



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“REVISIÓN DE DIMENSIONES MÍNIMAS DE DISEÑO DE PÓRTICOS DE
ACERO ESTRUCTURAL CON PERFILES DOBLADOS EN FRÍO”

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

MIRIAM ROCIO QUISHPI TENESACA

JUAN CARLOS LASSO CHICAIZA

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2015

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por guiarme y permitirme finalizar esta etapa de mi vida. A mis padres Segundo Quishpi Obando y Juana Tenesaca Quishpe, mis hermanas, Esther, Génesis, Rebeca, mi sobrina Nathaly que siempre me brindaron su apoyo. A mi director de tesis MS.c José Barros Cabezas, quien fue nuestro guía brindando sus conocimientos y apoyo incondicional. A mis amigos que me brindaron su amistad en mi vida universitaria.

Miriam Rocío Quishpi Tenesaca

DEDICATORIA

A Dios, a mi Mama, por su esfuerzo y dedicación para ayudarme terminar mi carrera, mis hermanas especialmente a Génesis, que es mi inspiración, a mis amigos por ser mi apoyo incondicional.

Miriam Rocío Quishpi Tenesaca

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme bendecido permitiéndome llegar a este punto importante en mi vida.

A mis padres José Lasso Guamán y Adela Chicaiza Yungan, cuyo ejemplo y esfuerzo me dio la motivación para alcanzar esta meta. A mis hermanos, quienes me brindaron su apoyo incondicional.

A mi director de Tesis MSc. José Barros Cabezas, por guiarnos académicamente en el desarrollo de esta tesis. A mis profesores cuyos conocimientos y disposición ayudo en mi formación y a mis compañeros por la amistad y apoyo imperecedero.

Juan Carlos Lasso Chicaiza.

DEDICATORIA

A mis padres a quienes estoy agradecido por haberme enseñado el significado del esfuerzo y la dedicación y a mis hermanos por estar siempre conmigo. Por ser las personas más admirables e importantes en mi vida.

Juan Carlos Lasso Chicaiza.

.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



Dr. Carlos Rodríguez D.
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL.



MS.c José Barros C.
DIRECTOR DE TESIS.



Dr. Pedro Rojas C.
VOCAL PRINCIPAL.

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad por los hechos y doctrinas expuestas en este Proyecto de Graduación, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.

(Reglamento de Graduación de la ESPOL).



MIRIAM ROCÍO QUISHPI TENESACA



JUAN CARLOS LASSO CHICAIZA

RESUMEN

Los perfiles laminados en frío, si bien poseen ciertas similitudes en sus propiedades, no se pueden tratar como a los laminados en caliente, puesto que estos elementos delgados se pandean antes de conseguir alcanzar el momento plástico. La norma AISI S100 considera este fenómeno ofreciéndonos dos métodos de diseño (1) Método de anchos efectivos (2) Método de rigidez directa. En el presente trabajo se revisa la posibilidad de diseñar edificios de pórticos sismo-resistentes de un piso con perfiles laminados en frío, utilizando el método de anchos efectivos para el diseño de los elementos estructurales.

Se utiliza el análisis estático no lineal (pushover) según lo establecido en la norma ASCE 41-06 (considerando el método simplificado), con el objetivo de verificar el cumplimiento del criterio de desempeño de prevención de colapso con el ASCE 41-06 y parcialmente con el FEMA P-695.

Los resultados obtenidos nos permiten considerar que el sistema resistente a momentos planteado, cumple con el criterio de desempeño de prevención de colapso, tanto para el diseño realizado con un factor de reducción de respuesta $R=1$ y $R=3.5$, por lo tanto utilizar este último nos permite tener estructuras con un nivel de seguridad adecuado y económicas.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ÍNDICE GENERAL.....	II
ABREVIATURAS.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	V
ÍNDICE TABLAS	VII
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.2.1 <i>Objetivo General</i>	5
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	5
1.3 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO	5
2 ANTECEDENTES	8
2.1 GENERALIDADES.....	8
2.2 NORMA ASCE/SEI 41.....	10
2.2.1 <i>TIPOS DE COMPORTAMIENTOS</i>	10
2.2.2 <i>CRITERIOS DE ACEPTACIÓN</i>	12
2.3 NORMA ASCE/SEI 7.....	13
2.3.1 <i>ESPECTRO DE DISEÑO</i>	14
2.4 REQUISITOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MARCOS DE ACERO ESTRUCTURAL.....	19
2.4.1 <i>APLICABILIDAD</i>	19
2.4.2 <i>FILOSOFÍAS DE DISEÑO</i>	20
2.4.3 <i>ELEMENTOS</i>	20
2.4.4 <i>Resistencias de diseño</i>	25
2.4.5 <i>DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS</i>	32
2.5 MODELOS NO LINEALES DE ESTRUCTURAS ACERO ESTRUCTURAL	35
2.5.1 <i>Modelo de rótulas a flexión de elementos viga-columna</i>	37
2.5.2 <i>Aplicación del modelo en el Pandeo local</i>	40
2.6 PROGRAMA OPENSEES.	42
3 CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO.....	43
3.1 GENERALIDADES.....	43
3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL	44
3.2.1 <i>LÍMITE DE FLUENCIA, RESISTENCIA ÚLTIMA</i>	44
3.2.2 <i>MÓDULO DE ELASTICIDAD</i>	45
3.2.3 <i>DUCTILIDAD</i>	46
3.2.4 <i>SOLDABILIDAD</i>	46
3.2.5 <i>RESISTENCIA A LA FATIGA</i>	47
3.2.6 <i>TENACIDAD</i>	47
3.2.7 <i>DURABILIDAD</i>	48
3.3 RECOPIACIÓN DE GEOMETRÍA TÍPICA DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO.	48
3.4 PERFILES DE ACERO TÍPICOS DE ESTRUCTURA EN ESTUDIO	50
3.4.1 <i>Tube Estructural Cuadrado</i>	50

3.4.2	<i>Tubo Estructural Rectangular</i>	53
3.4.3	<i>Perfil Estructural Correas G</i>	55
3.5	ARQUETIPOS DE DISEÑO.....	57
3.5.1	<i>SELECCIÓN DE ARQUETIPOS</i>	57
3.5.2	<i>Configuración estructural</i>	58
4	DISEÑO ESTRUCTURAL DE ARQUETIPOS	60
4.1	GENERALIDADES.....	60
4.2	DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA.....	61
4.2.1	<i>CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS</i>	61
4.2.2	<i>COMBINACIONES DE CARGA</i>	62
4.2.3	<i>CONSIDERACIONES DE LOS MODELOS DE DISEÑO</i>	63
4.2.4	<i>DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGA Y COLUMNA</i>	63
4.3	OBSERVACIONES A LOS DISEÑOS REALIZADOS.....	67
4.4	COMPARACIÓN DE DISEÑOS REALIZADOS VS. DISEÑOS TÍPICOS EN EL MERCADO.....	68
5	EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO	71
5.1	GENERALIDADES.....	71
5.2	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN ASCE/SEI 41-06.....	72
5.2.1	<i>BASES DEL PROCEDIMIENTO</i>	72
5.2.2	<i>MODELADO Y CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS</i>	72
5.2.3	<i>MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL PÓRTICO TIPO, USANDO EL SOFTWARE OPENSEES</i>	74
5.2.4	<i>PARÁMETROS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) CONSIDERANDO LA METODOLOGÍA FEMA P-695</i>	84
5.3	COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ENTRE DISEÑOS REALIZADOS Y DISEÑOS TÍPICOS DEL MERCADO.....	86
6	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	88
6.1	RESULTADOS.....	88
6.2	CONCLUSIONES.....	91
6.3	RECOMENDACIONES.....	92
7	ANEXOS	93
8	REFERENCIAS	109

ABREVIATURAS

AISI	American Iron and Steel Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
SEI	Structural Engineering Institute
CFS	Cold Formed Steel
NEES	Network for Earthquake Engineering Simulation
SBMF	Special Bolted Moment Frame
LFD	Método de los factores de carga
LRFD	Método de factores de carga y resistencia
ASD	Método de los esfuerzos admisibles
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center
AISC	American Institute of Steel Construction
FEMA	Federal Emergency Management Agency

ÌNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Sección compuesta por dos perfiles tipo G soldados.....	2
Figura 1.3: Fenómeno de pandeo en elementos de la sección (alas y alma) sometidos a compresión (AISI 1996).....	4
Figura 2.1: Curva Tipo 1 (ASCE 41-06).....	11
Figura 2.2: Curva Tipo 2, ASCE 41-06	11
Figura 2.3: Curva Tipo 3, ASCE 41-06	12
Figura 2.4: Espectro de respuesta (ASCE 7-10).....	19
Figura 2.5: Ancho efectivo de elementos, AISI 2007.....	23
Figura 2.6: Ancho efectivo de elementos sometidos a gradiente de esfuerzos, AISI 1996	25
Figura 2.7: Rigidizadores transversales, AISI S100.....	29
Figura 2.8: Componente de la Curva fuerza-deformación 1, ASCE/SEI 41-07	36
Figura 2.9: Ajustes típicos de los ensayos de pandeo local de 8C068-4E5W, Yu y Schafer (2003, 2006).....	39
Figura 2.10: Modelo 1a, D. Ayhan, B.W. Schafer 2012.....	40
Figura 3.1: Curva Esfuerzo-Deformación de una plancha de acero al carbono de fluencia gradual, (Comentario AISI, 1996).....	45
Figura 3.2: Curva Esfuerzo-Deformación Comentario (AISI, 1996)	46
Figura 3.3: Edificación de 2 plantas para uso de locales comerciales	49
Figura 3.4: Vista en planta de Edificación de 2 pisos.....	49

Figura 3.5: Edificación de 1 planta para uso de Talleres	50
Figura 3.6: Parámetros y Variables en Arquetipos de Diseño	59
Figura 4.1: Diagrama de interacción considera cargas axiales y momento.	65
Figura 4.2: Diagramas de Interacción columna (Flexo compresión) Arquetipo 1.	65
Figura 4.3: Diagrama de Interacción de Vigas (Flexión) Arquetipo 1.	66
Figura 5.1: Modelo de deterioración; (a) curva mono tónica; (b) modos básicos de deterioración cíclica, CFS-NEES	75
Figura 5.2: Modelo constitutivo del Arquetipo 1.	76
Figura 5.3: Esquema del pórtico modelado.....	83
Figura 5.4: Esquema de la unión	83
Figura 8.1: Columna del Arquetipo 6	93
Figura 8.2: Sección efectiva de la Columna del Arquetipo 6.....	96
Figura 8.3: Sección efectiva del Alma de la Columna del Arquetipo 6	100
Figura 8.4: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 1.....	105
Figura 8.5: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 2.....	105
Figura 8.6: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 3.....	106
Figura 8.7: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 4.....	106

Figura 8.8: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 5.....	107
Figura 8.9: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 6.....	107
Figura 8.10: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 7.....	108
Figura 8.11: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 8.....	108

ÌNDICE TABLAS

Tabla I. Tabla de coeficientes F_a , ASCE 7-10	15
--	----

Tabla II. Tabla de coeficiente F_v , ASCE 7-10.....	16
Tabla III: Factores de resistencia y seguridad, AISI-S100	20
Tabla IV: Factores de Longitud efectiva, k, para miembros comprimidos concéntricamente, AISI 1996	31
<i>Tabla V factores de resistencia definidos en la Tabla</i>	33
Tabla VI: Expresiones de diseño para el Pandeo Local, (D. Ayhan, B.W. Schafer ,2012)	41
Tabla VII: Especificaciones Tubo estructural cuadrado, DIPAC	52
Tabla VIII: Especificaciones tubo estructural Rectangular, DIPAC	54
Tabla IX: Variables de diseño y rangos considerados	58
Tabla X: Configuraciones estructurales de los Arquetipos de Diseño	59
Tabla XI: Cortantes de diseños de los Arquetipos	62
Tabla XII: Resumen de diseños de los Arquetipo.	66
Tabla XIII: Desplazamientos elástico e inelástico de los arquetipos	67
Tabla XIV: Relaciones M_{nc}/M_{nb}	68
Tabla XV: Comparación de dimensiones mínimas permitidas por AISI S100, AISI S110, de un diseño del mercado y el diseño planteado en esta investigación (Arq. 5 y Arq. 6).	69
Tabla XVI: Comparación de resistencias nominales de secciones mínimas especificadas en AISI S100, AISI S110, de un diseño del mercado y los diseños planteados en esta investigación (Arq. 5 y Arq. 6).....	70
Tabla XVII: Parámetros de los modelos constitutivos	79

Tabla XVIII: Parámetros del Modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler.....	80
Tabla XIX: Resultados de análisis estáticos no lineales.....	85
Tabla XX: Niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-07.....	89
Tabla XXI: Comparación con arquetipo 5.....	90
Tabla XXII: Comparación con arquetipo 6.....	90

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Los perfiles obtenidos del doblado en frío ofrecen secciones con características geométricas eficientes, además de su bajo peso. Usualmente son utilizados en galpones industriales donde los elementos estructurales generalmente se confeccionan en taller. Debido a las características antes mencionadas también se utilizan en edificaciones de baja y mediana altura, en donde los elementos estructurales se obtienen a partir de la unión de dos correas soldadas (**ver figura 1.1**) las cuales en su mayoría se sueldan en obra.

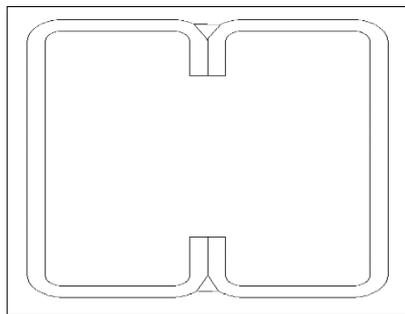


Figura 1.1: Sección compuesta por dos perfiles tipo G soldados

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico, lo que ha provocado la destrucción de ciudades como Riobamba e Ibarra, con la muerte de más de 60000 personas (Yépez H. et al 1998). Además según estudios existe la probabilidad de sismos en Quito (EPN et al 1994), Guayaquil (Argudo J. et al, 1999) y Cuenca (García et al 2000), por esta razón es necesario considerar las fuerzas laterales inducidas a estructuras durante un evento sísmico.

En el año 2008 Cassagne llevo a cabo un muestreo de varios edificios metálicos construidos en la ciudad de Guayaquil. El muestreo realizado fue de dos tipos: levantamiento y observación. En el caso de los levantamientos, se realizaron inspecciones minuciosas a los edificios mientras que en el caso de las observaciones, estas fueron solamente visuales, generalmente desde el exterior del edificio. Como resultado se hallaron detalles y diseños constructivos pobres, los cuales están

estrechamente relacionados a fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismo.

Para el caso de estructuras conformadas por elementos doblados en frío en la actualidad se presentan detalles constructivos proporcionados por los mismos fabricantes. Estos detalles no son suficientes para asegurar un correcto desempeño de este tipo de estructuras, ya que por su naturaleza relación ancho espesor altos, tienden a pandearse, lo que podría llevar a una falla no dúctil aun en presencia de detalles constructivos adecuados.

Por lo tanto es necesario un análisis que considere el pandeo de los elementos de la sección (**ver Figura 1.3**), cuando ésta es sometida a los esfuerzos de diseño e incluso por encima de ellos, para poder definir el nivel de seguridad que brinda este tipo de estructura y de su aplicabilidad en medios susceptibles a sismos.

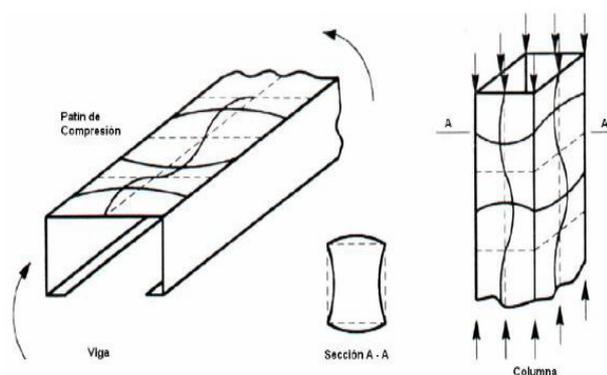


Figura 1.2: Fenómeno de pandeo en elementos de la sección (alas y alma) sometidos a compresión (AISI 1996)

En la presente investigación se seguirán los pasos iniciales planteados por la metodología Fema P-695, “Quantification of Building Seismic Performance Factors”, publicada en el 2009 para la evaluación objetiva de sistemas resistentes a carga laterales.

En general se determinarán las cargas sísmicas y gravitacionales así como sus respectivas combinaciones definidas en la norma ASCE/SEI 7-10; para el diseño de los elementos estructurales se utilizará el método de anchos efectivos especificados en la norma AISI S100, también se realizará una revisión bibliográfica para la caracterización de la curva de comportamiento momento-rotación, finalmente se realizará un análisis estático no lineal conocido como Pushover normado por ASCE 41-06 el cual nos permite una evaluación del desempeño, que tiene como fin asegurar la integridad de una estructura para su evacuación en un evento sísmico.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

- Revisión de dimensiones de perfiles doblados en frío para Pórticos de Acero Sismo-resistentes según las normas vigentes para edificaciones de baja altura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Definir criterios de diseño, comportamiento estructural y características de un Pórtico Sismo-resistente con perfiles doblado en frío.
- Revisión bibliográfica para definir el modelo constitutivo más adecuado para representar el comportamiento no-lineal de elementos de acero doblado en frío.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Este documento presenta los resultados del inicio de la revisión sobre la posibilidad de generar un Diseño de Pórticos resistentes a momentos con Perfiles Dobladados en Frío para estructuras sismo-resistentes de una planta, haciendo uso parcial de las recomendaciones de la Metodología FEMA P-695.

El documento se compone del presente Capítulo de introducción; el Capítulo de antecedentes que contiene un resumen del marco teórico, las normas utilizadas y requisitos de diseño; los tres Capítulos posteriores detallan la caracterización de los comportamientos, Diseño estructural de los arquetipos y La evaluación del

desempeño, respectivamente; el Capítulo final muestra las conclusiones y recomendaciones obtenidas en esta investigación. En los Anexos se incluyen gráficos de los resultados del análisis y de los diseños que se realizaron durante el desarrollo de este trabajo.

En el Capítulo 2 incluye un resumen de las recomendaciones de las Normas ASCE/SEI 7-10 y ASCE/SEI 41-06, Los requisitos de diseño del AISI S100-07 y revisión de investigaciones sobre caracterización de la curva momento-rotación de elementos sometidos a flexión.

En el Capítulo 3 se detallan las Propiedades de los Perfiles doblados en frío, Caracterización del comportamiento, Geometría y perfiles típicos de las estructuras en estudio. También se definen las variables de diseño para los arquetipos que se desarrollarán en esta investigación.

En el Capítulo 4 se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales conforme a lo especificado en la norma AISI S100-07, considerando un análisis estático equivalente, utilizando un factor sísmico de respuesta $R=1$ y un $R=3.5$, este último recomendado por la norma ASCE 7-10 para pórticos empernados resistentes a momentos conformados por perfiles doblados en frío (SBMF-CFS) normados por AISI S110, se realizan observaciones de la resistencia entre los elementos diseñados, y una comparación con un diseño típico.

En el Capítulo 5 se realizan los modelos no lineales de los arquetipos diseñados usando el método de Análisis Estático no-lineal (Pushover), con el fin de evaluar el comportamiento según lo que indica la metodología FEMA P-695 para este tipo de análisis, y además haciendo uso de la norma ASCE/SEI 41 y finalmente se realiza una comparación del comportamiento entre los arquetipos diseñados en el capítulo 4, un modelo del mercado y las dimensiones mínimas planteadas por el AISI S100.

En el Capítulo 6 se resumen las conclusiones obtenidas en la presente investigación, y se hacen recomendaciones para investigaciones futuras.

En el Anexo A se realiza un ejemplo del procedimiento diseño y en el Anexo B se presentan los resultados de los análisis estáticos no-lineales realizados en el Capítulo 5 de los arquetipos definidos en el Capítulo 3.

CAPÍTULO 2

2 ANTECEDENTES

2.1 GENERALIDADES

El comportamiento de los Perfiles doblados en frío ha sido analizado muchos años atrás. La introducción de molinos de lámina rolada realizada por Cort promovió la primera aplicación del acero formado en frío (Comentario Especificación de Acero Conformado en Frío, 1996).

Entre los años 1910-1940 la Ingeniería aeronáutica desempeñó un papel importante en el aprovechamiento de las propiedades de los perfiles, al aplicarlos en la construcción de aviones. La ingeniería civil se ha basado de las investigaciones realizadas por la industria Aeronáutica. Sistemáticamente se realizaron aplicaciones de los perfiles doblados en frío en sustitución de los formados en caliente (angulares, vigas I). (Ing. Ricardo Bautista Cepeda, 2010)

En la década 1960-1970 se comenzaron a fabricar algunos perfiles doblados en frío cuya utilización inicial fueron para las correas que soportan la cubierta (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

Las primeras especificaciones de diseño para los perfiles laminados en Frío fueron publicadas por el Instituto Americano del Hierro y Acero, “Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members” en el año 1946, el cual es actualizado consecutivamente. La edición vigente de las especificaciones del AISI fue publicada en el año 2012 pero en este Documento se utiliza la Norma AISI S100, 2007.

En este capítulo se hace una recopilación de los requerimientos de la Norma ASCE/SEI 7-10 para el método de la fuerza lateral equivalente donde se determinará el coeficiente de respuesta sísmica, así como las combinaciones de carga recomendadas, las cuales nos permitirán estimar las demandas sobre la estructura.

La norma ASCE 41-06 establece criterios para la aceptación de datos experimentales que permitan determinar el comportamiento de elementos, necesarios para realizar un análisis estático no lineal.

La norma permite además la revisión del desempeño de la estructura ante un evento sísmico, además da una guía para el procedimiento de análisis no lineales, la cual se detallará en el capítulo 5.

2.2 NORMA ASCE/SEI 41

2.2.1 TIPOS DE COMPORTAMIENTOS

El ASCE/SEI 41-06 proporciona tres tipos básicos de curvas de Fuerza-Deformación. Donde “Q” puede ser carga axial o flexión y Δ puede ser deflexión o rotación, según el caso.

Curva tipo 1

Tiene un comportamiento elástico (ver **Figura 2.1**), desde los puntos 0 a 1, seguido de un rango plástico desde los puntos 1 al 3, presentando una resistencia residual no despreciable y la capacidad de soportar cargas gravitacionales hasta el punto 3, los elementos primarios con esta características están controlados por deformación si se cumple con la siguiente condición:

$$e \geq 2g$$

Ecuación 2-1

De lo contrario se dice que son controlados por fuerza.

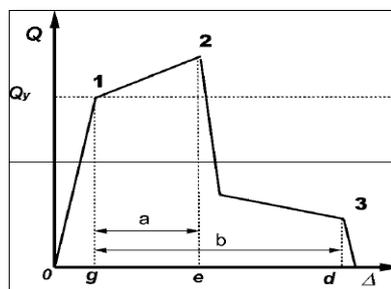


Figura 2.1: Curva Tipo 1 (ASCE 41-06)

Curva tipo 2

Presenta un comportamiento dúctil (**ver Figura 2.2**), donde el rango elástico se sitúa entre los puntos 0 al 1 y el rango plástico desde el punto 1 al 2, seguido de una pérdida de resistencia, siendo capaz de soportar carga gravitacional hasta el punto 2. Están controlado por deformación si se cumple con la Ecuación 2-1.

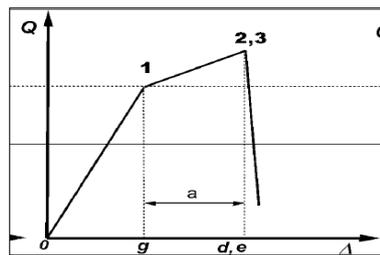


Figura 2.2: Curva Tipo 2, ASCE 41-06

Curva tipo 3

Se presenta un comportamiento poco o nada dúctil (**ver Figura 2.3**), donde el rango elástico está situado entre los puntos 0 al 1, seguido de una pérdida de resistencia pudiendo soportar cargas gravitacionales sólo hasta el punto 1, elementos primarios y secundarios de este tipo deben ser considerados como controlados por fuerza.

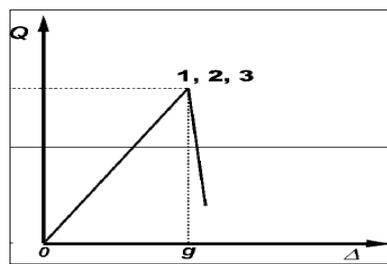


Figura 2.3: Curva Tipo 3, ASCE 41-06

2.2.2 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Los criterios de aceptación para cada tipo de curva de momento-rotación se definen en función del nivel de desempeño. El ASCE/SEI 41 proporciona tablas con criterios de aceptación en función de la rotación ocurrida en los elementos estructurales, de acuerdo al tipo de análisis que se realice, para sistemas estructurales ampliamente utilizados y aceptados en el medio, y no presenta criterios para estructuras fabricadas con acero doblado en frío; sin embargo, en el capítulo 2.8 se permite determinar constitutivas en base a ensayos de elementos no especificados en esta norma. En base a esto, propone los siguientes criterios:

Ocupación inmediata

La deformación permanente obtenida de manera experimental para el cual se presente un daño visible, pero no superior a 0.67 veces el límite de deformación por seguridad de vida.

Seguridad de vida

La deformación para mantener seguridad de vida debe ser 0.75 veces la deformación del punto 2 para elementos primarios, y 0.75 veces la deformación del punto 3 para elementos secundarios.

Prevención de colapso

La deformación para prevenir el colapso de una edificación debe ser igual a la obtenida en el punto 2 pero no mayor a 0.75 veces la deformación del punto 3 para elementos primarios, para elementos secundarios se permite deformaciones iguales a las del punto 3.

Un elemento estructural primario es aquel que requiere resistir las fuerzas sísmicas a fin de que la estructura cumpla con el desempeño requerido, cuando esto no es necesario generalmente se denomina como elemento estructural secundario, pero en ambos elementos se consideran las fuerzas gravitacionales.

2.3 NORMA ASCE/SEI 7

El ASCE/SEI 7-10 hace recomendaciones para el diseño del acero conformado en frío como se detalla a continuación:

El Diseño de los elementos estructurales de los Perfiles de Acero Conformado en Frío esta normado de acuerdo con los requisitos del AISI S100 y cuando hay una

modificación en el coeficiente de disipación energía R será de acuerdo con la Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-10.

Sistemas CFS-SBMF (Cold Formed Steel- Special Bolted Moment Frame) se limitarán a estructuras de un solo piso, no mayores de 10 metros de altura, sin empalmes de columna. Para este Sistema se debe considerar un R (coeficiente de modificación de respuesta) igual a 3.5, un factor de sobre-resistencia (Ω) igual a 3 y un factor de amplificación de deriva (C_d) igual a 3.5.

Cuando la viga es construida a partir de canales simples, se debe considerar el efecto torsional en el diseño.

2.3.1 ESPECTRO DE DISEÑO

En la norma ASCE/SEI 7-10 se permite el uso de procedimientos probabilísticos y determinísticos para generar el espectro de respuesta, como parte del análisis sísmico. El método determinístico es fácil de aplicar pero se desconoce la probabilidad asociada a ese evento, son métodos conservadores eventualmente usados en viviendas convencionales donde se requiera una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 465 años. Los métodos probabilísticos consideran todos los terremotos posibles en una zona determinada, tomando en cuenta la recurrencia de los mismos, generalmente se representan su peligrosidad por curvas de probabilidad. Por esta razón se hace uso del Método determinístico ya que

se desconoce la frecuencia del máximo sismo esperado y de manera conservadora se asumen los valores S_5 (aceleración de respuesta espectral MCE para periodos cortos) igual 1.5g y S_1 (aceleración de respuesta espectral MCE para periodo de 1s) igual 0.6g (para una mejor comprensión de las variables ver **Figura 2.2**).

El procedimiento que adoptan las especificaciones ASCE/SEI 7-10, para definir el espectro de diseño determinístico es el siguiente:

- a) Se consideran los valores determinísticos del espectro de respuesta, haciendo uso de una categoría de diseño sísmico equivalente a lo que tenemos en Ecuador, en este caso, la categoría D. Los valores que corresponden son: $S_5 = 1.5g$ y $S_1 = 0.6g$.
- b) Determinar los coeficientes del sitio F_a y F_v según la Tabla I. y la Tabla II.

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabla I. Coeficiente de sitio F_a , ASCE 7-10

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabla II. Coeficiente de sitio F_v , ASCE 7-10

c) Determinar los parámetros ajustados de aceleración S_{MS} (Aceleración de respuesta espectral MCE para periodos cortos ajustados por clase de sitio) y S_{M1} (Aceleración de respuesta espectral MCE para periodos de 1 seg.)

$$S_{MS} = F_a S_S \quad \text{Ecuación 2-2}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{Ecuación 2-3}$$

d) Determinar parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{Ecuación 2-4}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos

S_{D1} : Aceleración de respuesta de diseño en período de 1s

e) Espectro de Respuesta de Diseño

- Región 1 $T < T_O$

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_O} \right)$$

Ecuación 2-6

- Región 2 $T_O < T < T_S$

$$S_a = S_{DS}$$

Ecuación 2-7

- Región 3 $T_S < T < T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Ecuación 2-8

- Región 4 $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Ecuación 2-9

Donde:

$$T_O = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Ecuación 2-10

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Ecuación 2-11

T_L : es el periodo de transición largo

f) El periodo fundamental T de la estructura está dado por “ T_a ”, que según la sección 12.8 de la norma es igual a:

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{Ecuación 2-12}$$

Dónde:

- $C_t = 0.067$ se obtiene de la Tabla 12.8-2 del ASCE/SEI 7-10, es un coeficiente de conversión.
- h_n : es la altura de la estructura en metros.

g) El cálculo del cortante basal con el método de fuerzas equivalentes, se realiza con la Ecuación 2.3.11

$$V = C_s W \quad \text{Ecuación 2-13}$$

Donde:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ecuación 2-14}$$

- C_s : es el coeficiente de respuesta sísmica
- W : es el peso sísmico.
- $I_e = 1$, según la Tabla 1.5.2 del ASCE/SEI 7-10 para edificaciones, el factor de importancia.

- R : es el factor de modificación de respuesta siendo 3.5 para Acero conformado en frío con conexiones empernadas según la Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-10.

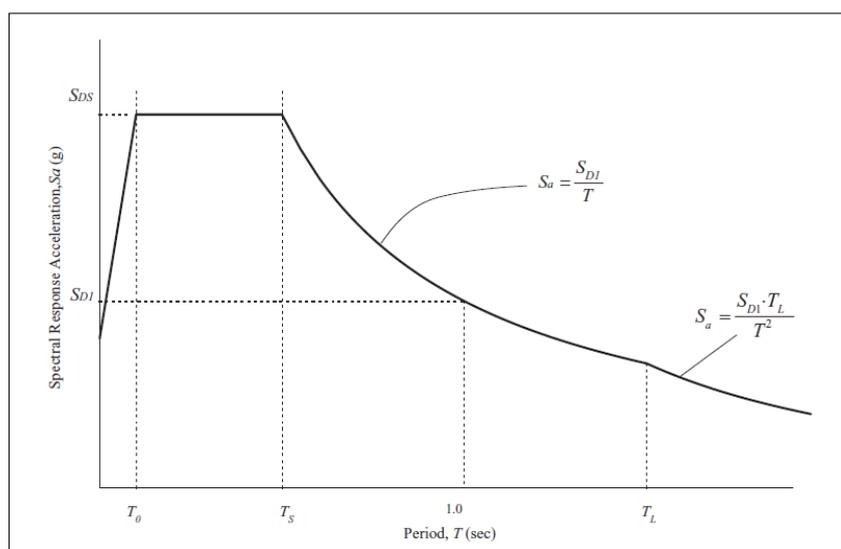


Figura 2.4: Espectro de respuesta (ASCE 7-10)

2.4 REQUISITOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MARCOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

2.4.1 APLICABILIDAD

Las especificaciones del AISI S100, 2007 se aplican al diseño de elementos estructurales con perfiles doblados en frío, siendo estos conformados por láminas de acero con carbono de baja aleación, placas o barras de no más de 1 pulg. (25.4mm) de espesor y utilizado para fines de soportar cargas en edificios y otras estructuras que no sean edificios.

2.4.2 FILOSOFÍAS DE DISEÑO

La filosofía de diseño que se consideran en la norma AISI S100 son:

ASD, método de esfuerzos admisibles

LFD, método del factor de carga

LRFD, método del factor de carga y resistencia.

Elementos	w ASD	Ø LFD	Ø LRFD
Miembros en tensión	1.67	0.95	0.95
Miembros en compresión	1.80	0.85	0.85
Montantes de muro (axial)	1.80	0.85	0.90
Miembros en flexión	1.67	0.90	0.95
Resistencia al corte	1.50	0.90	1.00
Desgarramiento del alma	2.00	0.75	0.80
Conexión atornillada	2.00	0.55	0.75
Conexión empernada	2.50	0.55	0.75

Tabla III:

Factores de resistencia y seguridad, AISI-S100

2.4.3 ELEMENTOS

a) Limitaciones en las dimensiones.

(1) Consideraciones de ancho plano y espesor (w/t) en las alas.

Rigidizador simple	60
Elemento rigidizado en ambos bordes	500
Elementos no rigidizados $D/w \leq 0.8$	60

Siendo:

w : es la dimensión plana del ala

D : es la dimensión total del alma

t : es el espesor del elemento ala o alma según corresponda

Es probable que los elementos comprimidos no rigidizados que poseen relaciones w/t superiores a aproximadamente 30 y los elementos comprimidos rigidizados que poseen relaciones w/t superiores a aproximadamente 250 desarrollen una deformación considerable en la resistencia de cálculo total, sin que esto afecte la capacidad del miembro de desarrollar la resistencia requerida (AISI S100, 2007)

(2) Consideraciones altura espesor (h/t) en el alma.

La relación h/t de las almas de los miembros flexionados no debe ser mayor que los siguientes límites:

Almas no reforzadas	200
Solo rigidizadores de apoyo	260
Rigidizadores	300

Siendo:

h : es la profundidad de la porción plana del alma medida sobre el plano del alma

t : es el espesor del alma

Si un alma está compuesta por dos o más planchas, la relación h/t se debe calcular para las planchas individuales.

b) Ancho efectivo de miembros rigidizados a compresión uniforme

El ancho efectivo, b , se calcula con la Ecuación 2.4.1 y Ecuación 2.4.2:

$$b = w \text{ Cuando } \lambda \leq 0.673 \quad \text{Ecuación 2-15}$$

$$b = \rho w \text{ Cuando } \lambda > 0.673 \quad \text{Ecuación 2-16}$$

Donde:

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad \text{Ecuación 2-17}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad \text{Ecuación 2-18}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 * E}{12(1 - u^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Siendo:

- w : Distancia fuera de la curvatura de doblado, ver figura
- ρ : Factor de reducción local
- λ : Factor de esbeltez

- F_{cr} : Esfuerzo de compresión del elemento
- $k = 4$, coeficiente de pandeo de placa para elementos con ambos extremos restringidos
- E : Módulo de elasticidad del Acero
- $\nu = 0.3$, Módulo Poisson para el acero
- t : espesor de elemento en compresión

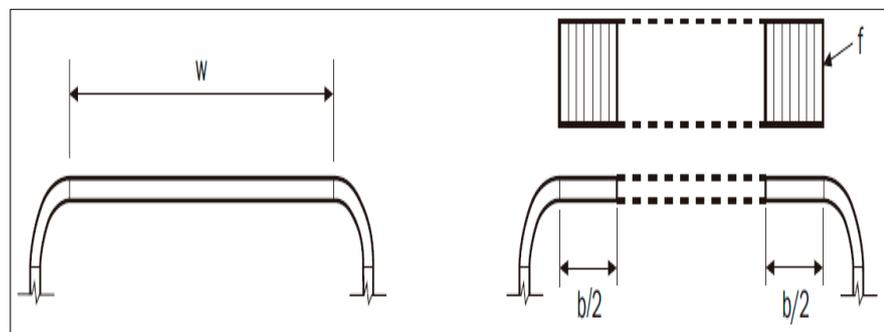


Figura 2.5: Ancho efectivo de elementos, AISI 2007

c) Ancho efectivo de miembros rigidizados con gradiente de esfuerzos

Para almas sujetas a gradientes de esfuerzo donde f_1 y f_2 sean compresión y tensión, respectivamente (ver **Figura 2.6**), el ancho efectivo de la placa se calcula con:

$$\Psi = |f_2/f_1| \text{ (valor absoluto)}$$

Ecuación 2-20

$$k = 4 + 2(1 + \Psi)^3 + 2(1 + \Psi) \quad \text{Ecuación 2-21}$$

Para $h_o b_o \leq 4$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 - \Psi} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} \text{ para } \Psi > 0.236 \quad \text{Ecuación 2-23}$$

$$b_2 = b_e - b_1 \text{ para } \Psi \leq 0.236 \quad \text{Ecuación 2-24}$$

Para $h_o b_o > 4$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 + \Psi} \quad \text{Ecuación 2-25}$$

$$b_2 = \frac{b_e}{1 + \Psi} - b_1 \quad \text{Ecuación 2-26}$$

Para almas sujetas gradientes de esfuerzo en compresión tanto para f_1 y f_2 (ver **Figura 2.6**), el ancho efectivo de la placa se calcula con:

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) \quad \text{Ecuación 2-27}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 - \Psi} \quad \text{Ecuación 2-28}$$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad \text{Ecuación 2-29}$$

Siendo:

- b_1 : ancho efectivo determinado considerando compresión uniforme
- b_o, h_o : tamaño de la porción de la base y alma fuera de la curvatura.
- f_1, f_2 : esfuerzos calculados en el punto donde finaliza la curvatura del alma
- k : coeficiente de pandeo de la placa

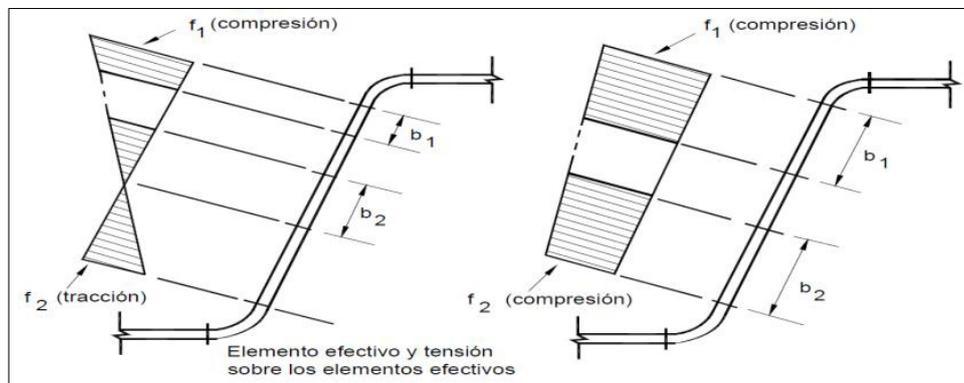


Figura 2.6: Ancho efectivo de elementos sometidos a gradiente de esfuerzos, AISI 1996

2.4.4 Resistencias de diseño.

a) Resistencia a flexión

La resistencia nominal a la flexión M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II).

En esta investigación se considerará el procedimiento I, donde M_n se considera el menor valor hallado de los Momentos nominales considerando flexión pura M_{nf} , Pandeo torsional M_{nt} y Pandeo Distorsional M_{nd} . El factor de resistencia a considerar para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas, según la sección C3.1.1 de la norma, es $\phi_b = 0.95$ (LRFD).

$$M_n = \min(M_{nf}, M_{nt}, M_{nd}) \quad \text{Ecuación 2-30}$$

(1) Resistencia nominal a la flexión pura (M_{nf})

La resistencia nominal a flexión, M_{nf} se calcula con la Ecuación 2.4.5:

$$M_{nf} = S_e f_y \quad \text{Ecuación 2-31}$$

Siendo:

- S_e : Módulo de sección efectivo.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de diseño.

(2) Resistencia nominal en presencia de Pandeo Lateral Torsional (M_{nt})

Para secciones de tipo rectangular o cuadrada, depende de la longitud sin soporte lateral (L) y la longitud sin arriostrar límite, L_u , en la cual el pandeo lateral torsional no es considerada

$$L_u = \frac{0.36C_b\pi}{F_y S_f} \sqrt{EGJ I_y} \quad \text{Ecuación 2-32}$$

Si la longitud sin soporte lateral (L) es menor a la longitud sin arriostrar límite, la resistencia nominal a la flexión debe ser calculada con la Ecuación 2.31:

$$M_{nt} = S_e f_y \quad \text{Ecuación 2-33}$$

Para $L > L_u$

$$M_{nt} = S_c F_c \quad \text{Ecuación 2-34}$$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right) \quad \text{Ecuación 2-35}$$

$$F_e = \frac{C_b \pi}{K_Y L_Y S_f} \sqrt{E G J I_Y} \quad \text{Ecuación 2-36}$$

Siendo:

- $C_b = 1$, la norma permite el uso de ese valor de manera conservadora.
- G : Módulo de elasticidad transversal.
- S_f : Módulo elástico de la sección total no reducida de la fibra comprimida.
- L_Y : Longitud no arriostrada el miembro comprimido para flexión y para Torsión.
- J : Constante torsional
- I_Y : Momento de inercia de la sección completa, sin reducir.

(3) Resistencia nominal en presencia de Pandeo Distorsional (M_{nd})

En las secciones cerradas usadas en esta investigación, el Pandeo Distorsional no es crítico por lo cual no se considera.

b) Resistencia a corte

La resistencia nominal al corte V_n , debe ser calculado de acuerdo con la Ecuación 2.36.

$$V_n = A_w f_v \quad \text{Ecuación 2-37}$$

Para el cálculo de f_v

Si $h/t \leq Ek_v/F_y$

$$f_v = 0.6f_y \quad \text{Ecuación 2-38}$$

Si $EK_v/f_y < h/t \leq 1.51Ek_v/f_y$

$$f_v = \frac{\sqrt{Ek_v F_y}}{\left(\frac{h}{t}\right)} \quad \text{Ecuación 2-39}$$

Si $h/t > 1.51Ek_v/f_y$

$$f_v = \frac{0.904EK_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-40}$$

Para almas rigidizadas transversalmente:

Si $a/h \leq 1$

$$k = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-41}$$

Si $a/h > 1$

$$k_V = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-42}$$

Siendo:

- A_W : Área del alma
- f_V : Cortante Nominal
- k_V : 5.34 Para almas no reforzadas, coeficiente de pandeo por corte
- E : Módulo de elasticidad del Acero
- h : Profundidad de la porción plana del alma medida a lo largo del plano del alma.
- t : Espesor del alma

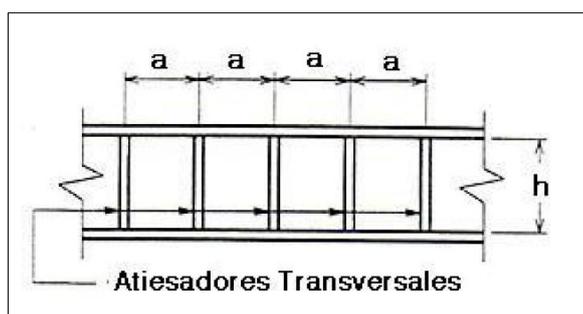


Figura 2.7: Rigidizadores transversales, AISI S100

c) Resistencia a compresión concéntrica

La resistencia nominal axial (resistencia a compresión), P_n , es el menor valor de considerar pandeo flexionante, flexo-torsión y pandeo torsional debe ser calculado con la Ecuación 2.4.

$$P_n = A_e f_n \quad \text{Ecuación 2-43}$$

Siendo:

- A_e : Área efectiva
- f_n : Tensión de Pandeo elástico nominal, que debe ser calculado de la siguiente manera:

Para el cálculo de f_n se utilizan las siguientes ecuaciones

Cuando $\lambda_c \leq 1.5$

$$f_n = (0.658\lambda_c^2) f_y \quad \text{Ecuación 2-44}$$

Y para $\lambda_c > 1.5$

$$f_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] f_y \quad \text{Ecuación 2-45}$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{F_e}} \quad \text{Ecuación 2-46}$$

Para perfiles con doble simetría, Sección cerrada, y otras secciones que no estén sujetas a torsión o flexo-torsión.

$$F_e = \frac{\pi^2}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación 2-47}$$

Siendo:

- λ_c = es el módulo de esbeltez
- K = Coeficiente de longitud Efectiva su valor se obtiene de la Tabla IV: Factores de Longitud efectiva, k, para miembros comprimidos concéntricament,

- F_e = fuerza de pandeo flexionante elástico.
- L = Longitud sin arriostramiento.
- r = Radio de giro de la sección completa.

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K recomendado cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de los extremos						
		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Tabla IV: Factores de Longitud efectiva, k , para miembros comprimidos concéntricamente, AISI 1996

d) Resistencia a la tensión

$$T_n = A_n F_y$$

Ecuación 2-48

Siendo:

T_n : resistencia nominal del miembro a tensión

A_n : superficie neta de la sección transversal

F_y : tensión de fluencia

2.4.5 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS

a) Interacción flexión-tensión.

Para elementos sometidos a tensión y momento se considera la siguiente ecuación.

$$\frac{\bar{M}_x}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{\bar{M}_y}{\phi_b M_{nyt}} + \frac{\bar{T}}{\phi_t T_n} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 2-49}$$

Siendo:

- \bar{M}_x, \bar{M}_y : resistencia a la flexión requerida (momento factorado).
- \bar{T} : resistencia a la tensión requerida (tensión factorada).
- $M_{nxt}, M_{nyt} = S_{ft} F_y$,

Siendo S_{ft} : módulo de sección sin reducir relativa al extremo en tensión.

- T_n : resistencia nominal a la tensión
- ϕ_t, ϕ_b : factores de resistencia a la tensión y flexión respectivamente definidos en la Tabla III

b) Interacción flexión-compresión

Para elementos sometidos a compresión y momento se debe cumplir la Ecuación 2-50 para estabilidad y la Ecuación 2-51 por resistencia.

$$\frac{\bar{P}}{\phi_c P_{no}} + \frac{C_{mx} \bar{M}_x}{\phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} \bar{M}_y}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 2-50}$$

$$\frac{\bar{P}}{\phi_c P_{no}} + \frac{\bar{M}_x}{\phi M_{nx}} + \frac{\bar{M}_y}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 2-51}$$

Donde:

$$\alpha_x = 1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ex}} > 0 \quad \text{Ecuación 2-52}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{\bar{P}}{P_{Ey}} > 0 \quad \text{Ecuación 2-53}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{Ecuación 2-54}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad \text{Ecuación 2-55}$$

Siendo:

- \bar{P} : resistencia a compresión requerida (compresión factorada)
- M_{nx}, M_{ny} : resistencia nominal a la flexión
- P_n : resistencia nominal a compresión
- P_{no} : resistencia nominal a compresión, con $F_n = F_y$
- $\phi_t, \phi_v, \phi_b, \phi_c$: *Tabla V factores de resistencia definidos en la Tabla 2.4.2*
- $C_{mx}, C_{my} = 0.6 - 0.4(M1/M2)$

- $M1/M2 =$ relación entre el menor y mayor momento en los extremos del elemento considerado.
- I_x, I_y : momento de inercia o de la sección sin reducir alrededor del eje X e Y respectivamente
- K_x, K_y : factor de longitud efectiva alrededor del eje X e Y respectivamente
- L_x, L_y : longitud sin arriostrar alrededor del eje X e Y respectivamente.

c) Interacción entre flexión y el esfuerzo cortante

Interacción entre el esfuerzo de corte con momentos flectores se la considera para elementos sometidos a flexión que no posean rigidizadores transversales, por medio de la siguiente ecuación.

$$\sqrt{\left(\frac{\bar{M}}{\phi_b M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{\bar{V}}{\phi_v V_n}\right)^2} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 2-56}$$

Siendo:

- \bar{V} : resistencia al corte requerida (cortante factorado).
- M_{nxo} : resistencia nominal a flexión según
- ϕ_v, ϕ_b : factores de resistencia al corte y flexión respectivamente definidos en la Tabla III

d) Consideraciones para el diseño de columnas y vigas.

1) **Columnas**

La norma considera la interacción de momentos y fuerzas de corte para elementos a flexión con alma no rigidizada transversalmente (**ver** Figura 2.7: Rigidizadores transversales, AISI S100**Figura 2.7**), por lo tanto, para columnas se debe de considerar además de la interacción de momentos-fuerzas de corte, la interacción carga axial-momento.

2) **Vigas**

Para el diseño de las vigas se considera la resistencia a flexión; para secciones cerradas no se considera el pandeo Distorsional y cuando la viga se encuentra sobre apoyos que puedan generar cargas puntuales sobre ella, se considera la fluencia del Alma; por lo tanto, solo se considera la resistencia a flexión y la interacción momento-fuerzas de corte debido a ser un elemento sin rigidizadores transversales en el alma.

2.5 MODELOS NO LINEALES DE ESTRUCTURAS ACERO

ESTRUCTURAL.

El objetivo de los modelos no-lineales es permitir la revisión del diseño sísmico en base a criterios de desempeño.

En esta sección se especifican los modelos constitutivos estudiados por los Autores Yu y Schafer, y los resultados del análisis de elementos finitos de Shifferaw y

Schafer, sobre el pandeo local y distorsión de vigas elaboradas con Acero doblado en frío. En el presente documento se utilizarán las constitutivas propuestas por los autores mencionados, como la respuesta momento-rotación disponible de las vigas y la simulación del comportamiento de los miembros que conforman un pórtico.

La definición de momento-rotación del ASCE/SEI 41-06 se aplica a los elementos sometidos a flexión y compresión. La curva Tipo 1 que se muestra en la Figura 2.1: Curva Tipo 1 (y se replica en la Figura 2.8: Componente de la Curva fuerza-deformación 1, ASCE/SEI 41-07 para facilitar al lector), es seleccionada como la curva que representa mejor el comportamiento de las vigas de Acero conformado en frío con su capacidad de capturar post-pico de pérdida de momento. La curva Tipo 1 incluye dos características principales: la pérdida de rigidez de pre-pico, y posterior al de máxima degradación a momento. (D. Ayhan, B.W. Schafer ,2012)

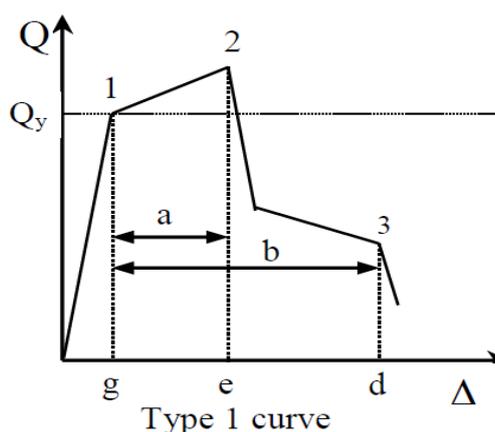


Figura 2.8: Componente de la Curva fuerza-deformación 1, ASCE/SEI 41-07

2.5.1 Modelo de rótulas a flexión de elementos viga-columna

Los parámetros que son necesarios para caracterizar la respuesta momento-rotación de los perfiles doblado en frío a través de la curva de Tipo 1 del ASCE/SEI 41-06, son modificados de tal manera que el área bajo la curva $M-\theta$ experimental sea igual al área bajo la curva modelada.

D. Ayhan, B.W. Schafer proponen 3 modelos no lineales para la definición del comportamiento de la viga: Modelo 1, Modelo 2 y Modelo 1a de la curva tipo 1 del ASCE/SEI 41-06 (ver

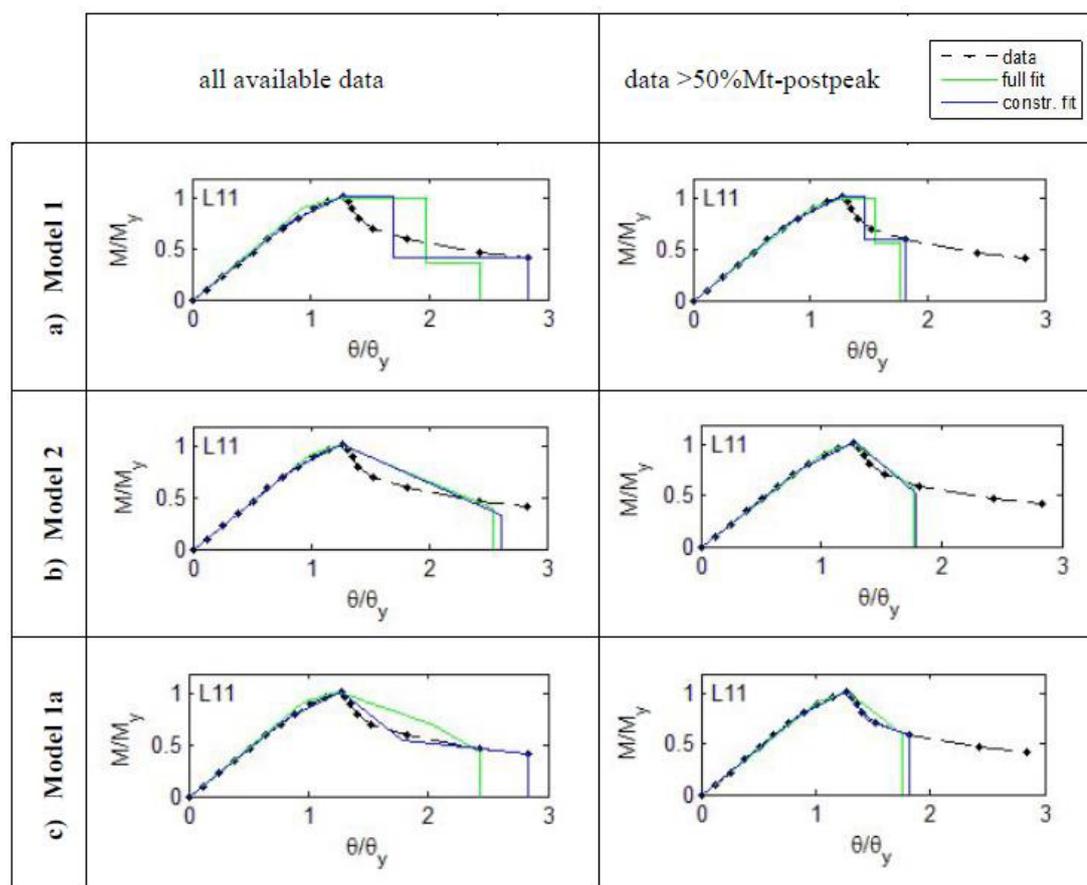


Figura 2.9), los cuales se generaron para examinar los datos disponibles que evaluar la probabilidad de colapso del sistema estructural propuesto.

En estos modelos se utilizaron 2 métodos para el cálculo de la rigidez secante: método del ancho efectivo y método de resistencia directa. Los 2 métodos tienen predicciones de rigidez de alta precisión, pero el método de resistencia directa es superior en términos de media y varianza. (D. Ayhan, B.W. Schafer)

Por lo tanto cualquiera de los métodos puede ser usado, pero el método de resistencia directa es ventajoso en muchas situaciones.

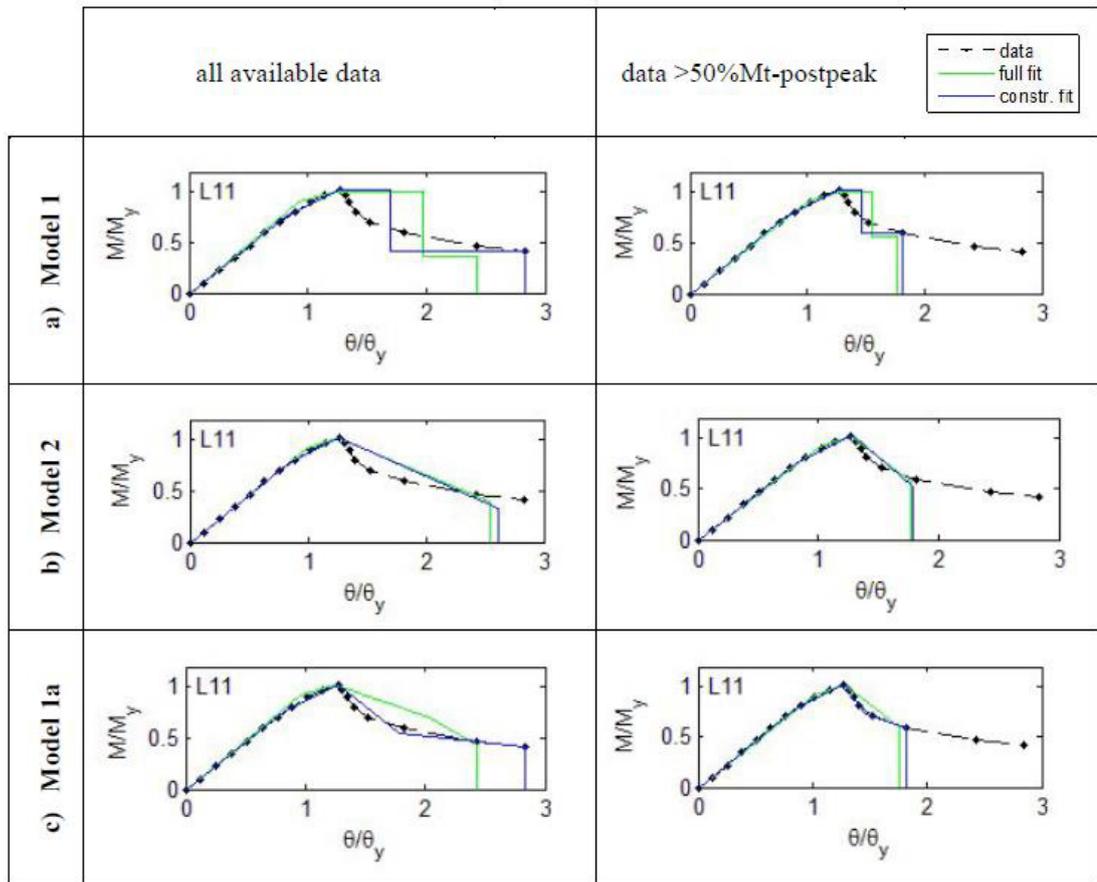


Figura 2.9: Ajustes típicos de los ensayos de pandeo local de 8C068-4E5W, Yu y Schafer (2003, 2006).

D. Ayhan, B.W. Schafer, concluyen que el modelo 1 proporciona la mejor eficiencia para equiparar tanto $M-\theta$ y la energía disipada para producir expresiones de diseño generales.

Los parámetros del modelo 1 se "ajustan" de mejor manera a los datos del ensayo, el cual utiliza sólo los valores post-pico de hasta 50% del momento post-pico probado y deja sólo el valor de k_2 y ΔM como Parámetros libres, como se indica en la Figura 2.10.

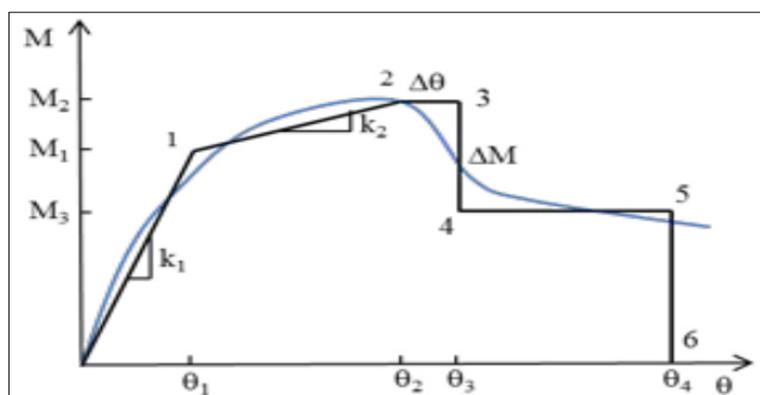


Figura 2.10: Modelo 1a, D. Ayhan, B.W. Schafer 2012

2.5.2 Aplicación del modelo en el Pandeo local

Debido a la variabilidad del comportamiento $M-\theta$, este modelo no proporciona valores fijos para los parámetros; sin embargo, proporciona ideas para predecir los parámetros del Modelo 1.

El método de predicción para el desarrollo del Modelo 1 en el pandeo local se proporciona en la Tabla VI.

Tabla VI: Expresiones de diseño para el Pandeo Local, (D. Ayhan, B.W. Schafer ,2012)

Local	
	$\lambda_t = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr,t}}}$
rotations	$\frac{\theta_1}{\theta_y} = \frac{M_1}{k_1 \theta_y} = \frac{M_1}{k_e \theta_y} = \frac{M_1}{M_y}$ (note, M_1 given below)
	$\frac{\theta_2}{\theta_y} = \frac{1}{\lambda_t} \leq \frac{M_2}{k_e}$
	$\theta_3 = \theta_2 + \Delta\theta$, where $\Delta\theta$ is:
	$\frac{\Delta\theta}{\theta_y} = \begin{cases} \left(\frac{0.776}{\lambda_t}\right) - 1 & \text{if } \lambda_t < 0.776 \\ 0 & \text{if } \lambda_t \geq 0.776 \end{cases}$
	$\frac{\theta_4}{\theta_y} = \begin{cases} 1.5 \frac{1}{\lambda_t} & \text{if } \lambda_t > 1 \\ 1.5 \left(\frac{1}{\lambda_t}\right)^{1/4} & \text{if } \lambda_t \leq 1 \end{cases}$
moments	$\frac{M_1}{M_y} = \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_t < 0.650 \\ \left(\frac{0.650}{\lambda_t}\right)^2 & \text{if } \lambda_t \geq 0.650 \end{cases} \leq \frac{M_2}{M_y}$
	$\frac{M_2}{M_y} = \frac{M_{nt}}{M_y}$ where M_{nt} is per AISI-S100, i.e.:
	$\frac{M_2}{M_y} = \begin{cases} 1 + \left(1 - \frac{1}{C_{yt}^2}\right) \frac{(M_p - M_y)}{M_y} \text{ and } C_{yt} = \sqrt{\frac{0.776}{\lambda_t}} \leq 3 & \text{if } \lambda_t < 0.776 \\ \left(1 - 0.15 \left(\frac{1}{\lambda_t^2}\right)^{0.4}\right) \left(\frac{1}{\lambda_t^2}\right)^{0.4} & \text{if } \lambda_t \geq 0.776 \end{cases}$
	$M_3 = M_2 - \Delta M$, where ΔM is:
	$\frac{\Delta M}{M_2} = 1 - 1/\left(\frac{\lambda_t}{0.776} + 1\right)^{1.1} \leq 0.5$

Ancillary expressions useful for defining the complete curve include

$$k_2 = \frac{M_2 - M_1}{\theta_2 - \theta_1}$$

2.6 PROGRAMA OPENSEES.

OpenSees (2006) ("Open System for Earthquake Engineering Simulation") es una plataforma informática que desarrolla aplicaciones de simulación para la respuesta sísmica de los sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a eventos sísmicos. El programa ha sido desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering

Es un marco de software orientado a objetos que utiliza el método de elementos finitos; es necesario para la modelación subdividir el sistema en elementos y nudos para, de esa manera, definir la acción de cargas y las restricciones nodales. El programa modela y analiza la respuesta no-lineal de sistemas estructurales, utilizando modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución.

El programa maneja un lenguaje de interpretación llamado lenguaje TCL, "Tool Command Language", los cuales son empleados para la definición de la geometría del problema, estados de carga, formulación y solución.

OpenSees está bajo constante desarrollo, de modo que los diseñadores y los usuarios pueden actualizar sus bases permanentemente.

CAPÍTULO 3

3 CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO

3.1 GENERALIDADES

En este capítulo se hace una recopilación de información sobre las propiedades de los perfiles conformados en frío y geometrías típicas usadas para pórticos de acero estructural, se explica el desarrollo de configuraciones de arquetipos de Pórticos resistentes a momento aplicando parcialmente la Metodología FEMA P-695 y con configuraciones simétricas en ambos sentidos.

La configuración de los arquetipos se realiza considerando alturas de construcción y parámetros de diseños típicamente usados en estructuras de un piso en Ecuador.

3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

Las propiedades del Acero Estructural son de gran importancia en el comportamiento de un elemento estructural, tomando en cuenta algunos factores que afectan esas propiedades, como la geometría, el trabajo en frío y la temperatura a la que está expuesta.

El AISI, 1996 en su Sección 1.2 muestra las propiedades mecánicas mínimas establecidas por las especificaciones ASTM para diferentes tipos de acero.

Las propiedades del material para el diseño de miembros de acero conformado en frío son: Límite de fluencia, Módulo de Elasticidad, Ductilidad, Soldabilidad, Resistencia a la fatiga y Tenacidad.

3.2.1 LÍMITE DE FLUENCIA, RESISTENCIA ÚLTIMA

En los miembros estructurales de acero conformado en frío la resistencia depende del punto de fluencia, excepto en los casos donde el pandeo elástico localizado o el pandeo global resultan críticos (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

La Resistencia Última (F_u) y el Límite de Proporcionalidad (f_{pr}).

La resistencia última es el máximo valor de esfuerzo que puede tener un elemento antes de alcanzar la falla. La resistencia última no tiene aplicación en el diseño de los

miembros estructurales, debido a que los modos de falla de los miembros son restringidos por los esfuerzos de fluencia o los esfuerzos críticos de pandeo (**ver figura 3.1**) (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

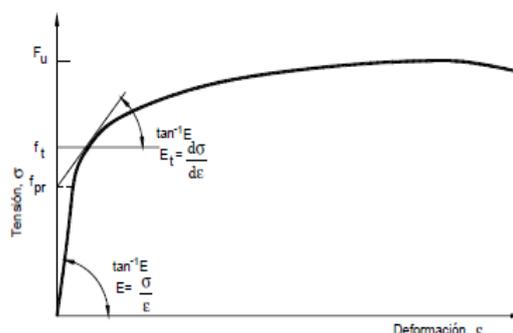


Figura 3.1: Curva Esfuerzo-Deformación de una plancha de acero al carbono de fluencia gradual, (Comentario AISI, 1996).

3.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad, E , se define como la pendiente de la parte inicial recta de la curva esfuerzo-deformación, **ver Figura 3.2**. Los valores utilizados de E para el acero se encuentran entre 2.038×10^{-6} a 2.108×10^{-6} kg/cm². Las especificaciones del AISI recomiendan un valor de 2.073×10^{-6} kg/cm² en el diseño, el cual es más alto que el valor descrito por las especificaciones de diseño para perfiles laminados en caliente emitidas por el Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

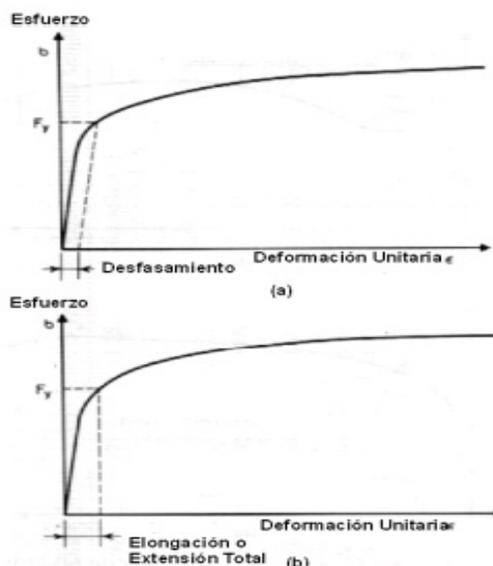


Figura 3.2: Curva Esfuerzo-Deformación Comentario (AISI, 1996)

3.2.3 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad del acero de sostener deformaciones plásticas o permanentes antes de fracturarse, y es una propiedad importante tanto para la seguridad estructural como para el doblado en frío. La ductilidad de un acero se determina con pruebas de tensión y de flexión (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

3.2.4 SOLDABILIDAD

Soldabilidad es la capacidad del acero a soldar una grieta libre, sin dificultad. Las especificaciones para el diseño de conexiones soldadas para perfiles laminados en frío están incluidas en la Sección E2 en AISI S100-2007, sección E". (Campodocs, Artículos Informativos, 2013)

Los procesos de soldado estructural usados para unir perfiles laminados en frío son el SMAW (soldadura de arco con electrodos recubiertos), el SAW (soldadura de arco con electrodos sumergidos), el GMAW (soldadura de arco de gas metálico) y el FCAW (soldadura de arco con flujo recubierto). Las especificaciones de los procesos de soldadura antes mencionados se incluyen el AWS (Sociedad Americana de Soldadura) (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

3.2.5 RESISTENCIA A LA FATIGA

Las solicitaciones dinámicas como sismos, vientos e impacto son de muy corta duración, por lo que las consideraciones de fatiga en este tipo de estructuras no son importantes, salvo en casos como puentes. AISI no contempla especificaciones para el diseño por fatiga de elementos (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

3.2.6 TENACIDAD

La tenacidad es la limitación de un material para absorber energía sin fracturarse. La cantidad de absorción de energía se correlaciona con la cantidad de deformación generada por los impactos.

La tenacidad de un elemento con cargas estáticas puede ser determinada como el área bajo la curva Esfuerzo–Deformación (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

3.2.7 DURABILIDAD

La durabilidad del acero es la capacidad para resistir condiciones ambientales de emergencia en períodos de tiempo dentro de sus funciones estructurales.

La corrosión es uno de los efectos químicos que puede afectar a la funcionalidad del acero pero la aplicación de pintura anticorrosiva ha reducido y minimizado la necesidad de procedimientos de mantenimiento (Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, 1996).

3.3 RECOPIACIÓN DE GEOMETRÍA TÍPICA DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO

Los pórticos de acero resistentes a momentos es el sistema resistente de fuerzas sísmicas y en su mayoría son conformadas por perfiles I soldados o Armaduras, por otro lado las columnas presentan en general secciones rectangulares, para ambos casos se utilizan planchas soldadas o perfiles doblados en frío con soldadura de filete (Cassagne 2009).

Las estructuras de Acero doblado en frío están sometidas a cargas ligeras con luces medianas y grandes; pórticos y cubiertas de coliseos, piscinas, fábricas, talleres y en Estructuras con cargas moderadas, luces pequeñas y medianas como viviendas.

A continuación se muestran dos ejemplos de las geometrías más comunes en nuestro país:

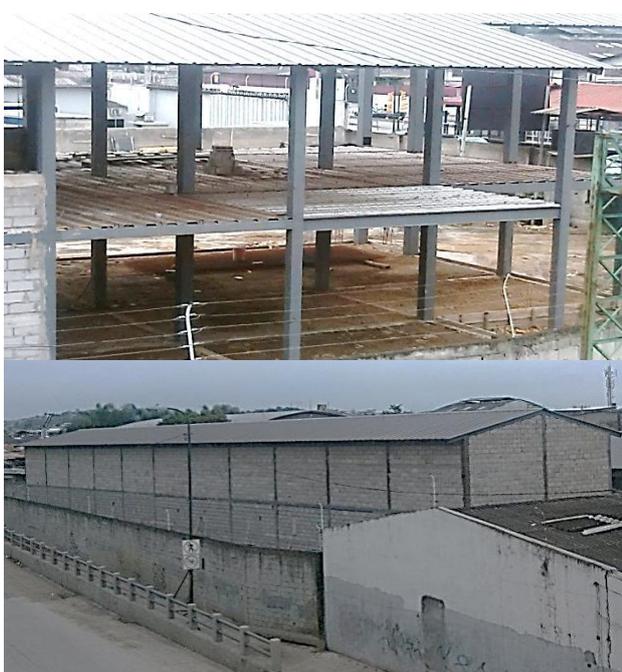


Figura 3.3: Edificación de 2 plantas para uso de locales comerciales

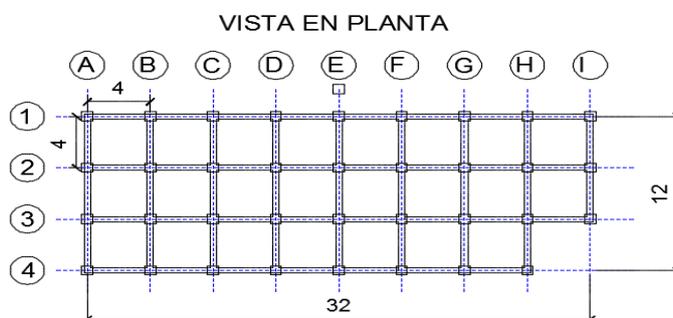


Figura 3.4: Vista en planta de Edificación de 2 pisos



Figura 3.5: Edificación de 1 planta para uso de Talleres

3.4 PERFILES DE ACERO TÍPICOS DE ESTRUCTURA EN ESTUDIO

Los perfiles comúnmente usados en diseños estructurales típicos son los Perfiles C, Tubo rectangular, Tubo cuadrado y Correas G. En la presente investigación se usarán Correas G para el diseño de los arquetipos que se definirán en la sección 3.5 del presente capítulo donde se desprecia el aporte de los labios rigidizadores en las alas para considerar un cálculo conservador, por lo que la presente investigación también es aplicable al uso de tubos cuadrados o rectangulares.

En los catálogos de la empresa local muestran algunos de los perfiles típicos disponibles en el mercado (ver tablas VII, VIII, IX).

3.4.1 Tubo Estructural Cuadrado.

Especificaciones Generales

Norma	ASTM-500
Recubrimiento	Negro o galvanizado

Largo Normal	6.0 m
Otros Largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 20.0 mm a 100.0 mm
Espesor	Desde 2.0 mm a 3.0 mm

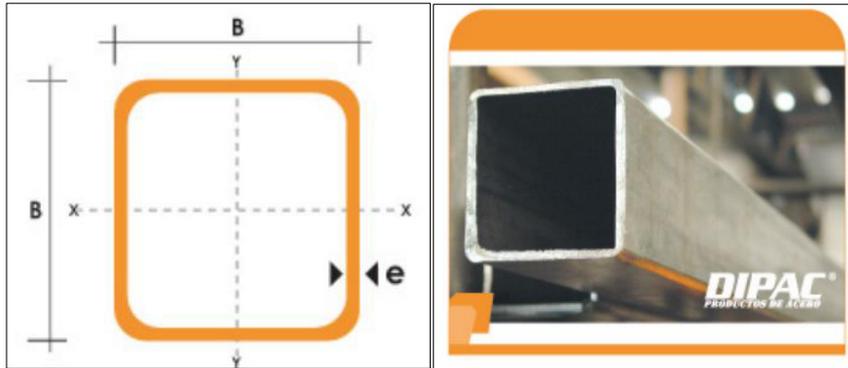


Figura 3.6: Perfil Tubular Cuadrado (Catalogo DIPAC)

DIMENSIONES			AREA	EJES X-Xe Y-Y		
A mm	ESPEJOR mm	PESO Kg/m	AREA cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm
20	1,2	0,72	0,90	0,53	0,53	0,77
20	1,5	0,88	1,05	0,58	0,58	0,74
20	2,0	1,15	1,34	0,69	0,69	0,72
25	1,2	0,90	1,14	1,08	0,87	0,97
25	1,5	1,12	1,35	1,21	0,97	0,95
25	2,0	1,47	1,74	1,48	1,18	0,92
30	1,2	1,09	1,38	1,91	1,28	1,18
30	1,5	1,35	1,65	2,19	1,46	1,15
30	2,0	1,78	2,14	2,71	1,81	1,13
40	1,2	1,47	1,80	4,38	2,19	1,25
40	1,5	1,82	2,25	5,48	2,74	1,56
40	2,0	2,41	2,94	6,93	3,46	1,54
40	3,0	3,54	4,44	10,20	5,10	1,52
50	1,5	2,29	2,85	11,06	4,42	1,97
50	2,0	3,03	3,74	14,13	5,65	1,94
50	3,0	4,48	5,61	21,20	8,48	1,91
60	2,0	3,66	3,74	21,26	7,09	2,39
60	3,0	5,42	6,61	35,06	11,69	2,34
75	2,0	4,52	5,74	50,47	13,46	2,97
75	3,0	6,71	8,41	71,54	19,08	2,92
75	4,0	8,59	10,95	89,98	24,00	2,87
100	2,0	6,17	7,74	122,99	24,60	3,99
100	3,0	9,17	11,41	176,95	35,39	3,94
100	4,0	12,13	14,95	226,09	45,22	3,89
100	5,0	14,40	18,36	270,57	54,11	3,84

Tabla VII: Especificaciones Tubo estructural cuadrado, DIPAC

3.4.2 Tubo Estructural Rectangular.

Especificaciones Generales

Norma	ASTM-500
Recubrimiento	Negro o galvanizado
Largo Normal	6.0 m
Otros Largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 20.0 mm a 150.0 mm
Espesor	Desde 2.0 mm a 3.0 mm

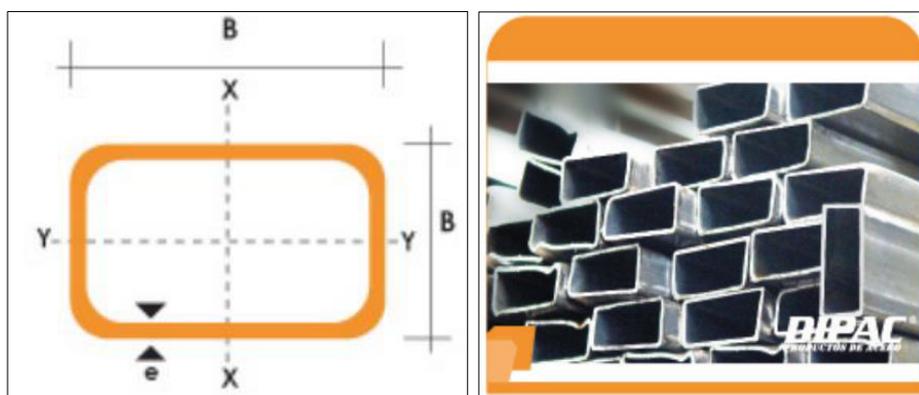


Figura 3.7: Perfil Tubular Rectangular (Catalogo DIPAC)

DIMENSIONES			AREA		EJES X-X			EJES Y-Y		
A mm	B mm	ESPELOR mm	PESO Kg/m	AREA cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm	I cm ⁴	W cm ³	i cm
20	40	1,2	1,09	1,32	2,61	1,30	1,12	0,88	0,88	0,83
20	40	1,5	1,35	1,65	3,26	1,63	1,40	1,09	1,09	0,81
20	40	2,0	1,78	2,14	4,04	2,02	1,37	1,33	1,33	0,79
25	50	1,5	1,71	2,10	6,39	2,56	1,74	2,19	1,75	1,02
25	50	2,0	2,25	2,74	8,37	3,35	1,75	2,80	2,24	1,01
25	50	3,0	3,30	4,14	12,56	5,02	1,74	3,99	3,19	0,99
30	50	1,5	1,88	2,25	7,27	2,91	1,80	3,32	2,21	1,21
30	50	2,0	2,41	2,94	9,52	3,81	1,80	4,28	2,85	1,21
30	50	3,0	3,30	4,21	12,78	5,11	1,74	5,66	3,77	1,16
30	70	2,0	3,03	3,74	22,20	6,34	2,44	5,85	3,90	1,25
30	70	3,0	4,48	5,41	30,50	8,71	2,37	7,84	5,23	1,20
40	60	1,5	2,29	2,91	14,90	4,97	2,26	7,94	3,97	1,65
40	60	2,0	3,03	3,74	18,08	6,13	2,22	9,81	4,90	1,62
40	60	3,0	4,48	5,41	25,31	8,44	2,16	13,37	6,69	1,57
30	70	1,5	2,34	2,91	18,08	5,17	2,49	4,76	3,17	1,28
30	70	2,0	2,93	3,74	22,20	6,34	2,44	5,85	3,90	1,25
30	70	3,0	4,25	5,41	30,50	8,71	2,37	7,84	5,23	1,20
40	80	1,5	2,76	3,74	31,75	7,94	2,91	10,77	5,39	1,70
40	80	2,0	3,66	4,54	37,32	9,33	2,87	12,70	6,35	1,67
40	80	3,0	5,42	6,61	52,16	13,04	2,81	17,49	8,75	1,63
50	100	2,0	4,52	5,74	74,94	14,99	3,61	25,65	10,26	2,11
50	100	3,0	6,71	8,41	106,34	21,27	3,56	35,97	14,39	2,07
50	150	2,0	6,17	7,74	207,45	27,66	5,18	37,17	14,87	2,19
50	150	3,0	9,17	11,41	298,35	39,78	5,11	52,54	21,02	2,15

Tabla VIII: Especificaciones tubo estructural Rectangular, DIPAC

3.4.3 Perfil Estructural Correas G.

Especificaciones Generales

Norma	ASTM-500
Recubrimiento	Negro o galvanizado
Largo Normal	6.0 m
Otros Largos	Previa Consulta
Dimensiones	Desde 60.0 mm a 300.0 mm
Espesor	Desde 1.5 mm a 12.0 mm

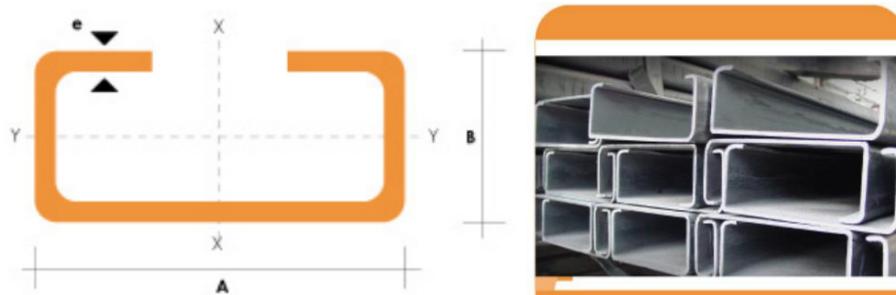


Figura 3.8: Perfiles Estructurales Correos G (DIPAC)

DIMENSIONES				PESOS			SECCION	EJE X-X			PROPIEDADES		
A	B	C	e	6metros	1metro	I		W	I	I	W	I	
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm ²		cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
60	30	10	1.5	9.19	1.53	1.95	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12	
60	30	10	2.0	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09	
60	30	10	3.0	16.98	2.83	3.61	18.90	6.30	2.29	3.87	3.69	1.04	
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51	
80	40	15	2.0	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51	
80	40	15	3.0	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46	
100	50	15	2.0	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86	
100	50	15	3.0	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80	
100	50	20	4.0	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83	
100	50	25	5.0	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83	
125	50	15	2.0	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83	
125	50	15	3.0	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77	
125	50	20	4.0	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80	
125	50	25	5.0	57.00	9.50	12.11	264.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82	
125	50	30	6.0	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81	
150	50	15	2.0	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79	
150	50	15	3.0	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73	
150	50	20	4.0	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77	
150	75	25	5.0	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72	
150	75	30	6.0	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74	
175	50	15	2.0	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75	
175	50	15	3.0	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70	
175	75	25	4.0	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75	
175	75	25	5.0	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69	
175	75	30	6.0	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72	
200	50	15	2.0	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72	
200	50	15	3.0	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65	
200	75	25	4.0	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71	
200	75	25	5.0	86.52	14.42	18.37	1080.00	108.00	7.67	129.62	25.02	2.66	
200	75	30	6.0	108.00	18.00	22.23	1282.17	128.21	7.59	160.15	31.73	2.68	
250	75	25	4.0	79.80	13.30	16.90	1520.00	122.00	9.48	118.00	21.70	2.64	
250	100	25	5.0	109.98	18.33	23.36	2219.24	177.54	9.75	285.26	39.24	3.49	
250	100	30	6.0	135.48	22.58	28.23	2647.38	219.79	9.68	383.54	55.58	3.69	
300	100	30	4.0	100.80	16.80	21.30	2860.00	191.00	11.60	274.00	38.30	3.58	
300	100	35	5.0	126.60	21.10	26.90	3560.00	237.00	11.50	351.00	49.90	3.62	
300	100	35	6.0	154.74	25.79	31.80	4170.00	278.00	11.40	404.00	57.40	3.56	

Tabla IX: Perfiles Estructurales Correos G (Catalogo DIPAC)

3.5 ARQUETIPOS DE DISEÑO

El desarrollo de los arquetipos de sistemas estructurales proporciona un medio sistemático de las características y los comportamientos relacionados con el colapso y el rendimiento de un sistema sísmico propuesto.

Se desarrollan para cada configuración en base a los criterios de diseño especificados y estos diseños a continuación constituyen la base de los modelos de análisis no lineales (modelos arquetipo índice) que son analizados para evaluar el desempeño de colapso.

3.5.1 SELECCIÓN DE ARQUETIPOS

En el proceso de selección de los arquetipos se consideran los parámetros de diseño que afectan significativamente al desempeño de estructuras de Pórticos de Acero doblado en frío. El conjunto de arquetipos que se seleccionan están dentro de los límites de las variables y rangos considerados para este tipo de estructuras como se muestra en la Tabla IX

Variable de diseño	Rango considerado
Sistema estructural	
Pórticos resistentes a momento	
Sistema de marcos	Resistentes a momento
Configuración	
Número de pisos	1 piso
Luces	4.00 a 5.00 metros
Altura de entrepiso	3.00 a 4.00 metros
Altura máxima del edificio	4.00 metros
Diseño de elementos	
Resistencia a fluencia del acero	2400 kg/cm ²
Espesores de perfiles	2.0 a 6.0 mm
Cargas	
Muerta	0.0194kg/cm ²
Viva	0.01kg/cm ²

Tabla X: Variables de diseño y rangos considerados

3.5.2 Configuración estructural

Las configuraciones estructurales fueron definidas en base a la luz máxima que se asigne al pórtico: 4.00 y 500 metros, el Número de pisos: 1 y Altura máxima: 3.00 y 4.00 metros; obteniendo 8 configuraciones estructurales.

En la Tabla X se muestran las configuraciones de los arquetipos seleccionados para representar los arquetipos de diseño; en la última columna de la tabla están los identificadores de cada arquetipo.

En la **Figura 3.6** se muestran los significados de los parámetros que se encuentran en los arquetipos.

Número de pisos	H Altura de pisos (m)	Luz (m)		Coeficiente de respuesta (R)	ID Arquetipo
		L1	L2		
1	3	4	5	1.0	1
1	3	4	5	3.5	2
1	3	5	4	1.0	3
1	3	5	4	3.5	4
1	4	4	4	1.0	5
1	4	4	4	3.5	6
1	4	5	5	1.0	7
1	4	5	5	3.5	8

Tabla XI: Configuraciones estructurales de los Arquetipos de Diseño

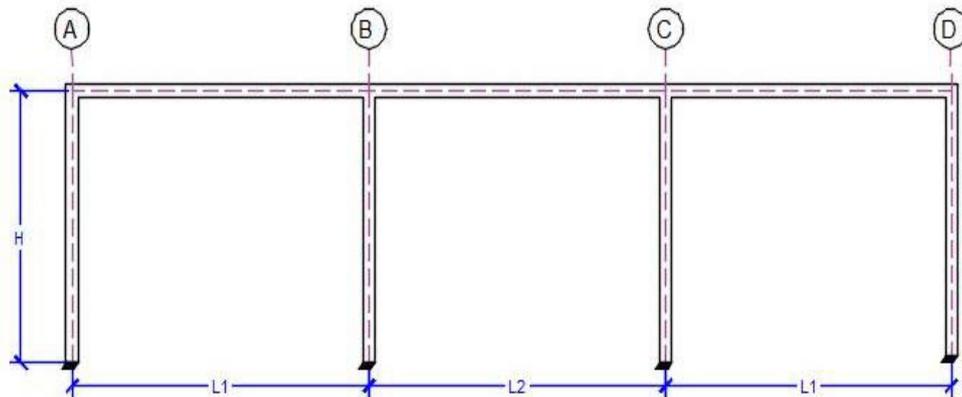


Figura 3.9: Parámetros y Variables en Arquetipos de Diseño

CAPÍTULO 4

4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ARQUETIPOS

4.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se desarrolla el análisis estructural y el diseño de los arquetipos obtenidos en el capítulo anterior. Para la estimación de cargas gravitacionales y sísmicas se considera lo establecido en la norma ASCE 7-10 y las combinaciones de cargas por el Método de diseño LRFD.

Los arquetipos definidos en el capítulo 3 tienen una configuración simétrica en ambos sentidos, por lo tanto se analizan los pórticos en un solo sentido. La estructura se modeló usando el programa Etabs y se implementó un análisis de tipo estático equivalente para la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño, necesario para calcular las fuerzas internas de los elementos, las deformaciones y las derivas de piso. Con estos resultados, se procede a diseñar del pórtico de acuerdo a las especificaciones del AISI 2007(LRFD).

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA

4.2.1 CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS

a) Carga Muerta.

Las cargas muertas consideradas son el peso del Steel panel más el peso de la losa de compresión de 6cm aproximadamente, este conjunto tiene un peso igual a 0.0164 kg/cm². Peso de Instalaciones y varios 0.003 kg/cm².

b) Carga Viva.

Se considera una vivienda o locales comerciales de una planta, para la cubierta se define una sobrecarga según el ASCE 7-10 de 0.01 kg/cm², definida para áticos deshabitados con carga.

c) Cargas sísmicas.

Para la determinación de las cargas sísmicas se usan las especificaciones ASCE/SEI 7-10, con el objetivo de ser consistentes con las metodologías de FEMA P695 y ASCE/SEI 41. Se considera la categoría de diseño sísmico D, y la categoría de riesgo I, de manera que se consigue un espectro equivalente al de la norma NEC.

En la estimación de las fuerzas sísmicas, se consideró el espectro determinístico planteado por el ASCE 7-10, con valores $S_S = 1.5$ y $S_1 = 0.6$ y en función de la

categoría de diseño sísmico, se obtienen los valores de $F_a = 1.00$ y $F_v = 1.50$. Luego, $S_{M_s} = 1.50$ y $S_{M_1} = 0.90$ con lo que se obtiene $S_{D_s} = 1.00$ y $S_{D_1} = 0.60$, finalmente se calcula el coeficiente sísmico con un de factor de importancia $I_e = 1$, y valores del coeficiente de modificación de respuesta $R = 1.0$ y 3.5 , usando la Ecuación 2.14.

El cortante de diseño se estima con la Ecuación 2.13 para los pesos de cada estructura; los resultados se muestran en la Tabla XI:

ID Arquetipo	Luces (cm)		q_o (kg/ cm ²)	w (kg)	R	Cs	V (kg)
	L1	L2					
1	400	500	0.0229	38650.3	1.0	1.000	38650.30
2	400	500	0.0229	38650.3	3.5	0.286	11042.94
3	500	400	0.0229	44825.2	1.0	1.000	44825.20
4	500	400	0.0229	44825.2	3.5	0.286	12807.20
5	400	400	0.0229	32932.8	1.0	1.000	32932.80
6	400	400	0.0229	32932.8	3.5	0.286	9409.37
7	500	500	0.0229	51457.5	1.0	1.000	51457.50
8	500	500	0.0229	51457.5	3.5	0.286	14702.14

Tabla XII: Cortantes de diseños de los Arquetipos

4.2.2 COMBINACIONES DE CARGA

Para el diseño del pórtico se tomaron en cuenta las combinaciones que recomienda el ASCE 7-10 incluyendo el efecto de la componente vertical del sismo y el factor de redundancia. Las combinaciones son las siguientes:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + L$
- $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_e + 0.5L = 1.4D + \rho Q_e + 0.5L$
- $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E = 0.7D + \rho Q_E$

4.2.3 CONSIDERACIONES DE LOS MODELOS DE DISEÑO

Los pórticos estructurales se modelaron en el programa ETABS considerando las vigas y columnas como elementos tipo Frame. Las conexiones viga – columna se consideran rígidas, y para efecto de simular la cimentación se consideraron columnas con empotramiento en su base.

4.2.4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGA Y COLUMNA

Para la elección de los perfiles, se tomó en cuenta la disponibilidad en el mercado haciendo uso del catálogo de productos de la empresa DIPAC, tal como se indicó en el capítulo 2. Se utilizaron los perfiles tipo G, conformando secciones rectangulares por medio de unión con soldadura. Las propiedades de los elementos se definen a continuación:

- $f_y = 2400kg/cm^2$, límite de fluencia
- $E = 2078413kg/cm^2$, módulo de young
- $G = 799389.6kg/cm^2$, módulo de corte

- $u = 0.3$, módulo de poisson

Como se mencionó en el capítulo 2, la norma AISI S100-2007 presenta tres filosofías de diseño: ASD, LFD y LRFD. En los diseños desarrollados para esta investigación, se utilizó el Método LRFD; además los elementos tipo vigas y columnas están conformados por dos perfiles G unidos con soldadura, de tal manera que se forma una sección de tipo cajón. Se utilizó el método de anchos efectivos para definir la resistencia de diseño P_n, T_n, P_{no}, V_n y M_n con las ecuaciones planteadas en el capítulo 3.

INTERACCIÓN CONSIDERADA PARA EL DISEÑO DE CARGAS AXIALES Y MOMENTOS

La norma recomienda considerar interacciones P_n vs. M_n ; P_{no} vs. V y V_n vs M_n , Detalles sobre la elaboración del diagrama de interacción para el diseño de vigas y columnas se presentan en el Anexo A.

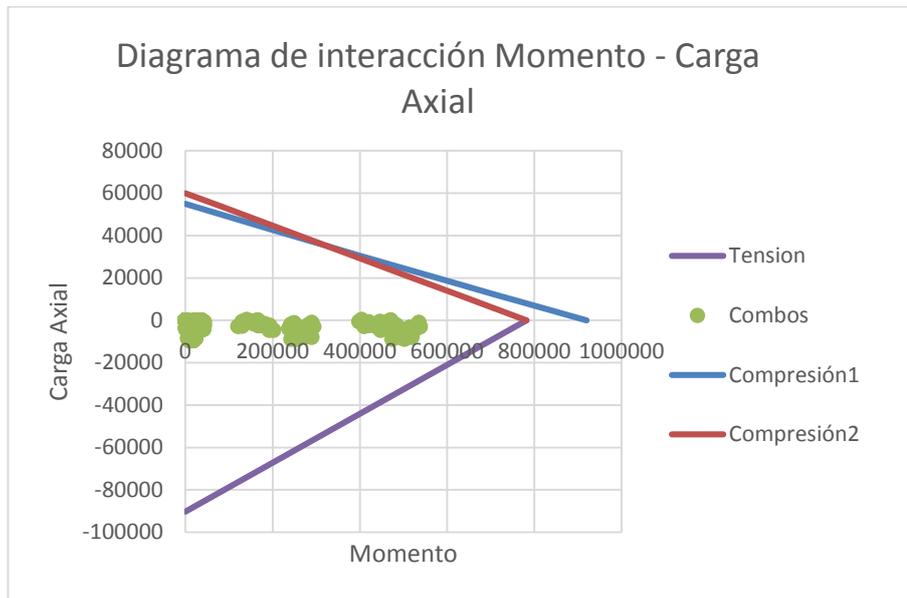


Figura 4.1: Diagrama de interacción considera cargas axiales y momento.

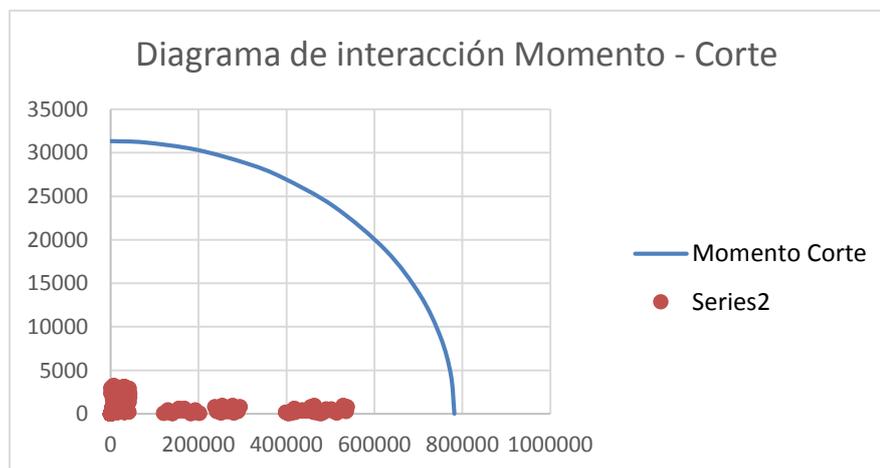


Figura 4.2: Diagramas de Interacción columna (Flexo compresión) Arquetipo 1.

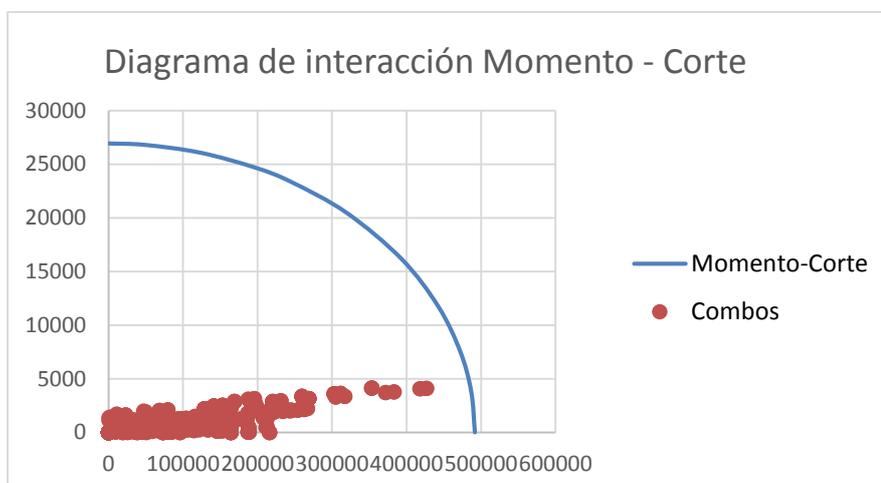


Figura 4.3: Diagrama de Interacción de Vigas (Flexión) Arquetipo 1.

Se hicieron iteraciones con el objetivo de seleccionar el perfil más liviano, que cumpla con los requerimientos de interacción de esfuerzos. El criterio columna fuerte viga débil no se considera en la norma para este tipo de estructuras.

ID Arquetipo	Elementos					
	Vigas			Columnas		
	h	b	t	h	b	t
1	25	15	0.4	30	20	0.4
2	20	15	0.4	17.5*	15*	0.4*
3	25	15	0.4	30	20	0.4
4	20	15	0.5	17.5	15	0.4
5	25	15	0.4	30	20	0.4
6	25	15	0.4	17.5*	15*	0.4*
7	30	20	0.4	30	20	0.6
8	25	15	0.4	25	15	0.4

(*) Valores redondeados para obtener igual base entre viga y columna.

Tabla XIII: Resumen de diseños de los Arquetipo.

4.3 OBSERVACIONES A LOS DISEÑOS REALIZADOS

El ASCE 7-10 limita los desplazamientos inelásticos a $0.002h$ como desplazamiento máximo de techo permitido, donde h es la altura de la estructura.

Para nuestra investigación se muestra que se cumple con esta limitación usando un coeficiente de incremento de desplazamiento, $C_d=3.5$ para todos los arquetipos diseñados.

ID Arquetipo	Drift		
	Δe	$\Delta i = C_d * \Delta e$	
1	0.0050913	0.0178196	Si cumple
2	0.0026854	0.0093989	Si cumple
3	0.0035244	0.0123354	Si cumple
4	0.0019856	0.0069496	Si cumple
5	0.0046105	0.0161368	Si cumple
6	0.0021153	0.0074036	Si cumple
7	0.0048857	0.0171000	Si cumple
8	0.0034636	0.0121226	Si cumple

Tabla XIV: Desplazamientos elástico e inelástico de los arquetipos

En el diseño de pórticos sismo-resistentes a momento con acero laminado en caliente, el criterio de “columna fuerte – viga débil” es el que normalmente controla el diseño de las columnas. Aunque la norma no exige esta revisión para este sistema estructural, se ha realizado un chequeo de los diseños realizados, el mismo se muestra resumido en la tabla 4.3.2:

ID Arquetipo	Momento nominal		Relación M_{nc}/M_{nb}
	Vigas	Columnas	
1	491779.8	782160.3	1.59
2	360996.2	301308.7	0.83
3	491779.8	782160.3	1.59
4	440835.4	301308.7	0.68
5	491779.8	782160.3	1.59
6	491779.8	301308.7	0.61
7	782160.3	1119825.3	1.43
8	491779.8	491779.8	1.00

Tabla XV: Relaciones M_{nc}/M_{nb}

De la tabla anterior, se observa que los arquetipos 1, 3, 5, 7, que fueron diseñados con un factor de modificación de respuesta $R=1.0$, se obtienen valores de $M_{nc}/M_{nb} > 1$, por lo que se concluye que en estos casos el criterio columna fuerte – viga débil sí se cumple. Para el resto de arquetipos, diseñados con un factor de modificación de respuesta $R = 3.5$, se obtienen valores de $M_{nc}/M_{nb} \leq 1$, y por lo tanto no cumplirían con el criterio mencionado. Además se observa que en el arquetipo 8 la relación es igual a 1 debido a que la altura de la columna de 4 metros, haciendo que la exigencia de las fuerzas producidas por el sismo sea mayor.

4.4 COMPARACIÓN DE DISEÑOS REALIZADOS VS. DISEÑOS TÍPICOS EN EL MERCADO.

El elemento según la consideración de diseño típico del mercado obedece a la dimensión que se obtuvo de la observación de una estructura existente, la cual cumple con las luces y altura planteadas en los arquetipos 5 y 6.

El elemento según la consideración de dimensión mínima que se analiza para el AISI S100-07 obedece a la relación ancho-espesor (w/t) y altura-espesor (d/t) máxima planteadas en las respectiva norma, la cual se conformó en función de los perfiles disponibles en el mercado, donde por cuestiones constructivas, ciertas dimensiones fueron redondeadas a la mayor próxima tratando de acercarse tanto como sea posible a los perfiles del mercado.

Consideración	Elemento	h	b	t	w	w/t	Limitación
AISI S100-07 (R=1)	Columna	20.0	10.0	0.2	19.2	96.0	200.0
AISI S100-07 (R=1)	Viga	20.0	10.0	0.2	19.2	96.0	200.0
Diseño típico	Columna	15.0	15.0	0.5	13.0	26.0	-
Diseño típico	Viga	20.0	15.0	0.4	18.4	46.0	-
Arquetipo 5	Columna	30.0	20.0	0.4	28.4	71.0	200.0
Arquetipo 5	Viga	25.0	15.0	0.4	23.4	58.5	200.0
Arquetipo 6	Columna	17.5	15.0	0.4	15.9	39.8	200.0
Arquetipo 6	viga	25.0	15.0	0.4	23.4	58.5	200.0

Tabla XVI: Comparación de dimensiones mínimas permitidas por AISI S100, AISI S110, de un diseño del mercado y el diseño planteado en esta investigación (Arq. 5 y Arq. 6).

Consideración	Elemento	ϕP_n	ϕP_{no}	ϕM_n	M_{yt}	ϕV	ϕT_n
AISI S100-07	columna	11065.9	15417.8	146322.6	151746.6	7442.3	27125.2
AISI S100-07	viga	11065.9	15417.8	146322.6	151746.6	7442.3	27125.2
Diseño típico	columna	46059.6	57846.6	298267.9	312298.8	17784.0	66934.0
Diseño típico	viga	42831.4	51696.9	360996.2	379115.2	20137.0	62900.6
Arquetipo 5	columna	54951.7	60021.8	782160.3	810628.0	29769.2	90260.6
Arquetipo 5	viga	45394.4	53785.6	491779.8	516774.0	25609.0	72020.6
Arquetipo 6	columna	40338.8	50160.0	301308.7	316292.0	17401.0	58340.6
Arquetipo 6	viga	45394.4	53785.6	491779.8	516774.0	25609.0	72020.6

Tabla XVII: Comparación de resistencias nominales de secciones mínimas especificadas en AISI S100, AISI S110, de un diseño del mercado y los diseños planteados en esta investigación (Arq. 5 y Arq. 6).

Como se muestra en la Tabla XVI y Tabla XVII las dimensiones mínimas planteada por el AISI S100 son menos exigentes, mientras que los arquetipos diseñados en esta investigación tienen resistencias nominales por encima de un diseño del mercado, tanto para $R=1$ y $R=3.5$.

CAPÍTULO 5

5 EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

5.1 GENERALIDADES

En este capítulo se definirán los parámetros del modelo constitutivo adoptado de la revisión bibliográfica realizada para representar el comportamiento no-lineal de elementos de acero doblado en frío. Se realizan los modelos no lineales de los arquetipos diseñados usando el método de Análisis Estático no-lineal (Pushover) según el ASCE/SEI 41-06. Se realiza la evaluación del comportamiento utilizando parcialmente la metodología FEMA P-695.

Finalmente, se realizará una comparación del comportamiento entre diseños realizados y diseños típicos del mercado, usando los resultados de los análisis realizados con las recomendaciones de la norma ASCE/SEI 41 y la metodología FEMA P-695.

5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN ASCE/SEI 41-06

El documento ASCE/SEI 41-06 contiene provisiones para revisar el desempeño de estructuras en función de distintos tipos de análisis estructurales.

5.2.1 BASES DEL PROCEDIMIENTO

El análisis estático no lineal es usado para el análisis sísmico de edificaciones, un modelo matemático incorpora el comportamiento no lineal entre carga y deformación de cada elemento de la edificación, la cual está sujeta a una carga monotónica lateral creciente que representa las fuerzas de inercia que ocurren en un sismo hasta que el desplazamiento último es excedido. El desplazamiento último intenta representar el desplazamiento máximo que experimentaría el edificio durante el sismo de diseño.

5.2.2 MODELADO Y CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS

La selección de un nodo de control general, cargas gravitacionales, la determinación del periodo fundamental y la aplicación del procedimiento de análisis deben de cumplir los requisitos establecidos en la norma.

a) El análisis simplificado permite lo siguiente:

1. El modelado solo de los componentes primarios.

2. En los componentes, la relación fuerza-deformación es bilineal y la degradación de la resistencia en la curva de comportamiento no necesita ser modelada de forma explícita.

3. Los componentes primarios que no cumplan con los criterios de aceptación serán considerados como secundarios y no se considerarán en el modelo matemático.

b) Nodo de control y desplazamiento objetivo

Debe ser colocado en el centro de masa del techo del edificio y el desplazamiento lateral del nodo de control se calculará para un valor específico de carga lateral. El desplazamiento objetivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \text{Ecuación 5-1}$$

Siendo:

C_0 : Factor de modificación relativa al espectro de desplazamiento equivalente a un grado de libertad (SDOF), para estructuras de un piso es 1.

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2} \quad \text{Ecuación 5-2}$$

R : Factor de modificación de respuesta

a = factor del tipo de sitio, 60 para sitios Tipo D, E, F

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2 \quad \text{Ecuación 5-3}$$

S_a : Aceleración del espectro de respuesta considerando el periodo fundamental

T_e : Periodo fundamental efectivo de la estructura

g : Aceleración de la gravedad

c) Distribución lateral de cargas

La distribución de las fuerzas laterales inerciales produce esfuerzos de corte, momentos y deformaciones en la estructura. La distribución real de estas fuerzas varía de manera continua presentando zonas donde las características de flexibilidad y rigidez de la estructura cambian, para dicha distribución de cargas se recomienda considerar el ASCE 7-10.

5.2.3 MODELACIÓN MATEMÁTICA DEL PÓRTICO TIPO, USANDO EL SOFTWARE OPENSEES.

a) Modelación de la rótula.

1) Modelación del comportamiento del material.

Para modelar el pórtico se definen las propiedades de las rótulas. El modelo que mejor se ajusta a las constitutivas obtenidas del CFS-NEES RR04, es el modelo modificado de deterioración con respuesta de histéresis bilineal (Bilin Material) el cual fue calibrado por medio de 46 ensayos a columna y vigas de acero.

En esta sección se explican los datos obtenidos de la curva de carga monotónica, los cuales son necesarios para el análisis estático no lineal, los demás parámetros se requieren para un análisis dinámico no lineal el cual no es objeto de esta investigación. La constitutiva del material del CFS NEES RR04 será ajustada al modelo planteado por Ibarra-Medina-Krawinkler.

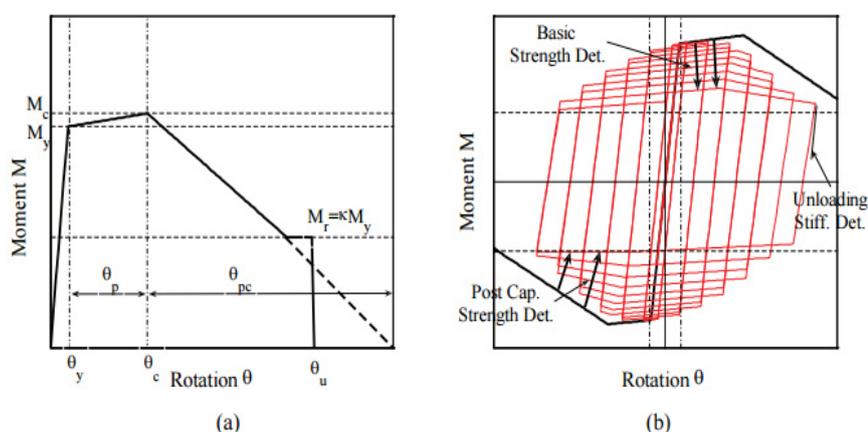


Figura 5.1: Modelo de deterioración; (a) curva mono tónica; (b) modos básicos de deterioración cíclica, Ibarra-Medina-Krawinkler

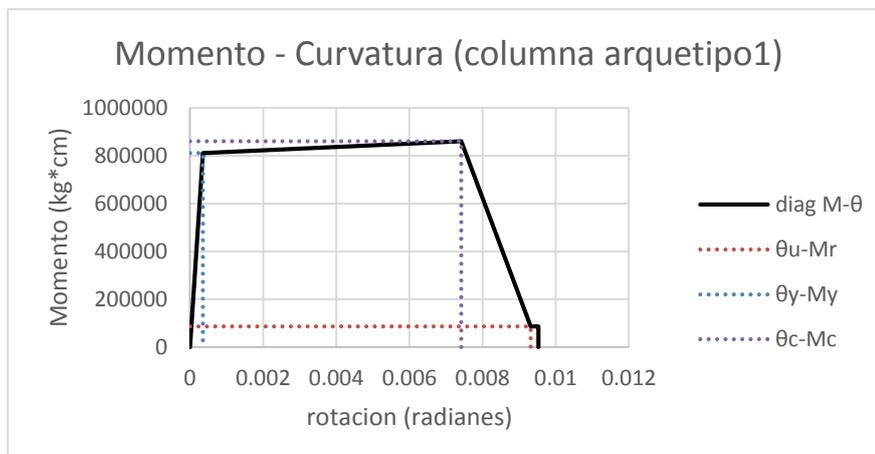


Figura 5.2: Modelo constitutivo del Arquetipo 1.

Se modela el comportamiento del material ingresando el siguiente comando:

```
UniaxialMaterial Bilin $matTag $K0 $as_Plus $as_Neg $My_Plus $My_Neg
$Lambda_S $Lambda_C $Lambda_A $Lambda_K $c_S $c_C $c_A $c_K $theta_p_Plus
$theta_p_Neg $theta_pc_Plus $theta_pc_Neg $Res_Pos $Res_Neg $theta_u_Plus
$theta_u_Neg $D_Plus $D_Neg <$nFactor>
```

\$matTag, número con el que se identifica el material

\$K0, rigidez elástica K_0 , que se determina con la siguiente ecuación.

$$K_0 = \frac{M_1}{\theta_1}$$

Ecuación 5-4

\$\alpha_s\$ Plus, relación entre la rigidez de endurecimiento por deformación y la rigidez elástica cuando la carga se aplica en el sentido positivo α_s , que se determina con la siguiente ecuación.

$$\alpha_s = \frac{K_s}{K_0} \quad \text{Ecuación 5-5}$$

$$K_s = \frac{M_2 + M_1}{\theta_2 - \theta_1} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

\$M_y\$ Plus, Resistencia elástica a la flexión cuando la carga se aplica en el sentido positivo M_y , definida de la siguiente manera.

$$M_y = M_1 \quad \text{Ecuación 5-7}$$

\$\theta_p\$ Plus, capacidad de rotación desde el momento elástico hasta antes del momento máximo θ_p , también llamada capacidad de rotación plástica cuando la carga se aplica en el sentido positivo, se determina con la siguiente ecuación.

$$\theta_p = \theta_2 - \theta_1 \quad \text{Ecuación 5-8}$$

θ_{pc_Plus} , capacidad de rotación después de alcanzar la resistencia máxima cuando la carga se aplica en el sentido positivo θ_p , se determina con la siguiente ecuación.

$$\theta_{pc} = \frac{\theta_3 - \theta_2}{0.9} \quad \text{Ecuación 5-9}$$

κ_{Res_Pos} , relación de resistencia residual cuando la carga se aplica en el sentido positivo, κ , se determina con la ecuación 5-10. De los ensayos realizados en perfiles W laminados en caliente esta relación es alrededor del 40%, donde de manera conservadora se asume el 10%

$$\kappa = \frac{M_3}{M_2} \quad \text{Ecuación 5-10}$$

θ_u_Plus , capacidad de rotación última cuando la carga se aplica en el sentido positivo θ_p , se determina con la siguiente ecuación.

$$\theta_u = \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 \quad \text{Ecuación 5-11}$$

Ejemplo: Material que define el comportamiento de la rótula inferior de la columna 1 del arquetipo 1.

UniaxialMaterial Bilin 1 2316627222.49185 0.00306 0.00306 810628.01193 -
 810628.01193 1 1 1 1 1 1 1 1 0.00706 0.00706 0.00211 0.00211 0.10619 0.10619
 0.00953 0.00953 1 1 0;

Los valores $\theta_1, \theta_2, \theta_3, M_1, M_2, M_3$ se definieron en el capítulo 2

Id	Elemento	Parámetros CFS-NEES RR02					
		θ_1	M_1	θ_2	M_2	θ_3	M_3
1	col	0.00385	810628.0	0.00741	860843.2	0.00932	86084.3
	Viga ext.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
	Viga Int.	0.00770	516774.0	0.01800	564247.3	0.02427	56424.7
2	col	0.00660	316292.0	0.02270	350521.1	0.03372	35052.1
	Viga ext.	0.00770	379115.2	0.02289	418632.3	0.03295	41863.2
	Viga Int.	0.00962	379115.2	0.02861	418632.3	0.04119	41863.2
3	col	0.00385	810628.0	0.00741	860843.2	0.00932	86084.3
	Viga ext.	0.00770	516774.0	0.01800	564247.3	0.02427	56424.7
	Viga Int.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
4	col	0.00660	316292.0	0.02270	350521.1	0.03372	35052.1
	Viga ext.	0.00962	462336.7	0.03656	521120.5	0.05531	52112.0
	Viga Int.	0.00770	462336.7	0.02925	521120.5	0.04424	52112.0
5	col	0.00513	810628.0	0.00989	860843.2	0.01243	86084.3
	Viga ext.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
	Viga Int.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
6	col	0.00880	316292.0	0.03027	350521.1	0.04497	35052.1
	Viga ext.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
	Viga Int.	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
7	col	0.00513	1175790.5	0.01526	1307961.5	0.02197	130796.1
	Viga ext.	0.00642	810628.0	0.01236	860843.2	0.01553	86084.3
	Viga Int.	0.00642	810628.0	0.01236	860843.2	0.01553	86084.3
8	col	0.00616	516774.0	0.01440	564247.3	0.01941	56424.7
	Viga ext.	0.00770	516774.0	0.01800	564247.3	0.02427	56424.7
	Viga Int.	0.00770	516774.0	0.01800	564247.3	0.02427	56424.7

Tabla XVIII: Parámetros de los modelos constitutivo

Id	Elemento	Parámetros Ibarra-Medina-Krawinkler (Bilin Material).						
		\$K0	\$as_Plus	\$My	\$theta_p	\$theta_pc	\$Res_Pos	\$theta_u
1	col	2316627222	0.00307	810628.0	0.00706	0.00212	0.10619	0.00953
	viga ex	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
	Viga Int.	738422930.1	0.00372	516774.0	0.01730	0.00696	0.10919	0.02496
2	Col	527277873.3	0.00294	316292.0	0.02210	0.01224	0.11082	0.03495
	viga ex	541721062.6	0.00329	379115.2	0.02219	0.01118	0.11042	0.03407
	Viga Int.	433376850.1	0.00329	379115.2	0.02774	0.01398	0.11042	0.04259
3	Col	2316627222	0.00307	810628.0	0.00706	0.00212	0.10619	0.00953
	viga ex	738422930.1	0.00372	516774.0	0.01730	0.00696	0.10919	0.02496
	Viga Int.	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
4	Col	527277873.3	0.00294	316292.0	0.02210	0.01224	0.11082	0.03495
	viga ex	528509653.3	0.00312	462336.7	0.03568	0.02083	0.11271	0.05739
	Viga Int.	660637066.6	0.00312	462336.7	0.02855	0.01666	0.11271	0.04591
5	Col	1737470417	0.00307	810628.0	0.00942	0.00282	0.10619	0.01271
	viga ex	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
	Viga Int.	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
6	Col	395458405	0.00294	316292.0	0.02947	0.01633	0.11082	0.04660
	viga ex	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
	Viga Int.	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
7	Col	2520146368	0.00355	1175790.5	0.01479	0.00745	0.11124	0.02271
	viga ex	1389976333	0.00307	810628.0	0.01177	0.00353	0.10619	0.01589
	Viga Int.	1389976333	0.00307	810628.0	0.01177	0.00353	0.10619	0.01589
8	Col	923028662.6	0.00372	516774.0	0.01384	0.00557	0.10919	0.01997
	viga ex	738422930.1	0.00372	516774.0	0.01730	0.00696	0.10919	0.02496
	Viga Int.	738422930.1	0.00372	516774.0	0.01730	0.00696	0.10919	0.02496

Tabla XIX: Parámetros del Modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler.

2. Modelación de la rótula como un resorte rotacional.

La rótula se modela como un elemento de longitud cero que está asociado al comportamiento del material, en el cual se indica el tipo de desplazamiento o rotación que se permitirá. Para definirlo, se ingresa el siguiente comando:

```
Element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2... -dir $dir1
$dir2...<-doRayleigh $rFlag> <-orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3>
```

\$eleTag, valor numérico que identifica el elemento.

\$iNode, **\$jNode**, nodos donde se ubica la rótula.

-mat \$matTag1 \$matTag2, material que define el comportamiento de la rótula previamente definida.

-dir \$dir1 \$dir2, direcciones del material 1, 2, 3 traslación a lo largo del eje x, y, z respectivamente 4, 5, 6 rotación alrededor del eje x, y, z respectivamente

<-doRayleigh \$rFlag> valor que por defecto es 0

Ejemplo: Material que define el comportamiento de la rótula inferior de la columna 1 del arquetipo 1.

```
Element zeroLength 10201 20201 10201 -mat 1 -dir 6.
```

b) Configuración del pórtico y los elementos

Nodos

Se crean los nodos con el comando:

```
Node $nodeTag (ndm $coords) <-mass (ndf $massValues)>
```

\$nodeTag, número con el que se identifica el nodo

Node\$coords, coordenadas del nodo

\$massValues, masa correspondiente a grado de libertad

Ejemplo: nodo superior de la columna 1 arquetipo 1

```
Node 10202 0.0 3.0 -mass 2058.3 2058.3 0.001
```

Elementos

Se crean los elementos vigas columna con el siguiente comando para elementos en dos dimensiones:

```
Element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>
```

\$eleTag, número con el que se identifica el elemento

\$iNode \$jNode, nodos que definen el elemento

\$A. área transversal

\$E. módulo de young

\$Iz, momento de inercia de la sección

\$transfTag, tipo de transformación de coordenadas,

\$massDens, masa por unidad de longitud, (opcional, default 0.0)

-cMass, valor para obtener una matriz de masa consistente

Ejemplo: nodo superior de la columna 1 arquetipo 1

Element elasticBeamColumn 10202 20201 20202 31.588 2078413 3040 1

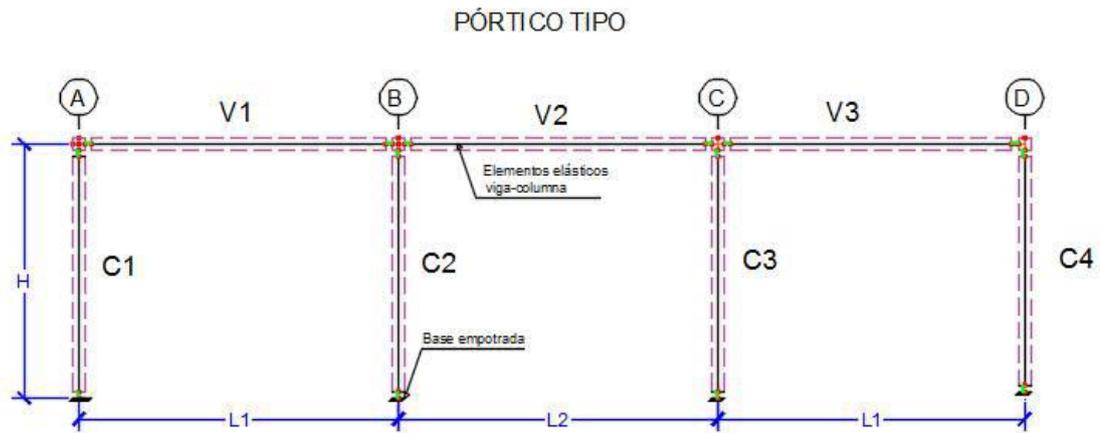


Figura 5.3: Esquema del pórtico modelado

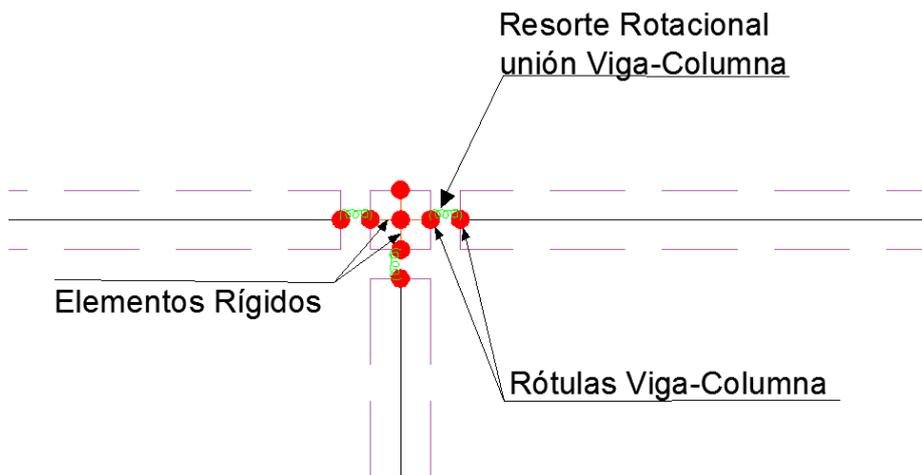


Figura 5.4: Esquema de la unión

c) La unión Viga-Columna se ha considerado rígida esto se logra incrementando la inercia en los elemento en esa zona. Esta suposición se adoptó debido a que no se encuentran actualmente estudios que definan el comportamiento momento-curvatura de uniones viga-columna con perfiles metálicos conformados en frío.

5.2.4 PARÁMETROS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) CONSIDERANDO LA METODOLOGÍA FEMA P-695.

Del diseño realizado con el AISI S100-2007 la curva que relaciona la carga lateral vs deformación nos permite estimar el corte máximo soportado por la estructura y la deformación última, con los cuales se estima la sobre-resistencia (Ω) y la ductilidad basada en el periodo (μ_T), por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{dis}} \quad \text{Ecuación 5-12}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad \text{Ecuación 5-13}$$

Siendo:

V_{max} : Es el valor máximo de cortante obtenido del análisis no lineal

V_{dis} : Es el cortante basal con el que fue diseñado el arquetipo

δ_u : Es el menor valor de deformación de techo obtenida al 80% del corte máximo o la atribuida a la falla por corte o carga axial.

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \frac{g}{4\pi^2} (\max(T, T_1))^2 \quad \text{Ecuación 5-14}$$

$\delta_{y,eff}$: Es el desplazamiento de fluencia efectivo según el FEMA P 695(2009),

W : Es el peso de la estructura, g la aceleración de la gravedad, y T es el periodo fundamental estimado con el ASCE 7-10 y T_1

Arq. ID.	Vmax (kg.)	Vdis (kg.)	Ω	δ_u (cm)	$\delta_{y,eff}$ (cm)	μ_T
1	20786.52	9662.57	2.15	1.34	0.72	1.86
2	9117.38	2760.73	3.30	6.18	1.16	5.33
3	20341.01	11206.30	1.81	1.56	0.71	2.20
4	9152.07	3201.80	2.86	6.02	0.97	6.21
5	16825.99	8233.20	2.04	2.48	1.26	1.96
6	6740.21	2352.34	2.86	9.61	1.71	5.62
7	15627.47	12864.37	1.21	2.65	0.81	3.29
8	10803.09	3675.53	2.94	7.75	1.38	5.61

Tabla XX: Resultados de análisis estáticos no lineales

5.3 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ENTRE DISEÑOS REALIZADOS Y DISEÑOS TÍPICOS DEL MERCADO

A partir de los diseños de los arquetipos se determinaron las curvas Pushover, los arquetipos 5 y 6 presentan características de configuración similares a un diseño del mercado.

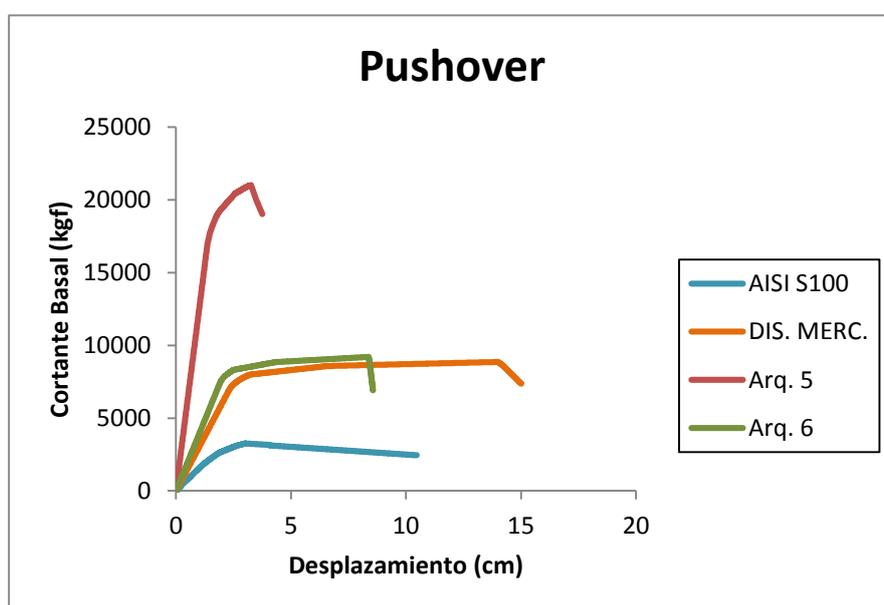


Figura 5.5: Comparación de los arquetipos, dimensiones mínimas y diseño del mercado

Los datos de las geometrías y sus resistencias se presentaron en el capítulo 4, de esta comparación se tienen las siguientes observaciones:

El Arquetipo 6 y el diseño del mercado presentan comportamientos similares; debido a la relación w/t menor de este último, se aprecia una mayor ductilidad, sin embargo

sus resistencias nominales son inferiores a las que ofrece el Arquetipo 5, por lo tanto el diseño del mercado presentará deformaciones permanentes para las cargas de diseño del Arquetipo 6, el cual se encontraría en su rango elástico ver Figura 5.5

CAPÍTULO 6

6 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESULTADOS

En esta sección se presentan los datos obtenidos de la evaluación de desempeño de los arquetipos planteados, a fin de definir si los modelos cumplen con las exigencias requeridas por el ASCE 41 descritas en el anterior capítulo.

Se presentan también los resultados obtenidos de la curva Pushover para la comparativa a las dimensiones mínimas y el diseño del mercado,

Todos los diseños muestran un nivel de desempeño adecuado, en su mayoría de ocupación inmediata, siendo el arquetipo 8 el que más se acerca al de prevención de colapso.

ID	Elemento	Nodo	δ_u	Niveles de desempeño ASCE 41-08			
				IO	LS	CP	
1	Columna 2	Inferior	0.0003	0.0037	0.0056	0.0072	< IO
	Viga 2	Derecha	0.0006	0.0090	0.0134	0.0179	< IO
2	Columna 2	Inferior	0.0150	0.0114	0.0170	0.0227	IO-LS
	Viga 1	Derecha	0.0051	0.0115	0.0172	0.0228	< IO
3	Columna 1	Superior	0.0013	0.0037	0.0056	0.0071	< IO
	Viga 3	Derecha	0.0007	0.0090	0.0135	0.0179	< IO
4	Columna 2	Inferior	0.0144	0.0114	0.0170	0.0227	IO-LS
	Viga 1	Derecha	0.0008	0.0184	0.0274	0.0366	< IO
5	Columna 1	Superior	0.0010	0.0049	0.0074	0.0095	< IO
	Viga 3	Derecha	0.0005	0.0072	0.0107	0.0143	< IO
6	Columna 2	Inferior	0.0158	0.0152	0.0227	0.0303	IO-LS
	Viga 1	Derecha	0.0004	0.0072	0.0108	0.0144	< IO
7	Columna 1	Superior	0.0031	0.0077	0.0114	0.0153	< IO
	Viga 1	Derecha	0.0052	0.0062	0.0092	0.0119	< IO
8	Columna 1	Superior	0.0139	0.0072	0.0108	0.0144	LS-CP
	Viga 1	Derecha	0.0066	0.0090	0.0134	0.0179	< IO

Tabla XXI: Niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-07

La comparación se realizó para el arquetipo 5 ya que este se diseñó con un $R=3.5$. En la Tabla XXI se muestran los valores que se calcularon estimando un $R=1.0$ para todos los casos, de igual forma para la Tabla XXII se muestran los valores calculados estimando un $R=3.5$ para la adecuada comparación con el arquetipo 6.

Arq. ID.	Vmax (kg.)	Vdis (kg.)	Ω	δ_u (cm)	$\delta_{y,eff}$ (cm)	μ_T (cm)
AISI S100	3260.44	8233.20	0.40	0.16	0.0747	2.19
DIS. MERC.	8858.28	8233.20	1.08	6.41	1.7249	3.72
Arq. 5	21016.40	8233.20	2.55	1.37	0.8720	1.57

Tabla XXII: Comparación con arquetipo 5

La deformación última para un $R=3.5$ se incrementó para todos los modelos, manteniéndose el diseño de mercado como el diseño con mayor deformación.

Arq. ID.	Vmax (kg.)	Vdis (kg.)	Ω	δ_u (cm)	$\delta_{y,eff}$ (cm)	μ_T (cm)
AISI S100	3260.44	2352.34	1.39	2.62	0.0747	35.04
DIS. MERC.	8858.28	2352.34	3.77	7.67	1.7249	4.45
Arq. 6	9204.52	2352.34	3.91	5.66	1.2253	4.62

Tabla XXIII: Comparación con arquetipo 6

6.2 CONCLUSIONES

[1] La rotación en los elementos primarios de la estructura cuando ésta experimenta el desplazamiento objetivo planteado por el ASCE 41-06 presenta un nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO) en general para la mayoría de estructuras diseñadas con un $R=1.0$, mientras que para las estructuras diseñadas con un $R=3.5$ nos situamos en seguridad de vida (LS), por lo tanto se concluye que es aceptable el diseño de pórticos resistentes a momento conformados con perfiles doblados en frío, usando un $R=3.5$, pues de este modo se obtiene un estructura que cumple con los niveles de seguridad recomendados por el ASCE 41-06 y el ASCE 7-10, con un diseño menos conservador que usando $R=1.0$, la cual provee una mayor fiabilidad en estructuras donde los elementos vigas y columnas incurrieren en el rango inelástico.

[2] Las dimensiones mínimas del AISI S100 resultaron ser inapropiadas por lo que se requiere un diseño adecuado en función de la estructura que se desee construir. Las dimensiones mínimas del AISI S100 son más flexibles en comparación a las aplicadas al pórtico de mercado.

[3] Las estructuras del mercado resultaron tener un comportamiento bastante aceptable desde el enfoque de resistencia máxima, pero si se consideraran las condiciones de carga planteadas en el diseño, no cumplen con la serviciabilidad adecuada ya que presentarían niveles de deformación considerables.

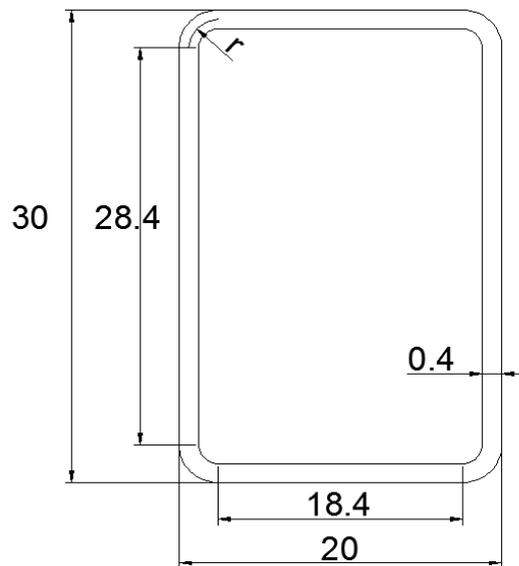
6.3 RECOMENDACIONES

[1] Realizar investigaciones sobre uniones viga-columna para estructuras de acero doblado en frío, tanto en términos de comportamiento como en diseño.

[2] Estas estructuras típicamente tienen paredes de mampostería por lo que se recomienda incluir el aporte de estas en los análisis no lineales.

7 ANEXOS

ANEXO A Ejemplo del procedimiento diseño



Dada la siguiente sección tubular cuadrada

C20X30X0.4

Teniendo las siguientes propiedades:

$$L = 400\text{cm}$$

$$f_y = 2400\text{kg/cm}^2$$

$$E = 2078413\text{kg/cm}^2$$

$$G = 799389.6154\text{kg/cm}^3$$

Figura 7.1: Columna del Arquetipo 6

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$A_g = 39.588\text{cm}^2$$

$$I_x = 2860\text{cm}^4$$

$$I_y = 3424\text{cm}^4$$

$$r_y = 8.0741\text{cm}$$

$$r_x = 11.59\text{cm}$$

$$u = 0.3$$

Determinamos

$$w_x = b_o - 4t = 20 - 4 * 0.4 = 18.4cm$$

$$w_y = h_o - 4t = 30 - 4 * 0.4 = 28.4cm$$

RESISTENCIA AXIAL

Resistencia Nominal Axial P_n

$$f_{e_x} = \frac{\pi^2 * E}{\left(k \frac{L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2078413}{\left(1 * \frac{400}{11.59}\right)^2} = 17221.79$$

$$f_{e_y} = \frac{\pi^2 * E}{\left(k \frac{L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2078413}{\left(1 * \frac{400}{8.07}\right)^2} = 8349.47kg/cm^2$$

Se evalúa el caso en el que se encuentra

$$\lambda c < 1.5 \quad f_n = (0.658^{\lambda c x^2}) f_y$$

$$\lambda c \geq 1.5 \quad f_n = \left(\frac{0.877}{\lambda^2}\right) f_y$$

$$\lambda c_x = \sqrt{\frac{f_y}{f_{e_x}}} = \sqrt{\frac{2400}{17211.79}} = 0.373 < 1.5$$

$$\lambda c_y = \sqrt{\frac{f_y}{f_{e_y}}} = \sqrt{\frac{2400}{8349.47}} = 0.536 < 1.5$$

$$f_{n_x} = (0.658^{\lambda c x^2}) f_y = (0.658^{0.373^2}) * 2400 = 2264.23kg/cm^2$$

$$f_{n_y} = (0.658^{\lambda c y^2}) f_y = (0.658^{0.536^2}) * 2400 = 2128.08kg/cm^2$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 * E}{12(1 - u^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$fcr_x = 4 * \frac{\pi^2 * 2078413}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{0.4}{18.4}\right)^2 = 3551.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$fcr_y = 4 * \frac{\pi^2 * 2078413}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{0.4}{28.4}\right)^2 = 1490.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{fcr}}$$

$$f = f_n$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{fn_x}{fcr_x}} = \sqrt{\frac{2264.23}{3551.02}} = 0.799$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{fn_y}{fcr_y}} = \sqrt{\frac{2128.08}{1490.57}} = 1.195$$

$$\lambda < 0.673 \quad b = w$$

$$\lambda > 0.673 \quad b = pw$$

$$\lambda_x = 0.799 > 0.673$$

$$\lambda_y = 1.195 > 0.673$$

$$p = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda}$$

$$p_x = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda_x}}{\lambda_x} = \frac{1 - \frac{0.22}{0.799}}{0.799} = 0.907$$

$$p_y = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda_y}}{\lambda_y} = \frac{1 - \frac{0.22}{1.195}}{1.195} = 0.683$$

$$b_x = p_x w_x = 0.907 * 18.4 = 16.69 \text{ cm}$$

$$b_y = p_y w_y = 0.683 * 28.4 = 19.39 \text{ cm}$$

$$A_e = (2b_x + 2b_y + 2\pi * r) * t = (2 * 16.69 + 2 * 19.39 + 2\pi * 1.5 * 0.4) * 0.4$$

$$= 30.37 \text{ cm}^2$$

$$P_n = A_e * f_n = 30.37 * 2128.08 = 64629.79 \text{ kg/cm}^2$$

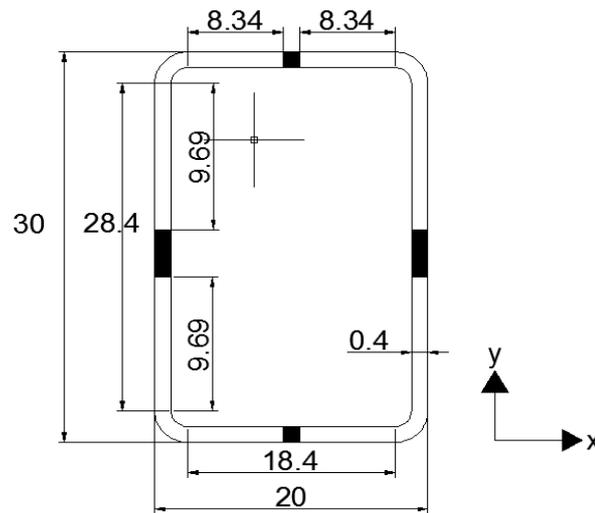


Figura 7.2: Sección efectiva de la Columna del Arquetipo 6

Resistencia Nominal Axial P_{no}

$$f = f_y$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{f_y}{f c r_x}} = \sqrt{\frac{2400}{3551.02}} = 0.822$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{f_y}{f c r_y}} = \sqrt{\frac{2400}{1490.57}} = 1.269$$

$$p_x = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda_x}}{\lambda_x} = \frac{1 - \frac{0.22}{0.822}}{0.822} = 0.891$$

$$p_y = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda_y}}{\lambda_y} = \frac{1 - \frac{0.22}{1.269}}{1.269} = 0.651$$

$$b_x = p_x w_x = 0.891 * 18.4 = 16.39 \text{ cm}$$

$$b_y = p_y w_y = 0.651 * 28.4 = 18.49 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_e &= (2b_x + 2b_y + 2\pi * r) * t = (2 * 16.39 + 2 * 18.49 + 2\pi * 1.5 * 0.4) * 0.4 \\ &= 29.41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_{no} = A_e * f_y = 29.41 * 2400 = 70584 \text{ kg/cm}^2$$

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

$$M_{nx} = S_{ex} * f_y$$

Asumo Y_{cg} en el centro

$$f_1 = f_2$$

$$f_1 = \frac{f_y}{Y_{cg}} * (Y_{cg} - 2t) = \frac{2400}{15} * (15 - 2 * 0.4) = 2272 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Psi = f_2 / f_1 = 1$$

$$k = 4 + 2(1 - \Psi) + 2(1 - \Psi) = 4 + 2(1 - 1) + 2(1 - 1) = 4$$

$$f_{cr_y} = k \frac{\pi^2 * E}{12(1 - u^2)} * \left(\frac{t}{w_y}\right)^2 = 4 * \frac{\pi^2 * 2078413}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{0.4}{28.4}\right)^2 = 1490.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{f_{cr_y}}}$$

$$f = f_1$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_1}{fcr_y}} = \sqrt{\frac{2272}{1490.57}} = 1.235$$

$$\lambda > 0.673 \quad b = pw$$

1.235 > 0.673 Alma no es efectiva

$$p = \frac{1 - \frac{0.22}{\lambda}}{\lambda} = \frac{1 - \frac{0.22}{1.235}}{1.235} = 0.665$$

$$b = p * w_y = 0.665 * 28.4 = 18.89cm$$

Con b_y obtenemos $Y_{cg} = 15.31cm$

$$f_1 = \frac{2400}{15} * (15.31 - 2 * 0.4) = 2321.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{fy}{Y_{cg}} * (h_o - Y_{cg} - 2t) = \frac{2400}{15} * (30 - 14.51 - 2 * 0.4) = 2350.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Psi = f_2/f_1 = 2350.4/2321.6 = 1.01$$

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) = 4 + 2(1 - 1.01)^3 + 2(1 - 1.01) = 3.97$$

$$fcr_y = k \frac{\pi^2 * E}{12(1 - u^2)} * \left(\frac{t}{w_y}\right)^2 = 3.97 * \frac{\pi^2 * 2078413}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{0.4}{28.4}\right)^2$$

$$= 1490.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = f_1$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f_1}{fcr_y}} = \sqrt{\frac{2321.6}{1490.57}} = 1.25$$

$$\lambda > 0.673$$

15 > 0.673 Alma no es efectiva

$$p = \frac{1 - \frac{0.22}{1.25}}{1.25} = \frac{1 - \frac{0.22}{1.25}}{1.25} = 0.659$$

$$b_y = 0.659 * 28.4 = 1 * 28.4 = 18.72 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b_e}{3 - \psi} = \frac{18.72}{3 - 1.01} = 9.41$$

$$b_2 = \frac{b_e}{2} = \frac{18.72}{2} = 9.36 \text{ cm}$$

$$b_1 + b_2 + 2t = 9.41 + 9.36 + 2 * 0.4 = 19.57 \text{ cm}$$

$$h_o = 30 \text{ cm}$$

$$b_1 + b_2 + 2t > h_o$$

Calculamos I_{xe_1} , para entendimiento de los datos ver Figura 7.3

$b = 20$ mm, base del perfil

$h = 30$ mm, altura del perfil

$t = 0.4$ mm, espesor del perfil

$r = 1.5 t = 0.6$ (radio de curvatura según la norma INEN)

$cl = 2 t / \pi = 0.2546$, longitud del doblado.

$$A = (2(b - 4t) + 2(h - 4t) + 2\pi)t = 38.947 \text{ mm}^2$$

$$Ly = \frac{t^2}{4}(b - 4t) + \left(h - \frac{t}{2}\right)^2 (b - 4t) + \frac{h^2}{4}(h - 4t) + \pi r(2t - cl)^2 + \pi r[h - (2t - cl)]^2 = 3075 \text{ mm}^3$$

$$Ix' = \frac{(h - 2t)^3}{6} = 3817 \text{ mm}^3$$

$$I_x = \left(I_{x'} + Ly + \frac{h^2 A}{4t} \right) t = 5252.69 \text{ mm}^4$$

$$S_{xe} = \frac{I_{xe}}{Y_{cg}} = \frac{5252.69}{15.31} = 343.05$$

$$M_{nx} = 343.05 * 2400 = 823320 \text{ kg} - \text{cm}$$

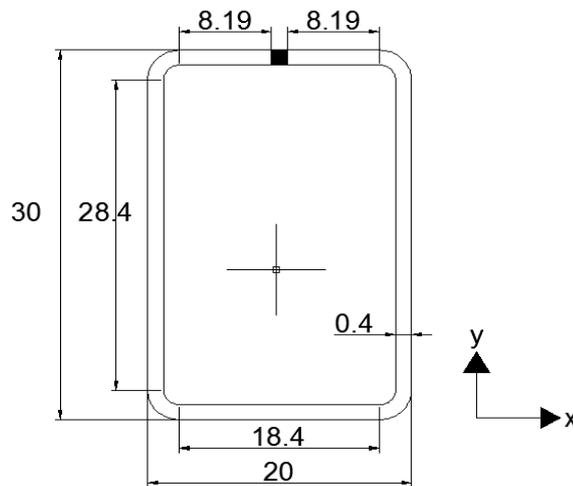


Figura 7.3: Sección efectiva del Alma de la Columna del Arquetipo 6

RESISTENCIA A LA TENSION

$$T_n = A_n * f_y$$

$$T_n = 42.6 * 2400 = 102240 \text{ kg}$$

RESISTENCIA AL CORTE

$$V_n = A_w * f_v$$

Donde para almas no reforzadas

$$K_v = 5.34$$

$$E_k v / F_y = \frac{2078413 * 5.34}{2400} = 4624.47$$

$$h/t = \frac{30}{0.4} = 75$$

$$h/t \leq E_k v / F_y$$

$$f_v = 0.6 f_y$$

$$f_v = 0.6 * 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w = 2 * w_y * t = 2 * 28.4 * 0.4 = 22.72 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 22.72 * 1440 = 32716.8 \text{ kg}$$

Resumen de Resistencias calculadas

Consideración	Elemento	P_n	P_{no}	M_n	M_{yt}	V	T_n
AISI S100-07	columna	11065.9	15417.8	146322.6	151746.6	32716.8	

Para graficar los diagramas de interacción

Flexión-Tracción

A partir de la Ecuación 2-49, despejando T se obtiene la expresión

$$-\phi_t T_n \left(\frac{M_x}{\phi_b M_n} - 1 \right) = T$$

Con la expresión anterior se construye la Tabla XXIV

Donde el valor de M_x varía desde 0 a $\phi_b M_n$.

M_x	T
0.0	-90260.6
78216.0	-81234.6
195540.1	-67695.5
312864.1	-54156.4

391080.2	-45130.3
508404.2	-31591.2
625728.3	-18052.1
703944.3	-9026.1
750873.9	-3610.4
774338.7	-902.6
782160.3	0.0

Tabla XXIV: Interacción flexo-tensión

Flexión-Compresión

A partir de la Ecuación 2-50, despejando P se obtiene la expresión

$$\frac{\phi_b M_n P_{ex} + \phi_b M_n \phi_c P_n}{2\phi_b M_n} - \frac{\sqrt{\phi_b M_n (\phi_b M_n P_{ex}^2 + \phi_b M_n (\phi_c P_n)^2 + 4C_m M_x \phi_c P_n P_{ex} - 2\phi_b M_n \phi_c P_n P_{ex})}}{2\phi_b M_n} = P$$

Con la expresión anterior se construye la Tabla XXV

Donde el valor de M_x varía desde 0 a $\phi_b M_n$.

M_x	P
0.0	54951.7
78216.0	50118.9
195540.1	42929.6
312864.1	35810.1
391080.2	31101.6
508404.2	24094.1
625728.3	17151.3
703944.3	12557.9
750873.9	9815.1
774338.7	8447.4
920188.6	0.0

Tabla XXV: Interacción flexo-compresión 1

A partir de la Ecuación 2-51 Ecuación 2-50, despejando P se obtiene la expresión

$$-\phi_c P_{no} \left(\frac{M_x}{\phi_b M_n} - 1 \right) = P$$

Con la expresión anterior se construye la Tabla XXVI

Donde el valor de M_x varía desde 0 a $\phi_b M_n$.

M_x	P
0.0	60021.8
78216.0	54019.6
195540.1	45016.4
312864.1	36013.1
391080.2	30010.9
508404.2	21007.6
625728.3	12004.4
703944.3	6002.2
750873.9	2400.9
774338.7	600.2
782160.3	0.0

Tabla XXVI: Interacción flexo-compresión²

Flexión y esfuerzos de corte

A partir de la Ecuación 2-56, despejando V se obtiene la expresión

$$\frac{\phi_v V_n \sqrt{-(M_x + \phi_b M_n)(M_x - \phi_b M_n)}}{\phi_b M_n} = V$$

Con la expresión anterior se construye la Tabla XXVII

Donde el valor de M_x varía desde 0 a $\phi_b M_n$.

M_x	V
0.0	31336.0
78216.0	31178.9
195540.1	30340.9
312864.1	28719.9
391080.2	27137.8
508404.2	23813.3
625728.3	18801.6
703944.3	13659.0
750873.9	8774.1
774338.7	4420.5
782160.3	0.0

Tabla XXVII: Interacción flexión-corte

ANEXO B

Resultados del Análisis Estático No Lineal

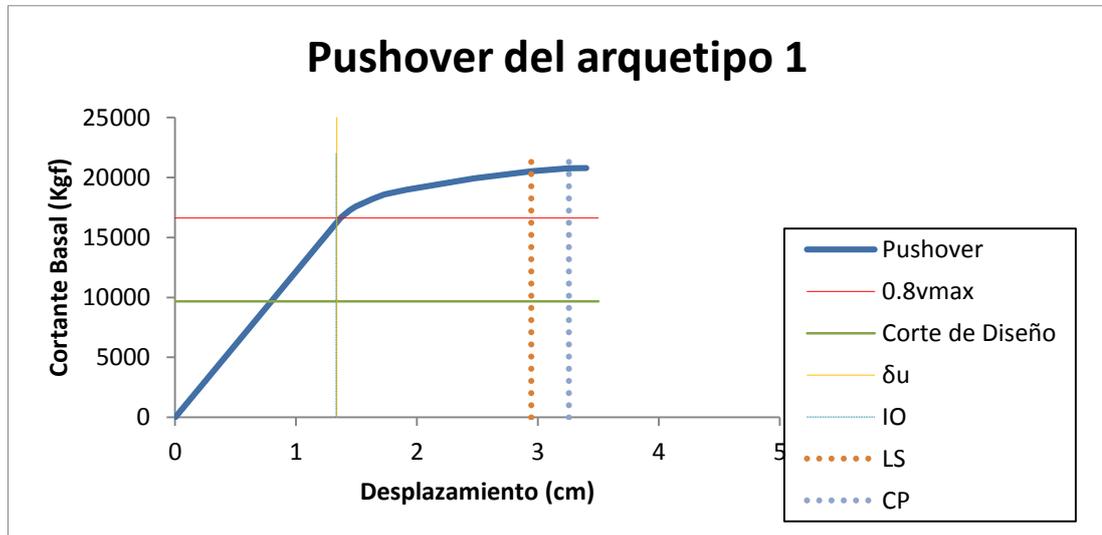


Figura 7.4: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del

Arquetipo 1

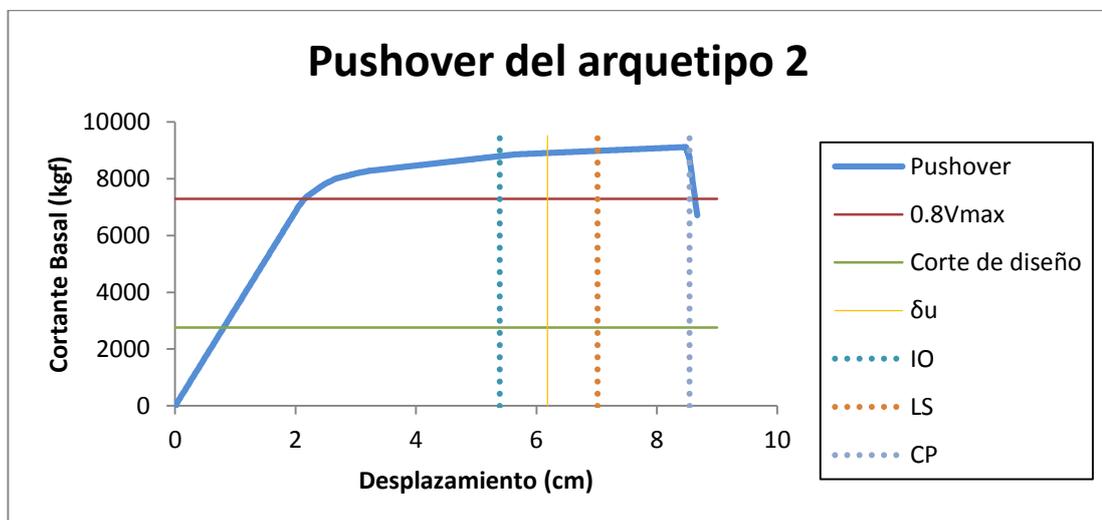


Figura 7.5: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del

Arquetipo 2

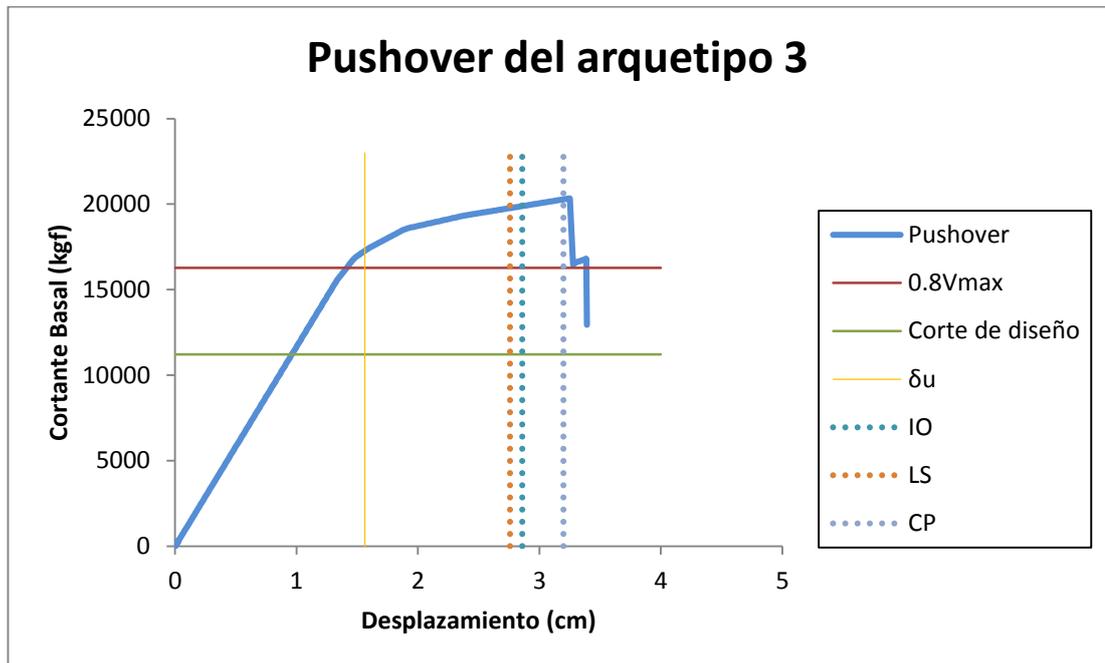


Figura 7.6: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 3

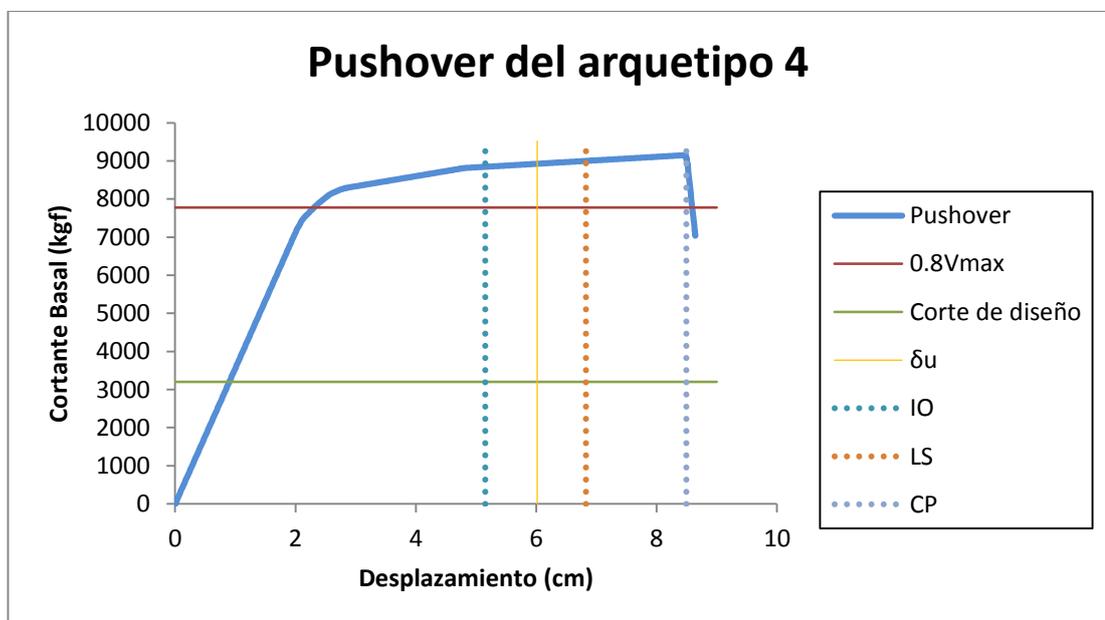


Figura 7.7: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 4

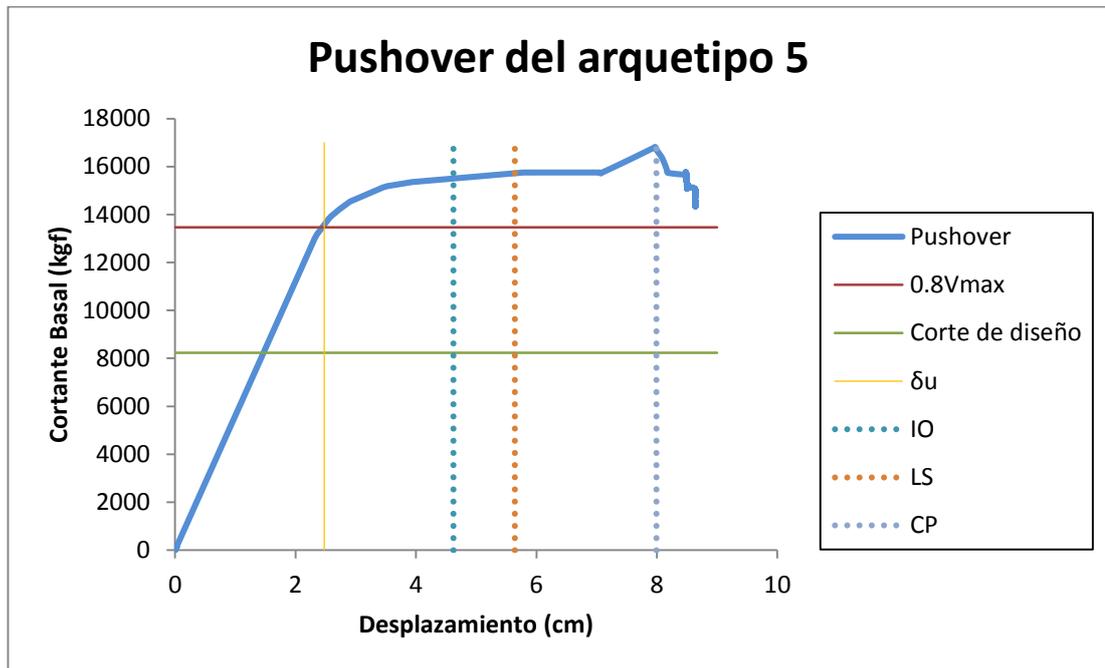


Figura 7.8: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 5

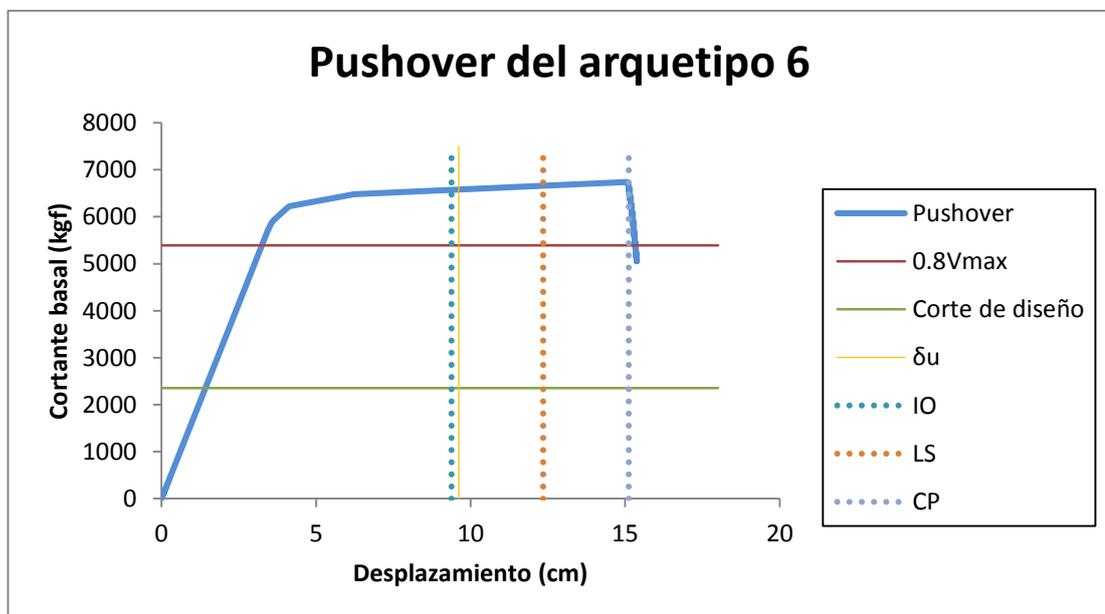


Figura 7.9: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del Arquetipo 6

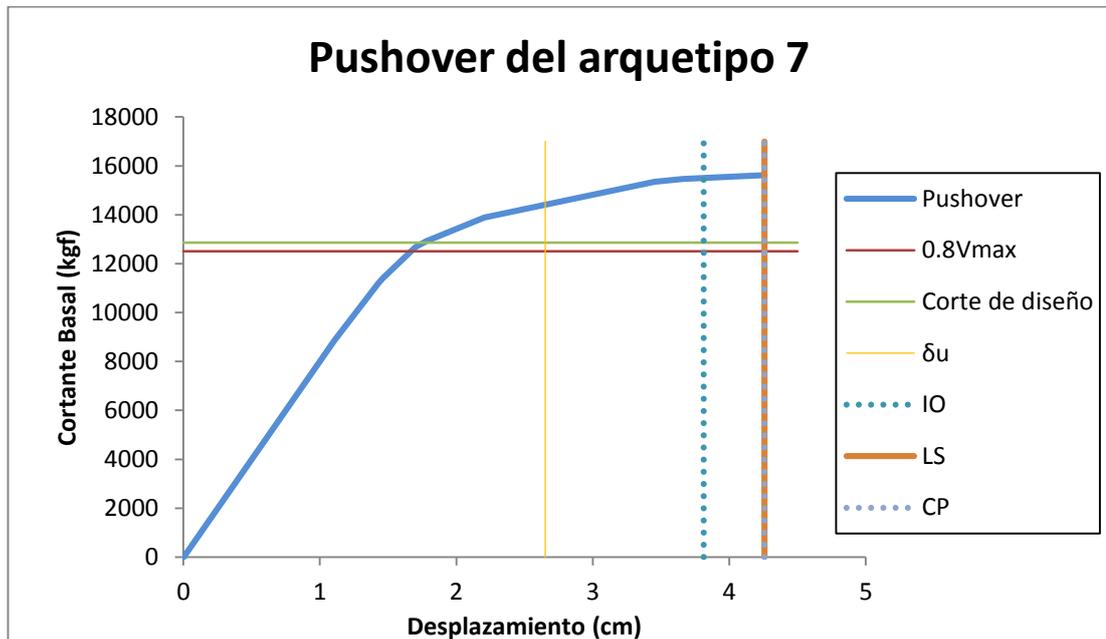


Figura 7.10: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del

Arquetipo 7

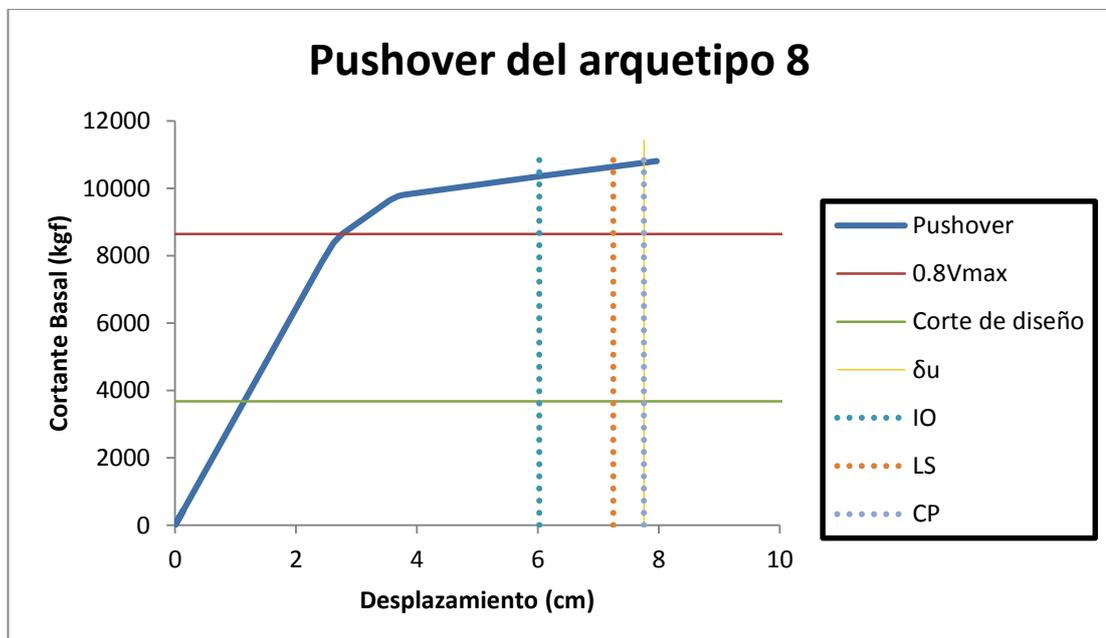


Figura 7.11: Resultados del Pushover. Cortante Basal vs Desplazamiento del

Arquetipo 8

8 REFERENCIAS

- [1] AISI S100. (2007). American Iron and Steel Institute . In N. A. Members, [2] *AISI S100-07*. Canada.
- [3] ALACERO. (1959). Retrieved from <http://www.alacero.org/>
- [4] ASCE/SEI 41. (2006). American Society of Civil Engineers.
- [5] ASCE/SEI 7. (2010). *American Society of Civil Engineers*. United States of America.: ISBN 978-0-7844-1085-1.
- [6] Campodocs, Artículos Informativos. (2013). Retrieved from http://campodocs.com/articulos-informativos/article_69041.html
- [7] Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío, A. (1996). Cort, H. (1784).
- [8] D. Ayhan, B.W. Schafer. (2012). Moment-Rotation Characterization of. *CFS-NEES - RR02*.
- [9] FEMA P-695. (2009). *Federal Emergency Management Agency*.
- [10] Ing. Ricardo Bautista Cepeda. (2010). Acero Laminao en Frío.
- [11] IPAC. (1972). Retrieved from <http://www.ipac-acero.com/>
- [12] NOVACERO. (1973). Retrieved from <http://www.novacero.com/>
- [13] Pacific Earthquake Engineering Research Center. (n.d.). Tytus, J. (1923).
- [14] FLEXIBILIZACIÓN DE REQUISITOS SÍSMICOS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS DE PÓRTICOS DE 2 PISOS O MENOS, José Andrés Barros Cabezas