



**ANALISIS COMPARATIVO DE LOS
RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE PORTICOS
ESPECIALES A MOMENTOS EN
ESTRUCTURAS DE ACERO UTILIZANDO
EL SOFTWARE ETABS Y UNA METODOLOGIA
PROPUESTA BASADA EN LAS NORMAS
COVENIN 1618-1998 y ANSI/AISC 341-10**

Autores: Barrios O. Brigitte G.
Garrido D. Rafael E.

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 871239



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO
SISMORRESISTENTE DE PORTICOS ESPECIALES A MOMENTOS EN
ESTRUCTURAS DE ACERO UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS Y UNA
METODOLOGÍA PROPUESTA BASADA EN LAS NORMAS COVENIN 1618-1998
y ANSI/AISC 341-10**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

Autores: Barrios O. Brigitte G.
C.I. 23.440.487
Rafael E. Garrido D.
C.I: 23.418.635
Tutor: Ing. Curreri Joel

San Diego, Agosto del 2016



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Joel Curreri portador de la cédula de identidad N° 17.338.221, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Brigitte G. Barrios O. y Rafael E. Garrido D. Portadores de la cédula de identidad N° 23.440.487 y 23.418.635 respectivamente, **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PORTICOS ESPECIALES A MOMENTOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS Y UNA METODOLOGIA PROPUESTA BASADA EN LAS NORMAS COVENIN 1618-1998 y ANSI/AISC 341-10**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los seis días del mes de Septiembre del año dos mil dieciséis.

Ing. Joel, Curreri
C.I.: 17.338.221

AGRADECIMIENTOS

Es primordial agradecer a Dios, por toda la paciencia y fortaleza otorgada durante este largo, pero hermoso camino, que empezó como una meta y hoy se materializa.

A mis padres, Belkis Ochoa y Raúl Barrios, por su trabajo incesante, su apoyo incondicional y amor desmesurado, por ser los mejores padres que un hijo puede tener, sin ustedes nada hubiese sido posible; el motor de mi vida, mi inspiración.

A mis hermanos, Javimar, Raúl, Carolina y Miguel, mis sobrinas Rebecca y Estefanía, por todos sus consejos y ganas de verme triunfar, por desde un principio impulsarme a ser mejor, gracias infinitas.

A mis amigos, Hosman Rodríguez, José Escobar, Rafael Garrido, Pedro Cabrera, Eleusis Ramos, Luis Arturo Carrillo, Samuel González, Wilfredo Hurtado y Alfredo Cobis por la dedicación y apoyo, por darme un toque de alegría en mis días más grises y por formar parte de toda esta travesía, dándome la energía más positiva, esto también es para ustedes.

A Ana María Hernández, por ser una amiga incondicional, que me brindó su ayuda sin pensarlo en momentos decisivos de mi vida, y sé que donde está ahora, aplaude mis logros.

A Braco, por ser la mejor compañía en las noches de desvelo, el compañero más fiel y el amor más puro.

A mis Abuelos que desde el cielo sé que celebran conmigo este momento.

Gracias Infinitas, Dios los Bendiga cada minuto de sus vidas.

Brigitte Barrios.

Durante la realización de este trabajo surgieron obstáculos y dificultades que en algunas ocasiones me provocaron miedo e incertidumbre para poder completar la meta final, pero Dios todopoderoso logró darme las fuerzas para continuar y seguir adelante. Por esta razón, quiero darle las gracias por ser siempre mi guía y mi apoyo. “GRACIAS DIOS MIO”

Agradezco a mis padres Rafael Garrido y Milena Díaz, ya que con su amor, comprensión, apoyo y ejemplo me alentaron en los momentos más complicados. Significaron un pilar fundamental durante la realización de este trabajo ya que me enseñaron a no desfallecer ni rendirme antes nada y sobre todo a perseverar durante las

adversidades, a ellos les debo mi cariño y respeto. Toda esta tesis es de ustedes y se las dedico porque representa el comienzo de mi vida como profesional. Gracias por los valores que me han inculcado y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida.

De igual forma quiero manifestar mi más sincero agradecimiento a una persona muy especial para mí, quiero darle las Gracias a Eliana Muñoz por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera, por creer en mí, por motivarme a seguir adelante en situaciones desesperantes, por compartir conmigo grandes momentos y por demostrarme que siempre podré contar con ella. Sé que en el futuro seremos un gran equipo y los mejores colegas.

También quiero agradecer a Brigitte Barrios por haber sido una excelente compañera tesis y gran amiga. Por toda su paciencia, comprensión y apoyo para seguir adelante con este trabajo.

Rafael Garrido

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	Pp.
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN	xvi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO	
1. EL PROBLEMA	
1.1. Planteamiento del Problema.....	6
1.2. Formulación del Problema.....	5
1.3. Objetivos de la Investigación.....	5
1.3.1. Objetivo General.....	6
1.3.2. Objetivos Específicos.....	6
1.4. Justificación de la Investigación.....	7
1.5. Alcance y Limitaciones de la Investigación.....	8
2. MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes.....	10
2.2. Bases Teóricas.....	12
2.2.1. Acero Estructural.....	12
2.2.2. Tipos de Acero.....	12
2.2.3. Propiedades Mecánicas del acero.....	14
2.2.4. Ventajas del Acero como Material de Construcción.....	15
2.2.5. Desventajas del Acero como Material de Construcción.....	15
2.2.6. Curva Tensión - Deformación del Acero.....	16
2.2.7. Filosofía de Diseño.....	18

2.2.8. Clasificación de Estructuras en Acero según su Tipo, Nivel de Diseño, Tipo de Conexiones.....	50
2.2.9. Norma COVENIN “Estructuras Sísmorresistentes”.....	53
2.2.10. Pórticos Resistentes a Momento.....	54
2.2.11. Clasificación de los pórticos especiales a momentos.....	54
2.2.12. Diseño sísmorresistente de estructuras aporticadas en acero	54

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA	Pp.
1. Propiedades de Aceros Especiales.....	13
2. Flechas máximas verticales recomendadas	25
3. Valores de alturas de vigas mínimas recomendadas.....	27
4. Relación entre módulo plástico de columnas y vigas.....	28
5. Relación L/h.....	31
6. Valores de Ao.....	58
7. Factores de Reducción, R.....	61
8. Valores Límites de Deriva.....	67
9. Valores de cargas Admisibles para Losacero Comercial.....	85
10. Valores de Cargas Admisibles para Losacero Comercial.....	85

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pp.
1. Curva Tensión-Deformación que ilustra los Efectos de Endurecimiento por Deformación del Acero.....	16
2. Curvas Típicas de tensión-deformación para Aceros Estructurales	17
3. Fluencia en la Sección Total.....	22

4.	Bloque de Corte.....	23
5.	Ruptura por Cortante y Tensión Combinados.....	18
6.	Pórtico especial a momentos.....	68
7.	Zona panel y distribución de fuerzas.....	69
8.	Cálculo de M_{pb}	72
9.	Cálculo de M_{pc}	73
10.	Empalmes en columnas.....	83
11.	Secciones Típicas de Losacero.....	84
12.	Ubicación de los Mecanismos de Falla.....	86



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL
DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PORTICOS ESPECIALES A
MOMENTOS EN ESTRUCTURAS DE ACERO UTILIZANDO EL
SOFTWARE ETABS Y UNA METODOLOGIA PROPUESTA BASADA EN
LAS NORMAS COVENIN 1618-1998 y ANSI/AISC 341-10**

Autores: Barrios O. Brigitte G.
Garrido D. Rafael E.

Tutor: Ing. Joel Curreri

Fecha: Agosto, 2016

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad analizar y estudiar las discrepancias existentes entre La Norma Venezolana COVENIN 1618-1998 y la Norma ANSI/AISC 341-10 en cuanto a los lineamientos técnicos para el diseño de pórticos especiales a momentos se refiere. , una vez recopiladas estas diferencias se procedió a realizar una metodología ordenada para su posterior programación en Excel y aplicación a una edificación de 4 niveles. La data que nos suministraron dichas hojas de cálculo en Excel se compararon con los resultados arrojados por el software Etabs luego de haber modelado la edificación mencionada anteriormente. Finalmente se indicaron en que difieren los resultados y se detalló el porqué de los mismos. Desde el punto de vista metodológico se trata de una investigación aplicada, según su nivel es de carácter descriptivo y finalmente conforme al diseño, la investigación es de tipo documental ya que estuvo basada en la búsqueda y análisis de información registrada por otros investigadores en fuentes documentales.

Descriptores: SMF, Diseño sismorresistente, Metodología, Lineamientos técnicos, Hojas de Cálculo

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de acero son un sistema formado por miembros vinculados entre sí mediante conexiones, de modo que todo el conjunto cumpla con las condiciones de estabilidad, resistencia y rigidez requeridas para un adecuado desempeño. Las ventajas del acero, en relación a su adecuada resistencia a tracción y ductilidad, son válidas también para todo el sistema estructural. Los edificios con estructuras de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económicamente y tecnológicamente. Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (Magnitud Richter 6.8) y de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995 (Magnitud Richter 7.2) que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, representaron pruebas severas para las construcciones metálicas.

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas que le permiten al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

Uno de estos casos particulares es el empleo de edificaciones con sistemas de pórticos especiales a momento, el cual consiste en un sistema estructural en el que se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las fuerzas gravitacionales.

De acuerdo a lo expuesto, el objetivo del presente trabajo es emplear una metodología ordenada acerca del diseño de pórticos especial a momento y modelar una edificación en el software Etabs y en una hoja programada de Excel a partir de dicha metodología que nos permita finalmente comparar los resultados.

El desarrollo de este objetivo abrirá cabida a establecer diferencias en el comportamiento y detallado del acero estructural, además este permitirá comprender la importancia de poseer una normativa actualizada para el ejercicio constructivo y práctico de la Ingeniería Civil en nuestro país.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

La humanidad, ha experimentado a lo largo de su historia, el efecto destructivo de los terremotos. En el siglo XXI, estas catástrofes naturales han ocasionado una media anual de 14.000 muertes, por encima de otras catástrofes como ciclones, huracanes, avalanchas, inundaciones y erupciones volcánicas.

Adicionalmente, originan cuantiosas pérdidas económicas como el resultado del daño en obras de infraestructuras públicas y construcciones privadas, lo cual repercute negativamente en el desarrollo de las zonas afectadas. Latinoamérica no es ajena a esta situación, y muchos de sus países, incluyendo a Venezuela, han sufrido el efecto devastador de estos eventos. No es posible actualmente, modificar la amenaza sísmica, pero la ingeniería si dispone de soluciones para reducir la vulnerabilidad de las construcciones, y por ende, el riesgo sísmico.

Las estructuras en acero representan una opción por excelencia en la rama de la construcción sismorresistente, debido a su elevada rigidez, ductilidad y resistencia. En la actualidad, la ingeniería sismorresistente, presenta una amplia gama de opciones favorables para la problemática sísmica.

Es por ello, que mediante el uso de distintos materiales estructurales como el acero, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables, se permite la disminución de riesgos. Sin embargo, la reducción de este riesgo sísmico, particularmente en Latinoamérica, no se ha alcanzado de manera uniforme, debido a diversos factores, que no son de carácter técnico o ingenieril, tales como el económico, social y cultural.

En ese sentido, países como Estados Unidos invierten cuantiosas partes de su presupuesto nacional en programas de investigación encargados de la creación y actualización de sus normativas legales, que controlan la manera en que se diseñan y construyen las edificaciones, en base a investigaciones sobre el tema, como es el caso de las Normativas 360-10 y 341-10 del Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC). La utilización de dichas Normativas responde a que éstos contienen los fundamentos de las normas para edificaciones en acero en todo el continente, están más actualizadas con respecto a los eventos sísmicos más recientes y además, la mayoría de los programas de computación orientados al análisis de estructuras se fundamentan en los lineamientos de dichas normas. Cada vez que los Institutos Americanos hacen públicos avances y nuevos enfoques investigativos, instituciones Venezolanas como FONDONORMA (Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad) y SOCVIS (Sociedad Venezolana de Ingeniería Sísmica), se encargan de estudiar la posibilidad de incorporar estas innovadoras consideraciones adaptándolas a las condiciones locales.

Es importante destacar que un calculista que desee realizar un proyecto estructural en acero debe regirse por estas normativas y aplicar los diversos criterios técnicos plasmados en cada una de ellas dependiendo del país donde se encuentre. Dependerá de cada profesional si desea hacerlo manualmente o apoyándose en un software de cálculo.

En Venezuela ocurre la particularidad de que los ingenieros en vista del aumento descontrolado de los insumos y la escases de los materiales de construcción tratan en la medida de lo posible de desarrollar sus obras en el menor

tiempo posible recurriendo en la mayoría de los casos a un software de calculo que le permite ganar rapidez al momento de llevar a cabo una obra.

Cabe destacar que en la actualidad, los avances de la tecnología les han permitido a los expertos desarrollar un sin fin de programas de cálculos que se han convertido en herramientas útiles para los ingenieros. Pero a la vez dichas herramientas no cuenta con una alternativa de diseño viable que le permita comparar y/o garantizar al programador que los resultados arrojados por dicho programa sean correctos.

Ante esta problemática surge la necesidad de programar hojas de cálculos en Excel que permitan comparar los resultados arrojados por dichas hojas con los resultados obtenidos de un software de cálculo, después de haber modelado un pórtico de una determinada edificación.

1.2. Formulación del Problema

Siguiendo el orden de ideas expuesto con anterioridad, surge el planteamiento de la siguiente interrogante:

¿Cuáles serían las diferencias que se pueden obtener en el diseño sismorresistente de estructuras en acero bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF cuando se aplique una metodología ordenada a una edificación de tipo regular y se modele dicha edificación en un software de cálculo?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo General

Comparar los resultados obtenidos del diseño sismorresistente de pórticos especiales a momentos en estructuras de acero utilizando el software Etabs y una metodología propuesta basada en las normas COVENIN 1618-1998 y ANSI/AISC 341-10

1.3.2. Objetivos Específicos

- Describir los lineamientos técnicos de las Normativas 341-10 AISC/ANSI y la Norma Venezolana 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero.
- Estructurar una metodología para el diseño de estructuras sismorresistentes en acero bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF.
- Programar hojas de cálculo para el diseño sismorresistente de una estructura en acero y sus elementos bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF.
- Aplicar los lineamientos técnicos normativos y la metodología de diseño ordenada bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF a una edificación de tipo regular.
- Realizar cuadros comparativos con los distintos resultados obtenidos de aplicar la metodología proveniente de los lineamientos técnicos normativos referentes al diseño sismorresistente de estructuras en una edificación aporricada de tipo regular en acero estructural.

1.4 Justificación de la Investigación

La incesante labor investigativa relacionada al diseño de obras civiles ha aportado grandes avances que han significado la materialización de lo que años atrás se consideraba impensable. Es por ello que países desarrollados como Estados Unidos y Japón son potencia en materia constructiva y diseño sismorresistente, debido a la constante actualización de normativas y códigos que, proporcionan mayor eficacia y funcionabilidad estructural, así como también, niveles de seguridad más confiables.

En Venezuela, existe una marcada desactualización de las normativas y códigos en cuanto al diseño de estructuras en acero, lo cual representa la ausencia de información certificada bajo las condiciones vigentes de construcción y diseño estructural, poniendo en peligro el bienestar y seguridad de las personas que hacen vida en las edificaciones que se levantan en el país

Lo anteriormente expuesto se ve evidenciado en el hecho de que gran cantidad de ingenieros diseñan bajo la Normativa Venezolana COVENIN 1618-98, sin tomar en cuenta las consideraciones actuales provenientes de Institutos reconocidos en todo el continente; mientras que la nueva generación de profesionales se apoya en las Normativas 360-10 y 341-10 incluso las publicadas en el año 2015 de la AISC (Instituto Americano de Construcción de Acero).

El acero como material estructural, presenta una serie de ventajas que se resumen en un óptimo comportamiento ante acciones sísmicas y de viento, lo cual es de vital importancia a la hora de llevar a cabo proyectos de índole ingenieril en Venezuela, debido a que la mayor densidad poblacional se centra en el Norte del país, el cual es caracterizado por ser la zona de mayor sismicidad. En la actualidad, para el diseño sismorresistente se utilizan espectros de respuesta sísmica inelástica, debido a que consideran una reducción del espectro de respuesta elástica, lo cual implica una disminución de costos en materiales, ya que las respuestas inelásticas conllevan a la admisión de deformaciones en las estructuras que estarán ligadas a la capacidad de deformación que tenga la misma, y a su ductilidad. El centro del presente trabajo de investigación se encuentra en la implementación del sistema de Pórticos Especiales a Momentos SMF, en los cuales se asume que la estructura superará su rango inelástico y disipará energía a través de una falla controlada.

Es por esta razón que los pórticos especiales a momento son ideales para zonas altamente sísmicas, y requieren un estricto control de fallas frágiles, a través de una incursión inelástica estable.

En resumen, se hace de gran importancia el reconocimiento de las estructuras en acero como una opción de diseño por excelencia debido a todas sus capacidades, así como también la determinación de las diferencias en cuanto a metodologías y requerimientos de diseño que plantea la AISC/ANSI en su Normativa 341-10 y la Norma Venezolana COVENIN 1618-98 al implementar el sistema de pórtico especial a momentos SMF en el diseño de edificaciones con el fin de obtener un mejor comportamiento sismorresistente.

1.5 Alcance y Delimitaciones de la Investigación

En esta investigación se pretende realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos luego de haber aplicado y programado en Excel una metodología de diseño de pórticos especiales a momentos a una edificación de tipo regular con los resultados arrojados por el software de cálculo Etabs v16. Cabe destacar que dicha metodología surgió luego de haber extraído los lineamientos técnicos respectivos de las Normativas AISC/ANSI 341-10 y la Norma Venezolana COVENIN 1618-98.

Para llevar a cabo la comparación de resultados, se va a realizar el diseño estructural de una edificación aporricada regular de acero estructural, de cuatro (4) niveles con una altura de entrepiso de cinco (5) metros destinada a uso de oficina, ubicada en el estado Carabobo (Zona Sísmica 5).

Esta investigación se realizará aplicando solamente el sistema de pórticos especiales a momentos SMF, validando dichos resultados mediante la construcción de hojas de cálculo y mapas conceptuales.

En cuanto a los materiales y perfiles se usaron los indicados por las normas COVENIN en el diseño de estructuras de acero, y solo se emplearon perfiles IPE y HEB de sección doble T, comercialmente usados en nuestro país, y en lo referente a los criterios de diseño, se limitó al diseño de las estructuras para el criterio de Estados Límites de Agotamiento y Servicio.

Normas Utilizadas:

COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sísmicas”

COVENIN 1618-98. “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites”

COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”

ANSI/AISC 341-10 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”

Materiales Usados:

Losacero Sigaldeck con concreto de 280 Kg/cm²

Perfiles IPE de Sección doble T de acero estructural ASTM A-36 y A-572 Gr 50.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se exponen los antecedentes que sirvieron de punto de partida y referencia informativa para el trabajo de investigación llevado a cabo. Seguidamente se presentan los principios teóricos que proporcionaron el basamento de la información, la cual fue extraída de diferentes fuentes y autores.

2.1. Antecedentes

Con el propósito de amparar teóricamente las investigaciones llevadas a cabo se presentan folletos, manuales, investigaciones y trabajos de grado relacionados al diseño sismorresistente de edificaciones de acero estructural, así como al estudio de normativas nacionales e internacionales que rigen la manera en que se diseñan, se detallan y se construyen los pórticos especiales a momentos en acero.

Molina Mata, Jesús Enrique (2009) en su trabajo de grado titulado **“Elaboración de un Manual de Diseño Sismorresistente de Edificaciones bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05”**, realizado en la Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela, llevó a cabo una investigación orientada a edificaciones de acero basada en un manual de diseño empleando el sistema de pórticos resistentes a momentos en sus distintas variantes, mediante la concepción y posterior uso de hojas de cálculo programadas para dicho diseño. En sus conclusiones define que el diseño sismorresistente en acero debe ser lo común en este tipo de estructuras, ya que los lineamientos que se indican están basados en las Normas AISC, y están ampliamente fundamentados con ensayos y análisis de eventos sísmicos ocurridos alrededor del mundo.

Una de las ventajas del adecuado diseño sismorresistente de las estructuras en acero, es el de localizar las posibles fallas en elementos fusibles sin que esto afecte la estabilidad de la estructura, en caso de un evento. La programación de hojas de cálculos es de gran ayuda en el diseño de las estructuras al poder hacer los cálculos más rápidos y así tener una mayor eficiencia en el diseño. El uso de programas de cálculo estructural, tales como el ETABS, cada vez se hacen más indispensables en el análisis y diseño estructural. Esta investigación nos orientó en la programación de hojas de cálculos a partir de la creación de una metodología ordenada para el diseño de pórticos especiales a momento. Además nos ayudó en la comprensión del comportamiento de los sistemas SMF.

Asimismo, Hernández, Eliud (2010), en su recopilación informativa titulada **“Guía de Aplicación. Pórticos Especiales Resistentes a Momento Special Moment Frames (SMF)”**, realizado para INESA Adiestramientos, Caracas, Venezuela, llevó a cabo un catálogo donde recopila información referente al diseño sismorresistente de pórticos y diseño de conexiones bajo las normativas AISC/ANSI 341 y 358, definiendo su alcance para estructuras que incursionan en un rango inelástico significativo; de esta manera expone el criterio “Viga Fuerte-Columna Débil” a fin de prevenir un entrepiso inestable y expone que las conexiones deben ser precalificadas, ya que estas definen las zonas del panel y las planchas de continuidad.

Por último, Crisafulli, Francisco Javier (2008), en su catálogo titulado **“Diseño Sismorresistentes de Estructuras de Acero”**, para la Asociación Latinoamericana del Acero ALACERO, Santiago, Chile, desarrolló una guía de utilidad práctica para ingenieros estructurales vinculados al diseño sismorresistentes de construcciones en acero. En este se incluyen conceptos básicos y criterios de diseño para los sistemas resistentes más usuales, como lo son los pórticos sin arriostrar (pórticos a momento) y los pórticos arriostrados concéntrica y excéntrica. Para su redacción se tomó como referencia la publicación Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 2005), preparada por el American

Institute of Steel Construction AISC, considerando su amplia difusión en toda Latinoamérica.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Acero Estructural

El acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0.05% hasta menos de un 2%). Algunas veces otros elementos de aleación específicos tales como el Cromo (Cr) o Níquel (Ni) se agregan con propósitos determinados.

Ya que el acero es básicamente hierro altamente refinado (más de un 98%), su fabricación comienza con la reducción de hierro (producción de arrabio) el cual se convierte más tarde en acero.

2.2.2. Tipos de Acero

Los diferentes tipos de acero se clasifican de acuerdo a los elementos de aleación los cuales producen distinto efectos.

1. Aceros al Carbono: Estos aceros contienen distintas cantidades de carbono y menos de 1,65% de manganeso, el 0.60% de silicio y el maquinarias, cascos de buques, estructuras de construcción de acero y horquillas.
2. Aceros Aleados: Estos contienen una proporción determinada de vanadio, molibdeno y otros elementos; además de cantidades mayores de manganeso, silicio y cobre que los aceros al carbono normales. Estos aceros se pueden subclasificar en:
 - I. Estructurales: Son aquellos que se emplean para distintas partes de máquinas, tales como engranajes. Además se utilizan en la estructura de edificios, puentes, automóviles y semejantes. El contenido de la aleación varía desde 0.25% a un 6%.
 - II. Para Herramientas: Aceros de alta calidad que se emplean en herramientas para cortar y modelar metales y no metales. Por lo tanto son materiales usados para cortar y construir herramientas tales como taladros, fresas, terrajas y otros.

- III. Especiales: Los aceros de aleación especiales son los inoxidables y aquellos con un contenido de cromo generalmente superior al 12%. Estos aceros son de gran dureza y alta resistencia a las altas temperaturas y a la corrosión.

Tabla 1. Propiedades de Aceros Especiales

Fuente: Elaboración propia

Designación	Tipo	Esfuerzo Cedente Fy Kg/cm ²	Esfuerzo de Agotamiento Fu Kg/cm ²
SIDETUR	AE 25	2500	3700
	AE 35	3500	5500
ASTM	A 36	2570	4080
	A 572. Gr 42	2950	4220
	A 572. Gr 50	3515	4570
	A 572. Gr 55	3870	4920
	A 913. Gr 50	3515	4220
	A 913. Gr 60	4220	5273
	A 913. Gr 65	4570	5625
	A 588	3515	4920
	A 992	3515	4570
	A 529. Gr 50	3515	4570
	A 529. Gr 55	3870	4920
DIN	ST 37	2400	3700
	ST 42	2600	4200
	ST 52	3600	5200

3. Aceros de Baja Aleación Ultrarresistentes: Estos aceros son más económicos que los aceros aleados convencionales ya que contienen cantidades menores de los costosos elementos de aleación. Sin embargo, reciben un tratamiento especial que les proporciona una resistencia mucho mayor.
4. Aceros Inoxidables: Estos contienen cromo, níquel y otros elementos de aleación que los mantienen brillantes y resistentes a la herrumbre y oxidación a pesar de la acción de la humedad o de ácidos y gases corrosivos.

2.2.3. Propiedades Mecánicas del Acero

Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de sollicitaciones a que sean sometidos. Las siguientes propiedades, sin embargo, son comunes a todos los aceros:

- Peso Específico

- Posee alta conductividad eléctrica.
- Se utiliza para la fabricación de imanes permanentes artificiales, ya que una pieza de acero imantada no pierde su imantación si no se le calienta hasta cierta temperatura.

Todos los valores están expresados en el sistema métrico MKS (metros-kilogramos fuerza-segundos).

2.2.4. Ventajas del Acero como Material de Construcción

- I. Alta relación resistencia/peso: Importante en puentes de grandes claros, edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.
- II. Uniformidad: Sus propiedades no cambian apreciablemente con el tiempo.
- III. Alta Ductilidad: Se refiere a la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar una vez rebasado el límite de proporcionalidad.
- IV. Ciclos de Histéresis más Amplios y Estables: Importante para un buen desempeño sismorresistente.
- V. Facilidad en la Construcción y para la Modificación de Estructuras: Se adaptan bien a posibles ampliaciones y da la facilidad para hacer modificaciones, pues permite cambios de diseño, como inclusión de ascensores.
- VI. Fácilmente Reciclable: El acero es un material ecológico, 100 por ciento reciclable.

2.2.5. Desventajas del Acero como Material de Construcción

- I. Costo de Mantenimiento: Susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua.
- II. Costo de la Protección contra el Fuego: el acero pierde apreciablemente su capacidad de resistencia con el aumento de la temperatura; además de ser un excelente conductor del calor.

- III. Susceptibilidad al Pandeo: Su alta relación resistencia/peso puede dar lugar a miembros esbeltos.
- IV. Fatiga: Su resistencia se reduce ante un gran número de inversiones del signo de la tensión o a un gran número de cambios de la magnitud de la tensión.
- V. Fractura Frágil.

2.2.6. Curva Tensión-Deformación del Acero

La curva de tensión deformación del acero dúctil sometido a una prueba de carga a tracción monotónica es muy conocida (Ver Fig. 1). Este diagrama se puede dividir en dos rangos, uno elástico y uno inelástico.

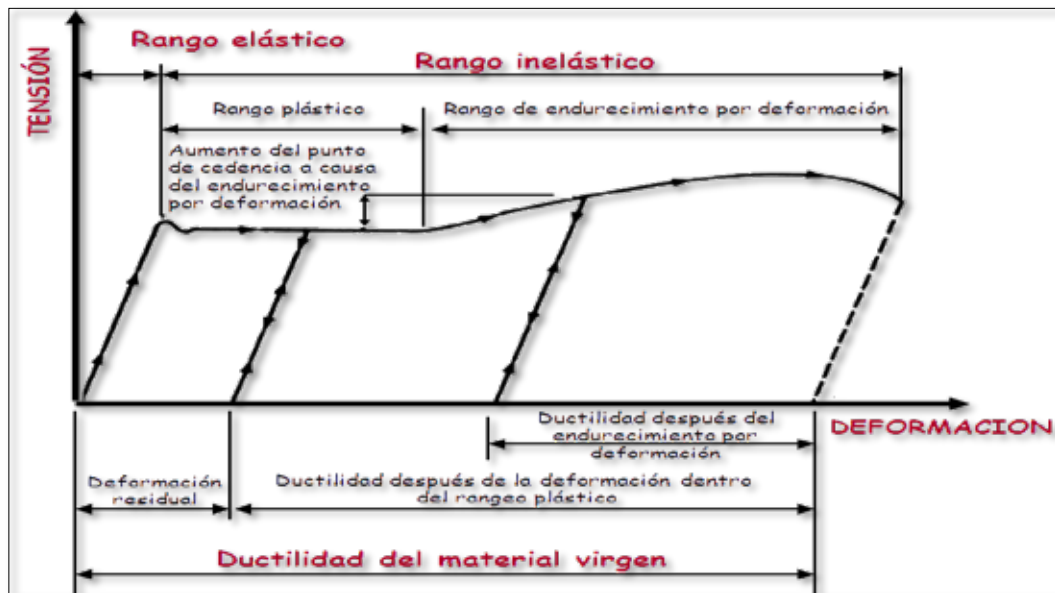


Figura 1. Diagrama de tensión-deformación que ilustra los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

Fuente: “Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero” por América Bendito,2010.

- a) , porción recta del diagrama en donde es válida la ley de Hooke. Se caracteriza por la inexistencia de deformación residual en el caso de que se produzca la descarga.

b) El $\sigma - \epsilon$ tiene una **zona plástica** en donde la tensión no aumenta considerablemente, sin embargo las deformaciones fluyen. Una zona donde se produce endurecimiento del material y finalmente una **zona de rotura** al término del rango inelástico.

Los datos importantes que se obtienen del diagrama Tensión-Deformación del acero son: de la parte elástica, la pendiente de la recta, llamado **E** o **Modulo de Elasticidad o de Young**; el punto más alto de la porción recta del diagrama o el punto de cambio entre la zona elástica y la zona inelástica, **Limite de Elasticidad**, punto donde el material deja de comportarse de forma elástica; y el **Limite de Rotura** del material, que es la tensión en la que el material se fractura.

En función de la ductilidad, fragilidad y composición del acero, las curvas serán diferentes; los aceros más deformables tendrán la pendiente de la zona elástica mucho menor, y los aceros más frágiles tendrán la zona de endurecimiento menor (Ver Figura 2).

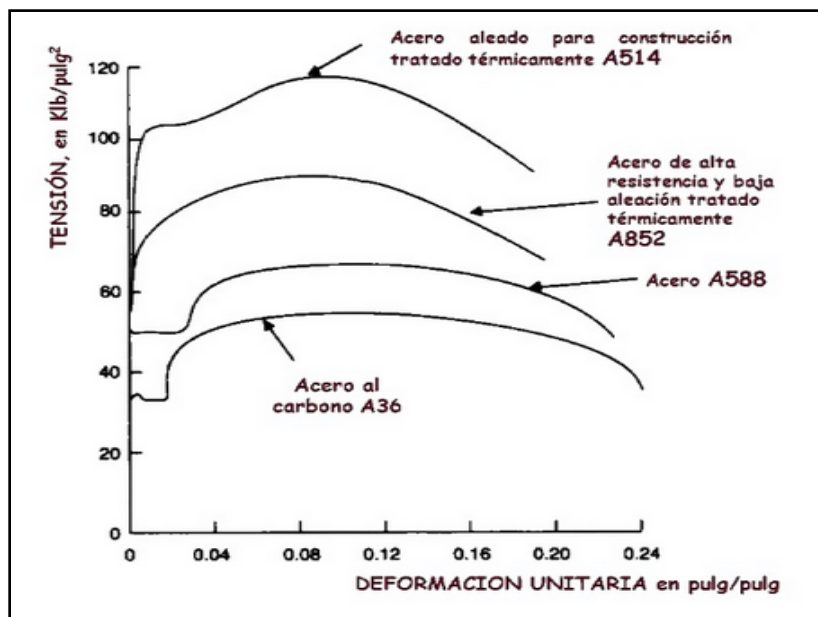


Figura 2. Curvas Típicas tensión-deformación para aceros estructurales
Fuente: “Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero” por América Bendito,2010.

2.2.7. Filosofía de Diseño

El criterio de diseño estructural consiste en seleccionar las secciones óptimas de cada miembro, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso. Para ello se puede emplear métodos de diseño que tomen en cuenta el comportamiento de la estructura en el rango elástico, o métodos que permitan cierta incursión de las secciones en el rango inelástico.

El estado límite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es apta para satisfacer la función prevista, el objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se pueden presentar durante la vida útil de la edificación. Además, la estructura debe tener suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para asegurar un comportamiento dúctil del sistema durante la más desfavorable combinación de acciones de las cargas. En el diseño se considera básicamente dos estados límites:

- Estado límite de agotamiento resistente.
- Estado límite de servicio.

1. Método de Diseño por Tensiones Admisibles (Allowable Stress Design, ASD)

Bajo este criterio se diseña de manera tal que las tensiones calculadas por efectos de las cargas de servicio no superen los valores máximos en las especificaciones. El método de tensiones admisibles está caracterizado por el uso de cargas de trabajo fijados por los códigos, no factoradas, con la adopción simultánea de un coeficiente o factor único de seguridad, con la finalidad de que los miembros sean diseñados elásticamente.

El método de tensiones admisibles puede ser representado mediante la siguiente fórmula:

Donde Q_i son las tensiones elásticas calculadas para cada caso de carga, $F_{admisible} = F_y/FS$, de donde FS es el factor de seguridad único y F_y es la tensión de cedencia del material. El término de la derecha se denomina **Resistencia Requerida** y es la sumatoria de los efectos de Q_i de igual índole (tensión característica: M , N o Q , etc, que resulten los más apropiados) debidos a las causas (cargas, variaciones de temperatura, etc.) y sus combinaciones, determinados mediante un procedimiento de análisis estructural.

El término de la izquierda, representa la **Resistencia de Cálculo** (o de Diseño) y es la **Resistencia Nominal**, o la resistencia que provee al miembro o unión (capacidad resistente a la flexión, tensión axial, corte, etc.) con su estado límite claramente definido, dividida por un coeficiente de seguridad FS . Escrita la formulación en otro formato, se tiene que:

Debido a la gran variabilidad y, por lo tanto, a la impredecibilidad de las cargas variables y de las cargas accidentales en comparación con las cargas permanentes, no resulta posible mediante este método obtener una confiabilidad uniforme para toda la estructura. Entonces, el problema principal del método de las tensiones admisibles radica en que considera un factor uniforme para las cargas, sin reconocer los diferentes grados de variabilidad que existen, por ejemplo, entre las cargas permanentes y las cargas sísmicas.

2. Método de Diseño por Estados Límites (Load and Resistance Factor Design, **LRFD**)

Bajo este criterio los procedimientos de análisis y de diseño son los de la teoría plástica o una combinación de análisis elástico con diseño plástico; con este método la estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas sino también las de servicio.

El método de estados límites considera un procedimiento probabilístico, proveyendo un nivel más uniforme de confiabilidad. El método LRFD puede ser expresado condensadamente mediante la expresión siguiente:

—

Donde:

= Factor de carga que afecta a las cargas en servicio

= Resistencia Nominal Teórica

= Cargas de trabajo o servicio

El miembro a la derecha de la desigualdades la resistencia requerida (Demanda) y es igual la suma de distintos efectos debidos a las cargas o causas Q_i multiplicados por sus respectivos factores de carga ().

La resistencia de cálculo (Estado Limite Ultimo o Estado Limite de Servicio), en el término izquierdo, es la resistencia nominal o resistencia , basada en las propiedades nominales del material y de la sección (Capacidad). Los valores de y se obtienen de la LRFD Specification; una manera alternativa de presentar la formulación es la siguiente:

La AISC lo adopta oficialmente en 1986, con el nombre de “Load and Resistance Factor Design-Specification for Structural Steel Building”, la cual viene a ser la primera de una nueva generación de especificaciones basadas en la teoría de la confiabilidad de las estructuras.

En Venezuela, se publica en Gaceta Oficial No. 36365 de fecha 3 de Febrero de 1999, la adopción de la nueva Norma COVENIN 1618:19998 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites”.

- 1. Formato similar Al De la Norma COVENIN-MINDUR 1753 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño, basada en la Norma ACI-318.
- 2. Facilita el uso de la norma sismorresistente Norma COVENIN-MINDUR1756:2001, en el cual se establecen Niveles de Diseño en las diferentes zonas sísmicas del país.
- 3. Suministra una confiabilidad consistente para el sistema estructural y de todos sus miembros y conexiones.
- 4. Economía (menor peso)
- 5. Congruente con el enfoque energético en Ingeniería Sísmica

La Norma COVENIN-MINDUR 2004:1988 define el diseño por estados límites como un método de diseño consistente en determinar todo los modos potenciales de falla o inutilidad, manteniendo unos niveles aceptables de seguridad, los cuales de establecen habitualmente con criterios probabilísticos.

2.2.8. Diseño de Elementos en Acero

Para verificar la resistencia última de miembros solicitados a tensión axial pura, se considerarán los siguientes estados límites:

- **Cedencia de la Sección Total**

Se presenta cuando la sección transversal del miembro estructural (sin tener en cuenta los agujeros) solicitados a tensión axial llega a la tensión de Cedencia dado por F_y (Ver Figura 3). La resistencia de diseño, , será el menor valor que se obtenga de considerar los modos de falla. Se emplea la siguiente formulación:

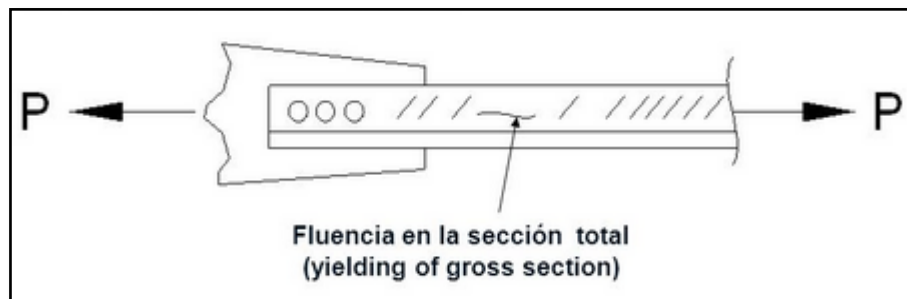


Figura 3. Fluencia en la Sección Total

Fuente: "Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero" por América Bendito, 2010.

- **Fractura de la Sección Efectiva**

Cuando se tiene un miembro a tensión con agujeros para tornillos o remaches (Ver Figura 4). Este tipo de falla se presenta cuando la sección donde se concentran los agujeros llega a su tensión de fractura . Se emplea la siguiente formulación:

Donde:

A= Área total de la sección transversal del miembro

= Área neta efectiva, calculada de acuerdo al Artículo 7.3 Norma COVENIN 1618:1998

Resistencia teórica a tracción normal

= Factor de minoración de la resistencia teórica

= Tensión de Cedencia del material

= Tensión ultima del material

= Coeficiente de reducción empleado en el cálculo del área neta efectiva

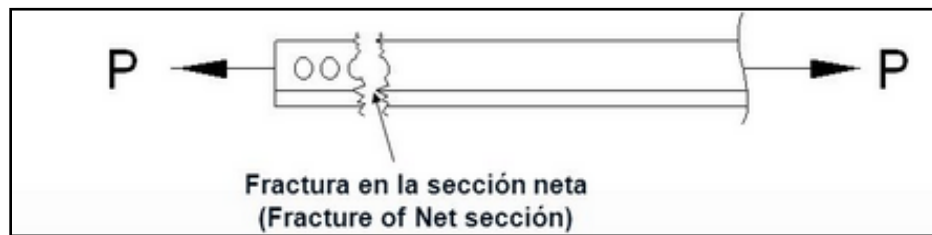


Figura 4. Fluencia en la Sección Neta

Fuente: "Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero" por América Bendito,2010.

· **Fractura por Bloque de Corte**

Se verifica el estado último de agotamiento resistente por rotura en el bloque de corte en las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y desmembrada (Ver Figura 5), y situaciones similares en los miembros traccionados y en las planchas usadas como cartelas (plancha de nodos). La resistencia minorada a la rotura por bloque de corte, R_n , estará determinada por el mecanismo que controle el modo falla. Se toma el mayor valor entre los dos casos siguientes:

1. Cuando $R_n = A_n F_u$ (Mecanismo de Cedencia por corte y fractura por tracción)

2. Cuando (Mecanismo de Cedencia por tracción y fractura por corte)

Donde:

A = Área total de la sección transversal del miembro

= Área neta efectiva

Área neta

= Área en corte

= Área en tracción

= Área neta en corte

= Área neta en tracción

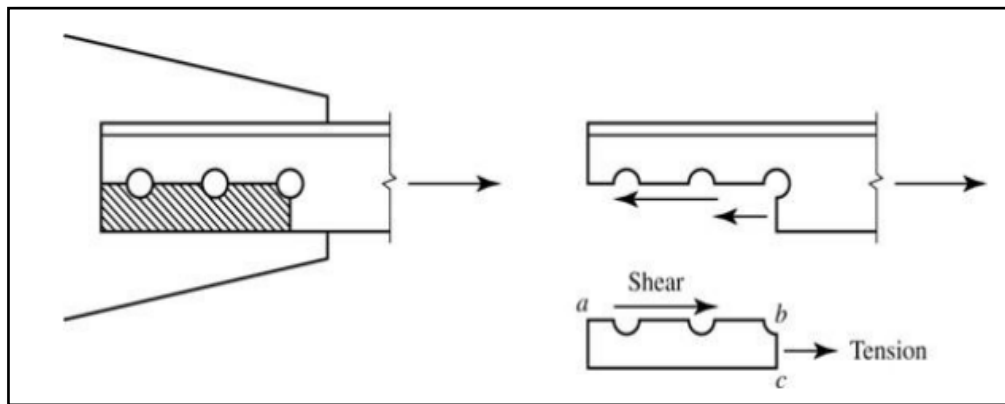


Figura 5. Ruptura por cortante y tensión combinados (Block Shear Rupture)

Fuente: “Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero” por América Bendito, 2010.

La resistencia de diseño de un miembro a tensión no siempre esta especificada por o por o bien por la resistencia de los tornillos o soldadura con que se conecta el miembro; esta puede determinarse por la resistencia de

su bloque cortante. La falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique en un plano y cortante en otro plano perpendicular. Es poco probable que la fractura ocurra en ambos planos simultáneamente. El miembro tiene un área grande de cortante y un área pequeña de tracción. Las especificaciones LRFD consideran que es lógico suponer que cuando ocurre una fractura en esta zona con alta capacidad de corte, la pequeña área a tensión ya ha fluido.

2.2.15 Clasificación de Estructuras en Acero según su Tipo, Nivel de Diseño y Tipo de Conexiones

Según el Capítulo 3 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618:98 “Para los fines de esta Norma el sistema estructural deberá clasificarse según su Tipo, Nivel de Diseño y Tipo de Conexiones. La clasificación además de útil e imprescindible en la etapa de proyecto, es importante en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la estructura, razón por la cual se dejará constancia escrita de la clasificación estructural en la documentación del proyecto.”

- **Tipo Pórtico**

Estructuras constituidas por pórticos de acero capaces de resistir las acciones mediante deformaciones debidas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas de acero (Ver Figura 17). En los sistemas resistentes a sismos los pórticos corresponden al Tipo I de la COVENIN - MINDUR 1756-01.



Fig. 6. Sistema de Pórticos Sismorresistentes

Fuente: Presentaciones AISC/ANSI

- **Tipo Pórtico con Diagonales Concéntricas**

Pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están solicitados principalmente por fuerzas axiales. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos concéntricos corresponden al Tipo III de la COVENIN – MINDUR 1756-01.

La configuración de pórticos con diagonales en X corresponde a un par de diagonales que se cruzan aproximadamente su punto medio. Los pórticos con diagonales en V son aquellos en el par de arriostramientos que se conectan en un punto único por encima de la luz de la viga. Cuando las diagonales se encuentran y conectan por debajo de la viga se les denomina pórticos con diagonales en V invertida.

- **Tipo Pórtico con Diagonales Excéntricas**

Comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas *diagonales excéntricas*, capaces de concentrar la absorción y

disipación de la energía del sistema. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones.

El eslabón dúctil puede situarse en la longitud media de la viga entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacente a una columna, entre la conexión de la viga a la diagonal y la cara de la columna. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden al Tipo IIIa de la COVENIN - MINDUR 1756-01.

De conformidad con el Artículo 6.2 la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 , la estructura deberá quedar clasificada en uno de los tres Niveles de Diseño caracterizados por diversas exigencias para el análisis, el diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura.

- **Nivel de Diseño 1 (ND1)**

El diseño en zonas sísmicas no requiere de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales. En las Normas AISC a las edificaciones incluidas en este Nivel de Diseño se les conoce como edificaciones Ordinarias.

- **Nivel de Diseño 2 (ND2)**

Requiere la aplicación de los requisitos adicionales establecidos en las normas. Para las Normas AISC las estructuras dentro de este nivel de diseño se les conoce como edificaciones Intermedias.

- **Nivel de Diseño 3 (ND3)**

Requiere de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las normas. En las Normas del AISC a estas estructuras se les conoce como edificaciones Especiales, entre este tipo de pórticos se encuentran los sistemas SMF, SCBF y EBF.

Se autorizan dos Tipos básicos de conexiones con sus correspondientes hipótesis de diseño, cada uno de estos Tipos controlará de una manera específica el comportamiento y la respuesta tanto de la estructura como la de cada una de sus partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones.

- **Tipo TR:** Estructuración con conexiones totalmente restringidas

Este Tipo de construcción se designa comúnmente como "estructuración con conexiones rígidas" (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones tienen la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

- **Tipo PR:** Estructuración con conexiones parcialmente restringidas

Este Tipo de construcción supone que las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre los miembros que se intersectan. Los pórticos con conexiones del Tipo PR cumplirán con los siguientes requisitos:

1. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayorada trabajando como vigas simplemente apoyadas.
2. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas laterales.
3. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión bajo las solicitaciones mayoradas producidas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

Excepto que se ignore la restricción de la conexión, el uso de conexiones Tipo PR exige que el análisis y el diseño incluyan las características de su comportamiento, como la resistencia, la rigidez y la ductilidad entre otras.

2.2.20. Norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

La presente Norma Venezolana establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos.

Las disposiciones de esta Norma, tienen el objetivo de proteger vidas y aminorar los daños esperados en las edificaciones. Asimismo, mantener operativas las edificaciones esenciales. Para estas últimas, se realizarán estudios adicionales que aseguren su funcionabilidad en caso de sismos extremos.

Las disposiciones de esta Norma están orientadas al diseño de nuevas edificaciones de concreto armado, de acero o mixtas de acero-concreto, de comportamiento tipificarle, en las cuales se pueden utilizar simplificaciones fundamentadas en experiencias previas.

2.2.22. Clasificación de Pórticos Resistentes a Momento

- I. : Son capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para lo cual se requiere un estricto control de fallas frágiles. Ideal para zonas de alta sismicidad.
- II. : Son capaces de incursionar en el rango inelástico con ductilidad y disipación de energía moderada, limitando la generación de fallas frágiles. Ideal para zonas sísmicas moderadas.
- III. : Se diseñan para que tengan un comportamiento principalmente elástico, con capacidad limitada de disipar energía. Ideales para zonas de baja sismicidad.

Estructuras Tipo Pórticos Especiales a Momentos

X.1. Características

Son pórticos conformados por vigas y columnas sin arrostros donde se tienen respuestas por flexión y por corte. Son sistemas con poca rigidez, lo cual afecta el control de deriva de piso, pero a su vez pueden desarrollar una elevada disipación de energía y ductilidad, a través de una incursión inelástica estable.

En este tipo de sistema estructural se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las fuerzas gravitacionales. Los

pórticos especiales a momentos (SMF) se diseñan bajo las especificaciones de la Norma ANSI/AISC 341 y las deformaciones inelásticas esperadas serán a través de la cedencia por flexión de las vigas (rotulas plásticas) y una cedencia controlada de la zona del panel de las columnas; en general se debe aplicar el criterio columna fuerte-viga débil a fin de prevenir un entrepiso débil.

Cabe destacar que se permite la cedencia en la base de las columnas, para lo cual se necesitan secciones de gran ductilidad en vigas, controlando el pandeo local y lateral torsional (Ver Figura 19).

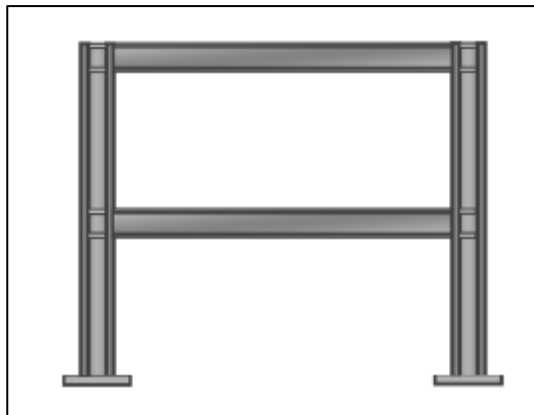


Fig. 7. Pórtico Especial a Momento

Fuente: “Diseño Estructural en Acero”, Eliud Hernández, 2010

X.2. Requerimientos del Sistema según AISC 341-10

· Disposiciones Generales

Los pórticos especiales a momento (SMF) deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo E.3 de la Norma ANSI/AISC 341-10.

· Conexiones Vigas – Columnas

Las conexiones viga-columna empleadas para el diseño sismorresistente bajo el sistema SMF deberán cumplir con las siguientes condiciones descritas en el Capítulo E.3.6.b:

- a. Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso que sea igual o mayor a 0.04 radianes.
- b. La resistencia a la flexión esperada en la conexión, se determina en la cara de la columna, y será igual a 0.80Mp de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, donde Mp se define como la resistencia a la flexión nominal del acero.
- c. Deben ser diseñadas a corte considerando que la resistencia requerida de la conexión se basara en las combinaciones de carga en el código de construcción aplicable que incluyen la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada se considera el efecto de las fuerzas horizontales, incluyendo la sobrerresistencia.

De donde:

$1.1M_p R_y$ = es la resistencia esperada a flexión actuando en la rótula plástica de la viga o Momento Plástico Probable en la viga.

= Distancia entre rótulas plásticas.

El diseño de las conexiones se realizará conforme con lo especificado en el Capítulo D Sección D.2 de la Norma AISC 341-10 y la Norma AISC 358-10 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic”.

Según las Normativas Internacionales se tiene:

d. Conexión con Planchas Extremas (End Plate):

- De 4 pernos por ala “No Rigidizada”
- De 4 pernos por ala “Rigidizada”
- De 8 pernos por ala “Rigidizada”

e. Viga de Sección Reducida

- **Zona del Panel de Conexiones Vigas – Columnas**
- Resistencia Requerida

La resistencia requerida en la zona del panel deberá ser determinada por la suma de los momentos en las caras de las columnas, determinado por la proyección de los momentos esperados en los puntos de las rotulas plásticas en las caras de las columnas.

La resistencia esperada a flexión actuando en la cara de la columna M_f , se determinará mediante la siguiente ecuación:

De donde:

= Momento plástico probable en la rótula plástica de la viga

= Cortante actuando en la rotula plastica de la viga

= Distancia donde ocurre la rótula plastica, medida desde la cara de la columna

Ademas se tendrá que considerar el efecto de la resistencia esperada a corte actuando en la columna (), la cual s calcula mediane la sigueinte formulacion:

De donde:

= Resistencia esperada a flexion en la columna

= Luz libre de la columna

La resistencia esperada a flexion en la columna viene dada por:

—

De donde:

= Carga axial maorada actuando en la columna

= Área gruesa de la columna

El diseño de la zona panel se determinara mediante la siguiente formula:

La resistencia requerida por corte V_u , se determina de la siguiente manera:

La resistencia nominal basada en el estado limite de cedencia por corte cuando la estabilidad del pórtico incluye la deformación en la zona del panel, se determinará según lo estipulado en la Norma ANSI/AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings” en su sección J.10.6, con la formulación que se desglosa a continuación:

Si

Si

De donde:

h_c = Altura de la columna y viga correspondientes

b_f = Ancho del ala de la columna

t_f = Espesor del ala de la columna

t_{wc} = Espesor total del alma de la columna en la zona del panel, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo (si la hubiese).

$\phi_c P_n$ = Resistencia nominal de la columna a fuerza axial.

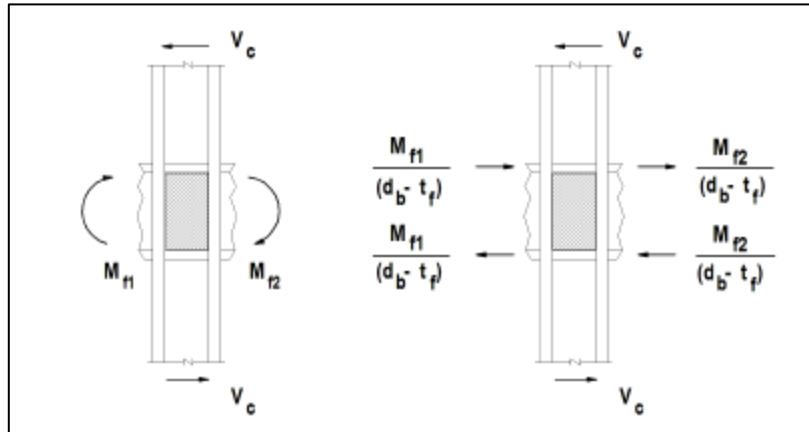


Fig. 8. Zona del Panel y Distribución de Fuerzas

Fuente: ANSI/AISC 341-10

- Espesor de la Zona Panel

El espesor individual de las almas de la columna y de las plnchas adosadas, cuan sean empleadas en el sdiseño, deberá satisfacer la siguie nte ndicion:

De donde:

= Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

= Altura de la zona panel entre las palchas de continuidad.

= Ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

- **Requisitos adicionales para los rigidizadores para cargas concentradas**

Los rigidizadores se necesitan para resistir las cragas concentradas de traccion y deben ser diseñados de acuerdo con los requisito de la Seccion J4.1 y ser soldados al ala cargada y al alma. Las soldaduras al aladeben ser dimensioandas para la diferencia entre la resistencia reuerida y la resistencia disponible correspondiente al

estado límite. Las soldaduras que se conectan al rigidizador deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de tracción en los extremos del rigidizador.

Los rigidizadores requeridos para resistir las cargas de compresión deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos de la Sección J4.4 y deben apoyarse o ser soldados al ala cargada y soldados al alma. Las soldaduras para el ala deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que se conectan al rigidizador deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de tracción en los extremos del rigidizador. Para rigidizadores de apoyo ajustado, ver la Sección J7.

- **Limitaciones de Miembros**

Las vigas y columnas deben cumplir con la condición de secciones e alta ductilidad (Compactas Sísmicas), conforme a la sección D.1.1 de la norma ANSI/AISC 341; esto implica el control del pandeo local.

- a) **Limitaciones en Columnas**

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (), a fin de limitar pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plásticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla D1.1 “Límites de la relación Ancho-Espesor en elementos a compresión para miembros de moderada y alta ductilidad” en el Capítulo D Sección D.1 de la Norma ANSI/ AISC 341-10. Para perfiles laminados con sección I o H los valores límites serán los siguientes:

Alas de Columnas

— —

Alma de Columnas

Si — :

— —

Si — :

— — — —

b) Limitaciones en Vigas

Las vigas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Alas de Vigas: No se permiten cambios drásticos en las alas de las vigas en zonas de rotulas plasticas, a menos que se demuestre a traves de ensayos calificados que la misma puede lograr en dicha region incursiones inelastiucas estables.
- Relacion Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (), a fin de limitar pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla D1.1 “Límites de la relacion Ancho-Espesor en elementos a compresion para miembros de moderada y alta ductilidad” en el Capítulo D Seccion D.1 de la Norma ANSI/ AISC 341-10. Para perfiles laminados con seccion I o H los valores limites seran los siguientes:

Alas de Vigas:	—	—
Alma de Vigas:	—	—

· **Planchas de Continuidad**

En la uniones Viga-Columna en sistemas SMF deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parametros minimos para determinar el espesor de las planchas de continuidad (que se postulan a continuacion:

- Para las conexiones viga-columna en una sola cara el espesor de la plancha de continuidad sera al menos un medio del espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.
- Para uniones de Viga-Columnas en ambas caras el espesor de la Plancha de Continuidad debe ser como mínimo el mayor de los espesores de las alas de las vigas a cada lado de la columna, y al igual deben cumplir las especificaciones de la Sección J.10.

Se pudiera omitir el uso de Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:

1. Si al realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la Columna debido a los Momentos Máximos Probables provenientes de las vigas.

2. Si se cumple que:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq \frac{A_s}{A_s'} \leq \frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \frac{e}{d}$$

De donde:

= Espesor del Ala de la Columna.

= Ancho del Ala de la Viga.

= Espesor del Ala de la Viga.

= Factor de sobre-resistencia en Vigas.

= Factor de sobre-resistencia en Columnas

3. Si se cumple que:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq \frac{A_s}{A_s'} \leq \frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \frac{e}{d}$$

De donde:

= Espesor del Ala de la Columna.

= Ancho del Ala de la Viga.

= Espesor del Ala de la Viga.

= Factor de sobre-resistencia en Vigas.

= Factor de sobre-resistencia en Columnas

4. Para conexiones apernadas las disposiciones de la placa de continuidad se encuentran en la Norma ANSI/AISC 358-10, las cuales se aplicaran para cada conexión específica.

· **Relación de Momentos Columna – Viga**

Para establecer un criterio de Columna fuerte – Viga débil, es necesario que se cumpla con la siguiente relación, presentada en el Capítulo E3.4.a. de la Normativa ANSI/AISC 341-10:

—————

De donde:

= Sumatoria de las resistencias teóricas a flexión plástica de las columnas incluyendo la reducción de la carga axial mayorada, ubicadas en los extremos (superior e inferior) de las conexiones a momentos de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de vigas y columnas que concurren al nodo.

= Sumatoria de las resistencias esperadas a flexión ubicadas en las rótulas plásticas de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nodo.

La forma de calcular cada uno de estos momentos proyectados en el punto de intersección es la siguiente:

—

Donde:

- = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga.
- = Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga
- = Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna.
- = Ancho de la columna (Medido de cara a cara donde llegan las vigas).

—

Donde:

= Resistencia Esperada a Flexión en la columna incluyendo la Carga Axial Mayorada.

- = Resistencia Esperada a Corte de la columna actuando en la cara de la viga,
- = Ancho de la viga.

De no cumplirse esta Relación de Momentos presentada, que asegura el Criterio de Columna Fuerte- Viga Débil, podría generarse un mecanismo de colapso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Los requerimientos anteriormente presentados podrán no ser aplicados en las siguientes condiciones:

1. Cuando la fuerza axial mayorada actuando en la columna (P_u) sea menor al 30% del rendimiento a fuerza axial de la columna ($0.30P_y$) para todas las combinaciones de cargas que no incluyan carga sísmica mayorada por sobrerresistencia de la estructura y además se cumplan cualquiera de las condiciones siguientes:
 - Columnas en edificios de un piso o en columnas en el último piso.

- Columnas donde la suma de las resistencia minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del 20% de la demanda por corte en el entrepiso y además la suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor al 33% de las solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columna o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del 10% de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.
2. En cualquier entrepiso donde la relación de resistencia minorada entre solicitaciones mayoradas sea mayor que el 50% del entrepiso superior contiguo.

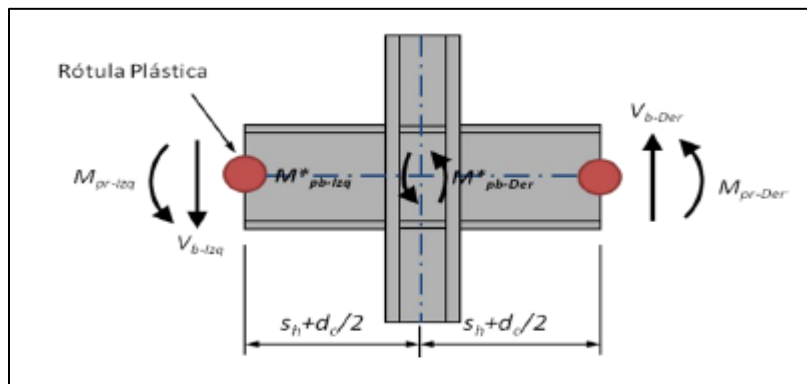


Fig. 9. Cálculo de

Fuente: "Diseño Estructural en Acero", Eliud Hernández, 2010

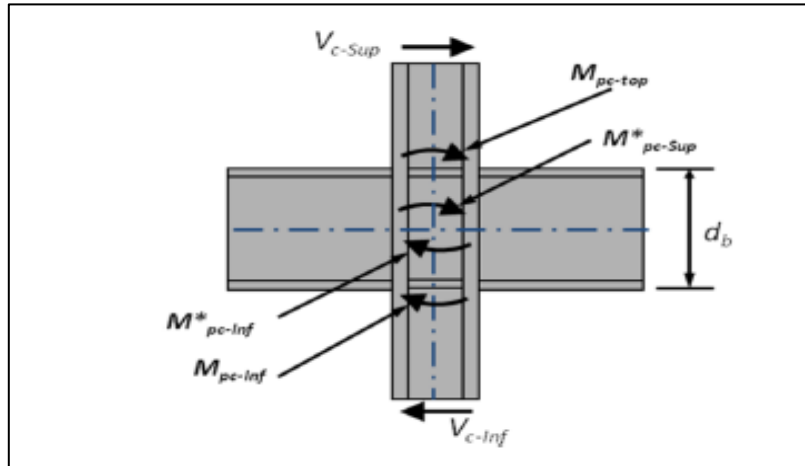


Fig. 10. Cálculo de

Fuente: “Diseño Estructural en Acero”, Eliud Hernández, 2010

· **Conexiones Viga-Columna con arriostramiento lateral**

Cuando el alma de las vigas y la columna esten coplanares y la columna muestre un remanente de su resistencia elastica fuera de la zona del panel, las alas de la columna podrán estar soportadas solo al nivel del tope de las alas de la viga, seun el Capitulo E.3.4.c.

Se permite asumir que una columna tiene remanente de su resistencia elastica fuera de la zona del panel cuando la relacion de mom,ento en el nodo, conforme al criterio Columna fuerte- Viga debil, cumple lo siguiente:

Si la relación de Momentos Columna -Viga es menor a 2.0, se aplicarán las siguientes disposiciones:

- Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas. El soporte será indirecta o directamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

- El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una solicitación mayorada igual al 2% de la resistencia teórica del ala del ala de la viga.

· **Conexiones Viga-Columna sin arriostramiento lateral**

Las columnas con conexiones Viga-Columna sin soporte lateral en la dirección transversal a la del pórtico sísmico, se diseñará utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con lo especificado en el Capítulo E.3.4.c.2 de la Norma AISC 341-10, excepto que:

- La solicitación mayorada sobre la columna se calculará para las combinaciones de cargas establecidas, que incluyen la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica se toman en cuenta los efectos de las fuerzas horizontales incluyendo la sobrerresistencia, ϕ , no debe exceder el 125% de la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona panel
- Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.
- En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento generado por la fuerza en el ala de la viga, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

· **Arriostramiento Lateral en Vigas**

Las vigas deben cumplir con la condición de Secciones de Alta Ductilidad (Compacta Sísmicas), conforme a la Sección D.1.2.b de la Norma ANSI/AISC 341-10, lo cual implica el control de pandeo lateral torsional. Los arriostramientos deberán tener una separación máxima de:

De donde:

- = Distancia entre arriostramientos laterales.
- = Radio de giro menor (Propiedad del Perfil Utilizado).

Adicionalmente, se deben agregar soportes laterales en vigas en aquellas zonas donde existan fuerzas concentradas, cambios en el área gruesa o donde el análisis indique que se puedan formar rotulas plásticas durante las deformaciones inelásticas en la presencia de un evento sísmico, respetando las zonas protegidas.

- **Empalmes de Columnas**

El diseño de empalmes de columnas, pertenecientes cualquier sistema estructural resistente a sismo, cumplirá con lo establecido en la Sección 8.4 de la Norma AISC 341-05, además de los requisitos específicos para algunos sistemas.

Los empalmes de las columnas deberán tener una resistencia minorada igual o mayor que las máximas solicitaciones producto de las combinaciones descritas en la Sección V incluyendo las que contienen la acción sísmica amplificada si la menor columna se encuentra a más del 40% de su capacidad.

Además deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- En el segmento adyacente a la a conexión viga-columna no se permitirán empalmes con juntas soldadas de ranura de penetración parcial. La longitud de este segmento será el menor valor entre 1.20m (4 ft) y la mitad de la altura de la columna.

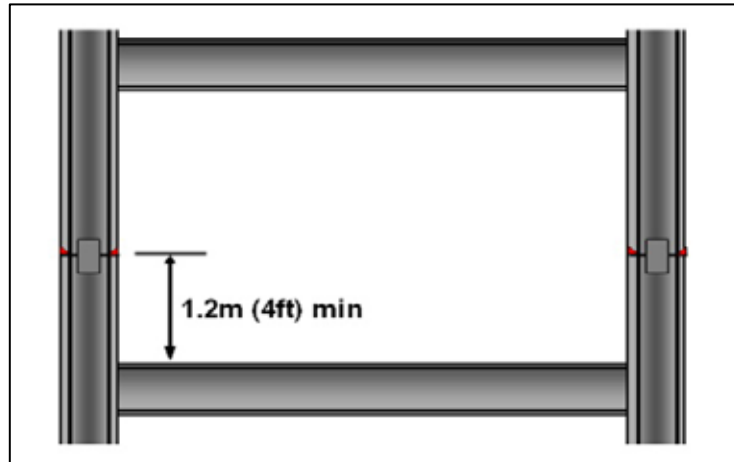


Fig. 11. Empalmes en Columnas

Fuente: "Trabajo Especial de Grado", Jesús Molina, 2009

- La resistencia minorada de las juntas soldadas de penetración parcial deberá ser por lo menos igual al 200% de las solicitaciones mayoradas.
- La solicitación mayorada para cada ala no será menor que $0.5 R_y F_y A_f$, en donde $R_y F_y$ es la resistencia cedente esperada del material de la columna y A_f es el área del ala de la menor columna conectada.
- No se requieren transiciones biseladas en las uniones de columnas con juntas soldadas de ranura de penetración parcial, cuando ocurran cambios de espesor y ancho de las alas.
- Los empalmes en columnas podrán ser soldados en alas y almas des estas o soldado en una y apernado en la otra.

- **Diseño de otros elementos en las estructuras en acero**

Sistema de piso:

- Selección de Losacero:

Las secciones típicas de losa acero se especifican en la figura siguiente:

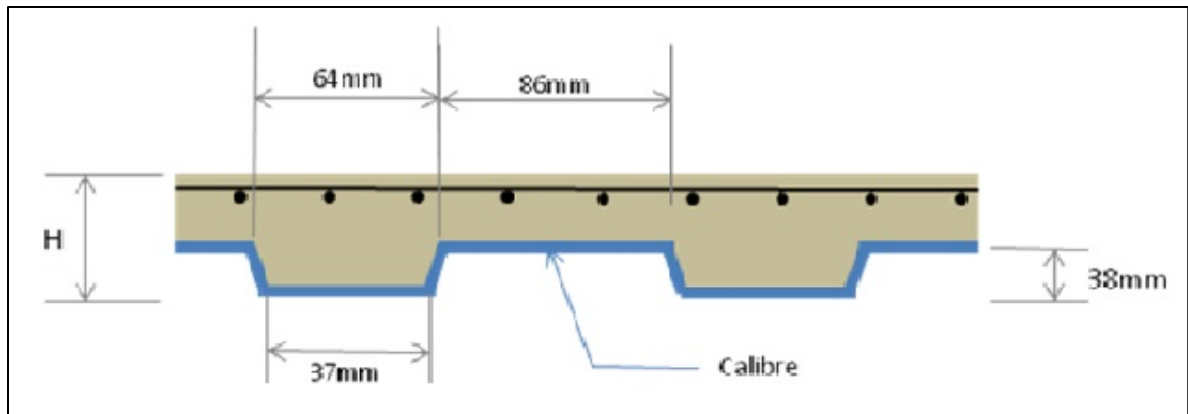


Fig. 12. Secciones Típicas de losa acero.

Fuente: "Trabajo Especial de Grado", Jesús Molina, 2009

- Los valores de H varían desde los 10 cm a 16 cm, entre valores de espesor de sofito metálico típicos se encuentran 0.60mm, 0.70mm, 0.90mm, 1.20mm y 1.60mm, denotados en el mercado como Calibre 24, 22, 20, 18 y 16 respectivamente. El espesor mínimo del concreto sobre la parte más externa del sofito metálico será 5cm y cuando se coloque acero de refuerzo en la losacero, el recubrimiento mínimo será 2cm.
- El acero usado normalmente en el sofito metálico será el ASTM A611 Grado C con un esfuerzo cedente de 2320 Kg/cm². Para el diseño de la losa acero se tomaran en cuenta los valores de cargas distribuidas resultantes de las combinaciones VI-1 y VI-2. En las siguientes tablas se mencionan algunos valores de cargas admisibles para losacero comerciales:

Tabla 9. Valores de cargas admisibles para losacero comercial

Fuente: COVENIN 1756:2001

Cargas Admisibles en Kg/m ²						
Distancia entre Apoyos	Espesor de losa de Concreto "H" (cm)					
	10	11	12	13	14	15
(m)						
1.00	2472	2716	2985	3280	3599	3917
1.25	2081	2286	2512	2761	3029	3297
1.50	1751	1925	2115	2324	2550	2775
1.75	1336	1469	1614	1774	1971	2189
2.00	1049	1153	1267	1392	1527	1661
2.25	886	973	1070	1176	1289	1402
2.50	706	776	853	937	1027	1116
2.75	576	634	697	766	839	911
3.00	510	560	615	677	741	805

Nota: Usando Concreto 210 Kg/cm²

Tabla 10. Valores de cargas admisibles para losacero comercial

Fuente: COVENIN 1756:2001

Cargas Admisibles en Kg/m ²						
Distancia entre Apoyos	Espesor de losa de Concreto "H" (cm)					
	10	11	12	13	14	15
(m)						
1.00	1874	2037	2215	2407	2641	2873
1.25	1578	1715	1864	2026	2223	2419
1.50	1328	1444	1596	1706	1871	2036
1.75	1092	1187	1290	1402	1524	1657
2.00	789	858	932	1014	1111	1208
2.25	664	722	785	853	934	1016
2.50	526	572	622	676	740	804
2.75	427	464	505	549	601	652
3.00	376	409	444	483	528	574

Nota: Usando Concreto 210 Kg/cm²

- **Desempeño Estructural**

Son sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones significativas en el rango inelástico (Ver Figura 23).

- Sistemas con poca rigidez elástica
- Los mecanismos que se pueden presentar se señalan a continuación:
- Cedencia por flexión en las vigas
- Cedencia por corte en la zona del panel
- Cedencia por flexión y fuerza axial en columnas

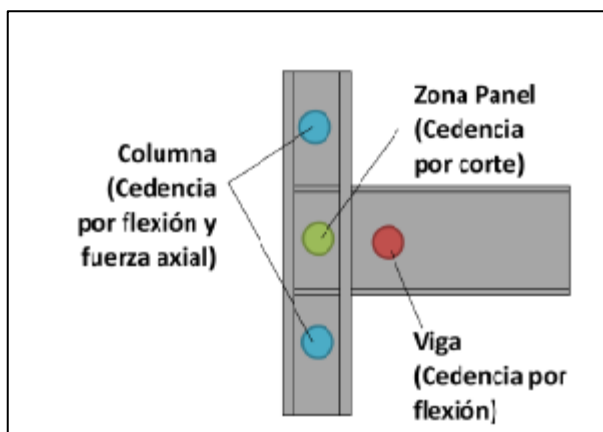


Fig. 13. Ubicación de los Mecanismos de Falla

Fuente: “Diseño Estructural en Acero”, Eliud Hernández, 2010

X.3. Requerimientos del Sistema según COVENIN 1618:1998

- **Disposiciones Generales**

Los pórticos especiales a momento (SMF) deberán satisfacer los requerimientos establecidos en la Parte 2 Capítulo 11 de la Norma Venezolana 1618-98 10 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero.

· **Conexiones Viga-Columna**

- a. Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso que sea igual o mayor a 0.03 radianes bajo cargas cíclicas.
- b. La resistencia a la flexión esperada en la conexión, se determina en la cara de la columna, y será igual a 0.80Mp de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, donde Mp se define como la resistencia a la flexión nominal del acero, cuando el momento resistente de la viga este controlado por pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma.

Además, cuando se demuestre mediante análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto , que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida en la sección 11.4 de la Norma.

- c. Según la Norma Venezolana 1618-98, las conexiones que hayan de transmitir solicitaciones se diseñarán ara una fuerza mayorada no menor de 5000 Kgf excepto en las rejillas, tensores y correas. Se presentan la siguiente tipología:
 - Conexiones Sometidas a Cargas Excéntricas.
 - Conexiones Simples
 - Conexiones Rígidas
 - Empalmes

Para su diseño a corte, la fuerza cortante mayorada se determinará usando la combinación de solicitaciones 1.2 CP+ CV más el corte que resulta de aplicar momentos de sentidos opuestos en los extremos de la viga, para lo cual se emplea la formulación que se presenta a continuación:

De donde:

$1.1M_p R_y$ = es la resistencia esperada a flexión actuando en la rótula plástica de la viga o Momento Plástico Probable en la viga.

= Distancia entre rótulas plásticas.

El factor γ que afecta a las acciones variables CV corresponde al porcentaje de las mismas utilizado en la determinación del peso total de la edificación, según el Artículo 7.1 de la norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98.

La Norma Venezolana 1618-98 10 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero, en su sección 2.10 presenta los requerimientos para la disposición de soldaduras y pernos.

· **Zona del Panel de conexiones viga-columnas**

- Fuerza Cortante

Según el Capítulo 11.4.5., la fuerza cortante mayorada, V_u , en la zona de panel, se calculará aplicando las combinaciones de solicitaciones a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con V_n de las vigas conectadas a las alas de la columna.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, ϕR_v , se determinará con V_n y la fórmula, según corresponda:

Si

Si

De donde:

= Altura de la columna y viga correspondientes

= Ancho del ala de la columna

= Espesor del ala de la columna

= Espesor total del alma de la columna en la zona del panel, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo (si la hubiese).

= σ_c = Rendimiento de la columna a fuerza axial.

· **Espesor de la Zona Panel**

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean empleadas en el diseño, deberá satisfacer la siguiente condición:

De donde:

= Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

= Altura de la zona panel entre las planchas de continuidad.

= Ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

· **Planchas adosadas en la Zona Panel**

Las planchas adosadas se soldarán a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa o soldadura de filete capaces de desarrollar la resistencia minorada a corte del espesor total de las planchas adosadas. Cuando las planchas adosadas se coloquen contra el alma de la columna, se soldarán a todo lo ancho de la plancha en sus bordes superior e inferior para desarrollar

proporcionalmente el total de las fuerzas transmitidas por la plancha adosada. Cuando las planchas adosadas se coloquen alejadas del alma de la columna, se colocarán simétricamente en par y soldadas a las planchas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que se transmite a las planchas adosadas.

- **Limitaciones en Vigas**

Las vigas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Alas de Vigas: No se permiten cambios drásticos en las alas de las vigas en zonas de rotulas plasticas, a menos que se demuestre a traves de ensayos calificados que la misma puede lograr en dicha region incursiones inelastiucas estables.
- Relacion Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (), a fin de limitar pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla 4.1A “Relaciones Ancho/Espesor para elementos comprimidos no rigidizados” en el Capítulo 4 Seccion 4.2.2 de la Norma Venezolana 1618-98 10 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero. Para perfiles laminados con seccion I o H los valores limites seran los siguientes:

Alas de Vigas - _____

Alma de Vigas — _____

- **Limitaciones en Columnas**

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (), a fin de limitar pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla 4.1A “Relaciones Ancho/Espesor para elementos comprimidos no rigidizados” en el Capítulo 4 Seccion 4.2.2 de la Norma Venezolana 1618-98 10 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero. Para perfiles laminados con seccion I o H los valores limites seran los siguientes:

Alas de Columnas

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \lambda_p$$

Alma de Columnas

Si $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$:

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$$

Si $\frac{h}{t_w} > \lambda_p$:

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$$

· Planchas de Continuidad

Las planchas de continuidad a usar serán equiparables a las usadas en las conexiones ensayadas.

- Relación de momento Viga-Columna

En los nodos de los sistemas resistentes a sismo se cumplirá con la siguiente condición:

De donde:

= La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremo superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar

Donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.

= Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar M_v , donde M_v es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna.

A = Área de la columna

= Tensión cedente mínima especificada del acero de la columna

= Solicitación mayorada de compresión normal de la columna

= Módulo de sección plástico de la columna

Los requerimientos anteriormente presentados podrán no ser aplicados en las siguientes condiciones:

1. Columnas sometidas a $N_{uc} < 0.3 A F_{yc}$ para todas las combinaciones de solicitaciones que se encuentren en las siguientes situaciones:
 - Columnas de edificaciones de un piso o del último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos.
 - Columnas donde:
2. La suma de las resistencias minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del veinte por ciento (20%) de la demanda por corte en el entrepiso.
3. La suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor que el treinta y tres por ciento (33%) de la solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columnas o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del diez por ciento (10%) de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.
4. En cualquier entrepiso donde la relación resistencia minorada / solicitaciones mayoradas de corte sea mayor que el cincuenta por ciento (50%) del entrepiso superior contiguo.
 - **Conexiones Viga-Columna con arriostamiento lateral**

En la conexión Viga-Columna las alas de la columna se arriostarán lateral solamente en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestra que fuera de la zona del panel, la columna permanece elástica bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

- La relación de momentos en el nodo es mayor que 1.25.

—————

- La columna permanece elástica.

Cuando no se pueda demostrar que fuera de la zona del panel una columna permanece elástica, se aplicarán las siguientes disposiciones:

- Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
- El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una solicitación mayorada igual al dos por ciento (2 %) de la resistencia teórica del ala de la viga ($F_y b_f t_f$).
- Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

· **Conexiones Viga-Columna sin arriostramiento lateral**

Las columnas con conexiones viga- columna sin soporte lateral en la dirección transversal al del pórtico sísmico, se diseñarán utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con el Capítulo 15, excepto que:

1. La solicitación mayorada sobre la columna se calculará para las combinaciones de cargas en el código correspondiente, siendo la acción sísmica S el menor valor entre:

(a) La fuerza sísmica amplificada , donde representa componente horizontal de la acción sísmica S.

(b) Ciento veinticinco por ciento (125 %) la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.

2. Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.

3. En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento causado por la fuerza en el ala de la viga, como se especifica en el párrafo 2(b) de la Sección 11.4.8.1, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

- **Arriostramiento Lateral en Vigas**

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de:

—

Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

En las vigas de sección reducida, la colocación de los arriostramientos laterales será consistente con los usados durante los ensayos realizados según el Apéndice F. Los arriostramientos laterales adyacentes a la zona de sección reducida cumplirán con los requisitos que se exigen a los arriostramientos de la viga eslabón en la Sección 13.2.4.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación

Se toma en cuenta el punto de vista de Sabino (1996), quien identifica los tipos, tomando en cuenta el propósito dirigido a la resolución de un problema o los objetivos internos de la investigación. En base al nivel de aplicación las investigaciones pueden ser: investigaciones básicas o aplicadas.

Enfocando el punto de percepción hacia la investigación aplicada, interpretando a Sierra Bravo (2001), es una actividad que tiene como finalidad la búsqueda y consolidación del saber, y la aplicación de los conocimientos para el enriquecimiento del acervo cultural y científico. La presente investigación, de acuerdo a sus características se puede clasificar como aplicada, debido a que representa la respuesta efectiva y fundamentada a un problema detectado.

La misma concentra su atención en las posibilidades de llevar a la práctica las teorías generales, dirigiendo sus esfuerzos a la resolución del problema. Siguiendo el mismo orden de ideas la investigación objeto de investigación da una idea de respuesta a una problemática planteada.

3.2 Diseño de Investigación

Arias (2006), define el diseño de la investigación como “la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado”. Por los instrumentos empleados, la investigación puede clasificarse en documental.

Según Arias Fidias (2006), la investigación documental o diseño documental “es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas”. La estrategia que se

adopta para resolver el problema planteado, lleva a clasificar a la investigación como documental, ya que tiene el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente en fuentes bibliográficas y documentales. En la investigación en desarrollo, se utilizan los fundamentos teóricos con la finalidad de obtener los conceptos fundamentales que permitan estructurar una metodología que sirva de guía para el diseño de Pórticos Especiales a Momento según los criterios de la normativa ANSI/AISC 341-10.

3.3 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Al hablar de técnica, Falcón y Herrera (2005), estipulan lo siguiente: “se entiende como técnica el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”. La aplicación de una técnica conduce a la obtención de información, la cual debe ser resguardada mediante un instrumento de recolección de datos, lo cual según los autores antes mencionados “son dispositivos o formatos (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información”. La selección de técnicas e instrumentos de recolección de datos implica determinar por cuales medios los investigadores obtendrán la información necesaria para alcanzar los objetivos de la investigación.

Para la presente investigación se emplearan como instrumentos de recolección, a observación directa, el análisis documental, resumen analítico y el análisis crítico. A partir de la observación documental como punto de inicio en el análisis de las fuentes documentales, mediante una lectura general de los textos se iniciara la búsqueda y observación de hechos de interés para la investigación, haciendo referencia a la bibliografía existente de Pórticos Especiales a Momentos.

La técnica de resumen analítico se incorporará para descubrir la estructura de los textos consultados y delimitar sus contenidos básicos en función de los datos que se precisan conocer. Mientras que la técnica de análisis crítico introduce su evaluación interna centrada en el desarrollo lógico y la solidez de las ideas de los autores de la investigación. La aplicación de éstas técnicas permitirá recolectar y procesar la información requerida para el desarrollo del presente trabajo de investigación.

3.4 Técnicas de Análisis de Datos

En cuanto a la técnica de análisis de datos, se emplearan hojas de cálculo diseñadas en Microsoft EXCEL, para todo lo relacionado a la tabulación y análisis de la información recolectada, a fin de dar respuesta a la problemática objeto de estudio.

3.5 Fases Metodológicas

La investigación se dividió en cinco fases, ajustadas a los objetivos fijados en ésta. De acuerdo con ellos, se cumplieron las siguientes:

Fase I: Describir los lineamientos técnicos de la Normativa 341-10 AISC/ANSI y la Norma Venezolana 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites (1era Revisión)” en el diseño sismorresistente de estructuras en acero.

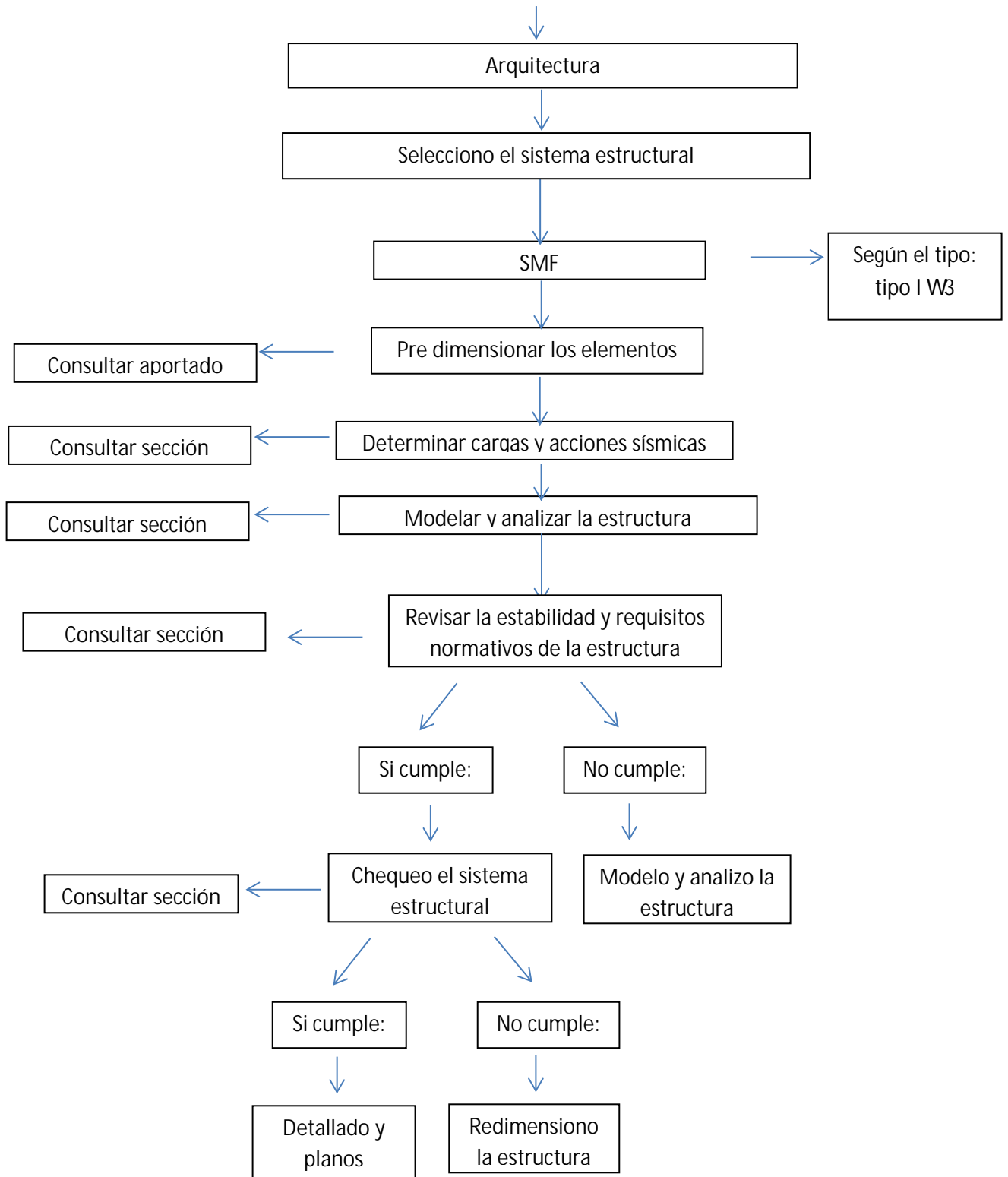
La descripción de los diversos lineamientos de la Normativa 341-10 AISC/ANSI y la Norma Venezolana 1618-98 se enfoca en las diferencias existentes de ciertos parámetros normativos respecto al diseño sismorresistente de pórticos especiales a momento.

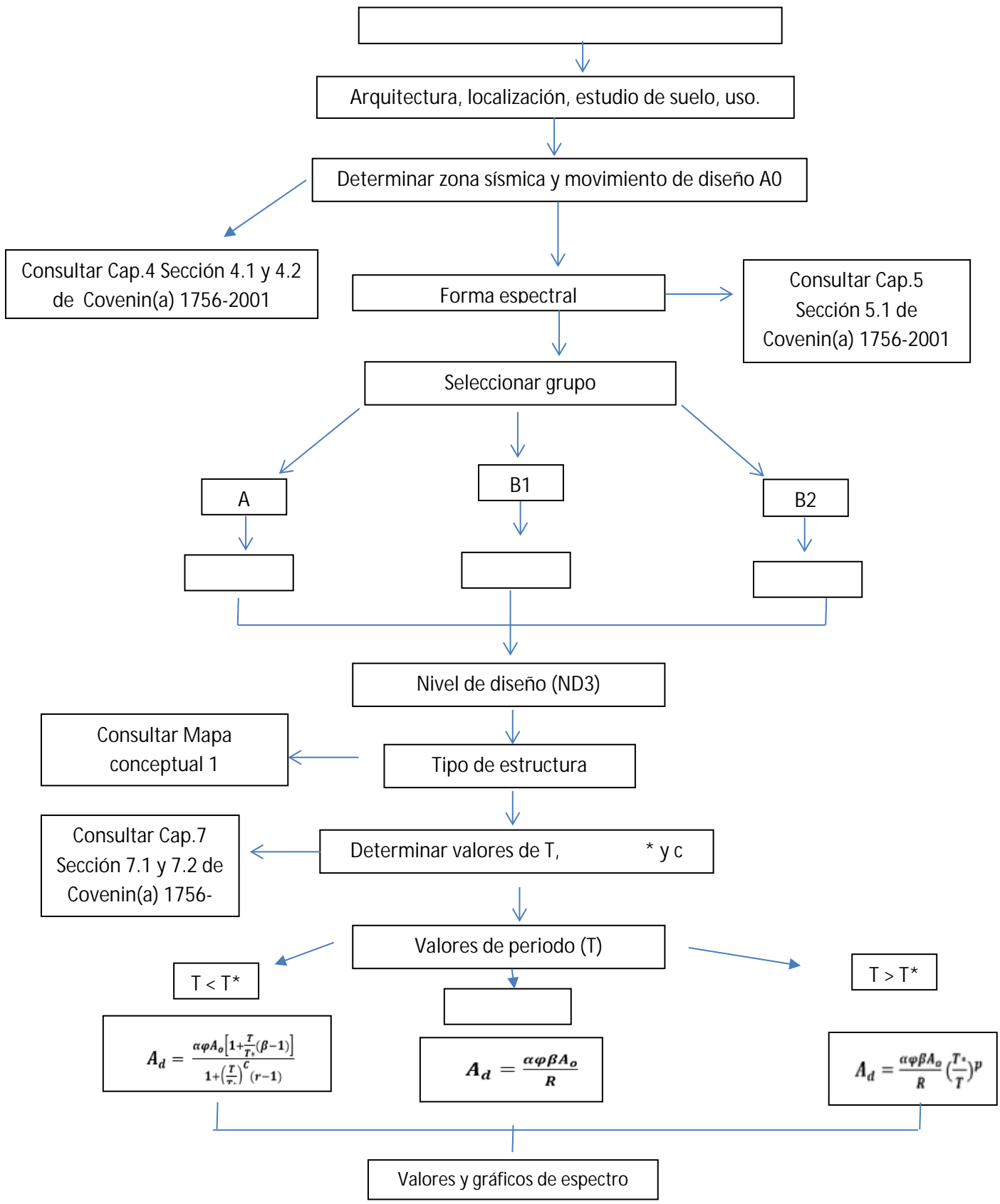
Estos lineamientos se desglosaron en la parte X.2 y X.3 del presente Trabajo de Grado.

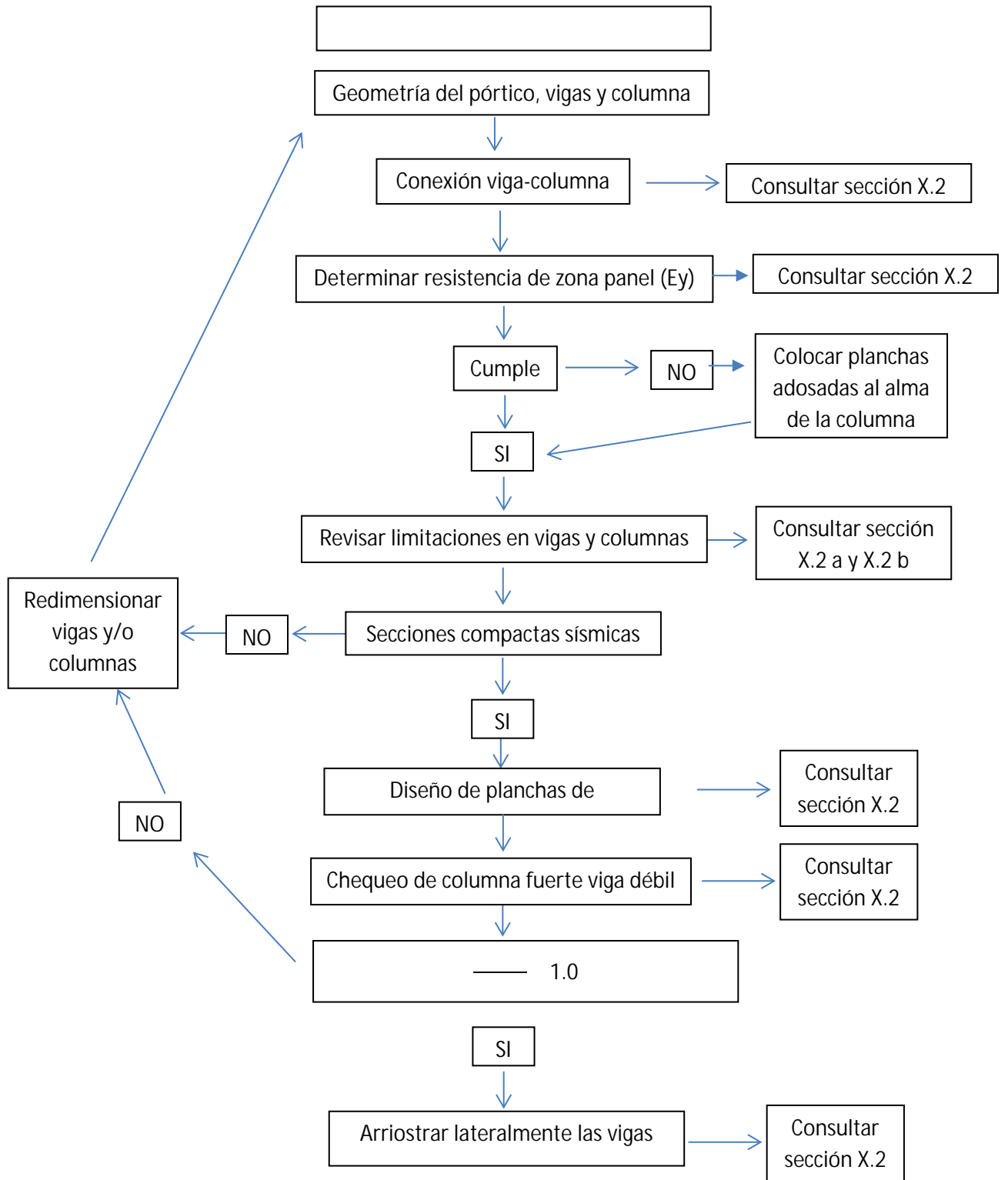
Fase II: Estructurar una metodología para el diseño de estructuras sismorresistentes en acero bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF.

Se fundamenta en la organización de pasos a seguir de manera que el diseño de pórticos especiales a momentos en acero sea practica y presentando la mayor eficiencia estructural posible. Se elaboraron mapas conceptuales cuya finalidad es resumir y reseñar los pasos a seguir para el diseño sismorresistente tomando como base los lineamientos recolectados en los códigos AISC y COVENIN mencionados en el punto anterior. Los mapas conceptuales que resumen dicha metodología son los siguientes:

PASOS GENERALES PARA EL DISEÑO SISMO R







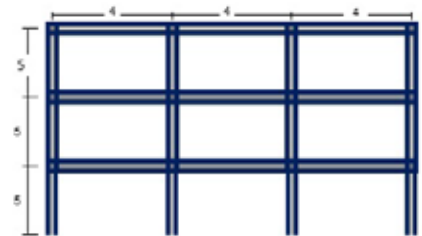
En total se realizaron tres (3) mapas conceptuales resumen:

- Pasos Generales para el Diseño Sismorresistente en Acero.
- Determinación de Acción Sísmica
- Diseño de Sistemas SMF

Fase III: Programar hojas de cálculo para el diseño sismorresistente de una estructura en acero y sus elementos bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF.

Por medio del Software Microsoft Excel, se recopila y programa la información y estructuración del análisis de diseño de pórticos especiales a momento en acero estructural. Dentro de las hojas de cálculo se encuentran:

1. Características de los pórticos	
Dimensiones de Pórticos	
Framo izquierdo	4 m
Framo Central	4 m
Framo Derecho	4 m
Altura piso 1	5 m
Altura piso 2	5 m
Altura piso 3	5 m
	<input type="text"/>
Propiedades de Perfiles de Vigas	



-Viga Izquierda

Perfil	IPE 270	
d	270	mm
tf	10.2	mm
bf	135	mm
tw	6.6	mm
Z _x	483.9	cm ³
r _y	3.02	mm

Altura del perfil
Espesor de alas
Ancho del perfil
Espesor de alma
Módulo Plástico de la Sección
Radio de giro menor

-Viga Central

Perfil	IPE 270	
d	270	mm
tf	10.2	mm
bf	135	mm
tw	6.6	mm
Z _x	483.9	cm ³
r _y	3.02	mm

Altura del perfil
Espesor de alas
Ancho del perfil
Espesor de alma
Módulo Plástico de la Sección
Radio de giro menor

-Viga Derecha

Perfil	IPE 270	
d	270	mm
tf	10.2	mm
bf	135	mm
tw	6.6	mm
Z _x	483.9	cm ³

Altura del perfil
Espesor de alas
Ancho del perfil
Espesor de alma
Módulo Plástico de la Sección

-Columna Superior

Perfil	HEB 400	
d	400	mm
tf	24	mm
bf	300	mm
tw	13.5	mm
Z _x	3231.0	cm ³
Z _y	1108.02	cm ³
A	198	cm ²
r	27	mm

Altura del perfil
Espesor de alas
Ancho del perfil
Espesor de alma
Módulo Plástico de la Sección en X
Módulo Plástico de la Sección en Y
Área del perfil
Radio del perfil

-Columna Intermedia

Perfil	HEB 400	
d	400	mm
tf	24	mm
bf	300	mm
tw	13.5	mm
Z _x	3231.0	cm ³
Z _y	1108.02	cm ³
A	198	cm ²
r	27	mm

Altura del perfil
Espesor de alas
Ancho del perfil
Espesor de alma
Módulo Plástico de la Sección en X
Módulo Plástico de la Sección en Y
Área del perfil
Radio del perfil

-Columna Inferior

Perfil	HEB 400	
d	400	mm

Altura del perfil

- **Edificaciones sísmicas COVENIN 1756-01:** Permite definir el espectro de respuesta, además del chequear de requisitos sísmicos propios de la mencionada norma.
- **Sistemas SMF:** Permite el diseño y chequeo de los elementos de dicho sistema.

El funcionamiento de las mencionadas Hojas de Cálculo se describe en el Capítulo IV de este trabajo Especial de Grado. Todas estas hojas de cálculo se programaron en formato .xltm y se anexan a este Trabajo Especial de Grado. A continuación se presentan ejemplos de los componentes típicos que definen estas hojas de cálculo:

Fase IV: Aplicar los lineamientos técnicos normativos y la metodología de diseño ordenada bajo el sistema de pórtico especial a momentos SMF a una edificación de tipo regular.

Para ello se tomará una (1) edificación de acero estructural compuesta de pórticos resistentes a momentos, de cuatro (4) niveles con una distribución simétrica en planta y con una altura de entrepiso de tres (5) metros, destinada a uso de oficina y con arquitectura no definida, ubicada en el estado Carabobo, (Zona Sísmica 5), sobre suelos duros o densos.

Fase V: Realizar cuadros comparativos con los distintos resultados obtenidos de aplicar la metodología proveniente de los lineamientos técnicos normativos referentes al diseño sismorresistente de estructuras en una edificación aporcionada de tipo regular en acero estructural.

Se realizarán cuadros donde se comparen los resultados obtenidos del diseño de pórticos especiales a momentos a través de la metodología estudiada, añadiendo los requisitos sismorresistentes normativos, para así determinar las variaciones y diferencias que puedan tener las estructuras de acero según como se diseñen.

CAPITULO IV

RECURSOS

4.1. Recursos Humanos

Las personas encargadas de prestar colaboración para la elaboración del proyecto son:

- Ingeniero Civil, Joel Curreri (Tutor Académico)
- Ingeniero Mecánico, Alicia de Pizzella (Tutor Metodológico).

4.2. Recursos Institucionales

La Universidad José Antonio Páez facilitó la información metodológica y algunas bibliografías que ayudaron al desarrollo de este trabajo de grado.

4.3. Recursos Materiales

Los materiales usados para la elaboración de este trabajo de grado fueron los siguientes:

5. Computadoras
6. Programa Microsoft Office Excel
7. Programa Microsoft Word
8. Programa AutoCAD
9. Software Etabs v16
10. Bibliografía referente al tema
11. Papelería (resmas de hojas, carpeta, lápiz)

4.4. Tiempo

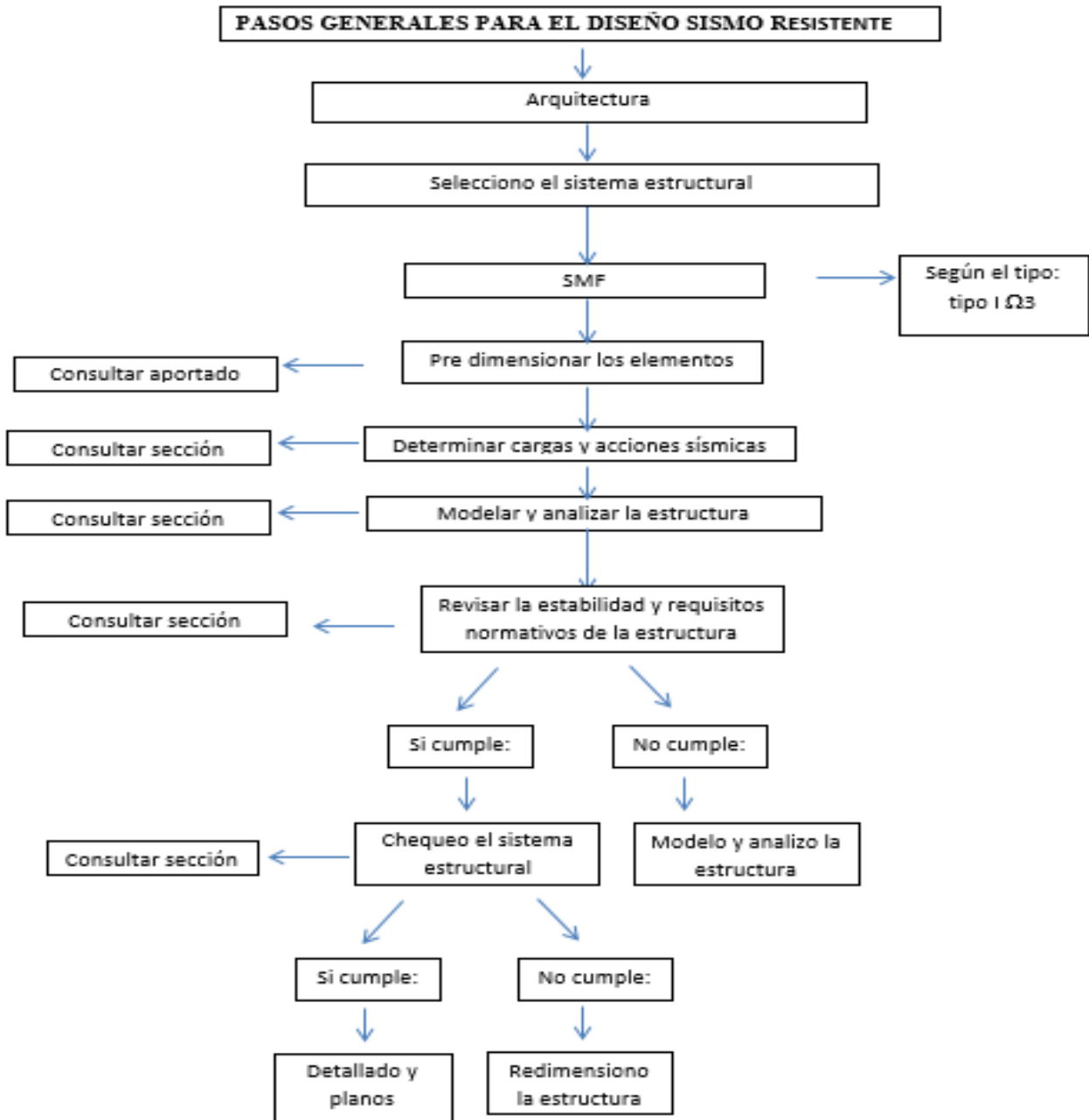
El tiempo para llevar a cabo los distintos objetivos del presente trabajo de grado, se indican en el siguiente cuadro:

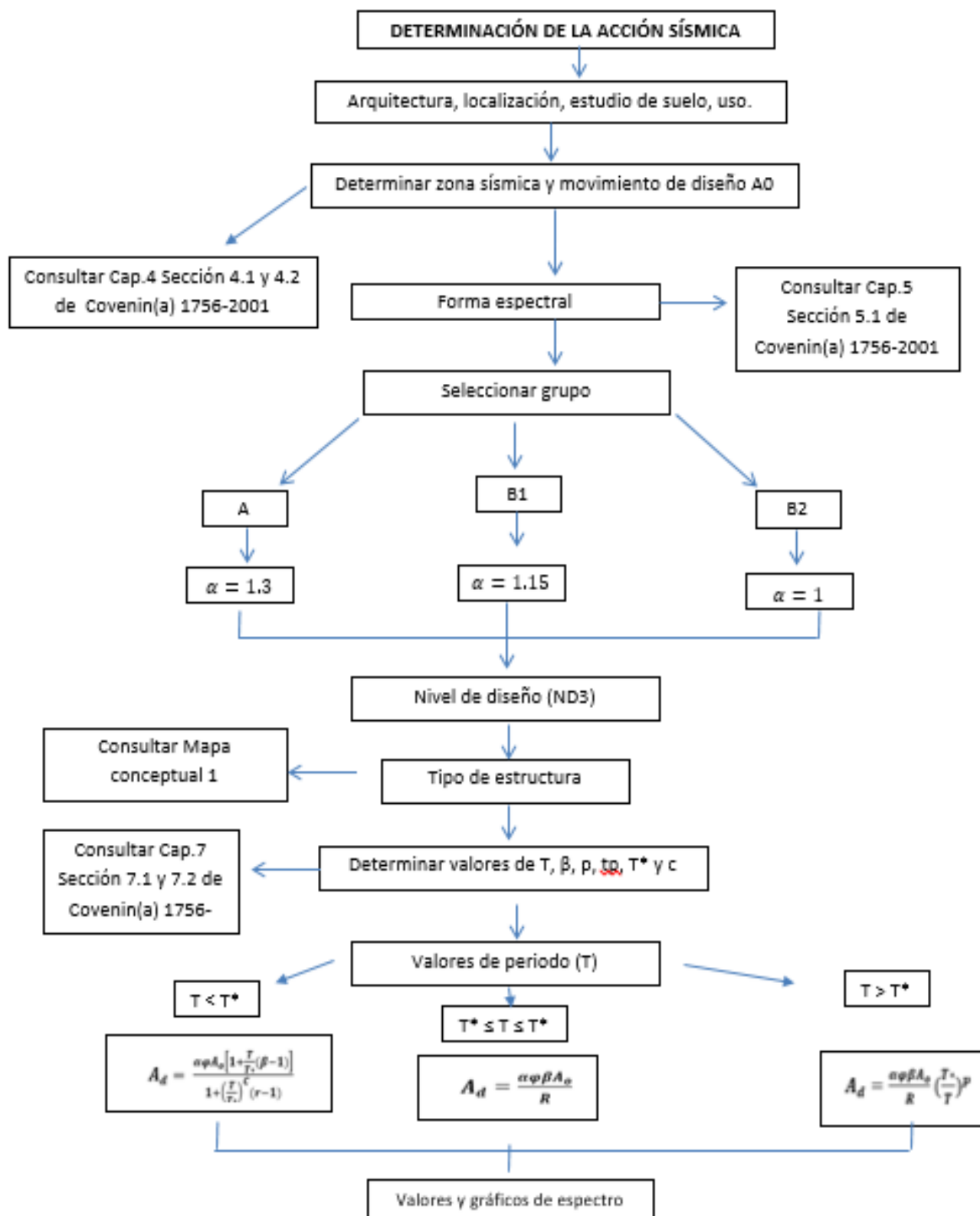
CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

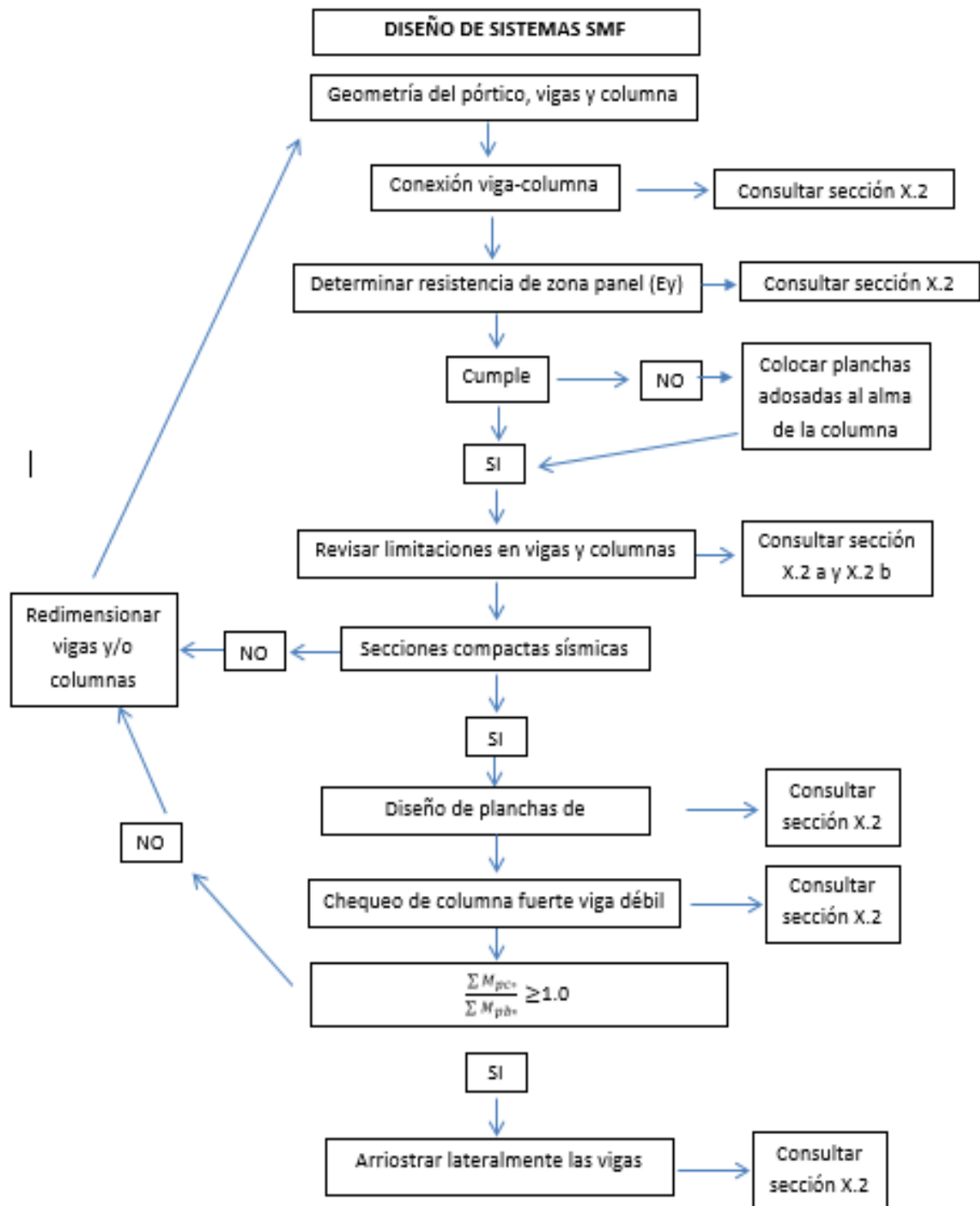
ACTIVIDADES	TIEMPO					
	ABRIL 2016	MAYO 2016	JUNIO 2016	JULIO 2016	...	TOTAL EN MESES
Planificación de la investigación	X					1
Aplicación del Instrumento		X				1
Análisis de Resultados			X			1
Redacción del Informe Final				X		1

CAPITULO V

RESULTADOS Y ANÁLISIS







Ejemplo de Aplicación: Memoria D

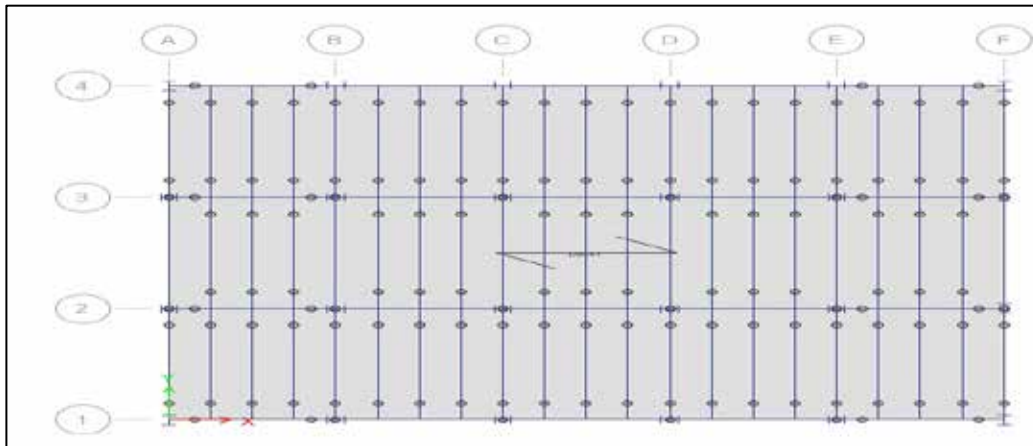
· Descripción General

La estructura consiste en una edificación destinada a oficinas, de cuatro niveles, cuyas plantas tienen forma rectangular.



Vista de la Edificación

Las plantas de la edificación están conformadas por un sistema de piso que posee una losacero, armada en la dirección menor. La altura de los entrepisos es de 5 metros y la altura total 15 metros. A continuación se presentan la configuración típica de las plantas:



Vista de Planta

· **Casos de Cargas y Acciones Mínimas:**

Tomando como referencia la Norma COVENIN 2002, se consideraron los siguientes casos de carga con su respectivo valor por unidad de área aplicados sobre la losa en las distintas zonas señalada

Piso	SCP	CV	CVt
Z1			
Z2			
Z3			

· **Combinaciones de Cargas**

Tomando como referencia la Norma COVENIN 1756 se determinaron las combinaciones de cargas adecuadas, señaladas en la Sección VI:

1. CU1: 1.4 CP

2. CU2: $1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVT$
3. CU3: $1.2 CP + 0.5 CV + 1.6 CVT$
4. CU4: $1.2 CP + 0.5 CV \pm SX \pm 0.3 SX$
5. CU5: $1.2 CP + 0.5 CV \pm SY \pm 0.3 SX$
6. CU6: $0.9 CP \pm SX \pm 0.3 SY$
7. CU7: $0.9 CP \pm SY \pm 0.3 SX$

Donde:

$CP = PP + SCP =$ Carga Permanente.

$S =$ Acción sísmica.

La carga sísmica amplificada se utiliza para estimar las fuerzas que ocurren en cada uno de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo, para cuando los elementos “fusibles” de la estructura incursionan en el rango inelástico. Para este proyecto se consideró un factor de:

· **Filosofía del Diseño:**

Se diseñaron tres propuestas con distintas configuraciones para ver cuál de éstas es la de mejor solución para la arquitectura presentada. Se elaboraron dichas propuestas siguiendo los parámetros indicados en las Normas mencionadas anteriormente. El diseño de la estructura se realizó por el Método de Estados Límites (LRFD). Se estableció el requerimiento de que los primeros dos modos fuesen en su mayoría traslacionales, de esto depende la forma como se colocó las columnas, vigas y arriostramientos. Además se chequeo que cumpliesen todos los requerimientos establecidos en las Secciones tales como derivas, período, número de modos y cortante basal.

· **Espectro de Diseño:**

Para cada propuesta se elaboró un espectro de diseño, conforme a lo descrito por la Norma COVENIN 1756, para representar la acción sísmica en la edificación los parámetros para obtener el espectro son:

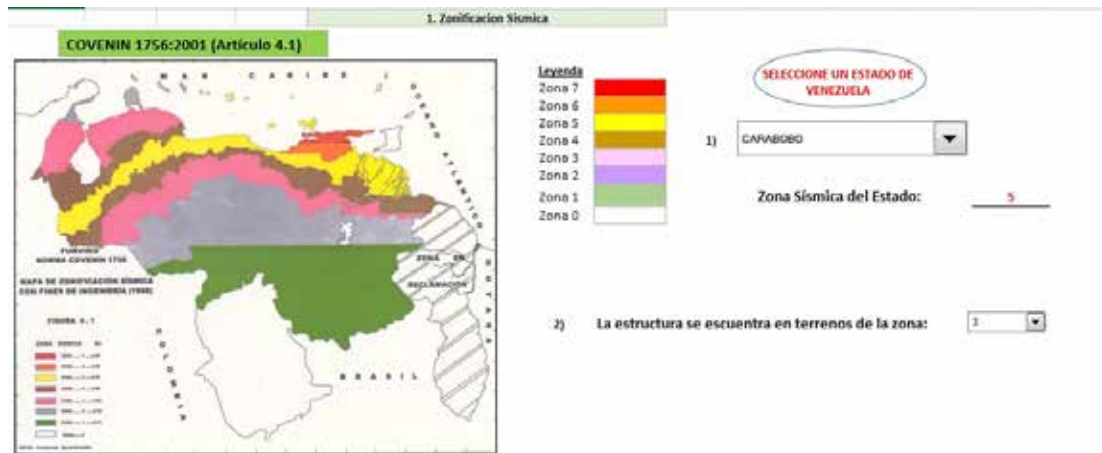
Grupo “B1”

Zona 4

Suelo S1 .80

Para determinar los espectros se utilizó la Hoja de Cálculo “Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-01), teniendo como resultado lo siguiente:

Se seleccionó de la lista desplegable el estado donde se encuentra la edificación, y automáticamente se arrojó la zona sísmica en la cual se encuentra agrupada.



La hoja de caculo arrojó el valor de la aceleración sísmica, según la zona seleccionada. Luego se determinó la forma espectral y el factor que corresponda según lo seleccionado.

COVENIN 1756:2001 [Artículo 4.2]

TABLA 4.1
VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		—

- 1) La edificación contará con un coeficiente de aceleración máxima horizontal de suelo de:

$$A_0 = \underline{0.30} \text{ RIESGO ELEVADO}$$

- 2) La edificación contará con un coeficiente de aceleración máxima horizontal de suelo de:

$$A_0 = \underline{0.20} \text{ RIESGO INTERMEDIO}$$

3. Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ

COVENIN 1756:2001 (Artículo 5.1)

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy densos o muy densos	>400	<30	S1	0.83	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	>50	S3	0.70	S2	0.90
		<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
Suelos firmes/medios densos	170-250	>50	S3	0.75	S2	0.90
		≤50	S3 ^{a)}	0.70	S2	0.95
Suelos blandos/suelos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^{b)}	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o suelos ^{b)} intercalados con suelos más rígidos	-	H _i	S2 ^{c)}	0.65	S2	0.70

a) Si $A_0 \leq 0.15$ úsese S4
 b) El espesor de los estratos blandos o suelos (V_{sp}<170 m/s) debe ser mayor que 0.1 H.
 c) Si $H_i \geq 0.25 H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3.

Forma Espectral =

Factor de corrección $A_0(\phi)$ =

INTRODUZCA EL VALOR DE $A_0(\phi)$
SEGÚN SEA EL CASO

Para determinar el factor de importancia, se introdujo el grupo de la lista desplegable.

3. Clasificación según el uso
COVENIN 1756:2001 (Artículo 6.1)

- **Grupo** Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.
- **Grupo** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente.
- **Grupo** Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1.
- **Grupo** Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos.

4. Factor de Importancia
COVENIN 1756:2001 (Artículo 6.1.3)

TABLA 6.1
FACTOR DE IMPORTANCIA

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Grupo =

Factor de Importancia = 1.00

Se selecciona el nivel de diseño, según los requerimientos de la edificación, en este caso ND3.

5. Clasificación según el Nivel de Diseño
COVENIN 1756:2001 (Artículo 6.2)

TABLA 6.2
NIVELES DE DISEÑO ND

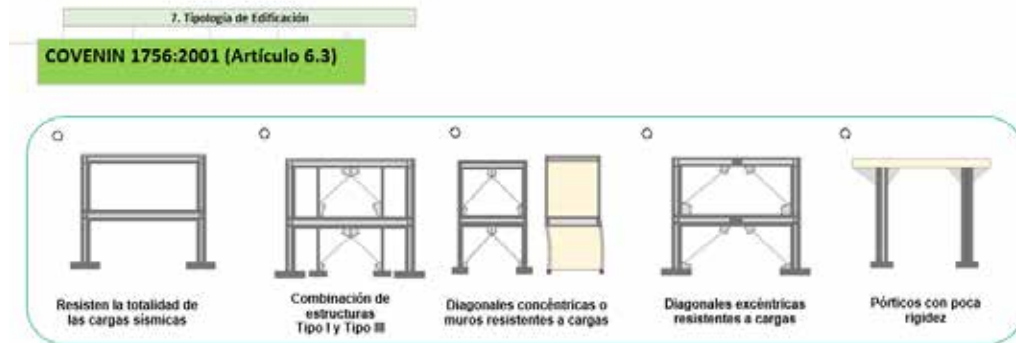
GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.
(**) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

Nivel de Diseño =

SELECCIONE EL NIVEL DE DISEÑO DESEADO

Se selecciona la Tipología de la edificación por medio de botones, siendo de tipo I, ya que es una estructura aperturada, que resiste la totalidad de las cargas sísmicas.



Con la tipología definida y el material de construcción, se recomienda una lista de factores de reducción de respuesta, se tomó $R=6$.

8. Factor de Reducción

COVENIN 1756:2001 (Artículo 6.4)

Material de Construcción:

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (Sección 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND0	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (Sección 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND0	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (Sección 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND0	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

El valor de R máximo recomendado por Norma es = 6.00

Activar Windows

En la parte 9 se muestran los valores para calcular y graficar los espectros de respuesta y de diseño.

COVENIN 1756:2001 (Artículo 7.2)

9.1 Definir el Espectro de Diseño

TABLA 7.1

VALORES DE T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

A partir de la forma espectral seleccionada en el apartado 2 de la presente guía de cálculo se obtienen los valores relacionados con el Espectro de Diseño:

- $T^* = 0.7$ Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante
- $\beta = 2.6$ Factor de magnificación promedio
- $p = 1$ Exponente que define la rama descendente del espectro

Según el Factor de Reducción de Respuesta **recomendado**, se tiene:

TABLA 7.2
VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1(R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

- $T_0 = 0.4$ Factor de Reducción de Respuesta
- $C = 1.178$
- $T_0 = 0.175$

A continuación, se desplegará un listado con los valores de las ordenadas de los espectros

Valores de las coordenadas del Espectro de Diseño

T (seg)	Condición	Ad(g)
0,00	$T < T^+$	0,270
0,05	$T < T^+$	0,241
0,10	$T < T^+$	0,212
0,15	$T < T^+$	0,191
0,20	$T < T^+$	0,176
0,25	$T < T^+$	0,164
0,30	$T < T^+$	0,154
0,35	$T < T^+$	0,147
0,40	$T < T^+$	0,140
0,45	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,50	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,55	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,60	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,65	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,70	$T^+ \leq T \leq T^*$	0,140
0,75	$T > T^*$	0,1310
0,80	$T > T^*$	0,1229
0,85	$T > T^*$	0,1156
0,90	$T > T^*$	0,1092
0,95	$T > T^*$	0,1035
1,00	$T > T^*$	0,0983
1,05	$T > T^*$	0,0936
1,10	$T > T^*$	0,0893
1,15	$T > T^*$	0,0855
1,20	$T > T^*$	0,0819
1,25	$T > T^*$	0,0786
1,30	$T > T^*$	0,0756
1,35	$T \sim T^*$	0,0728

Valores de las coordenadas del Espectro de Respuesta

T (seg)	Condición	Ad(g)
0,00	$T_0 < T^+$	0,270
0,05	$T_0 < T^+$	0,393
0,10	$T_0 < T^+$	0,517
0,15	$T_0 < T^+$	0,640
0,20	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,25	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,30	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,35	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,40	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,45	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,50	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,55	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,60	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,65	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,70	$T^+ \leq T_0 \leq T^*$	0,702
0,75	$T_0 > T^*$	0,655
0,80	$T_0 > T^*$	0,614
0,85	$T_0 > T^*$	0,578
0,90	$T_0 > T^*$	0,546
0,95	$T_0 > T^*$	0,517
1,00	$T_0 > T^*$	0,491
1,05	$T_0 > T^*$	0,468
1,10	$T_0 > T^*$	0,447
1,15	$T_0 > T^*$	0,427
1,20	$T_0 > T^*$	0,410
1,25	$T_0 > T^*$	0,393
1,30	$T_0 > T^*$	0,378
1,35	$T_0 \sim T^*$	0,364

Activar
Ve a Cont

Seguidamente, se estudiarán los casos de modos de vibración de la edificación para el adecuado análisis dinámico de la misma, con los resultados extraídos del software de cálculo Etabs v16

Modo	T(scg)	% de Masa Participativa		Sumatoria % de Masa	
		X	Y	X	Y
1	0.8660	0.0000	0.8027	0.0000	0.8027
2	0.6850	0.1036	0.0000	0.1036	0.8027
3	0.6560	0.6991	0.0000	0.8027	0.8027
4	0.7490	0.0000	0.1527	0.8027	0.9554
5	0.1860	0.0448	0.0000	0.8475	0.9554
6	0.1670	0.1089	0.0000	0.9564	0.9554
7	0.1270	0.0000	0.0446	0.9564	1.0000
8	0.0910	0.0188	0.0000	0.9752	1.0000
9	0.0770	0.0248	0.0000	1.0000	1.0000

El número de modos cumple con lo exigido por la Norma

Una vez que la hoja determina si el número de modos cumple con la Normativa, emite un mensaje de alerta. Se procuró que los dos primeros modos fueran traslacionales para evitar torsión excesiva.

A continuación, se calcula el período estimado de la edificación y se chequea si cumple con la Normativa.

30.2 Período Estimado

Artículo 3. El valor del período fundamental no excederá el valor de $1.4 T_a$

a) Edificaciones de Tipo I

$$t_a = C_t h_n^{0.75} = 0.2675 \quad 1.4 T_a = 0.3765$$

El valor del período fundamental cumple con el Artículo 3.3.2.

b) Edificaciones de Tipo II, III y IV

$$t_a = 0.05 h_n^{0.75} = 0.3672 \quad 1.4 T_a = 0.2341$$

El valor del período fundamental no cumple con el Artículo 3.3.2.

C_t= 0.07 para edificaciones en concreto o mixtas concreto-acero.
C_t= 0.08 para edificaciones en acero.
h_n= Altura desde el último nivel hasta el primer nivel, cuyos desplazamientos estén parcial o parcialmente restringidos.

Luego se procede a chequear el cortante basal, para determinar si necesita el sismo ser modificado en alguna dirección, utilizando los resultados arrojados por Etabs v16, arrojando que no se necesita modificar el sismo en ninguna dirección.

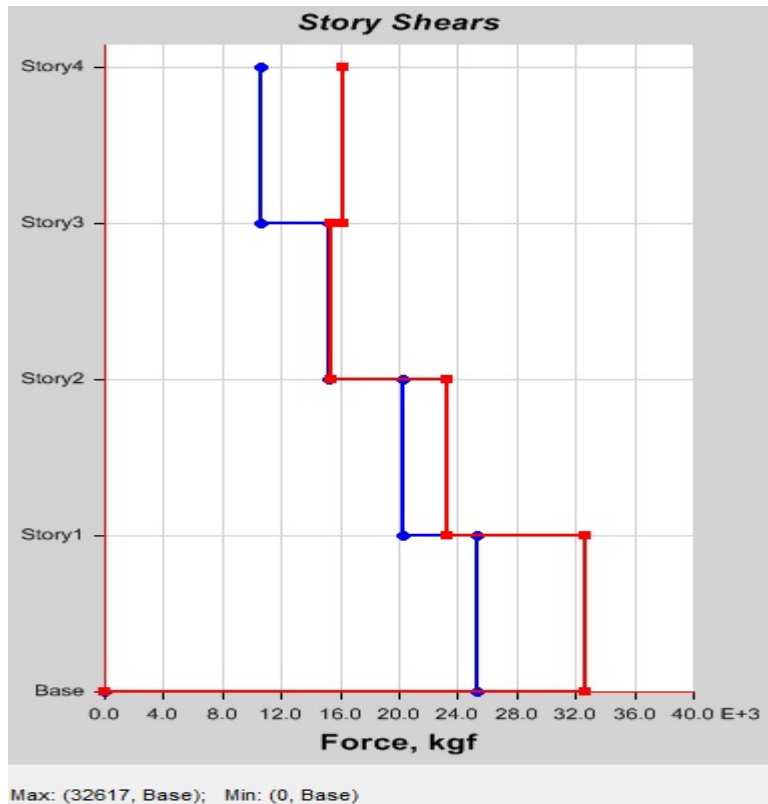
1. Corrección del Cortante Basal y Valores de Diseño

COVENIN 1756:2001 (Artículo 9.4.6)

"El corte basal V_0 deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1.6 T_a$, el cual se denota por V_0^* . Cuando V_0 sea menor que V_0^* los valores para el diseño deberán multiplicarse por V_0^* / V_0 . El cociente V_0 / W de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sísmico dado en el Artículo 7.1."

T=1.6T _a =	0,428
A _d =	0,732
W=	377702,5
N=	5,00
μ=	0,8909
V ₀ *=	246395,5
V _{0x} =	36302
V _{0y} =	28559

1,6 veces el período estimado de la estructura (seg)
 Valor de la aceleración espectral para un período de 1,6T_a (g)
 Valor de la aceleración espectral para un período de 1,6T_a (g) **VALOR EXTRAÍDO DE ETabs**
 Peso total de la edificación por encima del nivel base (Kgf), calculo como: $W=1.0CP+0.5CV$
 Numero de niveles por encima del nivel base
 Factor de modificación de cortantes, mayor entre: $\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right]$; $\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left(\frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right)$
 Valor del cortante basal para el período 1,6T_a (kgf): $V_0^* = \mu A_d W$
 Cortante Basal en dirección X (Kgf) **VALORES EXTRAÍDOS DE ETabs**
 Cortante Basal en dirección Y (Kgf)



Gráfica de Cortantes arrojados por Etabs v16

Para culminar el funcionamiento de la hoja de cálculo, se procede a determinar los valores de deriva y su cumplimiento con los indicados en la Normativa.

PISO	CARGA	Deriva Inelástica δ_{ie}		Deriva Elástica δ_i	
		X	Y	X	Y
1	SX	0.00369	0.001379	0.01476	0.005516
	SY	0.001369	0.002111	0.005476	0.008444
2	SX	0.001481	0.00148	0.005924	0.00592
	SY	0.001481	0.002288	0.005924	0.009152
3	SX	0.00086	0.000875	0.00344	0.0035
	SY	0.00086	0.001379	0.00344	0.005516

Se debe indicar si los miembros son susceptibles o no a sufrir daños por deformaciones, y la hoja emitirá un mensaje indicando si cumple o no el valor con los límites normativos.

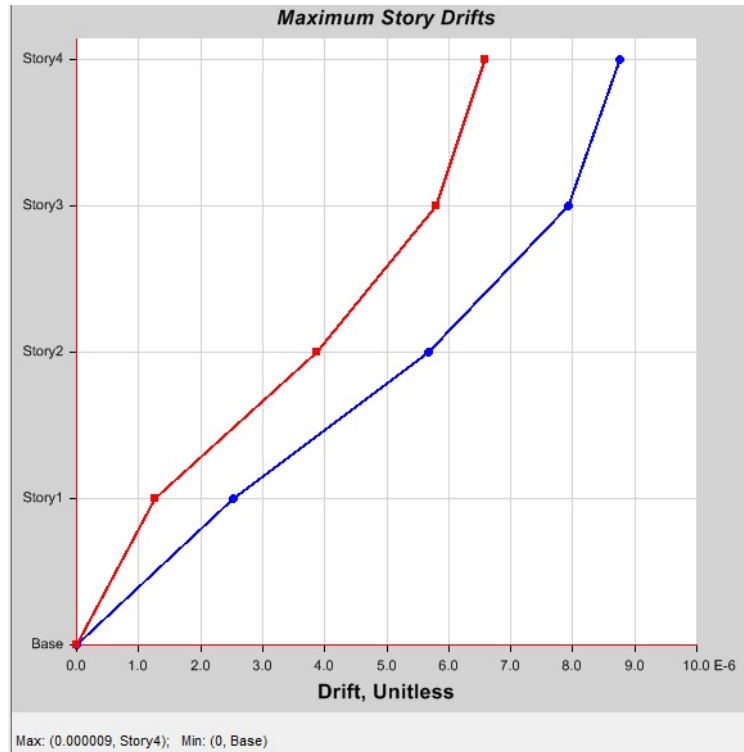
Elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por deformación

Elementos no estructurales no susceptibles a sufrir daños por deformación

0.018 > 0.01476

El valor máximo de deriva elástica cumple con la Normativa

Se puede observar que el máximo valor de deriva, no excede el indicado en la normativa.



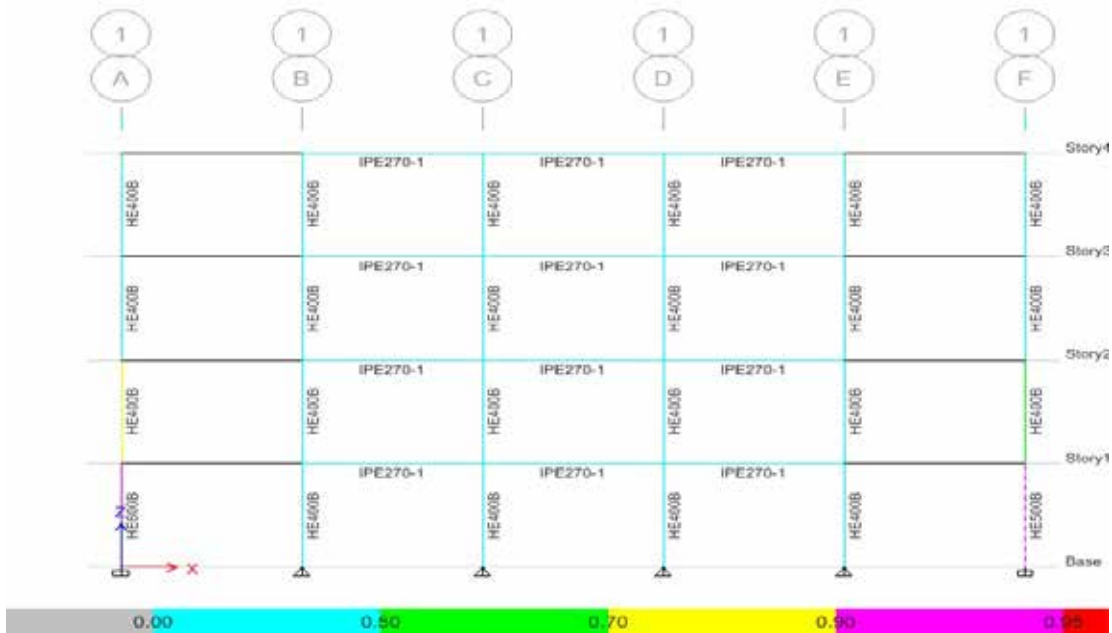
Gráfica de Derivas arrojadas por Etabs v16

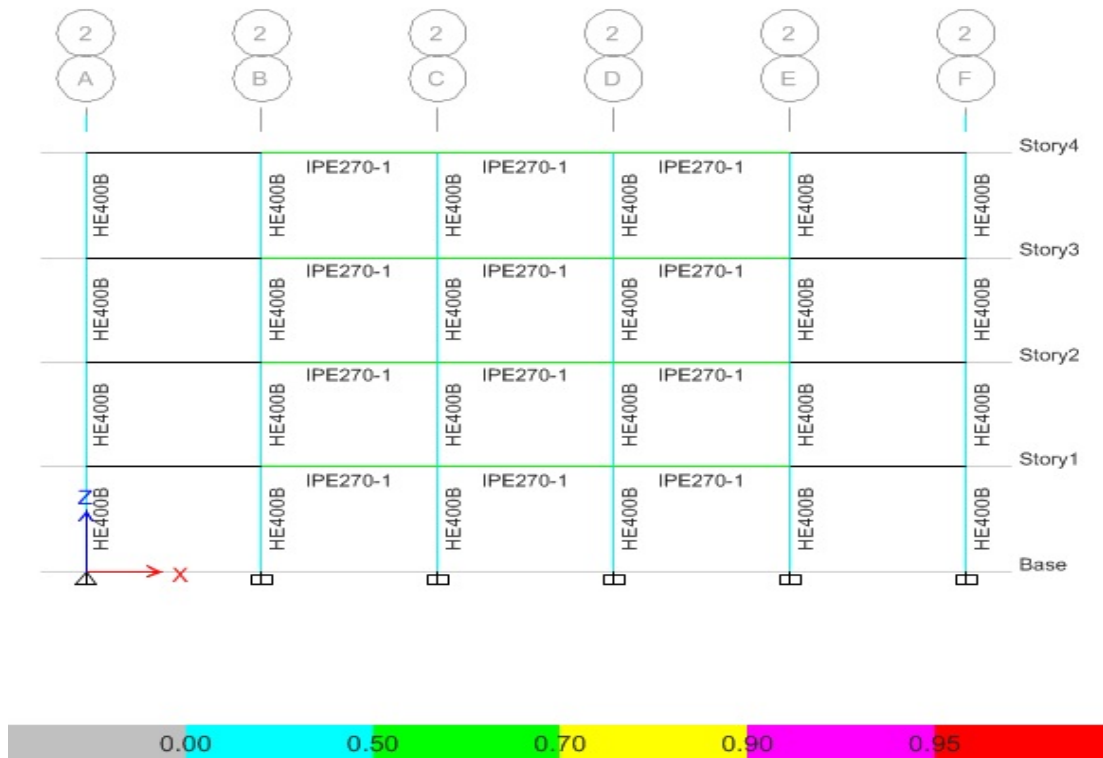
- **Diseño estructural de Correas y Vigas de Transferencia (Sección Mixta):**

El diseño de estos elementos se realizó usando para ello el módulo de diseño de Secciones Mixtas (Composite Beam Design) del programa de cálculo estructural ETABS v16. Arrojando perfiles IPE 270.

· **Diseño sismorresistente de Vigas y Columnas:**

Tomando los valores de fuerzas últimas para las combinaciones de cargas de la CU1 A la CU7 señaladas en la Memoria Descriptiva de la edificación, se diseñaron las vigas y columnas para criterios de Flexo Compresión y Corte, usando para ello el módulo de diseño de Secciones en acero (Steel Design) del programa de cálculo estructural ETABS v16. Presentando a continuación el pórtico con valores de los coeficientes de Demanda/Capacidad más desfavorables en vigas y columnas. Los cuales no deben superar el valor de 1.00:





Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.70; además se demuestra que ninguna columna del pórtico mayormente exigido falla para las combinaciones amplificadas. Ya que los valores de demanda capacidad no sobrepasan el máximo 1.00.

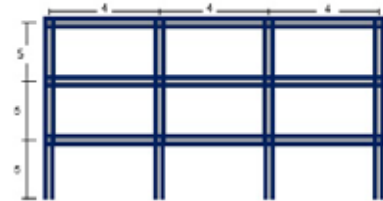
Hoja de Cálculo: Sistemas SMF

Para efectos de esta hoja de cálculo se tienen tres (3) pisos y cuatro (4) ejes de columnas. Se deben ingresar las dimensiones para la conformación del pórtico.

1. Características de los pórticos

Dimensiones de Pórticos	
Framo Izquierdo	4 m
Framo Central	4 m
Framo Derecho	4 m
Altura piso 1	5 m
Altura piso 2	5 m
Altura piso 3	5 m

Propiedades de Perfiles de Vigas



Lo que prosigue es asignar las propiedades de los perfiles a seleccionar para vigas columnas.

-Viga Izquierda		
Perfil	IPE 270	
d	270 mm	Altura del perfil
tf	10.2 mm	Espesor de alas
bf	135 mm	Ancho del perfil
tw	6.6 mm	Espesor de alma
Z _x	483.9 cm ³	Módulo Plástico de la Sección
r _y	3.02 mm	Radio de giro menor
-Viga Central		
Perfil	IPE 270	
d	270 mm	Altura del perfil
tf	10.2 mm	Espesor de alas
bf	135 mm	Ancho del perfil
tw	6.6 mm	Espesor de alma
Z _x	483.9 cm ³	Módulo Plástico de la Sección
r _y	3.02 mm	Radio de giro menor
-Viga Derecha		
Perfil	IPE 270	
d	270 mm	Altura del perfil
tf	10.2 mm	Espesor de alas
bf	135 mm	Ancho del perfil
tw	6.6 mm	Espesor de alma
Z _x	483.9 cm ³	Módulo Plástico de la Sección

-Columna Superior

Perfil ▼

d	400	mm	Altura del perfil
tf	24	mm	Espesor de alas
bf	300	mm	Ancho del perfil
tw	13.5	mm	Espesor de alma
Zx	3231.0	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
Zy	1108.02	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
A	198	cm ²	Área del perfil
r	27	mm	Radio del perfil

-Columna Intermedia

Perfil ▼

d	400	mm	Altura del perfil
tf	24	mm	Espesor de alas
bf	300	mm	Ancho del perfil
tw	13.5	mm	Espesor de alma
Zx	3231.0	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en X
Zy	1108.02	cm ³	Módulo Plástico de la Sección en Y
A	198	cm ²	Área del perfil
r	27	mm	Radio del perfil

-Columna Inferior

Perfil ▼

d	400	mm	Altura del perfil
---	-----	----	-------------------

A continuación se muestra una vista del pórtico, donde se indican los perfiles seleccionados y los nodos, además por medio de botones de selección se escogen la orientación de las columnas.

Disposición de Perfiles en el Pórtico Seleccionado



Seguidamente se asignan las fuerzas actuantes en vigas y columnas

2. Cargas Actuantes en el Sistema

Factor de Diseño

$\gamma = 0,5$ Factor de Mayoración por carga variab Factor S&acr- $0,8073$

Cargas Gravitacionales en las Vigas

Cargas en el Nivel Intermedio (Kg/m)

Viga				
Cmba	Izquierda	Central	Derecha	
V_{CP}	2.987,00	2.476,00	2.987,00	
V_{CV}	1.170,00	969,00	1.170,00	
W	4.651,68	3.855,47	4.651,68	

Cargas en las Columnas

Carga Axial en el Nivel Intermedio (Kg/m)

Eje					
P_a	1	2	3	4	
	34.136,00	39.462,00	39.462,00	34.136,00	

Cargas en el Nivel Superior (Kg/m)

Viga				
Cmba	Izquierda	Central	Derecha	
V_{CP}	2.986,00	2.476,00	2.986,00	
V_{CV}	1.170,00	969,00	1.170,00	
W	4.650,32	3.855,47	4.650,32	

Carga axial en el Nivel Superior (Kg/m)

Eje					
P_a	1	2	3	4	
	22.758,00	26.307,00	26.307,00	22.758,00	

Cargas en el Nivel Inferior (Kg/m)

Viga				
Cmba	Izquierda	Central	Derecha	
V_{CP}	2.987,00	2.476,00	2.987,00	
V_{CV}	1.170,00	969,00	1.170,00	
W	4.651,68	3.855,47	4.651,68	

Carga Axial en el Nivel Inferior (Kg/m)

Eje					
P_a	1	2	3	4	
	45.514,00	52.617,00	52.617,00	45.514,00	

En la siguiente sección se selecciona la normativa con la cual se quiera realizar el análisis y se comienza el chequeo del pórtico, partiendo por la resistencia de la zona

panel, se dan las tablas de las propiedades de las vigas y columnas que llegan a cada nodo, según los requerimientos para estos sistemas.

Selección del Método de Diseño

ANSI/AISC 341-10

Covenin 1618-1998

3.1. Resistencia en la Zona Panel

Propiedades en las Vigas

NODO	Izquierda					Derecha				
	Mpr	Sh	Lh	Vg	Vub	Mpr	Sh	Lh	Vg	Vub
N1	-	-	-	-	-	20.199	380	3,24	7535,723252	20.004
N2	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N3	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N4	20.199	380	3,24	7.536	20.004	-	-	-	-	-
N5	-	-	-	-	-	20.199	380	3,24	7535,723252	20.004
N6	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N7	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N8	20.199	380	3,24	7.536	20.004	-	-	-	-	-
N9	-	-	-	-	-	20.199	380	3,24	7533,517687	20.002
N10	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N11	20.199	380	3,24	6.246	18.715	20.199	380	3,24	6245,869435	18.715
N12	20.199	380	3,24	7.534	20.002	-	-	-	-	-

Propiedades de las Columnas

NODO	Columna Superior					Columna central					Columna inferior				
	Pu	Zc	Mpc	Lc	Vuc	Pu	Zc	Mpc	Lc	Vuc	Pu	Zc	Mpc	Lc	Vuc
N1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45514	3.231	106.144	4,73	44.881
N2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	52617	3.231	104.985	4,73	44.391
N3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	52617	3.231	104.985	4,73	44.391
N4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45514	3.231	106.144	4,73	44.881
N5	22.758	3.231	109.857	5	46.451	34.136	3.231	108.000	4,73	45.666	34136	3.231	108.000	4,73	45.666
N6	26.307	3.231	109.278	5	46.206	39.462	3.231	107.131	4,73	45.299	39462	3.231	107.131	4,73	45.299
N7	26.307	3.231	109.278	5	46.206	39.462	3.231	107.131	4,73	45.299	39462	3.231	107.131	4,73	45.299
N8	22.758	3.231	109.857	5	46.451	34.136	3.231	108.000	4,73	45.666	34136	3.231	108.000	4,73	45.666
N9	-	-	-	-	-	22.758	3.231	109.857	5	46.451	22758	3.231	109.857	4,73	46.451
N10	-	-	-	-	-	26.307	3.231	109.278	5	46.206	26307	3.231	109.278	4,73	46.206
N11	-	-	-	-	-	26.307	3.231	109.278	5	46.206	26307	3.231	109.278	4,73	46.206
N12	-	-	-	-	-	22.758	3.231	109.857	5	46.451	22758	3.231	109.857	4,73	46.451

Resistencia de la Zona Panel

NODO	Mf izq	Mf der	Vuc sup	Vuc Intern	Vuc inf	db-ttb	Ru	Pu/Py	T _{ni}	φRv	D/C	Rdp	τ _{dp req}	τ _{dp diseño}
N1	-	27,801.12	-	-	44,881	259.8	107,010	0.0653965	6.68	176,474	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N2	27,310.98	27,310.98	-	-	44,391	259.8	210,246	0.0756024	6.68	175,288	Requiere Plancha de Refuerzo	34,958	-0.66	6.68
N3	27,310.98	27,311	-	-	44,391	259.8	210,246	0.0756024	6.68	175,288	Requiere Plancha de Refuerzo	34,958	-0.66	6.68
N4	27,801	-	-	-	44,881	259.8	107,010	0.0653965	6.68	176,474	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N5	-	27,801.12	46,451.23	45,666.16	45,666	259.8	61,344	0.0490481	6.68	178,375	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N6	27,310.98	27,310.98	46,206.36	45,298.67	45,299	259.8	164,947	0.0567007	6.68	177,485	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N7	27,310.98	27,311	46,206.36	45,298.67	45,299	259.8	164,947	0.0567007	6.68	177,485	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N8	27,801	-	46,451.23	45,666.16	45,666	259.8	61,344	0.0490481	6.68	178,375	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N9	-	27,800.28	-	46,451.23	46,451	259.8	60,555	0.0326997	6.68	180,276	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N10	27310.976	27,310.98	-	46,206.36	46,206	259.8	164,040	0.037799	6.68	179,683	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N11	27310.976	27,311	-	46,206.36	46,206	259.8	164,040	0.037799	6.68	179,683	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68
N12	27800.283	-	-	46,451.23	46,451	259.8	60,555	0.0326997	6.68	180,276	No Requiere Plancha Refuerzo	0	No aplica	6.68

Es importante señalar, que las secciones cuentan con botones que al ser pulsados despliegan ilustraciones explicativas de las formulas empleadas para el cálculo.

En el caso del cálculo de cortantes, específicamente el isostático o gravitacional, Etabs v16 arroja un resultado que posee un error; esto se debe a que el cálculo del cortante se realiza con la combinación de cargas más desfavorable.

Por su parte, el software Etabs en el cálculo del cortante hiperestático, efectúa el procedimiento basándose en la longitud libre no arriostrada de la viga, dando como resultado un cortante con error.

A continuación se chequean las limitaciones de Vigas y Columnas en cuanto al pandeo local, para cada perfil seleccionado, evidenciándose que todos los perfiles cumplen para ambas Normativas.

Resultados Según los lineamientos del CODIGO ANSI/AISC 341-10

-Requerimientos básicos de Perfiles de Vigas

Las secciones deben cumplir con la condición de **Vigas de Alta Ductilidad** (hhd), a fin de limitar el pandeo local permitiendo el desarrollo de su capacidad plástica.

Alas del Perfil:

	$b_f / 2 t_f$	$\sqrt{E_s / F_y}$	
IPE 270	6,62	10,83	CUMPLE
IPE 270	6,62	10,83	CUMPLE
IPE 270	6,62	10,83	CUMPLE

ANSI/AISC 341-10 COVENIN 1618:1998

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{E_s / F_y} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.376 \sqrt{E_s / F_y}$$



Alma del Perfil:

	h_w / t_w	$\sqrt{E_s / F_y}$	
IPE 270	37,82	106,60	CUMPLE
IPE 270	37,82	106,60	CUMPLE
IPE 270	37,82	106,60	CUMPLE

ANSI/AISC 341-10 COVENIN 1618:1998

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{E_s / F_y} \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 3.70 \sqrt{E_s / F_y}$$

Resultados Según los lineamientos del Norma COVENIN 1618-98

-Requerimientos básicos de Perfiles de Columnas

En columnas la relación **(ancho/espesor)** de alas y alma debe cumplir específicamente con las siguientes condiciones

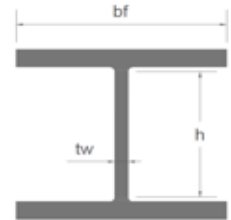
Alas del Perfil:

	$b_f / 2 t_f$	$\sqrt{E_s / F_y}$	
HEB 400	6,25	7,33	CUMPLE
HEB 400	6,25	7,33	CUMPLE
HEB 400	6,25	7,33	CUMPLE

Alma del Perfil:

($\phi = 0.90$)

	h_w / t_w	ϕP_n	$P_n / \phi P_{nlocal}$	$\sqrt{E_s / F_y}$	λ_{p2}	
HEB 400	26,07	626.373	0,04	24,44	FALSO	CUMPLE
HEB 400	26,07	626.373	0,06	24,44	FALSO	CUMPLE
HEB 400	26,07	626.373	0,08	24,44	FALSO	CUMPLE



Formulación para Alas del Perfil

ANSI/AISC 341-10 COVENIN 1618:1998

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{E_s / F_y} \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{E_s / F_y}$$

Formulación para Alma del Perfil

ANSI/AISC 341-10

$$\text{Cuando } P_n / \phi P_n \leq 0.125 \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{E_s / F_y} \left[1 - 0.92 \frac{P_n}{\phi P_n} \right]$$

$$\text{Cuando } P_n / \phi P_n > 0.125 \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{E_s / F_y} \left[2.93 - \frac{P_n}{\phi P_n} \right] > 1.49 \sqrt{E_s / F_y}$$

COVENIN 1618:1998

$$\text{Cuando } P_n / \phi P_n \leq 0.125 \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 3.0 \sqrt{E_s / F_y} \left[1 - 1.54 \frac{P_n}{\phi P_n} \right]$$

$$\text{Cuando } P_n / \phi P_n > 0.125 \quad \frac{h_w}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{E_s / F_y} \left[2.33 - 0.93 \frac{P_n}{\phi P_n} \right] > 1.46 \sqrt{E_s / F_y}$$

En la sección 5 de la hoja de cálculo se diseñan las planchas de continuidad, y se verifican los casos en los cuales se puede omitir su uso, demostrándose que el sistema propuesto requiere de dichas planchas.

-Casos en los que se puede omitir el uso de Planchas de Continuidad

la viga se suelda al ala de la columna de sección I (D)			A la de la viga se suelda al ala de la columna cerrada por planchas		
NODO	$t_{s,req}$	Validación	NODO	$t_{s,req}$	Validación
N1	22,50	OK	N1	16,82	OK
N2	22,50	OK	N2	16,82	OK
N3	22,50	OK	N3	16,82	OK
N4	22,50	OK	N4	16,82	OK
N5	22,50	OK	N5	16,82	OK
N6	22,50	OK	N6	16,82	OK
N7	22,50	OK	N7	16,82	OK
N8	22,50	OK	N8	16,82	OK
N9	22,50	OK	N9	16,82	OK
N10	22,50	OK	N10	16,82	OK
N11	22,50	OK	N11	16,82	OK
N12	22,50	OK	N12	16,82	OK

-Espesor de las Planchas de Continuidad

NODO	M_u	F_u	Cedencia local del ala	Cedencia local del alma	Pandeo local del alma	Aplastamiento local del alma	ϕR_{n1}	Validación	A_s	$A_{s,requerida}$	b_s	t_s	$t_{s,max}$	$t_{s,min}$
			ϕR_{n2}	ϕR_{n3}	ϕR_{n4}									
N1	27.801	107.010	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5
N2	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N3	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N4	27.801	107.010	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5
N5	27.801	107.010	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5
N6	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N7	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N8	27.801	107.010	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5
N9	27.800	107.010	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5
N10	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N11	27.311	105.123	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.384	0	287	0	10	10
N12	27.800	107.006	14.806	129.640	153.218	132.479	14.806	Requiere	-1.318	0	287	0	5	5

Luego se chequeó uno de los parámetros más exigentes de los sistemas SMF, el criterio de Columna Fuerte y Viga Débil, este chequeo se hace para cada nodo presentado y además, se muestran las excepciones para la aplicación de este criterio. Para el análisis de ambas normativas, el resultado fue positivo, ya que el sistema cumple con los límites establecidos.

Resultados Según los lineamientos del CODIGO ANSI/AISC 341-10

-Criterio Columna Fuerte-Viga Débil

NODO	Pu/Py	M* _{pbizq}	M* _{pbder}	M* _{pcsup}	M* _{pcinf}	ΣM* _{pb}	ΣM* _{pc}	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}}$	Validación
N1	0	-	31.802	-	112.203	31.802	144.005	4,53	Cumple
N2	0	31.054	31.054	-	110.977	62.108	173.085	2,79	Cumple
N3	0	31.054	31.054	-	110.977	62.108	173.085	2,79	Cumple
N4	0	31.802	-	-	112.203	31.802	144.005	4,53	Cumple
N5	0	-	31.802	116.128	114.165	31.802	145.967	4,59	Cumple
N6	0	31.054	31.054	115.516	113.247	62.108	175.354	2,82	Cumple
N7	0	31.054	31.054	115.516	113.247	62.108	175.354	2,82	Cumple
N8	0	31.802	-	116.128	114.165	31.802	145.967	4,59	Cumple
N9	0	-	31.801	-	116.128	31.801	147.929	4,65	Cumple
N10	0	31.054	31.054	-	115.516	62.108	177.624	2,86	Cumple
N11	0	31.054	31.054	-	115.516	62.108	177.624	2,86	Cumple
N12	0	31.801	-	-	116.128	31.801	147.929	4,65	Cumple

Asimismo, se observaron dispersiones en los datos entre la hoja de cálculo y el Software Etabs, como la relación columna fuerte-viga débil la cual depende del tipo de conexión, para esto la interfaz del software no toma en cuenta las variaciones que se pueden obtener debido a ello arrojando así un margen de error importante. Para culminar con el diseño de los sistemas SMF, se chequea la longitud no arriostrada en las diferentes vigas mostradas.

7. Arriostramiento Lateral en las vigas

-Longitud no arriostrada

Perfil: **IPE 270** (Vigas Izquierda)

$$E / F_y = 830$$

$$L_b = 2.11 \text{ m} \quad \text{Máxima longitud no arriostrada}$$

$$N_{br} = 1 \quad \text{Número de arriostramientos laterales mínimos}$$

Perfil: **IPE 270** (Vigas Central)

$$E / F_y = 830$$

$$L_b = 2.11 \text{ m} \quad \text{Máxima longitud no arriostrada}$$

$$N_{br} = 1 \quad \text{Número de arriostramientos laterales mínimos}$$

Perfil: **IPE 270** (Vigas Derecha)

$$E / F_y = 830$$

$$L_b = 2.11 \text{ m} \quad \text{Máxima longitud no arriostrada}$$

$$N_{br} = 1 \quad \text{Número de arriostramientos laterales mínimos}$$

AISC 341 10	COVENIN 1618:1998
$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$	$L_b \leq 0.084 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$
$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$	$L_b \leq 0.084 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$
$L_b \leq 0.086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$	$L_b \leq 0.084 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y$

Norma ANSI/AISC 341-10	COVENIN 1618:1998	OBSERVACIONES
<p>Conexiones Viga-Columna</p> <ul style="list-style-type: none"> - Las conexiones deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso igual o mayor a 0.04 rad. - La resistencia a la flexión esperada en la conexión, se determina en la cara de la columna, y será igual a 0.80Mp de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, donde Mp se define como la resistencia a la flexión nominal del acero. - En la determinación de la carga sísmica amplificada se considera el efecto de las fuerzas horizontales, incluyendo la sobrerresistencia. 	<p>Conexiones Viga-Columna</p> <ul style="list-style-type: none"> - Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso que sea igual o mayor a 0.03 radianes bajo cargas cíclicas. - La resistencia a la flexión esperada en la conexión, se determina en la cara de la columna, y será igual a 0.80Mp de la viga conectada a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad, donde Mp se define como la resistencia a la flexión nominal del acero, cuando el momento resistente de la viga este controlado por pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de la misma. 	<p>Ambas Normativas establecen límites para derivas de piso, pero una diferencia marcada es que la COVENIN 1618-1998 habla sobre el control del momento por pandeo local de las alas y hace referencia a que las conexiones que hayan de transmitir solicitaciones se diseñarán para una fuerza mayorada no menor de 5000 Kgf excepto en las rejillas, tensores y correas. Además propone una combinación de solicitaciones para su diseño a corte, mientras que la AISC 341-10 deja este tema de manera general, de manera que pueda ser</p>

		adaptado a cualquier Código local.
<p>Zona del Panel en conexiones viga-columna</p> <p>- La resistencia requerida en la zona del panel deberá ser determinada por la suma de los momentos en las caras de las columnas, determinado por la proyección de los momentos esperados en los puntos de las rotulas plásticas en las caras de las columnas.</p> <p>La resistencia esperada a flexión actuando en la cara de la columna M_f, se determinará mediante la siguiente ecuación:</p> <p style="text-align: center;">Además se</p> <p>tendrá que considerar el efecto de la resistencia esperada a corte.</p>	<p>Zona del Panel en conexiones viga-columna</p> <p>- La fuerza cortante mayorada, V_u, en la zona de panel, se calculará aplicando las combinaciones de solicitaciones a las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico. Sin embargo, V_u no excederá las fuerzas cortantes calculadas con de las vigas conectadas a las alas de la columna.</p>	<p>ANSI/AISC 341-10 establece la resistencia requerida tomando como referencia la proyección de los momentos esperados en las rotulas plásticas, mientras que la COVENIN 1618-1998 establece las combinaciones de solicitaciones en las vigas que se conectan a la columnas, además establece un límite para dicha fuerza cortante mayorada.</p>

<p>Limitaciones en Vigas</p> <p>- Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla D1.1 “Límites de la relacion Ancho-Espesor en elementos a compresion para miembros de moderada y alta ductilidad” en el Capítulo D Seccion D.1.</p> <p style="text-align: center;">Alas de Vigas</p> <p style="text-align: center;">— —</p> <p style="text-align: center;">Alma de Vigas</p> <p style="text-align: center;">— —</p>	<p>Limitaciones en Vigas</p> <p>- Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla 4.1A “Relaciones Ancho/Espesor para elementos comprimidos no rigidizados” en el Capítulo 4 Seccion 4.2.2.</p> <p style="text-align: center;">Alas de Vigas</p> <p style="text-align: center;">— —</p> <p style="text-align: center;">Alma de Vigas</p> <p style="text-align: center;">— —</p>	<p>Ambas Normativas establecen límites para garantizar que las secciones se comporten dentro de la clasificación “Compactas Sísmicas”, a fin de controlar el pandeo local.</p> <p>A pesar de las diferencias de coeficientes de las formulaciones, el software y la hoja de cálculo arrojaron resultados que variaron en un 0%.</p>
--	--	---

<p>Limitaciones en Columnas</p> <p>- Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla D1.1 “Límites de la relacion Ancho-Espesor en elementos a compresion para miembros de moderada y alta ductilidad” en el Capítulo D Seccion D.1.</p> <p style="text-align: center;">Alas de Columnas</p> <p style="text-align: center;">— —</p> <p style="text-align: center;">Alma de Columnas</p> <p>Si — : — — —</p> <p>Si — : — — —</p>	<p>Limitaciones en Columnas</p> <p>-Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rotulas plasticas se encuentran especificados y tipificados en la Tabla 4.1A “Relaciones Ancho/Espesor para elementos comprimidos no rigidizados” en el Capítulo 4 Seccion 4.2.2.</p> <p style="text-align: center;">Alas de Columnas</p> <p style="text-align: center;">— —</p> <p style="text-align: center;">Alma de Columnas</p> <p>Si — : — — —</p> <p>Si — : — — —</p>	<p>Ambas Normativas establecen límites para garantizar que las secciones se comporten dentro de la clasificación “Compactas Sísmicas”, a fin de controlar el pandeo local.</p> <p>A pesar de las diferencias de coeficientes de las formulaciones, el software y la hoja de cálculo arrojaron resultados que variaron en un 1.3%.</p>
--	---	---

<p>Relación de Momento Viga-Columna</p> <p>Para establecer un criterio de Columna fuerte – Viga débil, es necesario que se cumpla con la siguiente relación:</p> <p style="text-align: center;">—————</p> <p>De no cumplirse esta Relación de Momentos presentada, que asegura el Criterio de Columna Fuerte-Viga Débil, podría generarse un mecanismo de colapso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.</p>	<p>Relación de Momento Viga-Columna</p> <p>En los nodos de los sistemas resistentes a sismo se cumplirá con la siguiente condición:</p> <p style="text-align: center;">—————</p>	<p>Ambas Normativas señalan las condiciones en las que pueden ser aplicados sus requerimientos, la diferencia radica en que la ANSI/AISC 341-10 especifica que además puede ser aplicado en cualquier entrepiso donde la relación de resistencia minorada entre solicitaciones mayoradas sea mayor que el 50% del entrepiso superior contiguo.</p> <p>Los resultados arrojaron una notable dispersión de datos entre el software de cálculo y las hojas programadas, igual a un 84%.</p>
--	---	--

<p>Conexiones Viga-Columna con arriostramiento lateral</p> <p>Se permite asumir que una columna tiene remanente de su resistencia elástica fuera de la zona del panel cuando la relación de momento en el nodo, conforme al criterio Columna fuerte- Viga débil, cumple lo siguiente:</p> <p style="text-align: center;">_____</p>	<p>Conexiones Viga-Columna con arriostramiento lateral</p> <p>En la conexión Viga-Columna las alas de la columna se arriostrarán lateralmente solamente en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestra que fuera de la zona del panel, la columna permanece elástica bajo cualquiera de las siguientes condiciones:</p> <p style="text-align: center;">- La relación de momentos en el nodo es mayor que 1.25.</p> <p style="text-align: center;">_____</p>	<p>Cuando las relaciones descritas por ambas Normativas no se cumplan, se presenta una serie de disposiciones, pero la COVENIN 1618:1998 hace especial énfasis en que las columnas deben permanecer elásticas, y luego de sobrepasar ese límite se aplicaran dichas disposiciones; las cuales son iguales en ambas Normativas.</p>
<p>Arriostramiento Lateral en Vigas</p> <p>Las vigas deben cumplir con la condición de Secciones de Alta Ductilidad (Compacta Sísmicas), conforme a la Sección D.1.2.b. Los</p>	<p>Arriostramiento Lateral en Vigas</p> <p>Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud</p>	<p>Ambas Normativas señalan las condiciones en las cuales se deben usar arriostramientos en vigas para evitar el</p>

<p>arriostramientos deberán tener una separación máxima de:</p> <p style="text-align: center;">—</p>	<p>no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de:</p> <p style="text-align: center;">—</p>	<p>pandeo lateral torsional.</p> <p>Adicionalmente, se deben agregar soportes laterales en vigas en zonas donde existan fuerzas concentradas, cambios en el área gruesa o donde el análisis indique que se puedan formar rotulas plásticas durante las deformaciones inelásticas en la presencia de un evento sísmico, respetando las zonas protegidas.</p>
--	---	---

Norma ANSI/AISC 341-10	COVENIN 1618:1998	OBSERVACIONES
<p>Resistencia requerida en la zona del panel</p> <p>Para el cálculo del corte requerido en la zona del panel, se usaran:</p>	<p>Resistencia requerida en la zona del panel</p> <p>Para el cálculo del corte requerido en la zona del panel, se usaran:</p>	<p>Mientras que la Normativa ANSI/AISC 341-10 considera dos filosóficas de diseño para el uso del factor de minoración; la Fondonorma</p>

		<p>1618:1998 coloca un factor de minoración general.</p> <p>Para luego evaluar dos condiciones bordes, para finalmente determinar el corte requerido.</p>
<p>Planchas de Continuidad</p> <p>En la uniones Viga-Columna en sistemas SMF deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parametros minimos para determinar el espesor de las planchas de continuidad (que se postulan a continuacion:</p> <p>- Para las conexiones viga-columna en una sola cara el espesor de la plancha de continuidad sera al menos un medio del espesor del</p>	<p>Planchas de Continuidad</p> <p>Las planchas de continuidad a usar serán equiparables a las usadas en las conexiones ensayadas.</p>	<p>Existe un marcado vacío de información en la COVENIN 1618:1998 con respecto al tópico de planchas de continuidad; mientras que la ANSI/AISC 360-10 presenta una serie de especificación y formulaciones, además de condiciones y requerimientos para el uso de las mismas.</p>

<p>ala de la viga que se conecta a la columna.</p> <p>- Para uniones de Viga-Columnas en ambas caras el espesor de la Plancha de Continuidad debe ser como mínimo el mayor de los espesores de las alas de las vigas a cada lado de la columna, y al igual deben cumplir las especificaciones de la Sección J.10.</p> <p>Se pudiera omitir el uso de Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:</p> <p>- Si al realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la Columna debido a los Momentos Máximos</p>		
---	--	--

<p>Probables provenientes de las vigas.</p> <p>- Si se cumple que:</p> <p>_____</p> <p> _____</p> <p> _____</p>		
---	--	--

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Al describir los lineamientos técnicos de cada Normativa se evidenció que para el diseño de pórticos especiales a momentos existen muchas similitudes, pero cada documento expone distintas disposiciones y casos para su aplicación, teniendo autonomía el uno del otro. Sin embargo, en el documento COVENIN 1618:1998 se encontraron deficiencias debido a la falta de actualización que presenta, ya que en los códigos internacionales se utilizan parámetros, formulaciones y coeficientes, que hacen el diseño y cálculo más preciso, al igual que se encontraron vacíos de información en tópicos de gran envergadura para el diseño.

Por otro lado se observaron dispersiones en los datos entre la hoja de cálculo y el Software Etabs, como la relación columna fuerte-viga débil la cual depende del tipo de conexión, para esto la interfaz del software no toma en cuenta las variaciones que se pueden obtener debido a ello arrojando así variaciones importantes. Así como también, las limitaciones en vigas y columnas las cuales no tuvieron un porcentaje de variación relevante.

2. El diseño en acero depende de una serie de requisitos que garanticen el adecuado funcionamiento de los sistemas estructurales, para lo cual se hace indispensable tener una planificación efectiva, por ello se realizaron flujogramas y tablas resumen, para optimizar y simplificar el diseño en acero estructural.
3. Se aplicaron los lineamientos técnicos normativos y metodologías de diseño correspondiente a cada Normativa a un sistema estructural, con lo cual se pudieron contrastar las diferencias y similitudes al aplicar cada filosofía, y a su vez se vieron reflejados las variaciones en razón de precisión de cálculo y diseño.

4. La programación de hojas de cálculo es de gran ayuda en el diseño de sistemas estructurales, al brindar la posibilidad de disminuir el tiempo y tener mayor eficiencia en el cálculo.
5. Con el empleo de cuadros comparativos se hizo posible el contrastar los resultados provenientes de la aplicación de las diferentes Normativas, mostrándose las desviaciones entre una y otra; destacando que el documento normativo COVENIN 1618:1998 presenta vacíos de información, de tópicos fundamentales para el cálculo de sistemas estructurales que en su aplicación, redundan en un diseño deficiente y un comportamiento fuera de los lineamientos internacionales, los cuales han sido probados por ensayos calificados.
6. El Software de cálculo Etabs v16 basa sus resultados en la Normativa ANSI/AISC 341-10 y 360-10, sin embargo toma consideraciones generales para casos de análisis específicos, arrojando así errores, ya que realiza un análisis macro de la estructura, quedando el análisis a detalle de cada miembro de manera menos específica.

Recomendaciones

1. El diseño sismorresistente en acero está ampliamente fundamentado con ensayos y análisis de eventos sísmicos ocurridos alrededor del mundo, por ello en muchos países desarrollados, la industria de la construcción en acero representa un porcentaje más elevado con respecto a las estructuras de concreto armado, debido a su rapidez de ensamblaje y mejor nivel de detallado, así como mayor precisión en la resistencia de perfiles y planchas.

Una de las ventajas del adecuado diseño sismorresistente, es el de localizar las posibles fallas en elementos fusibles sin que esto afecte la estabilidad de la estructura,

en caso de un evento sísmico crítico, y se garantice la seguridad de los ocupantes y disminuir las pérdidas económicas.

2. Si bien se emplean las Normativas internacionales para el diseño y análisis estructural, se debe considerar la normativa sísmica por la cual se rige todo el territorio nacional, con el fin de cumplir con los criterios dinámicos de las estructuras, como control de derivas y modos de vibración.
3. El uso de herramientas como lo son los Softwares de cálculo estructural, como Etabs v16, se hace cada vez más indispensable en el análisis estructural ya que incluye un amplio rango de comportamientos no lineales y evaluación sofisticada del comportamiento sísmico.
4. Es necesaria la actualización de la Normativa Venezolana con respecto a coeficientes y parámetros que rigen a los sistemas de pórticos especiales a momentos, así como también la inclusión de formulaciones y disposiciones para el diseño de planchas de continuidad, ya que son elementos indispensables para estos sistemas.
5. El diseño de conexiones es de gran importancia ya que garantizan el comportamiento adecuado de las estructuras, esto se debe a que la mayoría del diseño está condicionado por las capacidades de los elementos, para asegurar que la conexión no falle antes los mismos. Por ello se recomienda realizar un estudio más profundo de las conexiones precalificadas por la AISC.

También se hace una invitación a profundizar el estudio de los distintos sistemas estructurales en acero, así como también sobre el proceso de construcción, para conocer de una manera amplia y detallada los métodos y técnicas para la elaboración de planos de construcción y de taller.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bendito Torrija, América (2010). Introducción a Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero, Método de los Estados Límites. Primera Edición. Mérida. Vicerrectorado Administrativo de la Universidad de los Andes.

Universidad Central de Venezuela (2009). Elaboración de un Manual de Diseño Sismorresistente de Edificaciones en Acero bajo los Sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05. Caracas. Molina Mata, Jesús Enrique.

AISC/ANSI 360 (2010). "Specification for Structural Steel Buildings". Norma. Farmington Hills. U.S.A.

AISC/ANSI 341 (2010). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". Norma. Farmington Hills. U.S.A.

UPEL (2006): "Manual de Trabajos de Grado de Especialización, Maestría y Tesis Doctorales". Universidad Pedagógica Experimental Libertador. Caracas. Venezuela.

Sierra Bravo., R. (2001): "Técnicas de Investigación Social". Teoría y Ejercicios. Decimocuarta edición. Thomson Editores Spain. España.

COVENIN-MINDUR (1756-2001): "Edificaciones Sismorresistentes". Norma. Caracas. Venezuela.

COVENIN-MINDUR (2002-1988): "Criterios y Acciones Mínimas Para el Proyecto de Edificaciones". Norma. Caracas. Venezuela.

Fratelli, M (2003): "Diseño de Estructuras Metálicas. Estados Límites LRFD". Caracas. Venezuela.

Vinnakota, S (2006): "Estructuras de Acero. Comportamiento y LRFD". Distrito Federal. México.

APÉNDICES

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm ²	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	mm		
IPE 80	6	8	80	46	5.2	3.8	5	80	20	3.24	23.2	8.5	3.69	1.05	5.8	10	35	
IPE 100	8	10	100	55	5.7	4.1	7	171	34	4.07	39.4	15.9	5.78	1.24	9.2	15	40	
IPE 120	10	13	120	64	6.3	4.4	7	318	53	4.90	60.7	27.6	8.64	1.45	13.6	15	40	
IPE 140	13	16	140	73	6.9	4.7	7	541	77	5.74	88.3	44.9	12.30	1.65	19.3	15	45	
IPE 160	16	20	160	82	7.4	5.0	9	869	109	6.58	124	68.2	16.60	1.84	26.2	20	50	
IPE 180	19	24	180	91	8.0	5.3	9	1320	146	7.42	166	101	22.10	2.05	34.7	20	55	
IPE 200	22	29	200	100	8.5	5.6	12	1940	194	8.26	221	142	28.40	2.23	44.9	25	60	60
IPE 220	26	33	220	110	9.2	5.9	12	2770	252	9.11	285	205	37.20	2.48	58.4	25	65	60
IPE 240	31	39	240	120	9.8	6.2	15	3890	324	9.97	367	283	47.20	2.69	74.4	25	70	60
IPE 270	36	46	270	135	10.2	6.6	15	5790	429	11.20	484	419	62.10	3.02	97.4	25	75	70
IPE 300	42	54	300	150	10.7	7.1	15	8360	429	12.50	628	603	80.40	3.35	126	30	85	90
IPE 330	49	63	330	160	11.5	7.5	18	11800	557	13.70	804	787	98.40	3.55	154	30	90	90
IPE 360	57	73	360	170	12.7	8.0	18	16300	713	15.00	1019	1040	123.00	3.79	192	35	95	90
IPE 400	66	85	400	180	13.5	8.6	21	23100	904	16.50	1307	1320	146.00	3.95	230	35	100	90
IPE 450	78	99	450	190	14.6	9.4	21	33700	1160	18.50	1701	1670	176.00	4.12	278	40	105	90
IPE 500	91	116	500	200	16.0	10.2	21	48200	1930	20.40	2194	2140	214.00	4.30	337	40	105	90
IPE 550	108	134	550	210	17.2	11.1	24	67100	2440	22.30	2787	2680	254.00	4.45	403	45	110	140
IPE 600	122	156	600	220	19.0	12.0	24	92100	3070	24.30	3512	3380	308.00	4.66	488	45	115	140

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm ²	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	mm		
HEA 100	17	21	96	100	8.0	5.0	12	349	73	4.05	83.0	134	26.70	2.51	41.4	20	60	60
HEA 120	20	25	114	120	8.0	5.0	12	606	106	4.89	119	231	38.40	3.02	56.1	20	70	60
HEA 140	25	31	133	140	8.5	5.5	12	1030	155	5.73	173	389	55.60	3.52	85.1	25	80	70
HEA 160	30	39	152	160	9.0	6.0	15	1670	220	6.57	245	615	76.90	3.98	118	25	90	90
HEA 180	36	45	171	180	9.5	6.0	15	2510	294	7.45	325	924	103.00	4.52	157	25	100	90
HEA 200	42	54	190	200	10.0	6.5	18	3690	389	8.28	429	1330	133.00	4.98	205	30	110	90
HEA 220	51	64	210	220	11.0	7.0	18	5410	515	9.17	568	1950	178.00	5.51	271	30	120	140
HEA 240	60	77	230	240	12.0	7.5	21	7760	675	10.10	744	2770	231.00	6.00	353	35	130	140
HEA 260	68	87	250	260	12.5	7.5	24	10500	836	11.00	919	3660	282.00	6.50	432	40	140	140
HEA 280	76	97	270	280	13.0	8.0	24	13700	1010	11.90	1112	4760	340.00	7.00	520	40	150	140
HEA 300	88	113	290	300	14.0	8.5	27	18300	1260	12.70	1383	6310	420.00	7.49	644	45	160	140
HEA 320	98	124	310	300	15.5	9.0	27	22900	1490	13.60	1627	6980	465.00	7.49	712	45	160	140
HEA 340	105	133	330	300	16.5	9.5	27	27700	1680	14.40	1850	7430	495.00	7.46	759	45	160	140
HEA 360	112	143	350	300	17.5	10.0	27	33100	1890	15.20	2088	7880	525.00	7.43	805	45	155	140
HEA 400	125	159	390	300	19.0	11.0	27	45100	2310	16.80	2561	8560	571.00	7.34	876	50	155	140
HEA 450	140	178	440	300	21.0	11.5	27	63700	2900	18.90	3215	9460	631.00	7.29	969	50	155	140
HEA 500	155	198	490	300	23.0	12.0	27	87000	3550	21.00	3948	10400	691.00	7.24	1063	50	155	140
HEA 550	166	212	540	300	24.0	12.5	27	112000	4150	23.00	4621	10800	721.00	7.15	1111	55	155	140
HEA 600	178	226	590	300	25.0	13.0	27	141000	4790	25.00	5350	11300	751.00	7.05	1160	55	155	140
HEA 650	190	242	640	300	26.0	13.5	27	175000	5470	26.90	6136	11700	781.00	6.96	1209	55	155	140
HEA 700	204	260	690	300	27.0	14.5	27	215000	6240	28.70	7031	12200	812.00	6.84	1261	55	155	140
HEA 800	224	286	790	300	28.0	15.0	30	303000	7680	32.60	8699	12600	842.00	6.65	1318	60	155	140
HEA 900	252	321	890	300	30.0	16.0	30	422000	9480	36.30	10810	13500	903.00	6.50	1421	60	155	140
HEA 1000	272	347	990	300	31.0	16.5	30	554000	11200	40.00	12823	14000	933.00	6.35	1476	65	155	140

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm ²	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	mm		
HEB 100	20	26	100	100	10	6	12	450	90	4.16	104	167	33.4	2.53	51.7	25	60	60
HEB 120	27	34	120	120	11	6.5	12	664	144	5.04	165	318	52.90	3.06	81.3	25	70	60
HEB 140	34	43	140	140	12	7	12	1510	216	5.93	245	550	78.50	3.58	120	25	80	70
HEB 160	43	54	160	160	13	8	15	2490	311	6.78	354	899	111	4.05	171	30	90	90
HEB 180	51	65	180	180	14	8.5	15	3830	426	7.66	481	1360	151	4.57	232	30	100	90
HEB 200	61	78	200	200	15	9	18	5700	570	8.74	642	2000	200	5.24	307	35	110	90
HEB 220	72	91	220	220	16	9.5	18	8090	736	9.43	827	2840	258	5.59	395	35	120	140
HEB 240	83	106	240	240	17	10	21	11260	938	10.30	1053	3920	327	6.08	500	40	125	140
HEB 260	93	118	260	260	17.5	10	24	14900	1150	11.20	1282	5135	395	6.58	605	45	135	140
HEB 280	103	131	280	280	18	10.5	24	19300	1380	12.10	1534	6600	471	7.09	720	45	145	140
HEB 300	117	149	300	300	19	11	27	25200	1680	13.00	1868	8560	571	7.58	873	50	155	140
HEB 320	127	161	320	300	20.5	11.5	27	30900	1930	13.80	2149	9240	616	7.57	943	50	155	140
HEB 340	134	171	340	300	21.5	12	27	36700	2160	14.60	2407	9990	646	7.53	999	50	155	140
HEB 360	142	181	360	300	22.5	12.5	27	43200	2400	15.50	2682	10140	676	7.49	1036	50	155	140
HEB 400	155	198	400	300	24	13.5	27	57700	2880	17.10	3231	10800	721	7.40	1108	55	155	140
HEB 450	171	218	450	300	26	14	27	79900	3550	19.10	3982	11700	781	7.33	1202	55	155	140
HEB 500	187	239	500	300	28	14.5	27	107200	4290	21.20	4814	12600	841	7.27	1297	55	155	140
HEB 550	199	254	550	300	29	15	27	136700	4970	23.20	5590	13100	871	7.17	1346	60	155	140
HEB 600	212	270	600	300	30	15.5	27	171000	5700	25.20	6424	13500	902	7.08	1396	60	155	140
HEB 650	225	286	650	300	31	16	27	210800	6480	27.10	7319	14000	932	7.00	1447	60	155	140
HEB 700	241	306	700	300	32	17	27	256900	7340	29.00	8326	14400	962	6.87	1500	60	155	140
HEB 800	262	334	800	300	33	17.5	30	359100	8980	32.80	10228	14900	993	6.68	1560	65	155	140
HEB 900	291	371	900	300	35	18.5	30	494100	11000	36.50	12583	15800	1050	6.53	1666	65	155	140
HEB 1000	314	400	1000	300	36	19	30	644700	12900	40.10	14854	16300	1080	6.38	1724	70	155	140

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm ²	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	mm		
VP 120	10	12	120	100	4.5	3		335	56	5.21	61	75	15.00	2.47	23	10	60	
VP 140	12	16	140	100	6	3		562	85	6.11	93	100	20.00	2.51	30	10	60	
VP 160	16	21	160	100	6	6		874	109	6.47	125	100	20.00	2.19	31	10	60	
VP 175	18	22	175	125	6	4.5		1230	141	7.43	157	195	31.30	2.96	48	10	70	
VP 200	24	31	200	125	9	4.5		2280	228	8.62	252	293	46.90	3.09	71	10	70	
VP 250	29	37	250	150	9	4.5		4390	351	10.80	386	506	67.50	3.68	102	10	85	
VP 300	41	53	300	150	12	6		8520	568	12.70	633	676	90.10	3.58	137	15	85	
VP 350	48	62	350	175	12	6		13700	785	14.90	869	1070	123.00	4.17	187	15	95	
VP 400	55	71	400	200	12	6		20730	1040	17.10	1143	1600	160.00	4.76	243	15	110	
VP 420	66	84	420	200	12	9		24600	1170	17.20	1332	1600	160.00	4.38	248	15	110	
CP 140	26	33	140	140	9	6		1170	168	6.00	187	412	58.80	3.56	89	10	80	
CP 160	29	37	160	160	9	6		1790	223	6.92	246	615	76.80	4.06	116	10	90	
CP 180	33	42	180	180	9	6		2580	287	7.83	316	875	97.20	4.56	147	10	100	
CP 200	46	59	200	200	12	6		4520	452	8.79	498	1600	160.00	5.23	242	15	110	
CP 220	51	65	220	220	12	6		6090	554	9.72	607	2130	194.00	5.74	292	15	120	
CP 240	60	77	240	240	12	9		8250	687	10.40	762	2770	231.00	6.00	350	15	130	
CP 260	66	84	260	260	12	9		10600	815	11.30	899	3520	271.00	6.48	410	15	140	

Designación	Pto. Cedente Fy Kg/cm2.	Esfuerzo Último Fu Kg/cm2.	Ry	Rt
AE 25	2500	3700	1.5	1.2
AE 35	3500	5500	1.3	1.1
ASTM - A 36	2530	4080	1.5	1.2
ASTM - A 572. Gr 42	2950	4220	1.3	1.1
ASTM - A 572. Gr 50	3515	4570	1.1	1.1
ASTM - A 572. Gr 55	3870	4920	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 50	3515	4220	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 60	4220	5273	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 65	4570	5625	1.1	1.1
ASTM - A 588	3515	4920	1.1	1.1
ASTM - A 992	3515	4570	1.1	1.1
ASTM - A 529. Gr 50	3515	4570	1.2	1.2
ASTM - A 529. Gr 55	3870	4920	1.1	1.2

APÉNDICE 6. MÍNIMAS CARGAS VARIABLES DISTRIBUIDAS (COVENIN 2002-88)

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES																
	A. AREAS PUBLICAS <small>parques, comedores, vestuarios, salas de estar</small>	B. AREAS PRIVADAS <small>oficinas, salas, quioscos, cocinas, lavabos, servicios y mantenimiento(1)</small>	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L > 20 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES, PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTUARIOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS			N. DEPÓSITOS EN GENERAL	O. TECHOS
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES HOTELERÍA, MOTELES, CLUBES	300			500	100	300		300		(6)	175						
	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)			
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TÉCNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)			
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA, TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)			
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES, CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)			
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)			
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPÓSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPÓSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORQUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)			
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)			
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (11), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)			
40 kg/m ² (10)																	
Techos con pendiente																	
-15% : 100 kg/m ²																	
15% : 50 kg/m ²																	