se evaluarán en función del mismo.

Tabla 32. Resistencia a flexión de perfiles I armado. Método LRFD

				MOMENTO RESISTENTE (<i>ton-cm</i>)				
d	bf	tf	tw	lb (m)				
<i>mm</i>				0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
120	100	4,5	3,0	504,67	504,67	504,67	504,67	142,05
140	100	6,0	3,0	215,50	215,50	215,50	215,50	215,50
160	100	6,0	6,0	277,98	277,98	277,98	277,98	277,98
180	125	6,0	4,5	372,34	372,34	372,34	372,34	372,34
200	125	9,0	4,5	581,45	581,45	581,45	581,45	581,45
250	150	9,0	4,5	895,13	895,13	895,13	895,13	895,13
300	150	12,0	6,0	1.448,54	1.448,54	1.448,54	1.448,54	1.448,54
350	175	12,0	6,0	2.001,94	2.001,94	2.001,94	2.001,94	2.001,94
400	200	12,0	6,0	2.652,25	2.652,25	2.652,25	2.652,25	2.652,25
420	200	12,0	9,0	2.983,78	2.983,78	2.983,78	2.983,78	2.983,78
140	140	9,0	6,0	428,44	428,44	428,44	428,44	428,44
160	160	9,0	6,0	568,70	568,70	568,70	568,70	568,70
180	180	9,0	6,0	731,92	731,92	731,92	731,92	731,92
200	200	12,0	9,0	1.188,41	1.188,41	1.188,41	1.188,41	1.188,41
220	220	12,0	9,0	1.456,19	1.456,19	1.456,19	1.456,19	1.456,19
240	240	12,0	9,0	1.752,01	1.752,01	1.752,01	1.752,01	1.752,01
260	260	12,0	9,0	2.078,45	2.078,45	2.078,45	2.078,45	2.078,45

Fuente: Autor (2.019)

4.4. Crear guía de uso, ejemplos y aplicaciones con las tablas de diseño elaboradas

Para utilizar las tablas de diseño de los perfiles estructurales venezolanos, es necesario conocer el tipo y la magnitud de la carga ejercida sobre cada miembro; según esto, seguir un procedimiento de diseño que será de acuerdo a cada tipo de esfuerzo. Se separan los mismo en compresión, flexión y para los miembros en tensión, se separa a su vez para

cuando están soldados o apernados, y por aplastamiento o bloque de corte para esta última.

Para diseñar los miembros sometidos a tensión, se cumple el siguiente paso a paso:

- a. Realizar el análisis estructural.
- b. Ubicar el esfuerzo más desfavorable (mayor magnitud) de los miembros sometidos a tensión.
- c. Determinar el tipo de conexiones que se quiere (apernado, soldadura).
- d. Determinar el tipo de perfil a utilizar (ángulo, UPN, IPN, etc).
- e. Ubicar en las tablas que cumplan con los ítems anteriores un valor de resistencia mayor al esfuerzo.
- f. Calcular la capacidad del miembro según la siguiente condición:

$$P_u \phi R_n \leq 0,95$$

- g. Para $P_u \phi R_n > 0,95$ realizar nuevamente el ítem **e.** en adelante.

Para diseñar los miembros sometidos a compresión, se cumple el siguiente paso a paso:

- a. Realizar el análisis estructural.
- b. Ubicar el esfuerzo más desfavorable (mayor magnitud) de los miembros sometidos a compresión.
- c. Calcular la longitud efectiva, ubicando el factor en la tabla 3.
- d. Determinar el tipo de perfil a utilizar (tubulares, ángulo, IPN, UPN, etc).
- e. Ubicar en las tablas un valor de resistencia mayor al esfuerzo, que coincida con la longitud efectiva calculada.
- f. Calcular la capacidad del miembro según la siguiente condición:

$$P_u \phi R_n \leq 0,95$$

- g. Para $P_u \phi R_n > 0,95$ realizar nuevamente el ítem **e.** en adelante.

Para diseñar los miembros sometidos a flexión, se cumple el siguiente paso a paso:

- Realizar el análisis estructural.
- Ubicar el esfuerzo más desfavorable (mayor magnitud) de los miembros sometidos a flexión.
- Determinar el tipo de perfil a utilizar (ángulo, UPN, IPN, etc).
- Ubicar en las tablas un valor de resistencia mayor al esfuerzo, que coincida con la longitud de arriostramiento del miembro.
- Calcular la capacidad del miembro según la siguiente condición:

$$P_u \phi R_n \leq 0,95$$

- Para $P_u \phi R_n > 0,95$ realizar nuevamente el ítem **d.** en adelante.

Mostrando los siguientes ejemplos para un mejor entendimiento:

Ejemplo 1. Diseñar miembros de la armadura mostrada en la figura 4, según sea el caso, para conexión con pernos **A 325 – X** y soldado con electrodos E_{x77} .

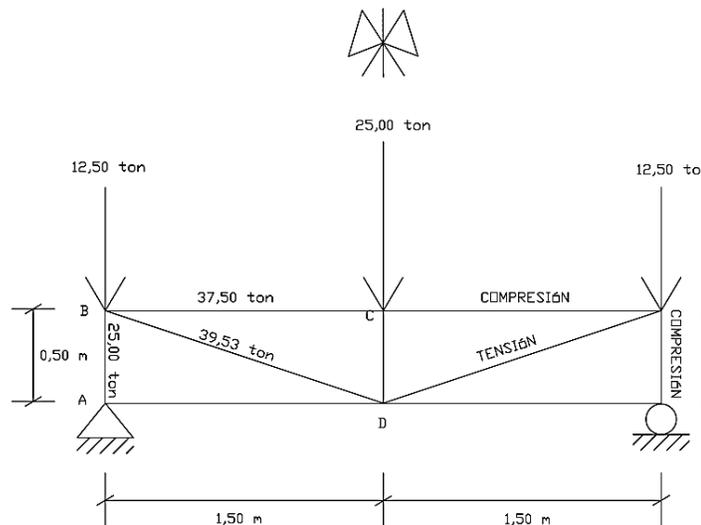


Figura 10. Cargas de armadura. Fuente: Autor (2.019)

Barras en tensión para conexión con pernos A 325 – X

- Del análisis estructural, se ubican las barras en tensión: $F_{BD} = F_{ED}$
- El valor del esfuerzo es: $P_u = F_{BD} = F_{ED} = 39,53 \text{ ton}$.
- Como lo indica el enunciado, se trabaja con conexión apernada.
- Se escoge perfil ángulo.
- De la tabla 37, se asume el perfil L 110x8, conectado con cuatro pernos de $\phi 1 - 1 \text{ 8"}$, cuya resistencia es:

$$\phi R_{L110x8} = 40,29 \text{ kg cm}^2 \geq P_u$$

- Capacidad del perfil:

$$\frac{P_u}{\phi R_n} \leq 0,95 \rightarrow \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{39,53}{40,29} = 0,98 > 0,95 \therefore \text{NO CUMPLE}$$

- Se reubica en la tabla 39 el perfil L 110x8, conectado con cuatro (4) pernos de $\phi 1"$ en ambas alas, con una resistencia de:

$$\phi R_{L110x8} = 75,17 \text{ kg cm}^2.$$

- Calculando comprobando nuevamente la capacidad:

$$\frac{P_u}{\phi R_n} \leq 0,95 \rightarrow \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{39,53}{75,17} = 0,53 < 0,95 \therefore \text{CUMPLE}$$

Barras en compresión

- Del análisis estructural, se ubica la barra a compresión de

$$F_{AB} = F_{FE} = F_{CD}$$

- El valor del esfuerzo a compresión es $P_u = F_{AB} = F_{FE} = F_{CD} = 25 \text{ ton}$.
- De la tabla 3, se toma el caso e) con un factor de longitud efectiva de $k = 2,0$. Así, teniendo la longitud de los miembros comprimidos, la longitud efectiva es: $L_c = LK = 0,50 \cdot 2 = 1,00 \text{ m}$.
- Se escoger perfil UPN.
- De la tabla 59, se escoge el perfil UPN 120, para una longitud efectiva de 1,00m, con una resistencia de $\phi R_{nU120} = 31,06 \text{ ton} > P_u$.
- Se calcula la capacidad: $P_u / \phi R_{nU120} = 0,80 < 0,95 \therefore \text{CUMPLE}$.

g. Se realiza el mismo procedimiento para las barras a compresión

$$F_{BC} = F_{EC}.$$

h. El valor del esfuerzo es: $F_{BC} = F_{EC} = 37,50 \text{ ton}$.

i. Con el valor del factor de longitud efectiva: $L_c = LK = 1,50 \cdot 2 = 3,00m$.

j. Se continúa trabajando con perfil UPN.

k. De la tabla 59, se ubica perfil UPN 240 con resistencia de:

$$\phi R_{nU240} = 43,12 \text{ ton} > P_u$$

l. Se calcula la capacidad: $P_u \phi R_{nU240} = 0,87 < 0,95 \therefore \text{CUMPLE}$.

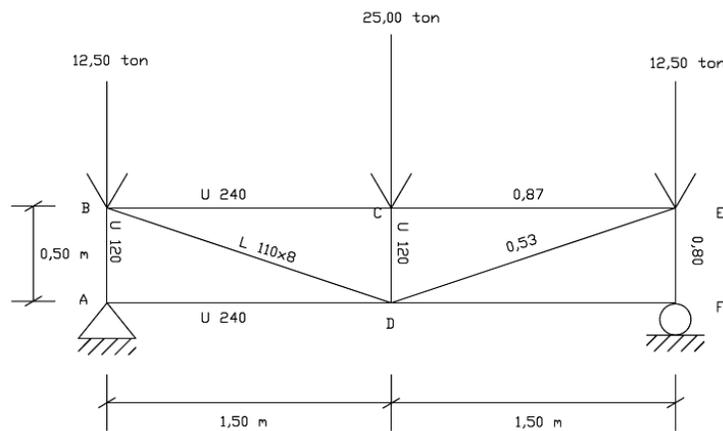


Figura 11. Capacidad de la armadura con perfiles apunados. Fuente: Autor (2.019)

Barras en tensión para conexión soldada con E_{x77}

a. Se ubica la barra en tensión: $F_{BD} = F_{ED}$.

b. El valor del esfuerzo es: $P_u = F_{BD} = F_{ED} = 39,53 \text{ ton}$.

c. Se trabaja con conexiones soldadas, escogiendo perfil UPN.

d. De la tabla 22, $\phi R_{nU140} = 46,50 \text{ ton}$.

e. Capacidad: $P_u \phi R_{nU140} = 0,85 < 0,95 \therefore \text{CUMPLE}$.

f. Se trabaja con los mismos perfiles escogidos anteriormente a compresión: $\phi R_{nU120} = 31,06 \text{ ton}$ para $P_u = F_{AB} = F_{FE} = F_{CD} = 25 \text{ ton}$

g. $\phi R_{nU240} = 43,12 \text{ ton}$ para $P_u = F_{BC} = F_{EC} = 37,50 \text{ ton}$.

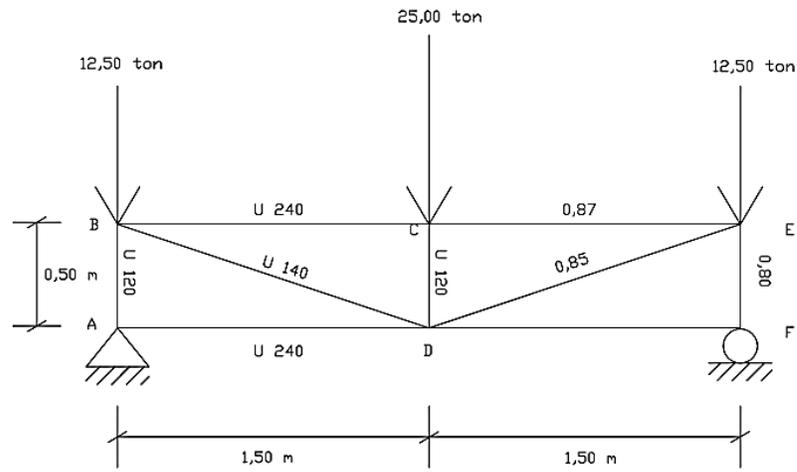


Figura 12. Capacidad de la armadura con perfiles soldados. **Fuente:** Autor (2.019)

Ejemplo 2. Para el pórtico y la armadura mostrados en las figuras 12 y 13, se tiene un diseño realizado en SAP 2000. Verificar que los perfiles seleccionados para cada caso cumplan con las resistencias y las cargas de cada miembro mostrado.

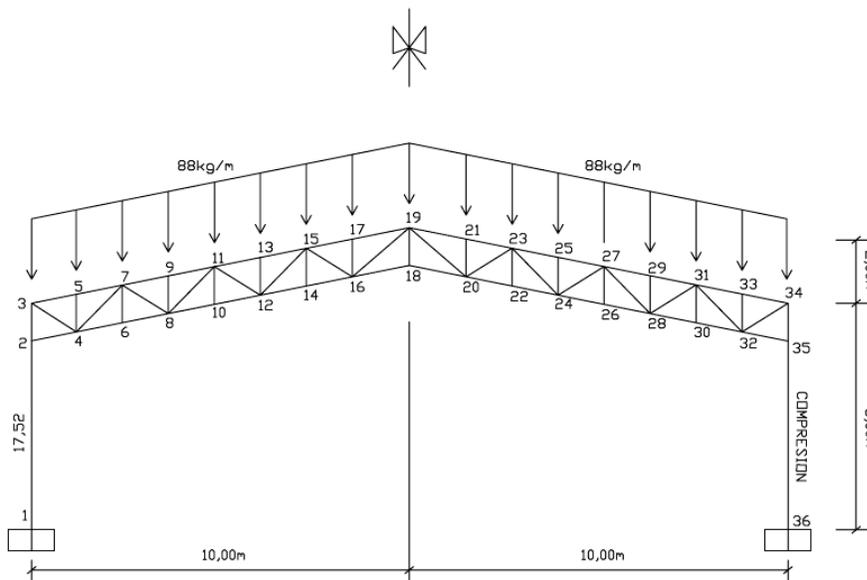


Figura 13. Pórtico. Techado de cancha multiusos. **Fuente:** Autor (2.019)

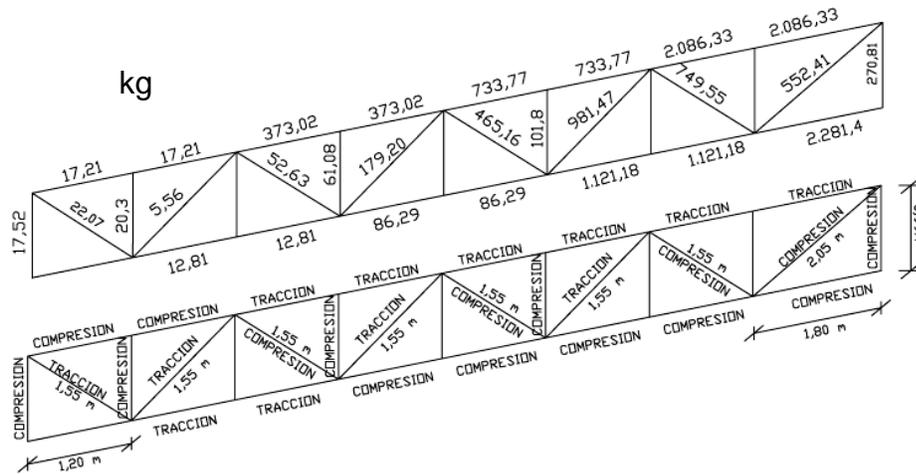


Figura 14. Fuerzas de armadura. Techado de cancha multiusos. **Fuente:** Autor (2.019)

- a. Para los cordones superiores e inferiores, se escogió en SAP 2000 un perfil IPN 200.
 - De la tabla 62. IPN 200 tiene una resistencia a tensión de 6,56 ton para dos pernos de $\phi 1-1/4$ " en el alma. Obteniendo una capacidad de 0,32, para la barra más desfavorable en tracción superior.
 - De la tabla 73. IPN 200 tiene una resistencia a compresión de 30,52 ton, para una longitud efectiva de 2,50 m. Obteniendo una capacidad de 0,07, para la barra más desfavorable en compresión inferior.
- b. Para los cordones internos, se escogió en SAP 2000 un perfil IPN 120.
 - De la tabla 73. IPN 120 no tiene resistencia a compresión para una longitud efectiva de 3,00 m, puesto que supera el límite de esbeltez de 200 unidades. Por tal motivo, se asume el perfil IPN 160 para las mismas condiciones que tiene una resistencia de 9,96 ton, obteniendo una capacidad de 0,08 para la barra más desfavorable de los cordones internos diagonales a tracción.

- De la tabla 73. IPN 120 tiene una resistencia a compresión para una longitud efectiva de 2,00 m, de 8,79 ton, obteniendo una capacidad de 0,01 para la barra más desfavorable de los cordones internos verticales.
 - De la tabla 61. IPN 120 tiene una resistencia a tensión para un perno de $\frac{1}{4}$ " en el alma de 7,93 ton, obteniendo una capacidad de 0,12 para la barra más desfavorable de los cordones internos diagonales a tracción.
- c. Para las columnas, se escogió en SAP 2000 un perfil I armado de 200x200, que tiene una resistencia a compresión de 26,20 ton para una longitud efectiva de 10 m (tabla 88). Para una capacidad de $6,68 \times 10^{-4}$.

Observando que la estructura, según el diseño establecido en SAP 2000 queda sobredimensionado. Por tal motivo, se puede rediseñar, de manera de optimizar más la estructura. Trabajando de igual forma con las barras más desfavorables.

Barras en tensión

- a. Del análisis estructural, se ubican las barras en tensión, con mayor magnitud de carga entre los cordones superiores e inferiores: $P_{u_{17-19}}$.
- b. El valor del esfuerzo más desfavorable es: $P_{u_{17-19}} = 2,08 \text{ ton}$.
- c. Se trabaja con conexión soldada.
- d. Se escoge perfil UPN.
- e. De la tabla 22, se escoge $\phi R_{n_{U80}} = 25,00 \text{ ton}$.
- f. Capacidad del perfil: $Cap. = 0,08 < 0,95 \therefore \text{CUMPLE}$.
- g. Posteriormente, del análisis estructural, se ubican las barras en tensión, con mayor magnitud de carga entre los cordones diagonales: $P_{u_{12-15}}$.

- h. El valor del esfuerzo más desfavorable es: $P_{u_{12-15}} = 0,98 \text{ ton}$.
- i. Se trabaja con conexión soldada.
- j. Se escoge perfil ángulo.
- k. De la tabla 20, se escoge: $\phi R_{n_{L20x3}} = 2,55 \text{ ton}$.
- l. Capacidad del perfil: $Cap. = 0,38 < 0,95 \therefore CUMPLE$.

Barras en compresión

- a. Del análisis estructural, se ubica la barra a compresión de entre los cordones superiores e inferiores: $P_{u_{16-18}}$.
- b. El valor del esfuerzo a compresión más desfavorable es:

$$P_{u_{16-18}} = 2,28 \text{ ton}$$

- c. De la tabla 3, se toma el caso e) con un factor de longitud efectiva de $k = 2,0$. Así, teniendo la longitud de los miembros comprimidos, la longitud efectiva es: $L_c = LK = 1,20 \cdot 2 = 2,4 \approx 2,5m$.
- d. Como ya se ha escogido un perfil con resistencia a tensión para dichos cordones, se comprueba que el mismo cumpla con la resistencia a compresión. Por eso, se trabaja con perfil UPN
- e. De la tabla 59, se escoge el perfil UPN 80, para una longitud efectiva de 2,50m, con una resistencia de $\phi R_{n_{U80}} = 5,05 \text{ ton} > P_u$.
- f. Se calcula la capacidad: $Cap. = 0,45 < 0,95 \therefore CUMPLE$.
- g. Se realiza el mismo procedimiento para las barras a compresión verticales $P_{u_{19-18}}$.
- h. El valor del esfuerzo más desfavorable es: $P_{u_{19-18}} = 0,27 \text{ ton}$.
- i. Con el valor del factor de longitud efectiva:

$$L_c = 0,99 \cdot 2 = 1,98 \approx 2,00 \text{ m}.$$
- j. Se continúa trabajando con perfil ángulo, como en el caso a tensión.
- k. De la tabla 45, se escoge: $\phi R_{n_{L35x4}} = 0,49 \text{ ton} > P_u$.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Al haber culminado las fases de desarrollo de la investigación, se analizó el resultado de cada uno, llegando a las siguientes conclusiones:

- Mediante la revisión bibliográfica se observó que la norma AISC 360-16, posee una amplia gama de ecuaciones para resistencias de perfiles, pernos, planchas, barras y otros. Presentando además, condiciones de respuesta de cada una de ellas. Sin embargo, en función de los perfiles venezolanos trabajados en la investigación se creó el resumen, observando que no se emplean todas las fórmulas y condiciones dadas. Reduciendo así, de gran manera la cantidad de ecuaciones presentes en la norma.
- Gracias a los cálculos realizados en la actividad dos, para comprobar la magnitud de la diferencia de resistencias entre las ecuaciones dadas por la COVENIN 1618-98 y la AISC 360-16, se sabe que los porcentajes de divergencia son bajos, bien sea por reducción o aumento. Esto ocurre mayormente para los casos de compresión y flexión, debido a que en las antiguas versiones de la AISC 360 se trabajaba con un factor de reducción para el área de las secciones, por el cual se rige la COVENIN 1618-98, que ha quedado abolido por los nuevos ensayos que fundamentan la actualización de la AISC 360-16.
- Habiendo estudiado las diferentes bibliografías usadas como base para el desarrollo de la investigación, se observó que todas trabajan en función de lo establecido en las normas obsoletas. Consiguiendo que en ningún manual venezolano se ha actualizado los procedimientos de cálculo de resistencias desarrollados para la formulación de las tablas de diseño.

Además, en su mayoría, se trabaja en función del método de diseño a base de cargas y esfuerzo (LRFD).

- Al realizar los ejemplos de uso y aplicación, se observó que posterior al análisis estructural, el procedimiento de diseño es solo de verificación, siempre que el perfil escogido cumpla con las condiciones y no supere el porcentaje de capacidad de los miembros. Asimismo, las tablas pueden utilizarse como herramienta de prediseño, comparando dichas resistencias con las arrojadas con los programas computarizados de análisis estructural. Sin embargo, es importante observar si con las mismas se crea un sobredimensionado, que puede resultar más costoso para la construcción. Y se comprobó que el método LRFD es el más idóneo puesto que considera tanto la resistencia del perfil como la carga real aplicada en el miembro.

5.2. Recomendaciones

- Realizar próximos estudios donde se pueda analizar el resto de las condiciones presentes en la norma, no solo para el resto de los perfiles existentes en mercado, sino para el resto de elementos estructurales metálicos. Para así, tener tablas más completas en cuanto a la norma AISC 360-16 se refiere.
- En caso de utilizar los procedimientos presentes en la COVENIN 1618-98, tener en mente los porcentajes de diferencia para los resultados. Considerando que cada milésima puede causar gran impacto en la construcción. Por esto, es preferible el uso total de la norma AISC 360-16 con apoyo de bibliografías actualizadas, considerando que la mayoría se rigen por versiones anteriores de la misma.
- Ser muy minucioso en el diseño estructural, en cuanto a las propiedades de diseño que presentan las tablas como adición a las resistencias

calculadas. Debido a que cada estipulación puede generar resistencias diferentes. No solo para las resistencias de las estructuras, sino para el caso de las fuerzas admisibles de las mismas, que para efectos de diseño no se consideran.

- No regirse en su totalidad por las tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanas, ya que el proyecto puede contemplar condiciones que no hayan sido tomadas en cuenta en el presente trabajo, por lo que es recomendable analizar muy detalladamente tanto las estipulaciones de la obra a construir, como los datos presentados en las tablas. Asimismo, trabajar en concordancia con los programas computarizados de análisis estructural, para realizar un proceso de diseño más adecuado para la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

- Álvarez, Cházaro (2.011). *Miembros en compresión*. [Catálogo virtual] Disponible: <https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/productsservices/products/Document%20Gallery/miembros-en-compresion.pdf> [Consulta: 2.019, mayo 15]
- American Welding Society (AWS) (2.015). *Structural Welding Code-Steel*. U.S.A.: American National Standards Institute (ANSI)
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2.016). *Especificaciones para Construcciones de Acero*. Chicago, U.S.A.: American National Standards Institute (ANSI)
- Arcila, G. (2.013). *Proyecto Estructural de Acero*. [Documento en línea]. Disponible: <https://es.scribd.com/document/225913559/Miembros-a-Compresion> [Consulta: 2.019, mayo 25]
- Arias, F. G. (2.016). *El proyecto de Investigación. Introducción a la Metodología Científica. 7^{ma} Edición*. Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.
- Bowles, J. E. (1.993). *Diseño de Acero Estructural*. México: Limusa, Grupo Noriega.
- Dieter, McGraw (1.988). *Mechanical Metallurgy*. [Documento en línea]. Disponible: https://es.wikipedia.org/wiki/Tensi%C3%B3n_de_rotura [Consulta: 2.019, mayo 10]
- Fratelli, M. (2.010). *Estructuras de Acero ASD*. Caracas, Venezuela.
- González, F. y Safina, S. (2.011). *Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares*. Caracas, Venezuela: UNICON
- Gutiérrez, A. (2.000). *Tablas de Diseño según la norma venezolana 1618:1.998*. Caracas, Venezuela: Universidad Católica “Andrés Bello”.
- Grupo Hierros Alfonso (2.014). *Perfiles estructurales – vigas*. [Catálogo virtual]. Disponible: <https://www.grupohierrosalfonso.com/productos/perfiles-estructurales-vigas.html> [Consulta: 2.019, mayo 23]
- López, E. (2.010). *Estructura de Acero*. Caracas, Venezuela: Universidad Católica “Andrés Bello”.
- Macario, C. (2015). *Diseño de miembros de acero a flexión y corte*. [Video tutorial]. Disponible: <https://slideplayer.es/slide/4038837/> [Consulta: 2.019, mayo 13]
- McCormac, J. C. (2.012). *Diseño de Estructuras de Acero*. México, D.F.: Alfaomega Group Editor, S.A. de C.V.
- McGraw, H (2.005). *Tecnología Industrial II*. [Documento en línea]. Disponible: <https://es.wikipedia.org/wiki/Fluencia> [Consulta: 2.019, mayo 11]

- Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR) (1.998). *COVENIN 1618-98. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Caracas, Venezuela: Fondonorma.
- Ministerio de Fomento de España (2.007). *EHE-08, Instrucción Española de Hormigón Estructural*. España: Serie Normativas.
- Muñoz (2.018). *Información básica de Ingeniería Civil*. [Blog en línea]. Disponible: <http://infobasicingcivil.blogspot.com/2018/03/calculo-del-modulo-plastico-para-diseno.html> [Consulta: 2.019, mayo 10]
- Quispe, Flores (2.017). *Método ASD y LRFD*. Huancayo, Perú: Universidad Alas Peruanas.
- Rondón, J. (2.015). *Proyecto de acero y madera*. [Documento en línea]. Disponible: <http://acerosymaderas.blogspot.com/2015/10/traccion-y-flexo-traccion-traccion-al.html> [Consulta: 2.019, mayo 20]
- Sánchez, B., Cortes, G. (2.012). *Estructuras de acero: Método LRFD*. [Documento en línea]. Disponible: <http://lrfd-ntic2.blogspot.com/> [Consulta: 2.019, enero 19]
- Soto, (2.013). *Diseño de miembros de tensión*. [Documento en línea]. Disponible: <https://studylib.es/doc/6141097/dise%C3%B1o-miembros-de-tensi%C3%B3n> [Consulta: 2.019, mayo 15]
- Soto, H. (2.005). *Compresión*. [Documento en línea]. Disponible: <https://slideplayer.es/slide/139481/> [Consulta: 2.019, enero 25]
- Torres, C., Maino, S. (2.008). *Catastro de la Enseñanza de Estructuras en Acero en las Escuelas de Arquitectura de Latinoamérica*. [Documento en línea]. Disponible: <https://es.scribd.com/doc/74937051/CURSO-DE-DISENO-DE-ESTRUCTURAS-EN-ACERO-PARA-ARQUITECTOS> [Consulta: 2.019, enero 19]

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	“Formulación de tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanas, aplicando la norma AISC 360-16”
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Fuentes García Elena Isabel	CVLAC	24.983.156
	e-mail	elenaifuentes96@gmail.com
	e-mail	elenaifuentes@hotmail.com
	CVLAC	
	e-mail	
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Diseño
Factores de carga
Resistencia
Esfuerzos admisibles.
LRFD.
ASD.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

La investigación se basó en la formulación de tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanos, usando las metodologías LRFD y ASD según la norma AISC 360-16 con el apoyo de la herramienta Microsoft Excel; así como comparar sus ecuaciones y condiciones con las existentes en la norma COVENIN 1618-98. Empleando una investigación documental y descriptiva para estudiar las variables necesarias para el cálculo de resistencias según condiciones generalizadas. El alcance de la investigación se orientó al cálculo de las resistencias de los perfiles fabricados a nivel nacional sin especificar marcas, trabajando en función a los mecanismos de falla que puede presentarse a los mismos. De esta manera, se logró realizar las tablas de diseño para perfiles venezolanos según los métodos LRFD y ASD, presentes en la norma norteamericana AISC 360-16. Elaborando resumen de ecuaciones empleadas y ejemplos de usos para las mismas. Descubriendo que las diferencias dadas con la norma COVENIN 1618-98, aun cuando no son significativas, es bueno reemplazarlas por la actualización de la norma americana para las construcciones con acero, del año 2016. Dirigiendo la investigación a todos los especialistas en construcción con estructuras metálicas y los estudiantes del ámbito de construcción civil, para facilitar los procesos de diseño.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Prof. Jhonatan Martínez	ROL	CA		AS		TU	X	JU			
	CVLAC	15.376.400									
	e-mail	ingmartinezgj@gmail.com									
	e-mail										
Prof. Anabel González	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	16.573.233									
	e-mail	anabelyoedelin@hotmail.com									
	e-mail										
Prof. Carlos Cermeño	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	8.494.906									
	e-mail	carloscermeno@hotmail.com									
	e-mail										

Fecha de discusión y aprobación:

Año Mes Día

2019	27	06
-------------	-----------	-----------

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
Formulación de tablas de diseño para perfiles estructurales venezolanas, aplicando la norma AISC 360-16.docx	Application/word

Alcance:

Espacial: TERRITORIO VENEZOLANO

Temporal: INTEMPORAL

Título o Grado asociado con el trabajo:**Ingeniero Civil****Nivel Asociado con el Trabajo: Pregrado****Área de Estudio:****Departamento de Ingeniería Civil****Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:****Universidad de Oriente/ Extensión Cantaura**

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

Juan A. Bolanos Cuatrecasas

JUAN A. BOLANOS CUATRECASAS
Secretario

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR *Martínez*
FECHA *5/8/09* HORA *5:30*

REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SECRETARÍA
CONSEJO UNIVERSITARIO

C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

Elena Fuentes
AUTOR

Prof. Jhonatan Martínez
TUTOR