



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

“ANÁLISIS DINÁMICO MODAL DE UN EDIFICIO DE ACERO DE 10 NIVELES Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS LATERALES STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW) Y SPECIAL CONCENTRICALLY BRACED FRAME (SCBF)”.

Para optar al título de Ingeniero Civil.

Elaborado por

Br. Ronny Catriel Hurtado Centeno.

Br. Jeslyn Johel Úbeda Obregón.

Tutor

Ing. Marcel Arnoldo Toruño Méndez.

Managua, noviembre 2019

Agradecimientos

Agradecemos este trabajo monográfico primeramente a Dios nuestro Creador, por habernos permitido culminar nuestra formación profesional.

A nuestros padres por su apoyo incondicional, económico, por su comprensión, sus consejos y palabras de aliento en momentos difíciles los cuales nos motivaron a seguir adelante con nuestro propósito.

A nuestro tutor Ing. Marcel Toruño, quien aceptó dirigir nuestra tesis, por su apoyo, tiempo y sobre todo por ser nuestro guía.

A todas las personas que de uno u otro modo colaboraron en la realización de este trabajo y especialmente a aquellos que se convirtieron y que brindaron sus conocimientos teóricos, prácticos y morales para que nos formásemos como mejores profesionales.

Dedicatoria

“El coraje de la vida suele ser un espectáculo menos dramático que el coraje de un momento final; pero no es una mezcla menos magnífica de triunfo y tragedia”

JFK

Este trabajo monográfico está dedicado a mi familia por ser un apoyo incondicional durante todo este proceso, a amigos cercanos que han sabido guiarme con consejos y lecciones que han sido motivación y enseñanza de ver hacia al frente y nunca detenerse y a todas las personas que de algún modo colaboraron para poder llegar a este logro.

Ronny Catriel Hurtado Centeno

Dedicatoria

Dedico este trabajo monográfico en primer lugar a Dios por haberme brindado vida durante todo este tiempo para poder cumplir con esta etapa tan importante, sabiduría para poder comprender cada proceso vivido y fortaleza para mantenerme enfocado aún durante temporadas difíciles. A mi familia que ha estado presente en cada uno de mis proyectos, sueños y anhelos, quienes han sido un apoyo vital en mi formación no solo profesional sino como una persona llena de valores y virtudes. A mis amigos quienes siempre estuvieron presentes animándome y aconsejándome a concluir este preciado objetivo personal.

Jeslyn Johel Úbeda Obregón

Resumen

El presente trabajo monográfico contiene el procedimiento de análisis para un edificio de acero de 10 niveles con un sistema lateral Steel Plate Shear Wall (SPSW), para lo cual se tomó como caso de estudio un edificio con sistema lateral Special Concentrically Braced Frame (SCBF), cuyo uso es oficinas. Primeramente, se muestra el procedimiento de análisis para la estructura con el sistema convencional SCBF, seguido del proceso de análisis de la estructura con el sistema lateral SPSW, y una vez que se tiene esto se muestra una comparación para ambos sistemas.

Para el análisis sísmico de ambas estructuras se utiliza el método dinámico de análisis modal, describiendo los requerimientos previos para el desarrollo de éste. De este se obtienen valores tales como período fundamental de vibración de la estructura, fuerzas sísmicas y desplazamientos laterales. Para este método de análisis se utilizó como herramienta de cálculo el software computacional ETAB`s 2016.

El sistema Steel Plate Shear Wall empleado es un sistema articulado, el cual es concebido como una red esbelta que se transforma en un muro de corte de acero con un comportamiento de transmisión de fuerzas tipo membrana, siendo este tipo el fundamento del sistema SPSW. Esta aplicación tiene una despreciable fuerza de compresión y el corte de pandeo que ocurre a bajos niveles de carga, mientras las cargas laterales son resistidas por el campo diagonal de tensión que se genera en el panel de acero. Los elementos de confinamiento son diseñados para permitir al panel de acero desarrollar esfuerzos significantes de tensión y para un alto diseño sísmico éstos son diseñados para permitir que la red laminar cumpla con lo esperado en el campo de esfuerzos de todo el panel.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo entre el comportamiento sísmico de la estructura con ambos sistemas SPSW y SCBF, tomando como referencia los resultados del análisis dinámico modal - espectral.

Glosario

AISC. American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero).

ASCE 7. Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures (Cargas Mínimas de Diseño para Edificaciones y Otras Estructuras).

Sistema Lateral. Sistema Resistente a Carga Lateral debido a Sismo o Viento.

LRFD. Load and Resistance Factor Design. (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

Deriva de piso. Se conoce como Deriva de entrepiso al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

Centro de rigidez. Punto central de los elementos verticales de un sistema que resiste fuerzas laterales.

Ductilidad. Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.

SMF. Special Moment Frame. (Marco Especial resistente a Momento).

Espectro de Respuesta. Son gráficas irregulares de sismos reales que reflejan valores obtenidos de una frecuencia específica.

SCBF. Special Concentrically Braced Frame. (Marco Especial resistente a Momento con Arriostres Concéntricos).

SPSW. Steel Plate Shear Wall. (Muro de Corte de Placas de Acero).

RNC – 07. Reglamento Nacional de la Construcción, publicado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en enero del año 2007 para la República de Nicaragua.

Centro de masa. Punto donde se concentra el peso de la estructura para permanecer estable

Espectro de Diseño. Es la envolvente de los espectros de respuesta de una zona o suelo referido a la aceleración de la gravedad en función de diferentes instantes de tiempo.

ASD. Allowable Strength Design. (Diseño por Esfuerzos Permisibles).

ASCE. American Society of Civil Engineers. (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

Contenido

I.	Introducción.	1
II.	Antecedentes.	3
III.	Objetivos.	5
3.1.	Objetivo General.	5
3.2.	Objetivos Específicos.	5
IV.	Justificación.	6
V.	Marco Teórico.	9
VI.	Capítulo I.	9
6.1.	Generalidades.	10
6.2.	Características de la Estructura.	12
6.3.	Obtención de los Parámetros Sísmicos.	13
6.3.1.	Clasificación de la estructura.	13
6.3.2.	Coeficiente sísmico de diseño	14
6.3.3.	Condiciones de regularidad de la estructura	14
6.4.	Obtener cargas de diseño.	18
6.5.	Combinaciones de carga para diseño por resistencia última	19
6.6.	Resultados del análisis obtenido del software ETAB's 2016	19
6.6.1.	Participación de masa modal de la estructura	19
6.6.2.	Desplazamientos laterales de la estructura	22
6.7.	Derivas de entrepiso máximas.	26
6.8.	Diseño del Sistema Lateral Special Concentrically Braced Frame.	29
6.8.1.	Definición de los materiales y esfuerzos en el marco del Eje 9.	30
6.9.	Procedimiento de cálculo por el método de la fuerza uniforme	31
6.10.	Diseño de Conexión Arriestrada Tipo Chevron	55
VII.	Capítulo II	75
7.1.	Generalidades.	76
7.2.	Características de la Estructura.	78
7.3.	Obtención de los Parámetros Sísmicos.	79
7.3.1.	Clasificación de la estructura.	79
7.3.2.	Influencia del Suelo	80
7.3.3.	Coeficiente sísmico de diseño	80
7.3.4.	Condiciones de regularidad de la estructura	80
7.4.	Obtener cargas de diseño.	84
7.4.1.	Combinaciones de carga para diseño por resistencia.	85

7.5.	Resultados del análisis obtenido del software ETAB's 2016	86
7.5.1.	Participación de masa modal de la estructura	86
7.5.2.	Desplazamientos laterales de la estructura	88
7.5.3.	Derivas de entrepiso máximas	92
7.6.	Diseño del Sistema Lateral Steel Plate Shear Wall.	94
7.6.1.	Definición de los materiales y esfuerzos en el marco del Eje 9	95
	Diseño de la conexión y elemento viga, columna y muro de acero	96
VIII.	Capítulo III.	124
	Diseño de una conexión pre-calificada a momento Viga-Columna tipo "Bolted Flange Plate"	124
8.1.	Generalidades.	125
8.1.1.	Definición de materiales de la conexión	127
8.1.2.	Procedimiento de cálculo de la conexión Viga - Columna.....	128
IX.	Planos.....	139
X.	Capitulo IV.....	140
10.1.	Generalidades.....	141
10.2.	Participación de masas modales	142
10.3.	Período fundamental de la estructura.	142
10.4.	Control de Derivas	143
10.5.	Peso de la estructura.....	143
10.5.1.	Peso de la estructura con sistema lateral SCBF	143
10.5.2.	Peso de la estructura con sistema lateral SPSW	143
XI.	Conclusiones	146
XII.	Recomendaciones.	149
XIII.	Anexos.....	151
XIV.	Bibliografía.	155

I. Introducción.

Nicaragua es un país con un alto registro sísmico debido a que pertenece al cinturón de fuego del pacífico donde existe gran actividad volcánica y además está ubicada entre las placas tectónicas Coco y Caribe, por lo anterior se pretende construir estructuras seguras, que satisfagan diversas necesidades de resistencia y desempeño ante cualquier evento catastrófico, utilizando sistemas constructivos ideales para cada diseño. Se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante sismos frecuentes de baja intensidad, que el daño estructural sea mínimo bajo la acción de sismos de intensidad moderada y que para sismos excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, debido a la necesidad de construir infraestructuras más resistente a sismos es que se ha decidido presentar el sistema lateral "Steel Plate Shear Wall", el cual se diseña para que post terremoto sea de fácil reparación, orientado tanto a generar seguridad desde el punto de vista estructural como beneficios económicos al propietario debido a su permisibilidad de rehabilitar la estructura después de un evento sísmico.

Los conocimientos que se tienen sobre los diferentes sistemas laterales se han ido desarrollando debido a la necesidad de construir estructuras más resistentes a sismo, ya que las edificaciones vulnerables representan una alta peligrosidad y provocan que los sismos causen mayor daño debido a las fallas geológicas se sitio donde se construye la estructura, generando un comportamiento indebido o posible colapso, provocando daño a la sociedad en general.

En los últimos años muchos ingenieros estructurales de todo el mundo han dedicado grandes esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza sísmica en los lugares más vulnerables. Entre éstos, los sistemas laterales para estructuras de acero han sido una gran solución para proporcionar ductilidad y disipación de energía al sistema resistente a

cargas laterales, los diferentes códigos proporcionan una buena cantidad de configuraciones estructurales que han sido probadas ante eventos de gran escala y se han obtenido los resultados esperados después ser sometidas a determinados eventos.

El presente proyecto monográfico contempla el análisis dinámico modal de un edificio de estructura metálica de 10 niveles, constituido por marcos resistentes a momento, mediante la implementación de dos sistemas laterales siendo estos; Steel Plate Shear Wall (SPSW) y Special Concentrically Braced Frame (SCBF).

Dichos análisis dinámicos se realizarán con el fin de obtener resultados satisfactorios en la implementación de ambos sistemas, utilizando los requerimientos establecidos en el Reglamento Nacional de la Construcción del 2007 (RNC - 07). Para tal análisis se utilizarán software de diseño estructural como: ETAB's 2016 para revisión del comportamiento dinámico, Hojas de cálculo con el software Microsoft Excel para el diseño de las conexiones y AutoCAD 2019 para generación de planos.

En esta propuesta estructural se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general y para ello se establecerá un versus de dicho sistema Steel Plate Shear Wall contra un sistema convencional de arriostres concéntricos (SCBF), siendo este el sistema lateral más utilizado en Nicaragua para el diseño de edificaciones, el cual ha demostrado ser eficaz, siempre y cuando se tomen en cuenta las disposiciones y criterios necesarios para su debido diseño como sistema estructural.

II. **Antecedentes.**

El sistema Steel Plate Shear Wall (SPSW) ha sido usado en un número significativo de edificios en el extranjero en países como Estados Unidos, México, Canadá y Japón aun cuando no existían especificaciones de diseño propias para tal sistema, pero su implementación se ha visto acelerada desde la publicación de varios estándares de diseño:

AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings

AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

Este tipo de sistema puede ser utilizado donde sea que las condiciones permitan utilizar muros de acero de longitud moderada, el sistema se basa en establecer el efecto de carga sísmica en un miembro o conexión, este efecto de carga puede ser utilizado en ambas combinaciones de carga LRFD y ASD.

En Nicaragua el diseño de estructuras con sistema lateral "Steel Plate Shear Wall" aún no ha sido incluido como un sistema opcional de diseño, por lo tanto, este sistema no ha sido utilizado para la construcción edificios de gran importancia. El sistema Steel Plate Shear Wall (SPSW) se basa en una lámina de acero conectada a los elementos de transferencia de esfuerzos, esta lámina trabaja en el campo de tensión disipando la energía y transmitiendo menores esfuerzos a la conexión Viga - columna.

Uno de las principales incertidumbres de las estructuras en Nicaragua, es que los edificios de gran importancia que se han construido en los últimos años no han sido probados para eventos de gran magnitud, siendo ésta la principal razón que en el país aún no se hallan implementado sistemas

laterales diferentes al sistema convencional de arriostres concéntricos, ya que hasta hoy es el sistema más común y confiable con el que cuentan a mayoría de estructuras importantes de Nicaragua.

El SPSW es un sistema lateral poco conocido, pero que apunta a una solución factible para el futuro de la construcción en el país, ya que además de su aporte como sistema que proporciona gran ductilidad, es un sistema constructivo rápido y económico, ya que los muros de láminas pueden ser instalados fácilmente y hoy en día es notable la lentitud con la que los edificios son construidos en la capital.

En cuanto al sistema Special Concentrically Braced Frame (SCBF), es un sistema más conocido en el país debido a su implementación en varias edificaciones de gran importancia en la capital. Este sistema se basa en un marco de acero con arriostres concéntricos en donde todos los miembros que lo componen se encuentran en un punto en común, llamado punto de trabajo.

Al igual que las cerchas, se supone que todas las uniones en marcos con sistemas de arriostres concéntricos son asumidas como empotradas. En muchos de los casos las fuerzas secundarias (También llamadas fuerzas de distorsión o rotación) debido a la rigidez de la unión pueden ser ignoradas.

III. Objetivos.

3.1. Objetivo General.

Realizar análisis dinámicos modal - espectral de un edificio de acero estructural de 10 niveles utilizando los sistemas "Special Plate Shear Walls" y "Special Concentrically Braced Frame" para estudiar su comportamiento ante cargas gravitacionales, peso propio y aceleración del terreno.

3.2. Objetivos Específicos.

- Realizar análisis modal - espectral de ambos sistemas laterales de acuerdo al Reglamento Nacional de la Construcción (RNC - 07).
- Modelar la estructura de ambos sistemas laterales con el software de diseño ETAB's 2016.
- Diseñar las conexiones de ambos sistemas laterales y conexiones precalificadas de sus miembros Viga - Columna utilizando las normas de diseño AISC 341 - 16, AISC 360 - 16, AISC 358 - 16 y el manual AISC Ed.14, utilizando hojas de Excel.
- Diseñar las conexiones de un marco típico de los sistemas laterales y el sistema Viga – Columna utilizando la norma de diseño AISC 358 – 16
- Realizar planos estructurales y detalles de conexiones de los sistemas estructurales utilizando el software de diseño Advance Steel 2019
- Realizar valoración sobre el comportamiento de ambos sistemas laterales ante cargas sísmica en el rango elástico.

IV. **Justificación.**

Ante los eventuales sismos ocurridos en el país a lo largo de su trayectoria como nación, es que ha nacido la necesidad de la implementación de códigos y parámetros de diseño a ser aplicados a las estructuras que se pretenden construir, pero estamos en un país donde lo económico se convierte en factor decisivo y esto nos lleva a evaluar las opciones de diseño y a nuestro parecer las estructuras de marcos con el sistema lateral "Steel Plate Shear Wall" deben ser una opción a valorar con respecto al desempeño que este sistema ofrece, donde la fuerza de un sismo no solo es controlada por su ductilidad sino también por su capacidad de disipar energía.

Debido a que estamos en zona de alta sismicidad las estructuras deben tener un comportamiento adecuado ante las eventualidades sísmicas y de vientos por las que se puedan verse afectadas a lo largo de su periodo de utilización. En el diseño de estructuras a base de perfiles metálicos se busca obtener mejores resultados en cuanto a la parte de diseño dentro del rango elástico y que la estructura sea capaz de soportar cargas en el rango inelástico, lo que generaría mayor seguridad para sus ocupantes.

Hay que tener claro que los efectos adversos generados por terremotos la mayor parte del tiempo no son directo del mecanismo del sismo sino de la falla de las estructuras construidas por el ser humano, lo cual ha ocurrido por la ausencia de código aplicado a las estructuras y por el pobre o nulo diseño, porque, aunque los sismos son inevitables, está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables.

Hacemos mención del sistema Steel Plate Shear Wall ya que es generalmente utilizado para el diseño de un gran número de edificios en países de con alto riesgo sísmico incluyendo a los Estados Unidos, México,

Canadá y Japón, siendo estos países pioneros en la utilización de tal sistema.

Steel Plate Shear Wall especialmente, ofrece una ventaja en comparación con otros sistemas en términos de costos, desempeño y fácil diseño. En comparación con el concreto, el espesor reducido representa un beneficio sustancial. La reducción de masa puede ser un factor significativo en el diseño de las fundaciones. Más importante aún los paneles de acero se erigen más rápido que las paredes de concreto.

SPSW es visto como una alternativa a los marcos arriostrados, este sistema puede proveer el equivalente en esfuerzo y rigidez y el mismo plan de área. Además, el esfuerzo y la rigidez del sistema aseguran un buen desempeño bajo cargas laterales moderadas. La ductilidad del elemento red proveen un muy buen desempeño bajo cargas sísmicas severas.

Los análisis de SPSW y SCBF presentados en este proyecto monográfico se realizarán tomando en cuenta las recomendaciones presentadas en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC - 07) para la determinación de la amenaza sísmica (Espectros de diseño) para cada sistema lateral y para a determinación de cargas Muerta y Viva y demás parámetros sismo resistentes.

Para el diseño de SPSW y SCBF se utilizarán las metodologías propuestas en las guías de diseño del AISC "Steel Plate Shear Walls" y "Vertical Bracing Connections – Analysis and Design" respectivamente, las cuales se basan en las normas AISC 341 – 16 y AISC 360 – 16. En nuestros diseños no hacemos uso de la "Norma Mínima de Diseño y Construcción General de Acero Estructural" (MTI), debido a que ésta carece de muchas ecuaciones para el diseño de SCBF y para SPSW ésta norma no ofrece nada en cuánto a procedimiento de análisis, estados límites y

consideraciones de diseño, evidenciando de que es un código que le falta mucho desarrollo y no genera confianza para el diseño de edificaciones de acero, por tanto, el uso de dicha norma queda excluido para este proyecto monográfico.

V. Marco Teórico.

En este proyecto monográfico se realizará el análisis modal – espectral de dos edificios de acero, los cuales cuentan con concepciones estructurales distintas para el mismo edificio, para realizar dichos análisis se utilizará y se cumplirán los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de la Construcción RNC – 07, los análisis de dichos edificios se realizarán mediante el software comercial ETAB's 2016

Matrices de Rigideces

Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, se puede considerar que los métodos matriciales son exactos para el análisis de marcos y otros sistemas estructurales. (Meli)

El coeficiente de rigidez K_{ij} , que ocupa el lugar i, j de una matriz de rigideces K_u referida a los grados de libertad u , es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en la dirección del grado de libertad i para que se produzca un desplazamiento unitario en la dirección del grado de libertad j . El conjunto ordenado de los valores de K_{ij} constituye la matriz de rigideces que es cuadrada, de tamaño igual al número de grados de libertad. De acuerdo con el teorema de reciprocidad de Betti-Maxwell, $K_{ij} = K_{ji}$ y, por tanto, las matrices de rigideces son simétricas. En vista de que en estructuras lineales se aplica el principio de superposición, podemos escribir

$$K_u \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

$$\mathbf{k} = \begin{matrix} & \begin{matrix} N_x & N_y & N_z & F_x & F_y & F_z \end{matrix} \\ \begin{matrix} N_x \\ N_y \\ N_z \\ F_x \\ F_y \\ F_z \end{matrix} & \begin{bmatrix} \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} \\ -\left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_x^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_y^2\right) & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y \\ -\left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & -\left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \left(\frac{AE}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right)\lambda_x\lambda_y & \left(\frac{AE}{L}\lambda_y^2 + \frac{12EI}{L^3}\lambda_x^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x \\ -\frac{6EI}{L^2}\lambda_y & \frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2}\lambda_y & -\frac{6EI}{L^2}\lambda_x & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Matriz de rigideces típica de un marco, fuente: Análisis Estructural, R.C. Hibbeler

Matrices de masa

Para poder analizar sistemas estructurales de varios grados de libertad, se deben calcular masas y desplazamientos en cada una de las direcciones ($m_1, m_2, m_3, U_1, U_2, U_3$), para cada entrepiso de la estructura en cuestión. Las fuerzas en los elementos elásticos se calculan como el producto de la matriz de rigidez lateral K por los desplazamientos laterales, es decir:

$$F_e = K u$$

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

Donde $K_{ij} = K_{ji}$

$$F_e = \begin{Bmatrix} F_{e1} \\ F_{e2} \\ F_{e3} \end{Bmatrix}$$

$$u = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}$$

De análoga manera las fuerzas de amortiguamiento viscoso se pueden expresar como el producto de una matriz de amortiguamiento por las velocidades

$$F_a = C \dot{u}$$

Para cada masa la suma de todas las fuerzas debe ser cero. Así se llega a que las ecuaciones de equilibrio dinámico son:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u$$

Donde M es la matriz de masas

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

Modos de vibración

Existen distintos métodos para calcular modos de vibración para estructuras de uno o varios grados de libertad, los modos de vibración representan la rigidez y flexibilidad de un sistema estructural, el método que se emplea de manera más común es el método de Newmark.

El método de Newmark consiste en estimar las masas y rigideces de cada entrepiso de la estructura a analizar, donde se van calculando frecuencias y cortantes de forma iterativa hasta llegar a calcular los de vibración siguiendo los siguientes pasos.

- a) Suponer una forma X para el modo. Esta es la que aparece en el renglón 1 de la tabla. Para comenzar, es usualmente apropiado suponer valores iguales al número de orden del piso (de abajo hacia arriba).
- b) Obtener la fuerza de inercia en cada masa correspondiente a la configuración supuesta. Estas fuerzas serían $M X \omega^2$, como se desconoce ω^2 , se calculan los productos $M X = F/\omega^2$, que forman el segundo renglón de la tabla
- c) A partir de las fuerzas de inercia se deben calcular las fuerzas cortantes en los entrepisos, también divididas entre ω^2 ; esto es, se calcula V/ω^2 , como se denota en el tercer renglón de la tabla.
- d) Se dividen las fuerzas cortantes entre las rigideces de entrepiso, se deben obtener las deformaciones de entrepiso también divididas entre ω^2 . Esto se representa en el cuarto renglón de la tabla como $\Delta Y/\omega^2$.
- e) Se deben acumular las deformaciones de entrepiso determinando una nueva configuración de los desplazamientos de las masas Y/ω^2 (Quinto renglón de la tabla).
- f) Se debe obtener ω^2 para cada masa, como los cocientes $X_i/(Y_i/\omega^2)$; así se llega al sexto renglón de la tabla. Si la configuración X supuesta es la correcta, resultara en el mismo valor para todas las masas; en caso contrario, es necesario repetir los pasos empezando con una forma de modo proporcional a

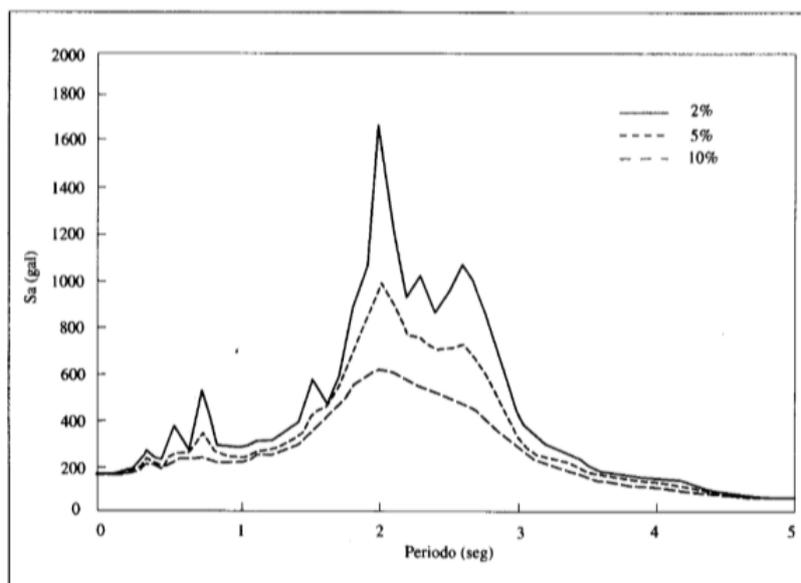
Y/ω^2 hasta que se obtengan valores de ω^2 suficientemente parecidos en todas las masas. Así se obtiene una convergencia en general bastante rápida.

Renglón	K (ton/cm) M ($\frac{\text{ton-seg}^2}{\text{cm}}$)	200		200		200	
							
1	X		1.00		2.000		3.000
2	F/ω^2		0.408		0.816		0.612
3	V/ω^2	1.836		1.428		0.612	
4	$\Delta Y/\omega^2$	0.00918		0.00714		0.00765	
5	Y/ω^2		0.00918		0.01632		0.02397
6	ω^2		109		123		125
1	X		1.000		1.780		2.610
2	F/ω^2		0.408		0.726		0.532
3	V/ω^2	1.664		1.258		0.532	
4	$\Delta Y/\omega^2$	0.00837		0.00629		0.00665	
5	Y/ω^2		0.00837		0.01466		0.2131
6	ω^2		119		121		122
1	X		1.000		1.750		2.550
2	F/ω^2		0.408		0.714		0.520
3	V/ω^2	1.642		1.234		0.520	
4	$\Delta Y/\omega^2$	0.00821		0.00617		0.0065	
5	Y/ω^2		0.00821		0.01438		0.02088
6	ω^2		121.8		121.7		122.1
			1.000		1.752		2.543

Tabla para el cálculo de modos mediante el método de Newmark, Fuente: Bazán & Meli

Espectro de respuesta elástico

Un espectro de respuesta elástico muestra la pseudoaceleración espectral, F se calcula multiplicándola por la masa m . Ya que $m = W/g$, donde W es el peso y g es la aceleración de la gravedad, F es también igual a $W(A/g)$, por lo que se acostumbra a representar la pseudoaceleración como fracción de g . Aquí definiremos $S_a = A/g$, y así tenemos $F = WS_a$, es decir que S_a es el cociente de la fuerza sísmica máxima entre el peso.



Espectro de respuesta elástico, Fuente Bazán & Meli

Diseño de sistemas laterales

Para el diseño de los sistemas planteados en este proyecto de tesis Special Plate Shear Walls (SPSW) y Special Concentrically Braced Frame (SCBF) al igual que en el diseño de cualquier otro sistema se debe de considerar durante el proceso de diseño, el cálculo de derivas de entrepiso, participación de masas modales, periodo fundamental, el diseño de las conexiones de marcos y el diseño de la conexión del sistema lateral en sí. Cada uno de los objetivos descritos en el párrafo anterior será realizado con la utilización de manuales y guías de diseño específicas para cada sistema.

Durante este proceso de diseño serán utilizados, AISC 341-2016, AISC 360-2016, AISC 358-2016, Guía de diseño 20 del AISC para el sistema Steel Plate Shear Walls y la Guía de diseño 29 del AISC Vertical Bracing Connections – Analysis and Design. Ante acciones de tipo dinámico una estructura responde modificando su configuración alrededor de una posición de equilibrio estable. Estos cambios de configuración pueden alcanzar grandes amplitudes incluso para valores pequeños de la acción producida, pudiendo conducir al colapso de la estructura.

En este proyecto de tesis se aplican conceptos básicos del análisis dinámico estructural que son aplicadas en las normativas sismo-resistentes para el diseño, las

cuales se ven complementadas con los criterios estructurales de cada diseñador en particular. La funcionabilidad de una estructura se ve directamente afectada por su comportamiento ante los eventos sísmicos para los cuales se concibió y se pretende conseguir un desempeño óptimo bajo cargas normales de servicio, las cuales tienen que ver con los aspectos asociados con el uso y ocupación.

Para cada diseño en particular se realiza un Modelo Matemático en el cual se emplean las propiedades de la estructura tanto de sus secciones como las propiedades de los materiales empleados en el diseño, aquí se integran las particularidades del modelado, las normas que se pretenden emplear y los parámetros que se busca la estructura cumpla.

La determinación del tipo de suelo del sitio se clasificará de acuerdo a la tabla 2 y la del Reglamento Nacional de la Construcción, en donde las propiedades del suelo pueden ser estimadas por el especialista de diseño estructural a través de un informe de investigación basado en condiciones geológicas conocidas. Cuando las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle para determinar la clase del sitio se asumirán valores de tipo de suelo para cuestiones académicas, la clase de sitio se utilizará la zona C debido a que la estructura está ubicada en Managua.

En el cálculo de los coeficientes sísmicos para diseño de edificios u otras estructuras, estos deben primero clasificarse según el riesgo para la vida, la salud y el bienestar humano asociado con su daño o falla por la naturaleza de su ocupación o uso, con el fin de aplicar el viento, tierra, terremoto, o el caso que corresponda según la zona donde se ubicará la estructura. Donde a cada edificio o estructura se le aplicará la carga de riesgo más alta aplicable. Además, las cargas mínimas de diseño deberán incorporar los factores de importancia aplicables que figuran en la sección para determinar las cargas y requerimientos debido a sismo del RNC – 07.

Un dato importante en el diseño de estructura es el comportamiento que estos tendrán ante los movimientos telúricos y esto es conocido como Espectro de Respuesta, el cual se puede definir como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamientos, velocidad, aceleración y cualquier otro termino necesario) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado

de libertad. Los cuales fueron propuestos inicialmente en 1932 por Biot y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores.

La importancia de los espectros en el diseño de estructura radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave, los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de las estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos. (Universidad Nacional del Cuyo, 2002).

Según estudios realizados por la (Universidad Centro Americana, 2011) todo sistema estructural está determinado por el Coeficiente de Modificación de Respuesta R , el cual se rige el comportamiento elástico o inelástico de las estructuras dentro de los parámetros y criterios de diseños aplicados según sea el caso. Este factor fue definido por la universidad de Berkeley como el producto de tres factores:

- Factor de resistencia.
- Factor de amortiguamiento.
- Factor de ductilidad.

En cuanto a lo referido a la obtención de datos para el inicio de diseño se debe calcular el peso propio de la estructura en sí, lo que incluye realizar un estudio a fondo de las cantidades de materiales a utilizar tomando en cuenta las especificaciones de cada uno de ellos y como requerimiento complementario se debe efectuar cálculo de cargas mayoradas, siendo estos los últimos valores que definen el diseño. En términos de diseño estas cargas por peso propio y uso de la estructura son tomadas como Cargas Gravitacionales siendo estas las que actúan sobre una estructura como consecuencia de la acción de la gravedad, por lo tanto, siempre tienen dirección vertical. Entre las cuales se incluye Cargas Muertas y Cargas Vivas. (Moron, s.f.)

Siendo las Cargas Muertas, cargas permanentes y que no se deben al uso de la estructura en sí, sino más bien correspondientes al peso propio de los materiales, particiones y sub estructuras a instalarse en el edificio. A todo diseño estructural se

adicionan Cargas Vivas las cuales son debidas a la ocupación normal de la estructura y que no son permanentes en ella. (www.asosismica.org, 2007).

Las Derivas de Entrepiso usualmente se describen como los desplazamientos horizontales que sufren las estructuras al estar sometidas a cargas laterales. Estos estados limites generalmente están asociados a parámetros de esbeltez, rigidez y la ductilidad, lo cual crea una variante en la cuantificación de daños y mediante los desplazamientos laterales se obtiene la deriva de entrepiso la cual se define como:

$\delta = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}}$, donde δ_i es la deriva de entrepiso del nivel i , Δ_i el desplazamiento lateral del nivel i , Δ_{i-1} el desplazamiento lateral de nivel $i-1$, H , H_{i-1} la altura del nivel i y el nivel $i-1$ respectivamente.

Las Propiedades Modales de una estructura obtenidas por simulación (valores propios), pueden ser diferentes de los valores experimentales debido principalmente a la suposición asociada al modelo analítico. La masa de una estructura se puede obtener con bastante precisión mediante un simple cálculo, pero sin embargo la masa modal es una propiedad dinámica relacionada no solo con la distribución de la masa de la estructura sino también con las formas de vibración. En este estudio la técnica de la identificación del sistema se amplia para obtener la masa modal de una estructura.

En el diseño sísmico, es de importancia el cálculo de las fuerzas que actuarán sobre las estructuras, por lo que es común recurrir a espectros de diseño. Puesto que, para el uso de estos espectros, es necesario determinar el valor del periodo fundamental, normalmente se recurre a fórmulas empíricas y/o métodos de análisis que dan valores de periodo que no muestran una congruencia adecuada con los valores medidos en estructuras reales.

En este trabajo se discuten las diferencias existentes entre resultados analíticos y datos obtenidos a partir de mediciones, así como las diferencias que se presentan con respecto a expresiones utilizadas en distintos códigos de diseño sísmico. Para esto, se toma al valor de periodo como una variable aleatoria normal, en donde la media y la varianza están en función de la altura de las estructuras. Así mismo, se hace una descripción metodológica para considerar estas diferencias en el desarrollo de

espectros de diseño basados en desempeño. (Caracterización del Periodo Fundamental de las Estructuras Como Una variable Aleatoria, 2004)

Dentro del diseño sísmico, el cálculo del valor correspondiente al Periodo Fundamental de las estructuras se vuelve importante debido al gran número de incertidumbres involucradas que dependen de las variables consideradas y de criterios e hipótesis usados en los modelos de análisis.

Dentro de los aspectos que afectan esta incertidumbre, se puede mencionar como la importante a la interacción suelo-estructura, que, a pesar de la obligatoriedad de su consideración, normalmente en la práctica profesional no se toma en cuenta; la flexibilidad del sistema de piso, la inclusión de los elementos no estructurales, la acumulación de daños por eventos durante la vida útil de la estructura y la rigidez de las uniones viga-columna entre otros. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2004).

Todo diseño estructural tiene como fin cumplir con los parámetros establecidos dentro de las normas y códigos de construcción correspondientes al mismo, en este caso como se trata de un edificio de estructura metálica, utilizaremos el Código Americano de la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction AISC) de donde se logran obtener las provisiones sísmicas a tomar en cuenta con respecto al desempeño de una estructura en función de su comportamiento.

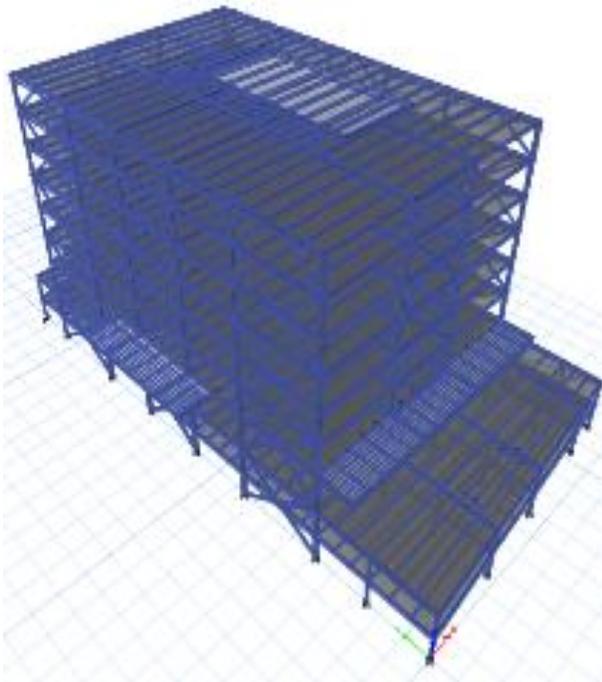
La Conexión de Marco consiste en evaluar mediante criterios estructurales el tipo de conexión viga-columna que se diseñará para contrarrestar los esfuerzos a los cuales se piensa estará sometida la estructura en sí. Todos los criterios de diseño para conexiones se tomarán del manual de diseño del AISC 2014

Las Conexiones Arriostradas están basadas en cálculos de diseño a los cuales están sometidos estos elementos, que por ser elementos concéntricos deben de presentar puntos de trabajos que converjan con los puntos de trabajo de la conexión viga-columna, es bien dejar claro que tales elementos permiten disipar esfuerzos en el campo de tensión y compresión para evitar transferir menos esfuerzos a la conexión del marco.

Para el diseño de la conexión del sistema Special Plate Shear Walls debe ser tomado la cantidad de esfuerzo en el campo de tensión en el panel red debido a que este, es modelado como una membrana que trabaja solo a tensión, aduciendo que trabaja en tiras asumidas en ángulos de 45° . El documento con el que se desarrolla este proyecto de tesis referente al SPSW es la guía 20 del AISC, en donde se contemplan todos los criterios de diseño para estructuras de gran importancia.

VI. Capítulo I.

“Análisis de la estructura con el sistema con el sistema Special Concentrically Braced Frame (SCBF) y el diseño de una Conexión Tipo Esquina”



**Imagen 6-a Obtenida del Software ETAB's 2016.
Se muestra el edificio con el sistema lateral SCBF.**

Resumen

En este capítulo se muestra el análisis y diseño de una estructura arriostrada concéntricamente, donde se mostrarán el cálculo de parámetros tales como, el periodo fundamental de vibración, desplazamientos de entresijos, derivas máximas de entresijos, cortantes basales y peso de los elementos estructurales de la superestructura.

Seguidamente se mostrará el paso a paso del diseño de la conexión y cada uno de los miembros del arriostre tipo “esquina”, cumpliendo con todos los estados límites y resistencias requeridas en dicha conexión.

6.1. Generalidades.

Los marcos arriostrados pueden ser analizados como cerchas simples con todas sus juntas articuladas. En muchos casos, las fuerzas secundarias (rotaciones) debido a la rigidez de las juntas pueden ser ignorados. (Thornton, 2014)

En el diseño de arriostres concéntricos todos los miembros están sujetos solo a fuerza Axial debido a las cargas laterales. Estas son grandemente simplificadas en el análisis estructural, ya que en la mayoría de los casos los marcos con arriostres concéntricos son estáticamente determinados. (Thornton, 2014)

Para el diseño de la conexión presentada en este proyecto monográfico se empleará el método de la fuerza uniforme "Uniform Force Method" (UFM) desarrollado por Thornton en 1991 como un re investigación de la teoría propuesta por Richard en 1986. Este método no produce momentos en la entre caras de la conexión (Viga – Gusset, Columna – Gusset y Viga – Columna). En la ausencia de momentos, estas conexiones son diseñadas por Cortante y carga Axial. (Thornton, 2014).

El método de la fuerza uniforme establece un punto de control en el origen para la transmisión de acciones en los miembros que conforman la conexión, siendo este un punto de intersección de todos los elementos a diseñar (Viga, Columna, Gusset). (Thornton, 2014).

Luego se descomponen en puntos de control para cada miembro a diseñar, siendo estos puntos e centroide de la figura geométrica de dicho miembro como se muestra a continuación.

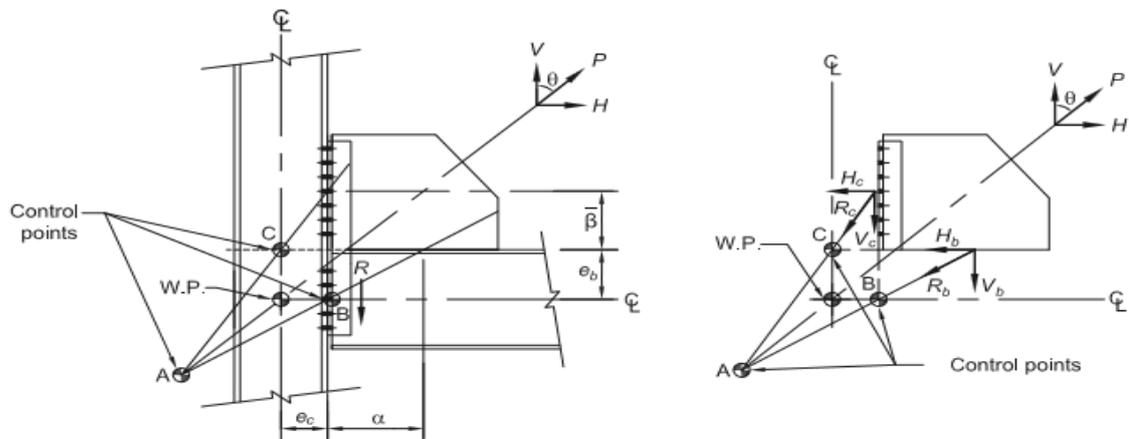


Imagen 6-b Obtenida de la guía N° 29 del AISC, la imagen muestra el Método de Fuerza Uniforme en un campo de fuerza admisible en la interface de la placa gusset.

El método de la fuerza uniforme es exclusivo para conexiones de arriostre tipo "esquina" y es el más básico y fácil de trabajar. Existen otros métodos para el diseño de estas conexiones como el método de la fuerza paralela "Parallel Force Method", el método de la cercha analógica "Truss Analogy Method", entre otros, siendo el método de la fuerza uniforme "Uniform Force Method" (UFM) en el que se basa el diseño de marcos arriostrados en el "AISC Manual of Steel Construction" y por ende las guías de diseño del AISC que son derivadas de dicho manual. (Thornton, 2014)

6.2. Características de la Estructura.

El edificio a estudiar consiste en una estructura de acero de 10 niveles ubicada en la ciudad de Managua, dicha estructura consta de un sistema de Marcos Resistentes a Momento y un sistema lateral de Arriostres Concéntricos, por tanto, la estructura se clasifica como un sistema dual "Special Concentrically Braced Frame" (SCBF)

Los perfiles estructurales tipo "I" de patín ancho (W) serán de acero ASTM A992 grado 50, los perfiles formados por placas y misceláneos, tales como placas de conexión y placas base serán de acero ASTM A572, grado 50, los perfiles tubulares, cuadrados o rectangulares serán ASTM A500, grado B, $F_y = 46$ KSI.

Tabla 6.1. Características de la Estructura					
Planta					Elevación
Sótano 1 Y 2					Sótano 1 Y 2
Base (m)		Largo (m)		Área (m ²)	Altura (m)
Eje 2	Eje 18	Eje M	Eje I	1923.52	3.44
34.93	34.85	62.24	62.60		
Nivel 1					Nivel 1
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
34.89	50.30	1402.61			5.00
Niveles 2 – 7					Niveles 2 - 7
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
30.20	46.00	1324.12			4.00
Nivel 8					Nivel 8
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
9.00	19.70	157.05			2.70
Área Total del Edificio					Altura del Edificio
Área Total (m²)					Altura Total (m)
8 180.26					38.58

Fuente: Propia

6.3. Obtención de los Parámetros Sísmicos.

6.3.1. Clasificación de la estructura.

Grupo B	Estructura de normal importancia	Arto.20.RNC-07
$Q = 3$	Factor de reducción por Ductilidad	Arto.21.RNC-07
$\Omega = 2$	Factor de reducción por Sobre Resistencia	Arto.22.RNC-07
$Q' = 3$	Factor de reducción por Ductilidad	Arto.21.RNC-07
$R = Q \cdot \Omega = 6$	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica	

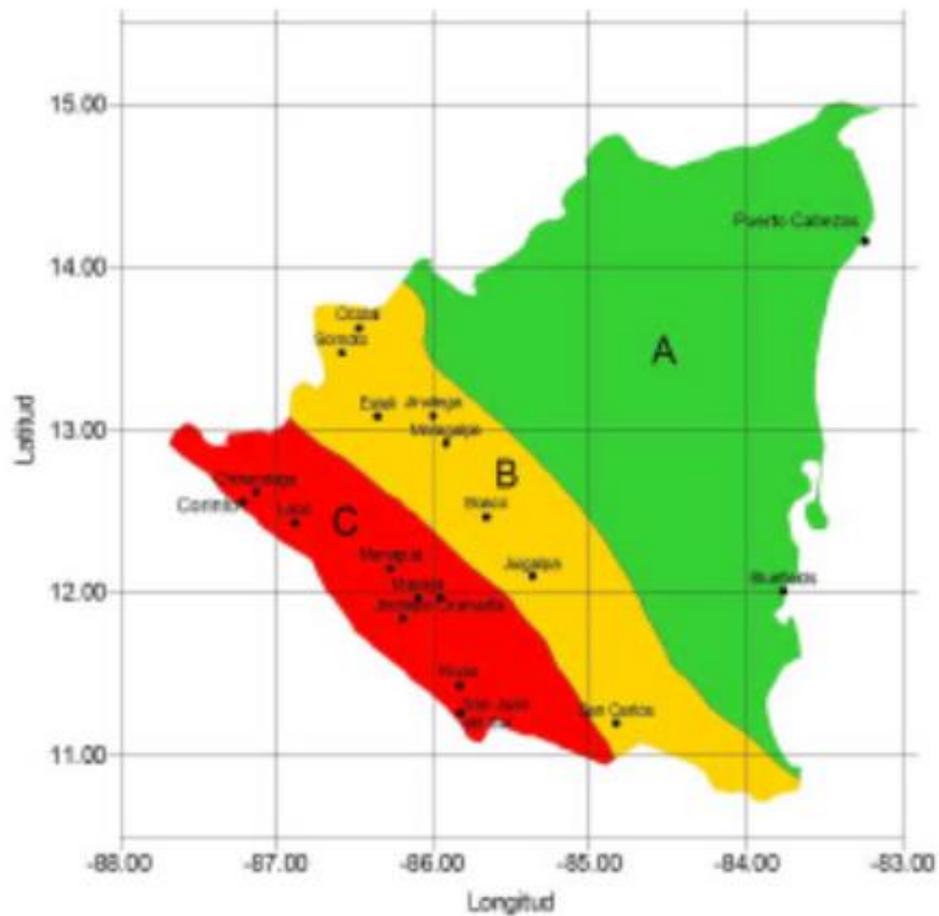


Imagen 6-c. Zonificación Sísmica de Nicaragua – Obtenida del RNC-2007.

Zona sísmica C, Managua

$a_0 = 0.30$	Ciudades de la zona C	Arto.24.RNC-07
Tipo de suelo III	Suelo moderadamente blando	Arto.25.RNC-07
$S = 2$	Factor de amplificación por tipo de suelo	Arto.25.RNC-07

6.3.2. Coeficiente sísmico de diseño

$$c = S(a_0) = 0.60$$

Arto.24.RNC-07

6.3.3. Condiciones de regularidad de la estructura

Las condiciones de regularidad establecidas en el Reglamento Nacional de la Construcción RNC – 07, nos permitirá calcular el factor de reducción Q', según sea el cumplimiento del artículo 23 de dicho reglamento

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales del edificio

NO CUMPLE!!!

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$$h/b = 1.11$$

$$h/b < 2.5$$

OK!!!

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

$$a/b = 1.84$$

$$a/b < 2.5$$

OK!!!

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda en 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas no difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área en planta

$$v = 1.50$$

$$v < 0.2b$$

OK!!!

$$v < 0.2l$$

OK!!!

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido resistente

OK!!!

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas no difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel del 20 por ciento del área de la planta

$$a = 16.70$$

$$a < 0.2b$$

NO CUMPLE!!!

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso

	Kg	
N 8 0+38.58 m	99.512,62	NO CUMPLE!!!
N 7 0+35.88 m	809.993,25	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	814.599,21	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	824.130,06	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	805.972,58	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	815.503,42	NO CUMPLE!!!
N2 0+15.88 m	827.126,83	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	939.007,33	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	1.259.763,98	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	1.267.623,37	NO APLICA

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción

N 7 0+35.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	162,57	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	0,00	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	0,00	NO APLICA

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas

OK!!!

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El ultimo entrepiso queda excluido de este requisito

	Kg/m	
N 7 0+35.88 m	35.240.488,14	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	46.830.727,38	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	53.729.686,71	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	56.123.000,08	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	73.887.438,02	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	87.688.464,41	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	109.850.463,60	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	208.377.815,48	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	365.452.784,46	NO APLICA

11. La resistencia l corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El ultimo entrepiso queda excluido de este requisito

	Kg	
N 8 0+38.58 m	59,71	OK!!!
N 7 0+35.88 m	545,70	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	1.034,46	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	1.528,94	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	2.012,52	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	2.501,83	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	2.998,10	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	3.561,51	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	4.317,37	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	5.077,94	NO APLICA

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e, excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada

N 8 0+38.58 m	1.373,27	NO CUMPLE!!!
N 7 0+35.88 m	12.551,18	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	23.792,65	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	35.165,64	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	46.288,07	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	57.542,01	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	68.956,36	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	89.571,91	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	138.857,27	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	163.319,23	NO CUMPLE!!!

6.4. Obtener cargas de diseño.

En la obtención de las cargas de diseño se tomarán en cuenta valores establecidos en el Reglamento Nacional de la Construcción, en donde para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos y los pesos unitarios de los materiales y en donde se busca que las estructuras puedan ser diseñadas de manera que su esfuerzo de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas factorizadas.

Tabla 6-2 Cargas Vivas e incidentales

DESTINO		MÁXIMA (CV) Kg/m ²	INCIDENTAL (CVR) Kg/m ²
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)		200,00	80,00
Salones de clase:	Escuelas primarias	250,00	150,00
	Secundaria y universidad	250,00	200,00
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centro de salud y clínicas		200,00	100,00
Salas de operación		400,00	150,00
Oficinas	Despachos	250,00	100,00
	Salas de Archivo	500,00	250,00
Bibliotecas	Salones de Lectura	300,00	150,00
	Salón de Libros	600,00	400,00
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y salas de juegos		400,00	250,00
Auditorios, Cines, Templos:	Sillas fijas	350,00	250,00
	Sillas móviles	500,00	250,00
Teatros:	Vestíbulos	200,00	80,00
	Piso del escenario	700,00	350,00
Graderías y tribunas		500,00	250,00
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)		500,00	250,00
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)		500,00	350,00
Laboratorios		250,00	125,00
Comercio:	Ligero	350,00	300,00
	Semi - pesado	450,00	400,00
	Pesado	550,00	500,00
Fábrica y Talleres:	Ligero	400,00	350,00
	Semi - pesado	500,00	450,00
	Pesado	700,00	600,00
Bodegas:	Ligero	450,00	400,00
	Semi - pesado	550,00	475,00
	Pesado	650,00	550,00
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%		100,00	40,00
Techos de losas con pendiente mayor de 5%		50,00	20,00
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)		250,00	150,00
Andamios y cimbra para concreto		150,00	100,00
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)		400,00	200,00

Fuente RNC - 07

6.5. Combinaciones de carga para diseño por resistencia última

1.4 CM

1.2 CM + 1.6 (CV + Ps)

1.2 CM + 1.6 (Pz) + CV

1.2 CM + Fs + CV

0.9 CM + 1.6 (Pz) + 1.6 (Ps)

0.9 CM + Fs + 1.6 Ps

6.6. Resultados del análisis obtenido del software ETAB's 2016

6.6.1. Participación de masa modal de la estructura

En el análisis dinámico modal se debe verificar la participación de la masa de la estructura en cada una de sus direcciones ortogonales para cada modo de vibración, el Reglamento Nacional de la Construcción establece que para validar un análisis dinámico lineal espectral – modal se debe cumplir que la suma de la masa de todos los modos de vibración estimados en el análisis de ser como mínimo del 90% en cada dirección ortogonal de la estructura.

Tabla 6-3 Masas modales y modos de vibración

PARTICIPACIÓN DE MASAS MODALES				
MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ
1,00	1,93	62%	0%	0%
2,00	1,45	0%	63%	0%
3,00	1,25	0%	0%	55%
4,00	0,55	23%	0%	0%
5,00	0,44	0%	20%	0%
6,00	0,39	0%	0%	24%
7,00	0,36	0%	0%	6%
8,00	0,35	0%	3%	0%
9,00	0,29	9%	0%	0%
10,00	0,23	0%	8%	1%
11,00	0,22	0%	1%	8%
12,00	0,20	3%	0%	1%
13,00	0,17	0%	3%	0%
14,00	0,16	1%	0%	0%
15,00	0,15	0%	0%	2%
16,00	0,13	0%	1%	0%
17,00	0,13	0%	0%	0%
18,00	0,12	0%	0%	1%
19,00	0,11	0%	0%	0%
20,00	0,11	1%	0%	0%
21,00	0,11	0%	0%	0%
22,00	0,10	0%	0%	0%
23,00	0,09	0%	0%	0%
24,00	0,09	0%	0%	0%
25,00	0,09	0%	0%	0%
26,00	0,08	0%	0%	0%
27,00	0,07	0%	0%	0%
		100%	100%	100%

Fuente, propia

Como se observa en la tabla en las dos direcciones ortogonales cumple con más del 90% que la norma exige como requisito mínimo, el período fundamental es igual 1.93 s para la dirección "X" y 1.45 s en la dirección "Y", y 1.25 s para la torsión en el eje "Z", ya que son los modos donde hay más participación de masa en la estructura durante el análisis.

6.6.2. Desplazamientos laterales de la estructura

En estas tablas se muestran los desplazamientos elásticos máximos de la estructura, estos desplazamientos sirven como grado de oscilación de la estructura con edificios vecinos, esta separación es de gran importancia para evitar que la estructura no ocasione daños con su traslación a demás estructuras durante un evento sísmico.

Tabla 6-4 Desplazamientos laterales máximos

DERIVAS MÁXIMAS			
NIVEL	ALTURA (m)	Δx	Δa
N8	38,58	0,0042	0,015
N7	35,88	0,0033	0,015
N6	31,88	0,0036	0,015
N5	27,88	0,0033	0,015
N4	23,88	0,0033	0,015
N3	19,88	0,0027	0,015
N2	15,88	0,0027	0,015
N1	11,88	0,0021	0,015
S2	6,88	0,0020	0,015
S1	3,44	0,0013	0,015

DERIVAS MÁXIMAS			
NIVEL	ALTURA (m)	Δy	Δa
N8	38,58	0,0055	0,015
N7	35,88	0,0020	0,015
N6	31,88	0,0023	0,015
N5	27,88	0,0023	0,015
N4	23,88	0,0024	0,015
N3	19,88	0,0021	0,015
N2	15,88	0,0021	0,015
N1	11,88	0,0015	0,015
S2	6,88	0,0014	0,015
S1	3,44	0,0009	0,015

Fuente, propia

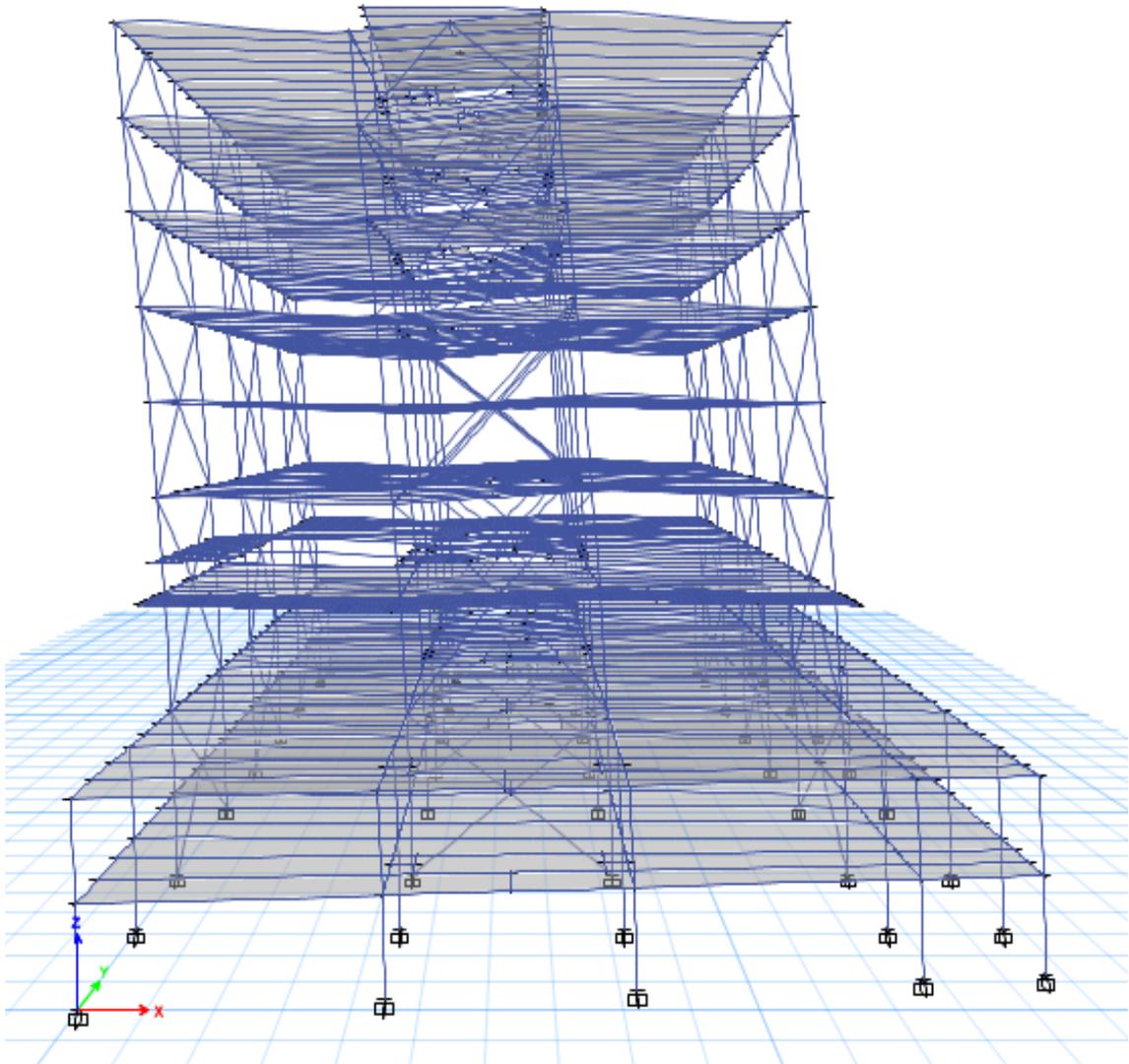


Imagen 6-d. Desplazamiento en el Modo 1 (Traslación en el eje X).

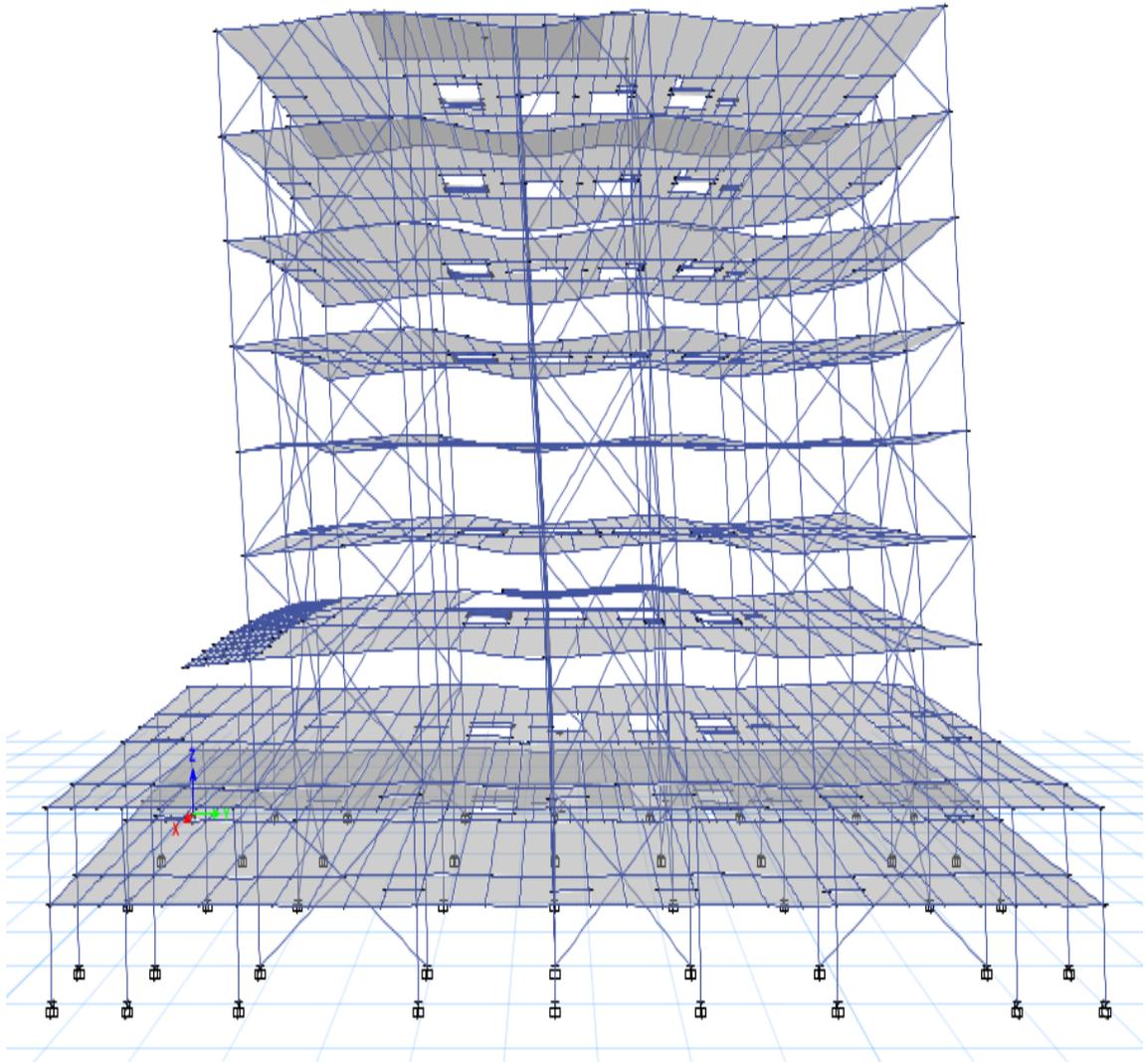


Imagen 6-e. Desplazamiento en el Modo 2 (Traslación en el eje Y).

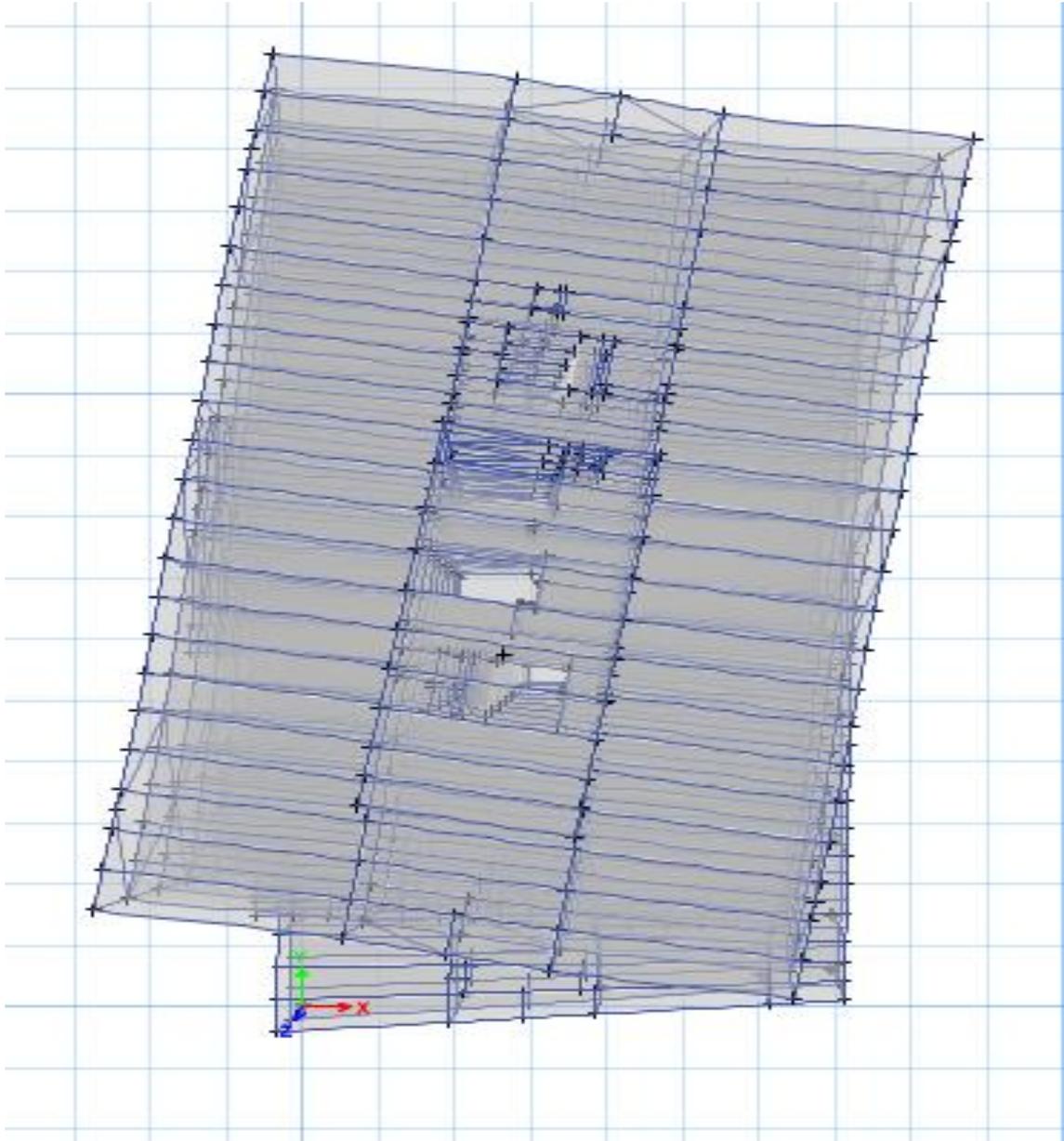


Imagen 6-f. Rotación en el Modo 3 (Torsión).

6.7. Derivas de entrepiso máximas.

El Reglamento Nacional de la construcción establece parámetros para el control de derivas, las cuales dependen del sistema lateral de la estructura, continuación se muestran las derivas máximas para los estados límites de colapso y servicio

Tabla 6-5 Derivas de entrespiso

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO (SX)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	3,00	0,0054	X	19,00	0,0130
0,0300	N7	35,88	3,00	0,0045	X	173,00	0,0108
0,0300	N6	31,88	3,00	0,0048	X	17,00	0,0116
0,0300	N5	27,88	3,00	0,0045	X	173,00	0,0107
0,0300	N4	23,88	3,00	0,0044	X	17,00	0,0105
0,0300	N3	19,88	3,00	0,0036	X	173,00	0,0087
0,0300	N2	15,88	3,00	0,0036	X	17,00	0,0086
0,0300	N1	11,68	3,00	0,0028	X	173,00	0,0066
0,0300	S2	6,88	3,00	0,0026	X	9,00	0,0063
0,0300	S1	3,44	3,00	0,0017	X	9,00	0,0041

SISTEMA LATERAL
SEGÚN RNC-07

MARCOS DÚCTILES DE ACERO Q = 3

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO (SY)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	3,00	0,0074	Y	118,00	0,0177
0,0300	N7	35,88	3,00	0,0027	Y	510,00	0,0065
0,0300	N6	31,88	3,00	0,0031	Y	17,00	0,0075
0,0300	N5	27,88	3,00	0,0031	Y	510,00	0,0074
0,0300	N4	23,88	3,00	0,0032	Y	17,00	0,0076
0,0300	N3	19,88	3,00	0,0027	Y	510,00	0,0066
0,0300	N2	15,88	3,00	0,0028	Y	17,00	0,0067
0,0300	N1	11,68	3,00	0,0020	Y	510,00	0,0049
0,0300	S2	6,88	3,00	0,0019	Y	44,00	0,0045
0,0300	S1	3,44	3,00	0,0012	Y	46,00	0,0029

DESPLAZAMIENTO DE SERVICIO (SX)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N7	35,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N6	31,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N5	27,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N4	23,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N3	19,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N2	15,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N1	11,68	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	S2	6,88	3,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	S1	3,44	3,00	0,0000	X	-	0,0000

DESPLAZAMIENTO DE SERVICIO (SY)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N7	35,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N6	31,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N5	27,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N4	23,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N3	19,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N2	15,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N1	11,68	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	S2	6,88	3,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	S1	3,44	3,00	0,0000	Y	-	0,0000

Fuente, propia

Derivas en el eje X.

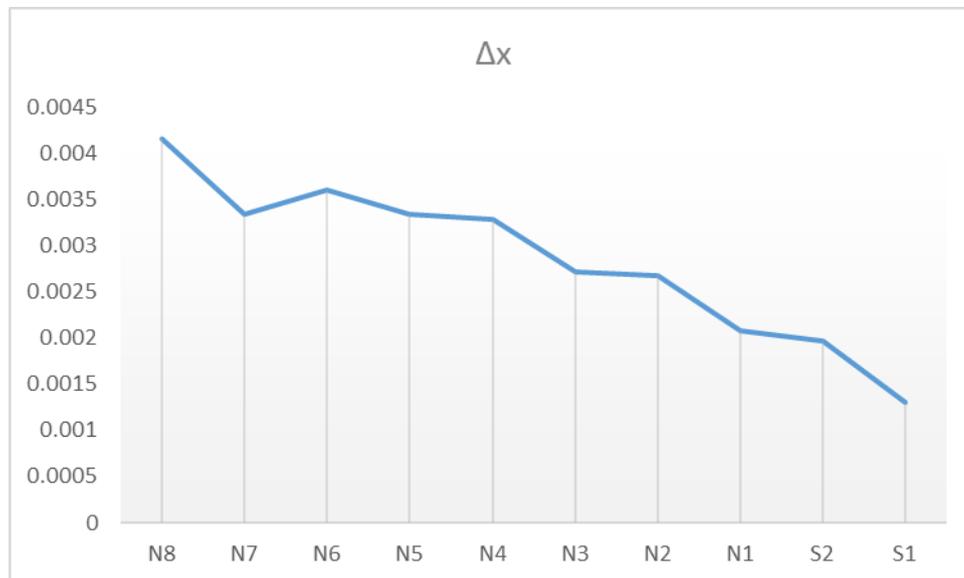


Imagen 6-g. Gráfico de Control de Derivas en el Eje X. – Fuente: Propia.

Derivas en el eje Y.



Imagen 6-h. Gráfico de Control de Derivas en el Eje Y. – Fuente: Propia.

6.8. Diseño del Sistema Lateral Special Concentrically Braced Frame.

Como ya se mencionó anteriormente el diseño consiste en una conexión tipo esquina de la elevación 9 del edificio, que muestra a continuación.

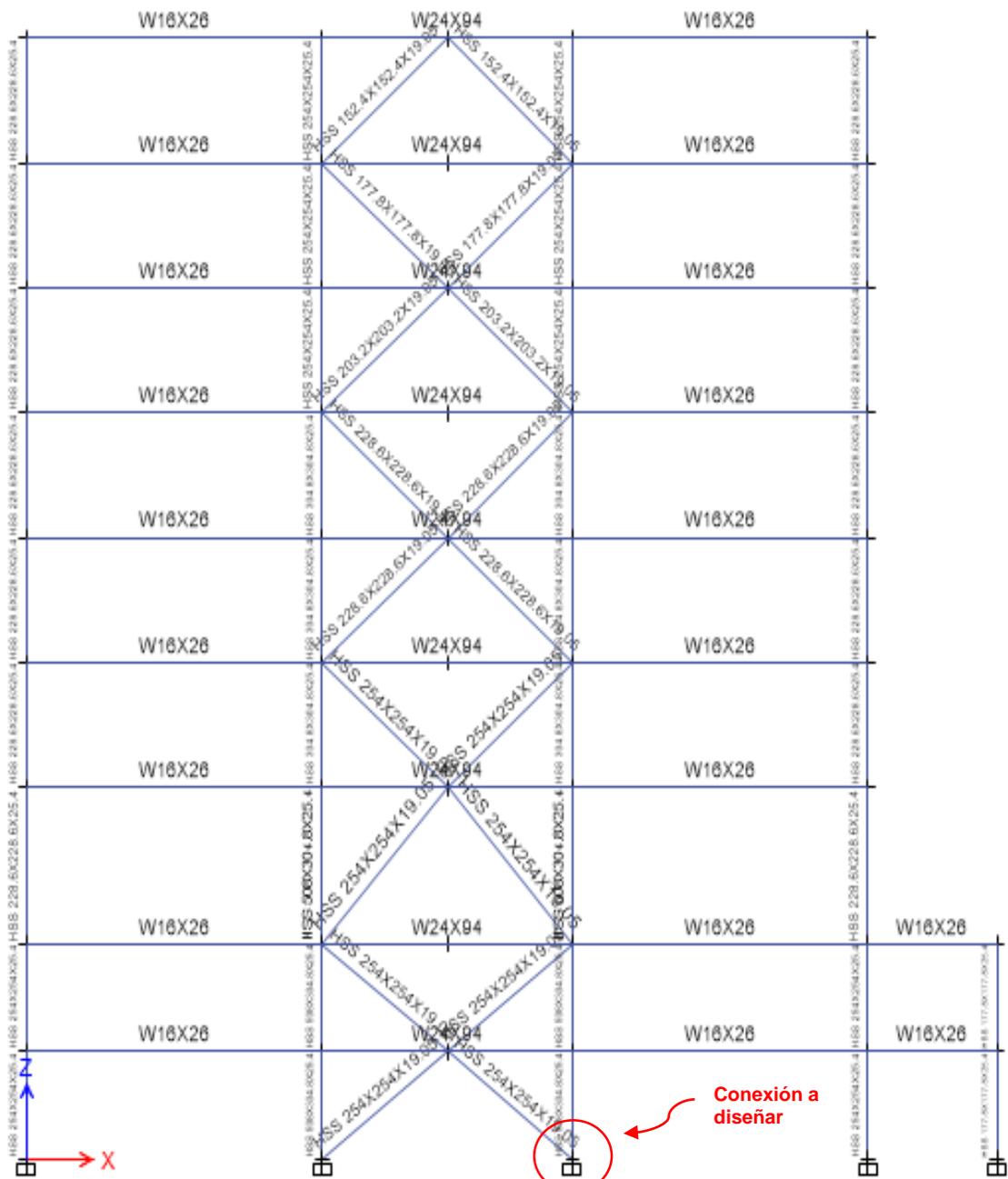


Imagen 6-i. Marco Estructural en el Eje 9, obtenido del software de diseño ETAB's 2016.

6.8.1. Definición de los materiales y esfuerzos en el marco del Eje 9.

Materiales

ASTM A992 Gr 50 (Viga)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$
$$E = 2,043,185.91 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A500 Gr B (Columna)

$$F_y = 2,952.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,077.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.40$$
$$E = 2,043,185.91 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A572 Gr 50 (Placa Gusset)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$
$$E = 2,043,185.91 \text{ Kg/cm}^2$$

Elementos Estructurales

Columna: HSS 20x12x1"

$$A_g = 387.10 \text{ cm}^2 \quad H = 30.50 \text{ cm} \quad B = 50.80 \text{ cm} \quad t = 2.54 \text{ cm}$$

Viga: W24x94

$$A_g = 178.71 \text{ cm}^2 \quad d = 61.72 \text{ cm} \quad B_f = 23.04 \text{ cm} \quad t_f = 2.22 \text{ cm} \quad t_w = 1.31 \text{ cm}$$

Arriostre: HSS 9x9x3/4"

$$A_g = 159.68 \text{ cm}^2 \quad H = 22.86 \text{ cm} \quad B = 22.86 \text{ cm} \quad t = 1.905 \text{ cm}$$

6.9. Procedimiento de cálculo por el método de la fuerza uniforme

$P_u = 70 \text{ ksj}$, es la reacción de corte en la viga debido a la carga de gravedad factorizada que actúa en los patines de la columna.

Cuando la estabilidad del análisis es desarrollada usando el método de la longitud efectiva de acuerdo con la sección 7.2 del apéndice de las especificaciones del AISC, $K = 1$.

Carga Gravitacional

$$P_u = 70 \text{ KSI}$$

LRFD

Diseño del Arriostre

$$KL = 19'$$

$$K = 1$$

$$L = 19 \text{ ft}$$

Resistencia a la compresión

$\phi_c P_n$, es el esfuerzo requerido en la conexión del arriostre y está basado en el esfuerzo esperado del mismo. Es muy importante no sobre dimensionar el arriostre. El Manual 14 del AISC nos indica el siguiente parámetro:

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$\phi_c P_n = 260,000.00 \text{ kg}$$

¡OK!

Tabla 4-3 Manual AISC Ed 14

Relación Base - Espesor del Arriostre

De acuerdo con la sección F2.5a de las Disposiciones Sísmicas del AISC los arriostres deben satisfacer los requerimientos de la sección D1.1 para miembros de ductilidad alta.

$$\frac{b}{t} \leq 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 14.45 \quad \text{¡OK!} \quad \text{Tabla D1.1 AISC 341 – 16}$$

Relación Base – Espesor de la viga.

$$\frac{b}{t} \leq 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 9.19 \quad \text{¡OK!} \quad \text{Tabla D1.1 AISC 341 – 16}$$

Conexión Arriostre - Placa gusset

De la tabla A.3-1 de las Disposiciones Sísmicas del AISC que para materiales ASTM 500/GrB $R_y = 1.4$

Tomando en cuenta que la sección F2.6c(1)(a) de las Disposiciones Sísmicas del AISC controla el diseño a tensión del arriostre-placa gusset se obtiene la siguiente ecuación:

Resistencia a la tensión de la conexión

$$P_u = R_y F_y A_g = 154,556.39 \text{ Kg} \quad \text{¡OK!} \quad \text{Sección F2.6c(1)(a) AISC 341 – 16}$$

Relación de esbeltez

Las Disposiciones Sísmicas del AISC en la sección F2.5b determina que el radio de esbeltez del arriostre sea menor que 200. El cálculo utiliza para la longitud del punto de trabajo $K = 1$ y de la sección F2.3 de las mismas Disposiciones Sísmicas sabemos que la resistencia esperada al pandeo del arriostre debe basarse en una longitud no mayor que la longitud del arriostre de extremo a extremo. Por lo tanto, obtenemos:

$$L_c = KL$$

$$\frac{KL}{r} < 200$$

$$\frac{KL}{r} = 67.33$$

¡OK!

Sección F2.5b(a) AISC 341 – 16

$$\frac{KL}{r} = 47.13$$

Esfuerzo elástico al pandeo

De la sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC, el pandeo esperado del arriostre debe estar basado en una longitud no mayor que la longitud del arriostre de extremo a extremo. Con una dimensión “**Pull off**” la cual es asumida a cada extremo del mismo. La dimensión “**Pull off**” es la terminología utilizada por los fabricantes y detallistas para ubicar el corte actual del arriostre con respecto al placa gusset.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_e}{r}\right)^2} = 9,077.40 \text{ kg}$$

Ecuación E3-4 AISC 360 – 16

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 123.89$$

Usar Ecuación 3-2 AISC 360 – 16

Esfuerzo crítico

El esfuerzo crítico se obtiene según lo indicado en la sección E.3 de las especificaciones sísmicas.

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] = 2,610.94 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación E3-2 AISC 360 – 16

Resistencia nominal a la compresión

El esfuerzo en compresión esperado en el arriostre se obtiene de acuerdo con la sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas del AISC, siendo el menor de $R_y F_y A_g$ y $1.4 F_{cr} A_g$ para LFRD.

$$P_u = 1.14 F_{cr} A_g = 475,274.68 \text{ kg}$$

Sección F2.3 AISC 341 – 16

Tensión

$$P_u = 154,556.39 \text{ kg}$$

Compresión

$$P_u = 475,274.68 \text{ kg}$$

Resistencia a la fluencia por cortante en las paredes del arriostre

Se escoge una longitud de vuelta entre el arriostre y la placa gusset basado en el estado límite de la resistencia al corte en la pared del arriostre. La resistencia al corte es dada en las Especificaciones del AISC.

Resistencia a la flexión por cortante.

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y A_{gv} \leq P_u$$

Ecuación J4-3 AISC 360 – 16

$$A_{gv} = tl = 76.20 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 135,006.13 \text{ kg}$$

¡OK!

Longitud de soldadura

Existen cuatro líneas de soldadura de filete entre el arriostre y la placa gusset. De la ecuación 8-2 del Manual de AISC se obtiene $\phi=0.75$ y donde $l =$ longitud soldada.

$$l \geq 10 \text{ cm}$$

$$l = 60 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

Diseño de soldadura conexión arriostre – gusset

El esfuerzo disponible en una junta soldada es determinado de acuerdo con las secciones J2-4 y la tabla J-2-5 de las Especificaciones del AISC. El cálculo de una soldadura cargada longitudinalmente puede ser simplificada de la tabla J2-5 de las Especificaciones. Para una soldadura de filete menor o igual que 100 veces el tamaño de la soldadura, el esfuerzo de corte puede calcularse de la siguiente manera:

$$l = 60cm$$

Electrodo

$$FEXX = 70ksi$$

Sección J2.6 AISC 360 – 16

$$FEXX = 4,931.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 1.392Dl$$

Ecuación 8-2 Manual AISC Ed 14

$$D = \frac{P_u}{4(1.392)(l)}$$

$$D = 4 \text{ diéciseisavos.}$$

$$\text{Soldadura de filete} = 1/4 plg$$

Sección J2.2 AISC 360 – 16

$$D > l$$

¡OK!

Ruptura al cortante de placa gusset

El espesor de la zona de pandeo es igual a “2t” (dos veces el espesor de la placa gusset). Esto es abordado en las en la sección F2.6c(3) de los Comentarios de las Disposiciones Sísmicas, donde de igual manera se aborda la localización del punto A, con el cual, se obtiene la zona de pandeo.

	cm		Cm		Grados
$e_b =$	30,86	$e_c =$	15,250	$\theta =$	37,396
	Grados		cm		Cm
$\tan\theta =$	0,76	$l =$	60	$d =$	27,94

Ruptura por cortante en placa gusset

La ruta de falla de la ruptura del bloque de corte es asumida para que siga la superposición del arriostre en la placa gusset. El esfuerzo disponible para el Estado Límite de ruptura al bloque de corte es dado en la sección J4-3 de las Especificaciones del AISC.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_u A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad \text{Ecuación J4-5 AISC 360 – 16}$$

Espesor de placa gusset

$$t = 1 \text{ plg}$$

Valor Propuesto

Grosor del área de cortante

$$A_{gv} = 304.80 \text{ cm}^2$$

$$0.60F_y A_{gv} = 642,887.21 \text{ kg}$$

Área neta del cortante

$$A_{nv} = A_{gv}$$

Componente a ruptura por cortante

$$0.60F_u A_{nv} = 835,752.46 \text{ kg}$$

Factor de esfuerzo de tensión uniforme

Se utiliza $U_{bs} = 1$ debido a que es una conexión uniformemente cargada, lo anterior es dado en la sección J4-3 de las Especificaciones del AISC.

$$U_{bs} = 1$$

Sección J4.3 AISC 360 – 16

Área neta en tensión

$$A_{nt} = A_{gt} = 58.06 \text{ cm}^2$$

Componente a ruptura por tensión

$$U_{bs}F_uA_{nt} = 265,351.40 \text{ kg}$$

$$0.60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} = 1,101,103.86 \text{ kg}$$

$$0.60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} = 908,238.61 \text{ kg}$$

Resistencia requerida a ruptura del bloque de cortante en Placa gusset

$$R_n = 908,238.61 \text{ kg}$$

Tomar la menor acción

Resistencia nominal a ruptura del bloque de cortante en Placa gusset

$$\phi R_n = 681,178.96 \text{ kg}$$

¡OK!

Flexión por tensión en placa gusset

$$l_w = 92.14 \text{ cm}$$

Tensión a fluencia en la Placa gusset

$$\phi R_n = 0.90 F_y l w t = 740,461.67 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Pandeo por flexión debido a la compresión en la placa gusset

Según la publicación sobre factores de longitud efectiva para control de pandeos en placas gusset de Dowswell de 2006 el espesor crítico de la gusset es t_β . Donde, si el espesor actual de la gusset es menor que t_β , la gusset cederá antes de que se pandee y el Estado Límite de pandeo por flexión no aplicará.

$$l' = l + 2t = 65.08 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{d}{2} + l' = 51.54 \text{ cm}$$

$$l_b = a + 2t = 44.48 \text{ cm}$$

$$c = l_b \cos \theta - \frac{d}{2} \sin \theta = 28.40 \text{ cm}$$

$$t_\beta = 1.5 \sqrt{\frac{F_y C^3}{E_s l_b}} = 1.41 \text{ cm}$$

$$t = 7/8 p l g \quad \text{¡OK!}$$

Al tener $t_g > t_\beta$ indica que se tiene una placa gusset compacta. De igual manera el pandeo por flexión de la gusset se revisa según la sección J4-4 de las Especificaciones del AISC.

La Placa gusset es compacta a la compresión, según el criterio establecido por Dowswell en 2006. Donde se refiere a este tipo de placa como una gusset extendida y recomienda un factor de reducción $K = 0.60$

$$K = 0.6$$

$$\phi_c F_{cr} = 2,867.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 2.22 \text{ cm}$$

$$\frac{L_c}{r\sqrt{12}} = 37$$

¡OK!

$$\phi_c F_{cr} = 2,867.51 \text{ Kg/cm}^2.$$

Resistencia nominal a compresión de Placa gusset

$$\phi_c F_{cr} l_w t_g = 671,113.23 \text{ kg}$$

¡OK!

Revisión de la ruptura por tensión en el arriostre

El esfuerzo de ruptura a la tensión disponible del área efectiva del HSS debe ser mayor que el esfuerzo de tensión requerido de la conexión del arriostre. Además de acuerdo con la sección F2.5b(3) de las Disposiciones Sísmicas, el área efectiva del arriostre no puede ser menor que el área gruesa del mismo.

Se debe suponer que la ranura en el arriostre es 1/16" más ancha a cada lado que la placa gusset.

$$D_{Ranura} = 1/16 \text{ plg}$$

Valor Propuesto

Área neta del Arriostre

$$A_n = A_g - 2tD_{Ranura} = 148.79 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)} = 0.75 \text{ cm}$$

Tabla D3.1 AISC 360 – 16, Caso 6

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 0.99$$

Tabla D3.1 AISC 360 – 16, Caso 6

Área neta efectiva del arriostre

$$A_e = A_n U = 146.93 \text{ cm}^2$$

Debe Reforzarse

Ecuación D3-1 AISC 360 - 16

Nota: Cuando el área efectiva es menor que el área gruesa, el reforzamiento es necesario.

Diseño de placas de refuerzo de 7"X4"1 1/8" ASTM A572 G50

Áreas de las placas de refuerzo

Cuando $A_e < A_g$ el reforzamiento es requerido. La sección F2.5b(3)(i) requiere que el límite de elasticidad mínimo del refuerzo sea por lo menos el del arriostre. Además, ASTM A572 Grado 50 debe ser usado para las placas de refuerzo.

$$A_r = 20 \text{ cm}^2$$

Factor de cortante retrasado para conexiones de miembros a tensión

$$\bar{x} = \frac{2BHt + B^2t + 2A_rB}{4(Bt + Ht + A_r)} = 9.12 \text{ cm}$$

Tabla D3.1 AISC 360 – 16, Caso 6

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 0.85$$

Tabla D3.1 AISC 360 – 16, Caso 6

Área neta del arriostre

$$A_n = A_g + 2A_r = 188.80 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva del arriostre

$$A_e = A_n U = 160.10 \text{ cm}^2$$

¡OK!

Ecuación D3-1 AISC 360 - 16

Placas de reforzamiento ASTM A572 G50

La sección F2.5b(3)(ii) de las Especificaciones del AISC requiere que la fijación de las placas de refuerzo en el arriostre HSS desarrollen el esfuerzo de tensión de refuerzo esperado a cada lado de la sección reducida. El esfuerzo de tensión

esperado en cada placa de refuerzo es determinado como sigue con R_y tomado de la tabla A3-1 de las Disposiciones Sísmicas.

Resistencia requerida a tensión

$$P_u = 77,347.37 \text{ kg}$$

Sección F2.5b(b) AISC 341 – 16

$$P_u = 170.16 \text{ klb}$$

Resistencia requerida de la soldadura

$$\phi R_n = 1.392 \left(\frac{\text{kip}}{\text{in}} \right) D_l$$

Ecuación 8-2a Manual AISC Ed 14

Resistencia nominal de la soldadura

$$R_n = 0.85R_{nwt} + 1.5R_{nwt}$$

Ecuación J2-10b AISC 360 – 16

Longitud de transferencia de fuerzas dentro de la placa

Note que la longitud “a” se requiere para transferir la fuerza a las placas. Aplicando la ecuación J2-10b de las Especificaciones del AISC para tener en cuenta las soldaduras de filete orientadas longitudinalmente y transversalmente a la dirección de la carga aplicada y la ecuación 8-2 del Manual 14 ed del AISC para cada placa de refuerzo.

$$a = 4'' = 10.16 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

Altura de la placa de refuerzo

$$H_{pr} = 7'' = 17.78 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

$$P_u = \left[2a(0.85) \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \right) D \right] + \left[(H_{pr})(1.5) \left(1.392 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \right) D \right]$$

El factor de 0.85 en la ecuación anterior es el factor de resistencia para soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, mientras que el factor 1.5 es usado para soldaduras cargadas de filete cargadas transversalmente.

Nota: Se debe proponer una longitud “ a ” de la placa para poder resolver D

Al sustituir D se obtiene.

$$D = \frac{P_u}{2(a)(0.85)\left(\frac{1.392\text{kip}}{\text{in}}\right) + H_{pr}(1.5)\left(1.392\frac{\text{kip}}{\text{in}}\right)}$$

$$D = 5.91 \text{ Diésciseisavos de plg}$$

Soldadura de filete 3/8 plg

Distribución de fuerzas (MFU)

El Método de la Fuerza Uniforme (UFM) es utilizado para determinar las fuerzas en las conexiones Gusset - Viga y en las interfaces Gusset - Columna.

La guía 29 del AISC expresa que, la esencia del Método de Fuerza Uniforme (UFM) es la selección de la geometría de una conexión que no producirá momentos en las interfaces de la conexión Gusset - Viga, Gusset - Columna y Columna - Viga. En ausencia de momento estas conexiones son diseñadas para corte y fuerzas normales únicamente. Por lo tanto, el origen del nombre UFM.

Esta formulación logra un campo de fuerza admisible interna que provee un campo de fuerzas coincidentes en la Gusset, Viga y Columna.

Las dimensiones “ α y β ” describen la locación ideal de los centroides de las conexiones Gusset - Viga y Gusset - Columna respectivamente. Estas dimensiones deben satisfacer las limitantes de la ecuación 4-1 de la guía 29 del AISC.

	Cm		cm		Grados
$e_b =$	30.861	$e_c =$	15.250	$\theta =$	37.396
	Grados		cm		Grados
$\tan\theta =$	0.764	$l' =$	60	$\text{Sen}\theta =$	0.607

$$\alpha - \beta \tan\theta = e_b \tan\theta - e_c = 8.34 \text{ cm}$$

Ecuación 13-1 Manual AISC Ed 14

$$a = \frac{d}{2} + l' \tan 30^\circ = 63.72 \text{ cm}$$

Note que el ángulo de transferencia de 30° es utilizado para acomodar la sección "Whitmore". La sección Whitmore de 30° define el ancho efectivo máximo de la carga transferida desde el inicio al final de la conexión Arriostre - Gusset. Cuando toda la sección Whitmore es acomodada, la sección entera es efectiva en resistencia a la tensión y a las fuerzas de compresión en la Gusset.

Sí se requiere una Gusset más pequeña, el ángulo de transmisión debe ser tomado entre $0^\circ - 30^\circ$. Tal supuesto resultara en una gusset más pequeña y de mayor espesor.

Longitud de la ranura en el Arriostre para Placa gusset.

$$L = [(e_b \tan\theta + a \text{sen}\theta)^2 (e_b + a \text{sen}\theta)^2]^{0.5} = 87.56 \text{ cm}$$

Longitud horizontal de la Placa gusset

$$L + 2t = 94 \text{ cm}$$

Longitud vertical de la Placa gusset. (Dimensiones de la placa)

$$A_{dist} = e_b \tan\theta - e_c + \frac{a}{\cos\theta} = 72 \text{ cm}$$

$$h = 72 \text{ cm}$$

Fuerzas en las interfaces de las conexiones

Usando la notación y ecuaciones de la Parte 13 del Manual del AISC

$$\bar{\beta} = e_b + \frac{c}{2} = 22.51 \text{ cm}$$

Distancia de la cara de la Viga al centroide de la Placa gusset

$$\beta = \bar{\beta} = 22.51 \text{ cm}$$

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

Ecuación 13-1 Manual AISC Ed 14

Como $\alpha \neq \bar{\alpha}$ habrá un momento en la interface de la conexión Gusset – Viga

Distancia de la cara de la Columna al centroide de la Placa gusset

$$\alpha = e_b \tan \theta - e_c + \beta \tan \theta = 25.55 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = 38 \text{ cm}$$

$$\alpha \neq \bar{\alpha}$$

Por tanto, Actuará un Momento entre las caras de la conexión Viga - Gusset

r se determina de la Parte 13 del Manual 14 del AISC.

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 67.18 \text{ cm}$$

Ecuación 13-6 Manual AISC Ed 14

$$\frac{P_u}{r} = 2,303.66 \text{ kg/cm.}$$

Cortante requerido en la conexión Columna - Gusset

$$V_{uc} = \beta \frac{P_u}{r} = 51,787.87 \text{ kg} \quad \text{Ecuación 13-2 Manual AISC Ed 14}$$

Carga Axial requerida en la conexión Viga - Gusset

$$V_{ub} = e_b \frac{P_u}{r} = 71,000.69 \text{ kg} \quad \text{Ecuación 13-4 Manual AISC Ed 14}$$

$$\Sigma(V_{uc} + V_{ub}) = 122,788.57 \text{ kg}$$

Carga Axial requerida en la conexión Columna - Gusset

$$H_{uc} = e_c \frac{P_u}{r} = 35,085.08 \text{ kg} \quad \text{Ecuación 13-3 Manual AISC Ed 14}$$

Donde:

V_{uc} = Fuerza de corte requerida en la conexión gusset – columna.

H_{uc} = Fuerza axial requerida en la conexión gusset – columna

V_{ub} = Fuerza de corte requerida en la conexión gusset – viga.

H_{ub} = Fuerza de corte requerida en la conexión gusset – viga.

Cortante requerido en la conexión Viga – Gusset

$$H_{ub} = \alpha \frac{P_u}{r} = 58,779.96 \text{ kg} \quad \text{Ecuación 13-5 Manual AISC Ed 14}$$

$$\Sigma(H_{uc} + H_{ub}) = 93,865.04 \text{ kg}$$

$$M_{ub} = V_{ub} (\alpha - \bar{\alpha}) = -884,017,95 \text{ kg} - \text{cm}$$

Conexión Viga – Columna

Se usa una conexión directamente soldada entre la viga y la columna, donde:

$$V_u = V_{ub} + 70 \text{ kips}$$

Cortante Gravitacional LRFD

Cortante

$$V_u = 102,818.87 \text{ kg}$$

Fuerza normal

$$N_u = H_{ub} = 58,779.96 \text{ kg}$$

Revisión del Cortante en Viga

Del Manual de AISC en la tabla 3-2 se obtiene el esfuerzo de corte disponible Axial, donde:

$\phi V_{nx} > V_{ub}$ de esto ser así la conexión cumple con la limitante Capacidad > Demanda.

$$\phi_v V_{nx} = 170,454.55 \text{ kg.}$$

¡OK!

Tabla 3-2 Manual AISC Ed 14

La fuerza axial será distribuida a la columna por el patín de la viga y el alma de la viga en la proporción de sus áreas de la siguiente manera:

$$A_f = t_f b_f = 51.20 \text{ cm}$$

$$A_w = A_g - 2A_f = 76.31 \text{ cm}$$

$$N_{uf} = \frac{A_f}{A_g} N_u = 16,840.89 \text{ kg}$$

N_{uf} = Fuerza axial distribuida por el patín de la viga

$$N_w = \frac{A_w}{A_g} N_u = 25,098.19 \text{ kg}$$

$N_w =$ Fuerza axial distribuida por el patín de la viga

Diseño de soldadura en la conexión Viga - Columna

Se asume que todo el corte es cargado por el alma soldada. La longitud de la unión soldada del alma de la viga al patín de la columna es tomada de la ecuación 8-2 del Manual del AISC y el aumento permitido de la fuerza direccional en la sección J2.4 de la Especificación del AISC para soldaduras de filete.

$$\theta = 13.72^\circ$$

$$l = 78.08 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

$$D = \frac{\phi R_n}{1.392l (1 + 0.50 \text{sen}^{1.5}\theta)} = 5.14 \text{ Diéciseisavos de plg}$$

$$D = 1/8 \text{ plg}$$

Diseño soldado del patín de la Viga al patín de la Columna

Longitud de soldadura en los patines

$$l = 44.77 \text{ cm.}$$

$$D = \frac{\phi R_n}{1.392l (1 + 0.50 \text{sen}^{1.5}90^\circ)} = 1.01 \text{ Diéciseisavos de plg}$$

Revisión de flexión local en la Columna y desgarramiento local del alma adyacente al alma de la Viga

La ecuación J.10-2 de la Especificación del AISC es aplicable para la fluencia local del alma (La carga concentrada es aplicada a una distancia del final de la columna, la cual es mayor que el peralte de la columna).

$$\phi R_n > N_{uf}$$

¡OK!

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w l_b = 585,634.09 \text{ kg}$$

$$l_b/d = 2.56$$

Usar Ecuación 9-43 Manual AISC Ed 14

$$R_5 = 0.40 t_w^2 \left[1 - 0.2 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

Ecuación 9-43 Manual AISC Ed 14

$$R_5 = 68,781.98 \text{ kg}$$

$$R_6 = 0.40 t_w^2 \left(\frac{4}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

Ecuación 9-44 Manual AISC Ed 14

$$R_6 = 2,212.58 \text{ kg}$$

Debido a que $l_b/d > 0.2$ se usa la ecuación 9-48 del Manual del AISC para revisar el esfuerzo de deformación local en el alma de la columna.

El esfuerzo disponible para la fractura local del alma ϕR_n es determinado en la sección J10.3 de las especificaciones, usando las ecuaciones J10-4, J10-5a, o J10-5b con las cuales se puede simplificar el cálculo utilizando las constantes R_3 , R_4 , R_5 y R_6 de la tabla 9-4, donde $\phi = 0.75$.

Cuando la fuerza de compresión a ser resistidas son aplicadas a una distancia x desde el extremo del miembro la cual es menor que la mitad del peralte del miembro $x < d/2$.

$$\text{Para } \frac{l_b}{d} < 0.2 \rightarrow \phi R_n = \phi R_3 + l_b(\phi R_4)$$

$$\text{Para } \frac{l_b}{d} > 0.2 \rightarrow \phi R_n = \phi R_5 + l_b(\phi R_6)$$

R: Las R son constantes de capacidad de la viga, dadas en la tabla K3 – 2 de las Especificaciones.

$$\phi R_n = \phi R_s + l_b(\phi R_6) = 241,542.56 \text{ kg}$$

Ecuación 9-48 Manual AISC Ed 14

Conexión Viga - Placa gusset

Se usan los valores obtenidos en los resultados del Método de Fuerza Uniforme (UFM)

H_{ub} : Esfuerzo de corte requerido

V_{ub} : Esfuerzo de normal requerido

M_{ub} : Esfuerzo de flexión requerido

Axial

$$H_{ub} = 58,779.96 \text{ kg}$$

Cortante

$$V_{ub} = 71,000.69 \text{ kg}$$

Flexión

$$M_{ub} = -884,017.95 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$l_b = 69.46 \text{ cm}$$

Revisión de Placa gusset a flexión por fluencia de cortante y fluencia de tensión a lo largo del patín de la Viga

Para facilitar la combinación de la fuerza normal requerida y el esfuerzo de flexión, las tensiones serán usadas para revisar los estados límites de fluencia al corte y a la tensión.

La fluencia a la tensión es revisada de acuerdo a las Especificaciones del AISC en la sección J4-1 y la fluencia al corte es revisada usando la sección J4-2 de las Especificaciones.

$$f_{ua} = \frac{V_{ub}}{A_g} = 402.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ub} = \frac{M_{ub}}{Z} = -288.55 \text{ kg/cm}^2$$

Z: es el módulo de sección plástica tomado sobre el eje de flexión.

Resistencia a fluencia de Tensión

Es la sumatoria del esfuerzo normal donde: $f_n < \phi F_y$

$$f_n = f_{ua} + f_{ub} = 133.89 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡OK!}$$

Resistencia a fluencia de Cortante

Donde: $f_u < t\phi F_y$

$$f_v = 333.17 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡OK!}$$

Se considera la ecuación de interacción derivada de la teoría de plasticidad de Astanteh – Asl (1998) y Neal (1997) para placas gusset. Una ecuación de cuarto orden es recomendada.

Neal establece que esta ecuación de interacción produce resultados dentro del 5% de la falla de carga inferior obligada de la teoría para todas las posibles combinaciones de corte, normal y esfuerzos de flexión.

Cuando el cálculo de la interacción es menor que 1, la interacción no es crítica.

$$\left(\frac{M_{ub}}{\phi M_n}\right) + \left(\frac{V_{ub}}{\phi V_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{\phi V_n}\right)^4 \leq 1 \quad \text{¡OK!}$$

$$= 0.07 \text{ kg/cm}^2$$

Momento nominal.

$$M_n = M_p = 10,769,904.56 \text{ kg} - \text{cm} \quad \text{Ecuación F2-1 AISC 360 - 16}$$

Axial nominal.

$$N_n = t_g l = 620,207.58 \text{ kg} \quad \text{Ecuación J4-1 AISC 360 - 16}$$

Cortante nominal.

$$V_n = 0.60 F_y A_{gv} = 372,124.55 \text{ kg} \quad \text{Ecuación J4-3 AISC 360 - 16}$$

Diseño de soldadura Viga - Placa gusset

La parte 13 del Manual del AISC recomienda un incremento en la fuerza de diseño para una conexión soldada entre una gusset y un patín miembro, tomando en cuenta la distribución de fuerza desigual a través de la superficie de la soldadura.

El esfuerzo promedio debe ser multiplicado por un factor de 1.25 y luego comparado con el esfuerzo pico y el mayor de los dos debe ser seleccionado como el esfuerzo de diseño para la soldadura.

$$f_{ua} = \frac{V_{ub}}{2l} = 511.09 \text{ kg/cm}$$

$$f_{ub} = \frac{2M_{ub}}{l^2} = -366.46 \text{ kg/cm}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub} = 144.63 \text{ kg/cm}$$

$$f_{uv} = \frac{H_{ub}}{2l} = 423.12 \text{ kg/cm}$$

$$f_{pico} = \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2} = 447.16 \text{ kg/cm}$$

$$f_{prom} = \frac{1}{2} \sqrt{(f_{ua} - f_{ub})^2 + f_{uv}^2} + \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^2} = 710.69 \text{ kg/cm}$$

$$1.25f_{prom} = 888.37 \text{ kg/cm}$$

Se debe usar 1.25 f_{prom}

$$\theta = \tan^{-1} \frac{f_{un}}{f_{uv}} = 18.87^\circ$$

De la ecuación 8-2 del Manual del AISC se obtiene el diámetro requerido de la soldadura.

$$D_{req' d} = \frac{f_{prom}}{1.392l(1 + 0.50\text{sen}^{1.5}\theta)} = 3.27 \text{ Diéciseisavos de plg}$$

$$D_{req' d} = 1/8 \text{ plg.}$$

Fuerza axial equivalente Ne

La fuerza concentrada para la cual la viga debe ser diseñada incluye ambas fuerzas normales y adicional una fuerza debido al momento. Por conveniencia, se convierte el momento en una fuerza normal equivalente y se agrega a la fuerza normal.

$$N_e = V_{ub} + \frac{2M_{ub}}{\left(\frac{l}{2}\right)} = 20,092.66 \text{ kg}$$

Revisión de la flexión local del alma de la viga

De la sección J10.2 de la Especificación del AISC se utiliza la ecuación J10-2 debido a que la distancia en donde actúa la fuerza resultante de la gusset es mayor que el peralte de la viga.

La fuerza resultante actúa a una distancia $l_g/2$, donde:

$$\phi R_n > N_e \quad \text{¡OK!}$$

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (5 k_{des} + l_b) \quad \text{Ecuación J10-2 AISC 360 – 16}$$

$$\phi R_n = 348,898.93 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión de la fractura local en el alma de la Viga

De la misma manera en la que se determina la fluencia local en el alma de la viga, la fuerza concentrada actúa a una distancia $l_g/2$ del final de la viga, la cual es mayor $d/2$, donde:

$$\phi R_n > N_e \quad \text{¡OK!}$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} Q_f \quad \text{Ecuación J10-4 AISC 360 – 16}$$

$$Q_f = 1$$

Tabla K3.2 AISC 360 – 16

$$\phi R_n = 286,311.99 \text{ kg}$$

¡OK!

Conexión Columna - Placa gusset

Debido a que el momento no existe en esta conexión los esfuerzos promedio y pico son los mismos. El factor de ductilidad de la soldadura de 1.25 debe ser incluido, siendo este el discutido en la sección 13 del Manual 14 del AISC.

Resistencias requeridas

$$H_{uc} = 35,085.08 \text{ kg} \text{ Esfuerzo nominal requerido}$$

$$V_{uc} = 51,787.87 \text{ kg} \text{ Esfuerzo de corte requerido}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}} \right) = 34.12^\circ$$

De la ecuación 8-2 del Manual del AISC y el incremento de la fuerza direccional permitida en la sección J2-4 de las Especificaciones del AISC para soldaduras de filete. El tamaño de la soldadura es determinado.

$$D = \frac{R_u}{1.392l (1+0.50\text{sen}^{1.5}\theta)}$$

Ecuación 8-2 Manual AISC Ed 14

$$= 1.49 \text{ Diéciseisavos de plg}$$

$$D = 1/8 \text{ plg.}$$

6.10. Diseño de Conexión Arriostrada Tipo Chevron

El valor del esfuerzo axial requerido P_u en la conexión del arriostre es el obtenido del software de diseño ETAB's 2016.

$$P_u = 58,577.08 \text{ kg}$$

Diseño de los arriostre

El método desarrollado está basado en una sección a-a, la interface de la viga-gusset. Este es el control de interface y todo el resultado de las fuerzas de distribución en la interface son determinados mediante ecuaciones de equilibrio. Es posible incluir una sección b-b extendida para incluir el alma de la viga como un control de interface.

El punto de trabajo de esta conexión está en una locación "e" concéntrica en el eje gravitatorio de la viga. La gusset debe ser simétrica y la asimetría de la placa será $\Delta = 0$.

Utilizando la notación general del capítulo 5 de la guía 29 se obtiene lo siguiente:

Asimetría de la placa

$$\Delta = \frac{1}{2}(L_2 - L_1) = 0$$

$L_2 = 89.54 \text{ cm}$ *Distancia desde el centro de la viga al extremo 2 de la gusset*

$L_1 = 89.54 \text{ cm}$ *Distancia desde el centro de la viga al extremo 1 de la gusset*

$L = 179.07 \text{ cm}$ *Longitud total de la placa gusset*

$e = 30.86 \text{ cm}$ *Centroide de la viga*

$h = 63.02 \text{ cm}$ *Altura de la gusset*

Para los siguientes cálculos el suscrito 1 se refiere al arriostre 1 ubicado en la parte izquierda del dibujo (Agregar imagen) y el suscrito 2 se refiere al arriostre 2 ubicado al lado derecho. La fuerza axial, la fuerza de corte y el momento actuando sobre la sección b-b tienen un símbolo primo para distinguirlos de la fuerza axial, fuerza de corte y el momento actuando sobre la sección a-a.

Las componentes vertical y horizontal de esfuerzo del arriostre son:

$$P_{u1} = -P_u$$

$$P_{u1} = -58,577.08 \text{ kg}$$

Carga Axial a Compresión del Arriostre

Componente horizontal de la carga axial del arriostre 1 (Compresión)

$$H_{u1} = -P_u \cos 45^\circ$$

$$H_{u1} = -41,420.25 \text{ kg} \quad .$$

Componente vertical de la carga axial del arriostre 1 (Compresión)

$$V_{u1} = -P_u \sin 45^\circ$$

$$V_{u1} = -41,420.25 \text{ kg}$$

Carga axial a tensión del arriostre.

$$P_{u2} = P_u$$

$$P_{u2} = 58,577.08 \text{ kg}$$

Componente horizontal de la carga axial del arriostre 2 (Tensión)

$$H_{u2} = P_u \cos 45^\circ$$

$$H_{u2} = 41,120.25 \text{ kg}$$

Componente vertical de la carga axial del arriostre 2 (Tensión)

$$V_{u2} = P_u \text{sen}45^\circ$$

$$V_{u2} = 41,420.25 \text{ kg}$$

Momento debido a carga axial del arriostre 1 (Compresión)

$$M_{u1} = H_{u1}e + V_{u1}\Delta$$

$$M_{u1} = -1,278,270.35 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento debido a carga axial del arriostre 2 (Tensión)

$$M_{u2} = H_{u2}e + V_{u2}\Delta$$

$$M_{u2} = 1,278,270.35 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento aplicado al arriostre 1

$$M'_{u1} = 1/8V_{u1}L - 1/4H_{u1}h - 1/2M_{u1}$$

$$M'_{u1} = 364,609.52 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento aplicado al arriostre 2

$$M'_{u2} = 1/8V_{u2}L - 1/4H_{u2}h - 1/2M_{u2}$$

$$M'_{u2} = -364,609.52 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculando los esfuerzos en la sección a-a de la interface de la Viga-Gusset, basado en el capítulo 4 de la guía 29 del AISC.

Carga axial en la conexión Viga - Gusset

$$N_u = V_{u1} + V_{u2}$$

$$N_u = 0.00 \text{ kg}$$

Cortante en la conexión Viga - Gusset

$$V_u = H_{u1} + H_{u2}$$

$$V_u = -82,840.50 \text{ kg}$$

Momento en la conexión Viga - Gusset

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_u = -2,556,540.70 \text{ kg} - \text{cm}$$

Los signos negativos en el esfuerzo de corte y en el momento indican que estas fuerzas actúan en sentido opuesto a la dirección positiva asumida.

A continuación, se calculan los esfuerzos actuando en la sección b-b, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 4 de la guía 29 del AISC.

Carga axial conexión Viga - Gusset, combinado en ambos arriostres

$$N'_u = 1/2(H_{u1} + H_{u2})$$

$$N'_u = 0.00 \text{ kg}$$

Cortante Viga - Gusset, combinado en ambos arriostres

$$V'_u = 1/2(V_{u1} + V_{u2}) - \frac{2M_u}{L}$$

$$V'_u = -12,866.72 \text{ kg}$$

Momento Viga - Gusset combinado en ambos arriostres

$$M'_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M'_u = 0.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Estas fuerzas están actuando en la mitad izquierda de la placa Gusset y V'_{u1} actúa opuesto a la dirección asumida, lo anterior reflejado por el signo menos (-). Con todas las interfaces (sección a-a) y fuerzas internas (sección b-b) conocidas la conexión puede ser diseñada.

Conexión Arriostre – Gusset

Esta parte de la conexión debe ser diseñada primero debido a que se requiere un tamaño mínimo de la placa gusset.

El esfuerzo de fluencia a la tensión disponible es determinado según la sección J4.1(a) de las Especificaciones del AISC.

Revisión de la fluencia a la tensión en el arriostre.

$$\phi R_n = \phi F_y A_g > P_u \quad \text{¡OK!} \quad \text{Ecuación J4-1 AISC 360 - 16}$$

$$\phi R_n = 424,358.02 \text{ kg}$$

Revisión de ruptura a la tensión en el arriostre

De acuerdo a la ecuación J4-4 de las Especificaciones del AISC, se determinó la longitud mínima de soldadura requerida para proveer el adecuado esfuerzo de ruptura al corte disponible en el material del arriostre. Se escoge una longitud de la conexión entre el arriostre y la placa gusset basados en los estados límites de la ruptura al corte en la pared del arriostre.

Resistencia a ruptura por corte de los elementos conectados

$$P_u = 0.60[\phi F_u t l(4)]$$

$$l = 24 \text{ cm} \quad \text{Longitud de soldadura en la conexión Arriostre - Gusset}$$

$$P_u = 13,982.78 \text{ kg}$$

La sección J4-2 de las Especificaciones del AISC denota que, para soldaduras de filete el esfuerzo disponible se determinará tomando en cuenta un aumento

direccional de la fuerza de $(1.0 + 0.50\text{sen}^{1.5}\theta)$ sí se considera la compatibilidad de deformación de los diversos elementos soldados es considerada.

Donde:

Φ : 0.75 para LRFD

θ : Ángulo entre la línea de acción de la fuerza requerida y el eje longitudinal de la soldadura en grados.

De la tabla J2-5 de las Especificaciones del AISC se obtiene:

$$\phi P_n = \phi 0.60 F_{EXX} \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right) w(4l) \geq P_u$$

$0.60 F_{EXX}$: Esfuerzo de clasificación del metal de relleno.

$$l \geq \frac{P_u}{\phi 0.60 F_{EXX}} \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right) w(4) = 0.94 \text{ cm}$$

Longitud de la soldadura en la conexión Arriostre Gusset

$$l = 30.48 \text{ cm}$$

Valor propuesto

Espesor de la gusset

$$tg = 1 \frac{5}{8} plg$$

Valor propuesto

Área neta de la gusset

$$A_n = A_g - 2td_{slot}$$

Ecuación D3-1 AISC 360 - 16

$$A_n = 143.48 \text{ cm}^2$$

De la tabla D3.1 de las especificaciones del AISC se obtiene el factor de cortante \bar{X} para miembros en tensión.

$$\bar{X} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$$

$$\bar{X} = 8.58 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \left(\frac{\bar{X}}{l}\right)$$

$$U = 0.72$$

Las áreas efectivas de los miembros a tensión pueden ser determinados según la sección D3 de las Especificaciones del AISC.

Área neta efectiva del arrioste

$$A_e = A_n U$$

$$A_e = 103.06 \text{ cm}^2$$

Ecuación D3-1 AISC 360 - 16

Resistencia nominal de ruptura del arrioste debido a la tensión

De acuerdo con la sección J4.1(b) de las Especificaciones del AISC se obtiene:

$$\phi R_n = \phi F_u A_e > \phi P_n \quad \text{¡OK!}$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e$$

$$\phi R_n = 315,205.42 \text{ kg}$$

¡OK!

Ecuación J4-2 AISC 360 - 16

Revisión de ruptura en el bloque de corte de la gusset

El esfuerzo disponible para el estado límite del bloque de corte en la gusset es dado en la sección J4-3 de las Especificaciones del AISC donde especifica que el esfuerzo disponible para los estados límites del bloque de corte a lo largo de una ruta de falla de corte o rutas y una ruta de falla perpendicular a tensión.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nv} \text{ ¡OK! Ecuación J4-5 AISC 360 - 16}$$

Componente a fluencia por corte

$$A_{gv} = A_{nv}$$

$$= 2t_g l \cong 251.61 \text{ cm}^2$$

$$0.60F_y A_{gv} = 530,703.39 \text{ Kg}$$

Componente de ruptura al corte

$$0.60F_u A_{nv} = 689,913.65 \text{ Kg}$$

Factor de esfuerzo a tensión para conexiones cargadas uniformemente

De la sección J4-3 de las Especificaciones del AISC se obtiene $U_{bs} = 1$, debido a que los pernos son cargados uniformemente. Lo anterior es tomado de la sección de Comentarios CJ4-3 de las Especificaciones del AISC.

Componente de ruptura a la tensión

$$U_{bs} = 1$$

$$A_{gt} = A_{nt}$$

$$= t_g B \cong 94. \text{ cm}^2$$

$$U_{bs} F_u A_{nt} = 431,950.53 \text{ kg}$$

Los esfuerzos disponibles para los estados límites de ruptura al bloque de corte se determina de las siguientes maneras:

$$0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 1,121,864.18 \text{ kg}$$

$$0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 1,652,567.67 \text{ Kg}$$

Resistencia nominal para el estado límite del bloque de corte

$$R_n = 1,652,567.57 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n = 1,239,425.68 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión de la placa gusset debido a fluencia a tensión basado en la sección Whitmore

De acuerdo con la parte 9 del Manual del AISC la longitud de la sección Whitmore se determina de la siguiente manera:

Longitud de la sección Whitmore

$$l_w = B + 2l \tan 30^\circ$$

Área de la sección Whitmore

$$A_w = (l_w - 2in)t_g + 2in(t_{wb})$$

$$A_w = 225.47 \text{ cm}^2$$

Fluencia a la tensión en la gusset

Dónde: $\phi = 0.90$

$$R_n = \phi F_y A_w$$

Ecuación J4-1 AISC 360 - 16

$$R_n = 713,331.72 \text{ kg}$$

Revisión de la gusset por pandeo en la sección Whitmore

El esfuerzo de compresión disponible en la placa gusset está basado en el estado límite de flexión al pandeo el cual es determinado según la sección J4-4 de las Especificaciones del AISC, usando un factor de longitud efectiva $K = 1$ de acuerdo con la publicación de Dowswell 2006.

Donde:

$KL =$ Longitud efectiva

$$KL = 39.59 \text{ cm}$$

$L =$ Longitud no arriostrada lateralmente de la placa gusset

Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} = 9.59$$

¡OK!

De acuerdo con la sección J4 de las Especificaciones $\frac{KL}{r} < 25$. El esfuerzo en compresión es el mismo que para la fluencia a la tensión.

Conexión viga - gusset

Resistencia requerida a corte

$$V_u = 82,840.50 \text{ kg}$$

Resistencia axial requerida

$$N_u = 0.00 \text{ kg}$$

Resistencia requerida a flexión

$$M_u = 2,556,540.70 \text{ kg}$$

Revisión de la placa gusset para la fluencia a la tensión y fluencia al corte a lo largo del patín de la viga

Se realiza una combinación de la resistencia normal requerida y la resistencia a la flexión. Los esfuerzos serán utilizados para revisar los estados límites de la fluencia al corte y la fluencia a la tensión de la placa gusset. La fluencia al corte es revisada utilizando la sección J4-2 de las Especificaciones del AISC y la fluencia a la tensión es revisada utilizando la sección J4-1.

Esfuerzo de fluencia a la tensión

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_g}$$

$$f_{uv} = 112.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.60\phi F_y A_{gv} = 530,703.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{uv} < 0.60\phi F_y A_{gv}$$

¡OK!

Sección J4-2 AISC 360 - 16

Esfuerzo de fluencia a tensión

$$f_{ua} = \frac{N_u}{A_g}$$

$$f_{ua} = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de fluencia a tensión

$$f_{ub} = \frac{M_u}{Z}$$

$$f_{ub} = 77.26 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo normal total

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 77.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y A_g = 796,055.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{un} < F_y A_g$$

¡OK!

Sección J4-2 AISC 360 - 16

Diseño de la soldadura en la conexión de la placa gusset al patín de la viga

La resistencia requerida al corte es V_u . La fuerza normal y el momento pueden ser combinados para generar una fuerza normal máxima equivalente.

Fuerza normal equivalente máxima.

$$N_{max} = |N_u| + \left| \frac{2M_u}{L} \right|$$

$$= |N_u| + \left| \frac{4M_u}{L} \right|$$

$$N_{max} = 57,107.07 \text{ kg}$$

Fuerza normal equivalente mínima

$$N_{min} = |N_u| - \left| \frac{2M_u}{L} \right|$$

$$= |N_u| - \left| \frac{4M_u}{L} \right|$$

$$N_{max} = -57,107.07 \text{ kg}$$

Fuerza resultante pico de la soldadura

$$R_{peak} = \sqrt{V_u^2 + N_{max}^2}$$

$$R_{peak} = 100,616.93 \text{ kg}$$

Fuerza resultante promedio de la soldadura

$$R_{avg} = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{N_{max} + N_{min}}{2} \right)^2}$$

$$R_{avg} = 100,616.93 \text{ kg}$$

$$1.25R_{avg} = 125,771.16 \text{ kg}$$

Debido que $1.25R_{avg} > 1.25R_{peak}$ se debe usar $1.25R_{avg}$ para dimensionar el tamaño de la soldadura. Del Manual 14 del AISC se obtiene la ecuación 8-2 que incluye el incremento de la resistencia direccional de soldaduras de filete provista en la sección J2-4 de las Especificaciones del AISC.

Nota: 1.25 es el factor de ductilidad

Ángulo de aplicación de la fuerza de la soldadura

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{N_{max}}{V_u} \right)$$

$$\theta = 34.58^\circ$$

Resistencia requerida de la soldadura

$$\phi R_n = 1.392Dl$$

$$D = \frac{\phi R_n}{1.392(1+0.5\text{Sen}^{1.5}\theta)}$$

$$D = 8.83 \text{ dieciséisavos de plg}$$

$$= \frac{7}{8} \text{ plg, diámetro del electrodo}$$

Revisión del esfuerzo interno en la placa gusset (sección b-b)

La sección de control para la placa gusset tipo Chevron es la sección horizontal a-a. La sección b-b, la cual es una sección interna de la placa gusset mas la sección transversal de la viga por encima de sección b-b de las gusset deben ser capaces de transferir al arriostre componentes verticales de esfuerzos a través de esta sección.

Las resistencias requeridas son:

Resistencia requerida al corte

$$V'_u = -12,866.72 \text{ kg}$$

Resistencia requerida axial

$$N'_u = 0.00 \text{ kg}$$

Resistencia requerida a flexión

$$M'_u = 0.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Revisión de la placa gusset para la fluencia al corte en la sección b-b

De la sección J4-2 de las Especificaciones de la AISC, obtenemos que la resistencia disponible de la placa gusset para la fluencia al corte es:

$$\phi R_n = 0.60 F_y A_{gv} > V'_u \quad \text{¡OK!} \quad \text{Ecuación J4-3 AISC 360 - 16}$$

$$\phi R_n = 132,930.32 \text{ kg}$$

Debido a que N' y M' son igual a cero no hay más controles.

Sí N' y M' tuvieran valores distintos a cero, es posible que un esfuerzo de compresión exista en el borde libre de la placa gusset en la sección b-b. En este caso la placa gusset deberá ser revisada para pandeo bajo este esfuerzo. Tal procedimiento es dado en las paginas 9-8 y 9-9 del Manual del AISC.

Revisión de esfuerzos en la placa gusset (sección b-b) en casos de cargas hipotéticas

Se consideran ambos arriostres en compresión simultáneamente

$$M_{u1} = V_{u1}e$$

$$M_{u1} = -1,278,270.35 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{u2} = V_{u2}e$$

$$M_{u2} = -1,278,270.35 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M'_{u1} = \frac{1}{8}V_{u1}l - \frac{1}{4}V_{u1}h - \frac{1}{2}M_{u1}$$

$$M'_{u1} = 364,609.52 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M'_{u2} = \frac{1}{8}V_{u1}l - \frac{1}{4}V_{u1}h - \frac{1}{2}M_{u1}$$

$$M'_{u2} = 364,609.52 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$N_u = H_{u1} + V_{u1}$$

$$N_u = -82,840.50 \text{ kg}$$

$$V_u = H_{u1} - V_{u1}$$

$$V_u = 0.00 \text{ kg}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_u = 0.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$N' = \frac{1}{2} [H_{u1} + V_{u1}]$$

$$N' = -41,420.25 \text{ kg}$$

$$N' = \frac{1}{2} [H_{u1} - V_{u1}] - \frac{1}{L}\Delta$$

$$N' = 0.00 \text{ kg}$$

$$M' = 2 [M'_u]$$

$$M' = 729,219.04 \text{ kg} - \text{cm}$$

Toda la sección b-b es bajo una fuerza de compresión uniforme N' y una fuerza compresiva adicional debido al momento M' . Este caso puede ser calculado según lo indicado en el apéndice B de la guía 29.

Fuerza normal equivalente a compresión

$$N_{ue} = N' + \left(\frac{M'}{L}\right)\left(\frac{L}{2}\right) \quad (2)$$

$$N_{ue} = 57,709.28 \text{ kg}$$

La fuerza equivalente produce el correcto esfuerzo de compresión normal en la placa gusset pero es conservativo para el pandeo porque la porción de esfuerzo de compresión debido al momento M' que actúa sobre la mitad superior de la sección b-b de la placa gusset, debido a que M' es mayor que cero. Los valores de a y b corresponden a las dimensiones de la placa Gusset. De la sección C4 del apéndice C de la guía 29 se pueden calcular λ y Q respectivamente.

$$a = 52.07 \text{ cm}$$

$$b = 63.02 \text{ cm}$$

el método usado en la guía 29 para revisar los bordes de la placa gusset al pandeo está basado en una placa modelo donde las dimensiones a y b son tomadas con respecto a las líneas de pandeo de la placa. El esfuerzo crítico al pandeo fue planteado por Muir y Thornton en 2004 como:

$$F_{cr} = QF_y$$

Donde:

$$Q = 1, \text{ para } \lambda \leq 0.7$$

$$Q = 1.34 - 0.486 \lambda, \text{ para } 0.7 \leq \lambda \leq 1.41$$

Control inelástico al pandeo

$$Q = \frac{1.3}{\lambda^2} \text{ para } \lambda > 1.41$$

Control elástico al pandeo

$$\lambda = \frac{\left(\frac{b}{t_w}\right)\sqrt{F_y}}{\sqrt[5]{475 + \frac{1,120}{(a/b)^2}}}$$

Ecuación C-7 Apéndice C, Guía 29 AISC

$$\lambda = 3.94$$

$$Q = 0.08$$

Esfuerzo crítico de pandeo en la gusset

$$\phi F_{cr} = QF_y$$

$$\phi F_{cr} = 265.44 \text{ kg} - \text{cm}$$

¡OK! Ecuación C-6 Apéndice C, Guía 29 AISC

El parámetro λ es la relación de esbeltez efectiva en la placa gusset.

Esfuerzo de compresión en la gusset

$$f_{ua} = \frac{N_{ue}}{t_w b} > \phi F_{cr}$$

$$f_{ua} = 221.85 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de la placa gusset por pandeo en la sección Whitmore

Tomando una estimación conservativa del pandeo como la distancia vertical desde los extremos de los arriostres en líneas centrales hasta los patines de la viga.

De la sección J4-4 de las Especificaciones del AISC cuando $\frac{KL}{r} > 25$ el capítulo E de las Especificaciones del AISC aplican

Longitud efectiva

$$L_c = KL$$

$$KL = 39.59 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez

$$\frac{L_c}{r} = 33.23 \text{ cm}$$

¡OK!

Sección J4-4 AISC 360 – 16

Esfuerzo critico nominal para miembros en compresión

$$\phi cF_{cr} = 2,930.91 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 22 Manual AISC Ed 14

Resistencia nominal a la compresión

$$\phi P_n = \phi cF_{cr} A_w$$

$$\phi P_n = 660,820.75 \text{ kg}$$

Revisión de la placa gusset al pandeo lateral

De acuerdo con la sección J4-4 de las Especificaciones del AISC y la tabla 4-22 del Manual del AISC, la resistencia a la compresión disponible se determina:

$$\phi R_n = \phi cF_{cr} tL$$

$$\phi R_n = 2,166,272.73 \text{ kg}$$

¡OK!

Revisar la fluencia local en el alma de la viga

De acuerdo con la sección J10-2 de las Especificaciones del AISC se determina la resistencia nominal a la fluencia por corte en el alma de la viga.

Resistencia normal a fluencia por corte en el alma de la viga

$$\phi R_n = \phi F_y t_w (5k + l_b)$$

Ecuación J10-2 AISC 360 - 16

$$\phi R_n = 852,932.77 \text{ kg}$$

¡OK!

Revisar la fluencia a corte en el alma de la viga

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y A_{gv}$$

Ecuación J4-3 AISC 360 - 16

$$\phi R_n = 247,032.22 \text{ kg}$$

¡OK!

Revisión del desgarramiento local en el alma de la viga

Este procedimiento se realiza tomando en cuenta la ecuación J10-4 de las Especificaciones del AISC

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}}$$

Ecuación J10-4 AISC 360 - 16

$$\phi R_n = 59,148.19 \text{ kg}$$

¡OK!

Revisión de la fluencia en la sección transversal del alma

Cortante transversal inducido por la gusset a la viga

$$V_u = \frac{V_u}{2} - V'_u$$

Resistencia nominal a corte en el alma de la viga

$$\phi V_n = \phi 0.60 F_y A_w C_v$$

Ecuación G2-1 AISC 360 - 16

$$\phi V_n = 170,294.55 \text{ kg}$$

¡OK!

$$C_v = 1$$

Ecuación G2-1a AISC 360 - 16

VII. Capítulo II

Análisis de una estructura con un sistema lateral “Steel Plate Shear Wall” (SPSW) y Diseño de una conexión del muro con los elementos del marco, viga y columna.

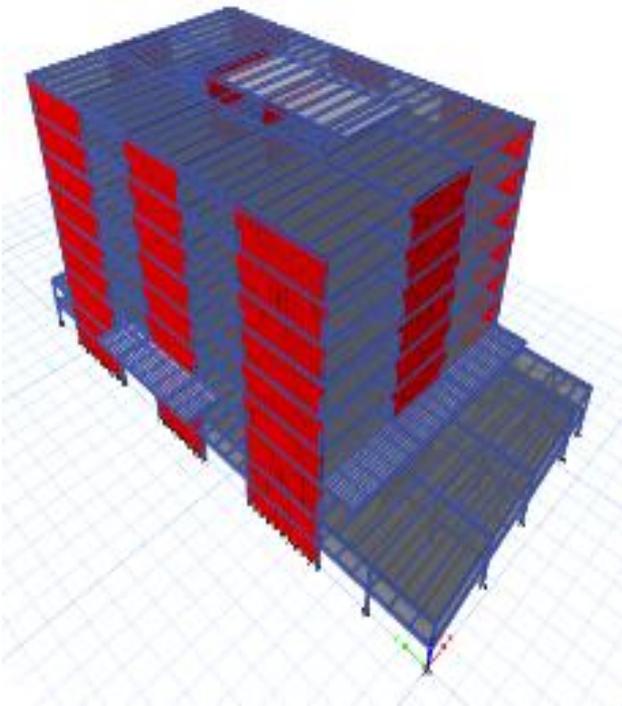


Imagen 8-a. Obtenida del Software ETAB's 2016. Se muestra el edificio con el sistema lateral SPSW.

RESUMEN

En este capítulo se muestra el análisis y diseño de una estructura con un sistema lateral de muros de corte que consiste en láminas de acero estructural, donde se mostrarán el cálculo de parámetros tales como, el periodo fundamental de vibración, desplazamientos de entrepisos, derivas máximas de entrepisos, cortantes basales y peso de los elementos estructurales de la superestructura.

Seguidamente se mostrará el paso a paso del diseño de la conexión del muro de lámina de acero y cada uno de los miembros del marco, cumpliendo con todos los estados límites y resistencias requeridas en dicha conexión

7.1. Generalidades.

El mecanismo del sistema SPSW funciona típicamente para resistir cargas de tensión en las placas de acero y momento de vuelco en la columna. Durante el desarrollo de este sistema se ha demostrado su excelente comportamiento para controlar el pandeo y logrando que las fuerzas de compresión sean nulas en la placa, por lo que resulta económico aumentar la resistencia lateral y su rigidez en caso de requerirlo. (AISC, Desing Guide No. 20: Steel Plate Shear Wall, 2006)

Existen muchas teorías que se han desarrollado para el análisis de la placa de acero, una de ellas es la teoría desarrollada por Astaneh-Asl en 2001, la cual se basa en un método iterativo para calcular un ángulo de esfuerzos de tensión que se transmiten en la placa, que se tolera en 40° y 60° . Como se trata de un elemento área se recomienda considerar el modelado de las placas como un elemento tipo "Membrana". (AISC, Desing Guide No. 20: Steel Plate Shear Wall, 2006)

Otra de las recomendaciones de este método es que los ejes locales de las placas se giren en la misma dirección que la del ángulo del esfuerzo de tensión previamente calculado y que las placas varíen en su espesor $1/8''$ piso a piso y que las placas de mayor espesor se coloquen en los niveles más bajos para un mejor control de los cortantes basales y se establece como espesor mínimo $3/4''$. (AISC, Desing Guide No. 20: Steel Plate Shear Wall, 2006).

El SPSW proporciona varias configuraciones para el control de los Momento de vuelco que se puedan presentar especialmente en zonas de alta sismicidad, una de ellas es la versatilidad de colocación de las placas y las más favorable para rigidizar la estructura en colocar vigas y columnas intermedias en los marcos con muros. (AISC, Desing Guide No. 20: Steel Plate Shear Wall, 2006).

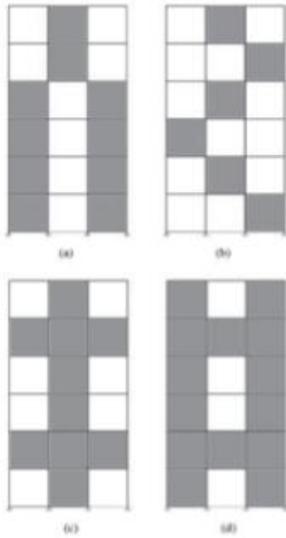


Fig. 3-27. Configurations that reduce overturning by means of web-plate location.

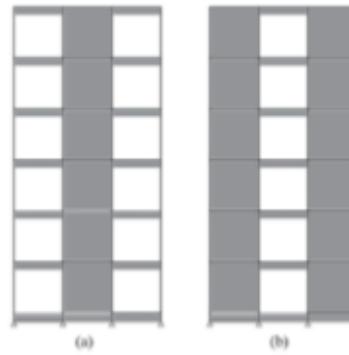


Fig. 3-28. Configurations that reduce VBE overturning forces by means of beams.

Imagen 7-b.1 muestra la configuración del sistema SPSW e imagen 8-b.2 , ambas se obtuvieron de la guía de diseño N° 20 del AISC.

7.2. Características de la Estructura.

Los perfiles estructurales tipo "I" de patín ancho (W) serán de acero ASTM A992 grado 50 o ASTM A592 grado 50, los perfiles formados por placas y misceláneos, tales como placas de conexión y placas base serán de acero ASTM A572, grado 50, los perfiles tubulares, cuadrados o rectangulares serán ASTM A500, grado B, $F_y = 46$ KSI.

Tabla 7.1. Características de la Estructura					
Planta					Elevación
Sótano 1 Y 2					Sótano 1 Y 2
Base (m)		Largo (m)		Área (m ²)	Altura (m)
Eje 2	Eje 18	Eje M	Eje I	1923.52	3.44
34.93	34.85	62.24	62.60		
Nivel 1					Nivel 1
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
34.89	50.30	1402.61			5.00
Niveles 2 - 7					Niveles 2 - 7
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
30.20	46.00	1324.12			4.00
Nivel 8					Nivel 8
Base (m)	Largo (m)	Área (m ²)			Altura (m)
9.00	19.70	157.05			2.70
Área Total del Edificio					Altura del Edificio
Área Total (m²)					Altura Total (m)
8 180.26					38.58

7.3. Obtención de los Parámetros Sísmicos.

7.3.1. Clasificación de la estructura.

Grupo B	Estructura de normal importancia	Arto.20.RNC-07
$Q = 4$	Factor de reducción por Ductilidad	Arto.21.RNC-07
$\Omega = 2$	Factor de reducción por Sobre Resistencia	Arto.22.RNC-07
$Q' = 4$	Factor de reducción por Ductilidad	Arto.21.RNC-07
$R = Q \cdot \Omega = 8$	Coefficiente de modificación de respuesta sísmica	

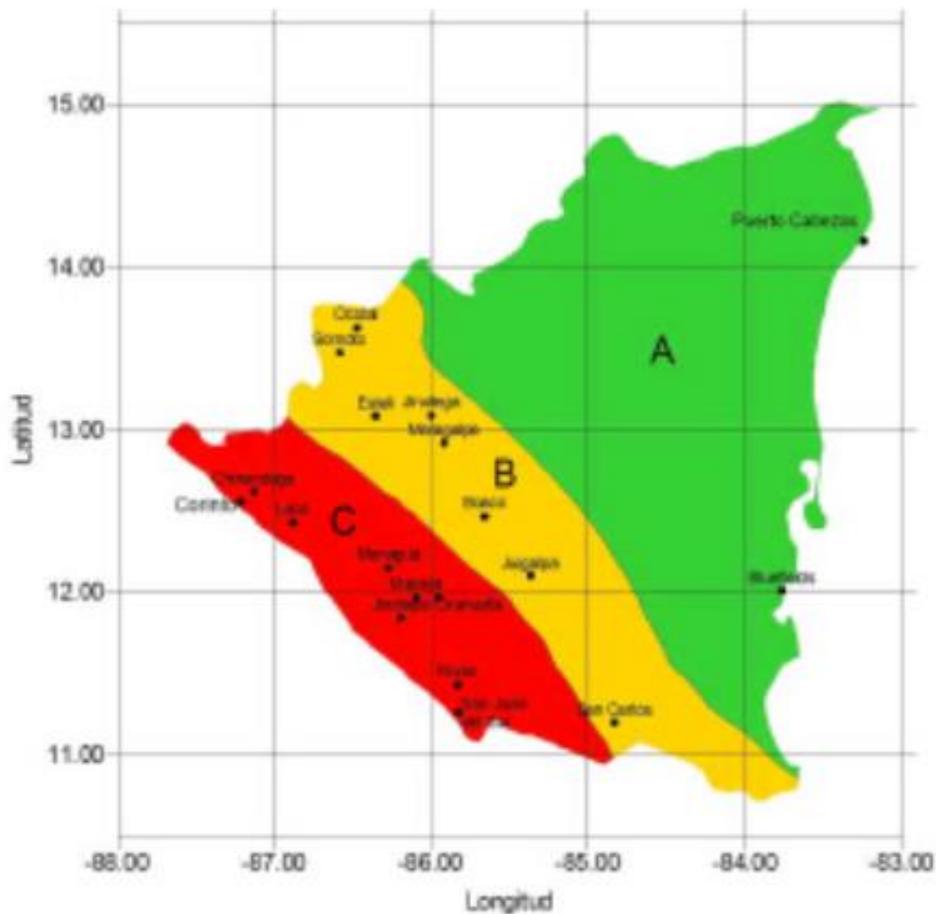


Imagen 7-c. Zonificación Sísmica de Nicaragua – Obtenida del RNC-2007.

7.3.2. Influencia del Suelo

Zona sísmica C, Managua

$a_0 = 0.30$ Ciudades de la zona C **Arto.24.RNC-07**

Tipo de suelo II Suelo moderadamente blando **Arto.25.RNC-07**

$S = 2$ Factor de amplificación por tipo de suelo **Arto.25.RNC-07**

7.3.3. Coeficiente sísmico de diseño

$c = S(a_0) = 0.60$ **Arto.24.RNC-07**

7.3.4. Condiciones de regularidad de la estructura

Las condiciones de regularidad establecidas en el Reglamento Nacional de la Construcción RNC – 07, nos permitirá calcular el factor de reducción Q' , según sea el cumplimiento del artículo 23 de dicho reglamento

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales del edificio

NO CUMPLE!!!

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$$h/b = 1.11$$

$$h/b < 2.5 \quad \text{OK!!!}$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

$$a/b = 1.84$$

$$a/b < 2.5 \quad \text{OK!!!}$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda en 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, las áreas

huecas no ocasionan asimetrías significativas no difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área en planta

$$v = 1.50$$

$$v < 0.2b \quad \text{OK!!!}$$

$$v < 0.2l \quad \text{OK!!!}$$

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido resistente

OK!!!

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas no difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel del 20 por ciento del área de la planta

$$a = 16.70$$

$$a < 0.2b \quad \text{NO CUMPLE!!!}$$

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del ultimo nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso

Kg

N 8 0+38.58 m	91.496,67	NO CUMPLE!!!
N 7 0+35.88 m	763.484,05	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	758.925,08	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	760.820,90	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	762.456,92	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	763.620,92	NO CUMPLE!!!
N2 0+15.88 m	766.262,34	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	886.102,87	NO CUMPLE!!!

S 2 0+6.68 m	1.218.188,40	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	1.217.851,27	NO APLICA

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción

N 7 0+35.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	0,00	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	162,57	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	0,00	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	0,00	NO APLICA

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas

OK!!!

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito

	Kg/m	
N 7 0+35.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	23,00	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	25,15	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	32,16	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	32,16	NO APLICA

11. La resistencia l corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El ultimo entrepiso queda excluido de este requisito

	Kg	
N 7 0+35.88 m	54,90	OK!!!
N 6 0+31.88 m	512,99	OK!!!
N 5 0+27.88 m	968,34	OK!!!
N 4 0+23.88 m	1.424,84	OK!!!
N 3 0+19.88 m	1.882,31	OK!!!
N 2 0+15.88 m	2.340,48	OK!!!
N 1 0+11.68 m	2.800,24	OK!!!
S 2 0+6.68 m	3.331,90	OK!!!
S 1 0+3.44 m	4.062,81	NO APLICA

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada

N 8 0+38.58 m	540,75	NO CUMPLE!!!
N 7 0+35.88 m	11.798,73	NO CUMPLE!!!
N 6 0+31.88 m	22.271,90	NO CUMPLE!!!
N 5 0+27.88 m	32.771,23	NO CUMPLE!!!
N 4 0+23.88 m	43.293,13	NO CUMPLE!!!
N 3 0+19.88 m	53.831,10	NO CUMPLE!!!
N 2 0+15.88 m	64.405,52	NO CUMPLE!!!
N 1 0+11.68 m	83.797,33	NO CUMPLE!!!
S 2 0+6.68 m	130.670,28	NO CUMPLE!!!
S 1 0+3.44 m	154.171,77	NO CUMPLE!!!

7.4. Obtener cargas de diseño.

En la obtención de las cargas de diseño se tomarán en cuenta valores establecidos en el Reglamento Nacional de la Construcción RNC - 07, en donde para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos y los pesos unitarios de los materiales y en donde se busca que las estructuras puedan ser diseñadas de manera que su esfuerzo de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas factorizadas.

Tabla 7-2 Cargas vivas e incidentales

DESTINO		MÁXIMA (CV) Kg/m ²	INCIDENTAL (CVR) Kg/m ²
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)		200,00	80,00
Salones de clase:	Escuelas primarias	250,00	150,00
	Secundaria y universidad	250,00	200,00
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centro de salud y clínicas		200,00	100,00
Salas de operación		400,00	150,00
Oficinas	Despachos	250,00	100,00
	Salas de Archivo	500,00	250,00
Bibliotecas	Salones de Lectura	300,00	150,00
	Salón de Libros	600,00	400,00
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y salas de juegos		400,00	250,00
Auditorios, Cines, Templos:	Sillas fijas	350,00	250,00
	Sillas móviles	500,00	250,00
Teatros:	Vestíbulos	200,00	80,00
	Piso del escenario	700,00	350,00
Graderías y tribunas		500,00	250,00
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)		500,00	250,00
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)		500,00	350,00
Laboratorios		250,00	125,00
Comercio:	Ligero	350,00	300,00
	Semi - pesado	450,00	400,00
	Pesado	550,00	500,00
Fábrica y Talleres:	Ligero	400,00	350,00
	Semi - pesado	500,00	450,00
	Pesado	700,00	600,00
Bodegas:	Ligero	450,00	400,00
	Semi - pesado	550,00	475,00
	Pesado	650,00	550,00
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%		100,00	40,00
Techos de losas con pendiente mayor de 5%		50,00	20,00
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)		250,00	150,00
Andamios y cimbra para concreto		150,00	100,00
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)		400,00	200,00

Fuente, RNC - 07

7.4.1. Combinaciones de carga para diseño por resistencia.

1.4 CM

1.2 CM + 1.6 (CV + Ps)

1.2 CM + 1.6 (Pz) + CV

1.2 CM + Fs + CV

0.9 CM + 1.6 (Pz) + 1.6 (Ps)

0.9CM + Fs + 1.6 Ps

7.5. Resultados del análisis obtenido del software ETAB's 2016

7.5.1. Participación de masa modal de la estructura

En el análisis dinámico modal se debe verificar la participación de la masa de la estructura en cada una de sus direcciones ortogonales para cada modo de vibración, el Reglamento Nacional de la Construcción establece que para validar un análisis dinámico lineal espectral – modal se debe cumplir que la suma de la masa de todos s modos de vibración estimados en el análisis de ser como mínimo del 90% en cada dirección ortogonal de la estructura.

Tabla 7-4 Masas modales y modos de vibración

PARTICIPACIÓN DE MASAS MODALES				
MODO	PERÍODO	UX	UY	RZ
1,00	0,93	59%	0%	0%
2,00	0,66	0%	60%	0%
3,00	0,58	0%	0%	51%
4,00	0,32	0%	0%	0%
5,00	0,30	0%	0%	0%
6,00	0,30	0%	0%	0%
7,00	0,29	0%	0%	0%
8,00	0,29	0%	0%	0%
9,00	0,28	0%	0%	0%
10,00	0,27	0%	0%	0%
11,00	0,27	0%	0%	0%
12,00	0,25	0%	0%	0%
13,00	0,25	0%	0%	0%
14,00	0,25	0%	0%	0%
15,00	0,21	3%	0%	0%
16,00	0,20	18%	0%	0%
17,00	0,20	0%	0%	0%
18,00	0,17	1%	0%	0%
19,00	0,16	0%	1%	1%
20,00	0,15	0%	21%	0%
21,00	0,13	1%	0%	3%
22,00	0,10	10%	0%	0%
23,00	0,09	0%	1%	0%
24,00	0,07	5%	0%	0%
25,00	0,07	0%	11%	0%
26,00	0,04	3%	0%	0%
27,00	0,04	0%	5%	0%
		100%	100%	58%

Fuente, propia

Como se observa en la tabla en las dos direcciones ortogonales cumple con más del 90% que la norma exige como requisito mínimo, el período fundamental es igual 0.93 s para la dirección "X" y 0.66 s en la dirección "Y" ya que son los modos donde hay más participación de masa en la estructura durante el análisis.

7.5.2. Desplazamientos laterales de la estructura

En estas tablas se muestran los desplazamientos elásticos e inelásticos máximos de la estructura, estos desplazamientos sirven como grado de oscilación de la estructura con edificios vecinos, esta separación es de gran importancia para evitar que la estructura no ocasione daños con su traslación a demás estructuras durante un evento sísmico.

Tabla 7-5 Desplazamientos laterales máximos

DERIVAS MÁXIMAS			
NIVEL	ALTURA (m)	Δx	Δa
N8	38,58	0,0023	0,015
N7	35,88	0,0016	0,015
N6	31,88	0,0016	0,015
N5	27,88	0,0016	0,015
N4	23,88	0,0015	0,015
N3	19,88	0,0014	0,015
N2	15,88	0,0012	0,015
N1	11,88	0,0009	0,015
S2	6,88	0,0006	0,015
S1	3,44	0,0003	0,015

DERIVAS MÁXIMAS			
NIVEL	ALTURA (m)	Δy	Δa
N8	38,58	0,0065	0,015
N7	35,88	0,0011	0,015
N6	31,88	0,0011	0,015
N5	27,88	0,0011	0,015
N4	23,88	0,0010	0,015
N3	19,88	0,0010	0,015
N2	15,88	0,0008	0,015
N1	11,88	0,0007	0,015
S2	6,88	0,0004	0,015
S1	3,44	0,0002	0,015

Fuente, propia

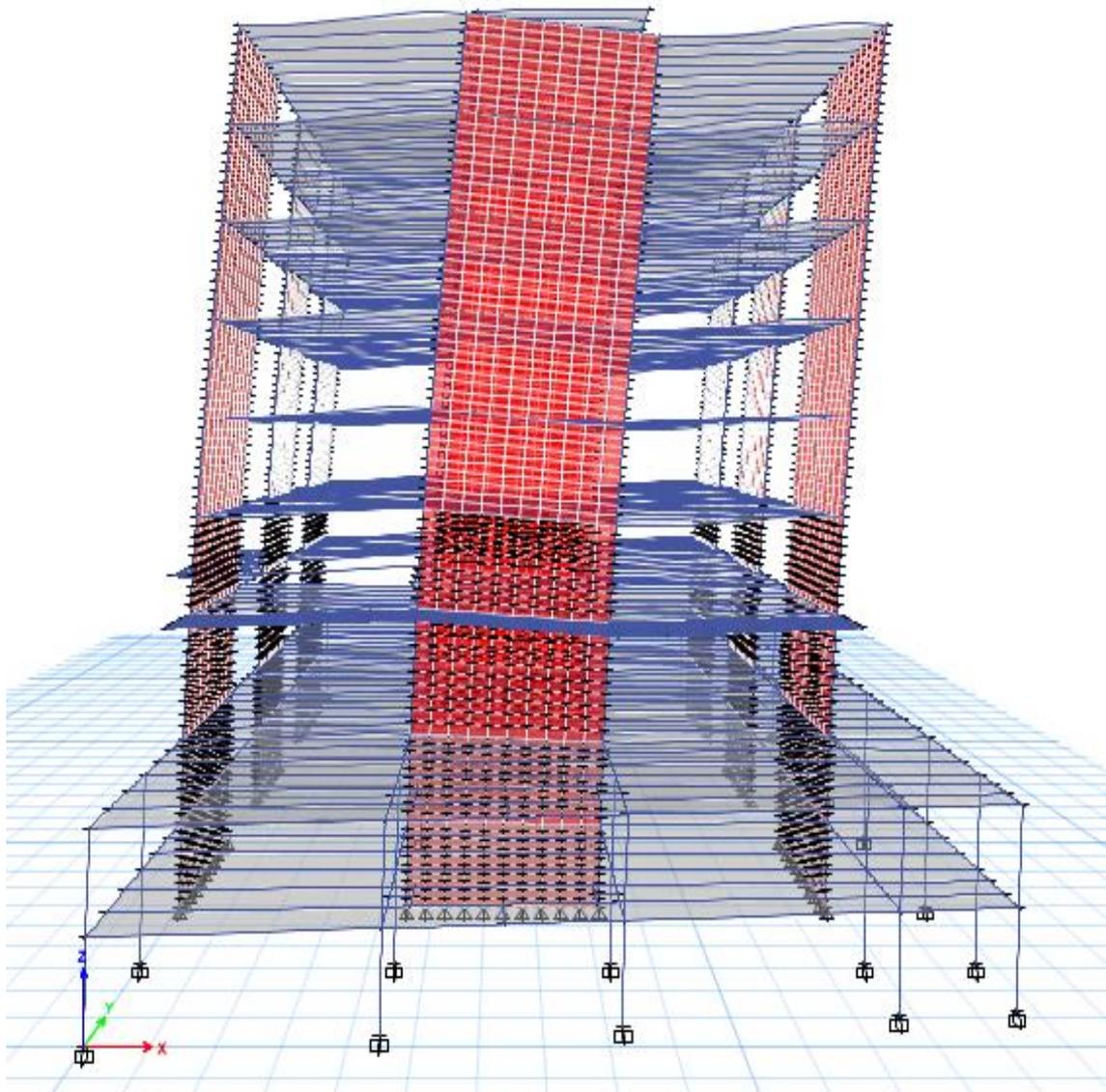


Imagen 7.4. Desplazamiento en el Modo1 (Traslación en el eje X).

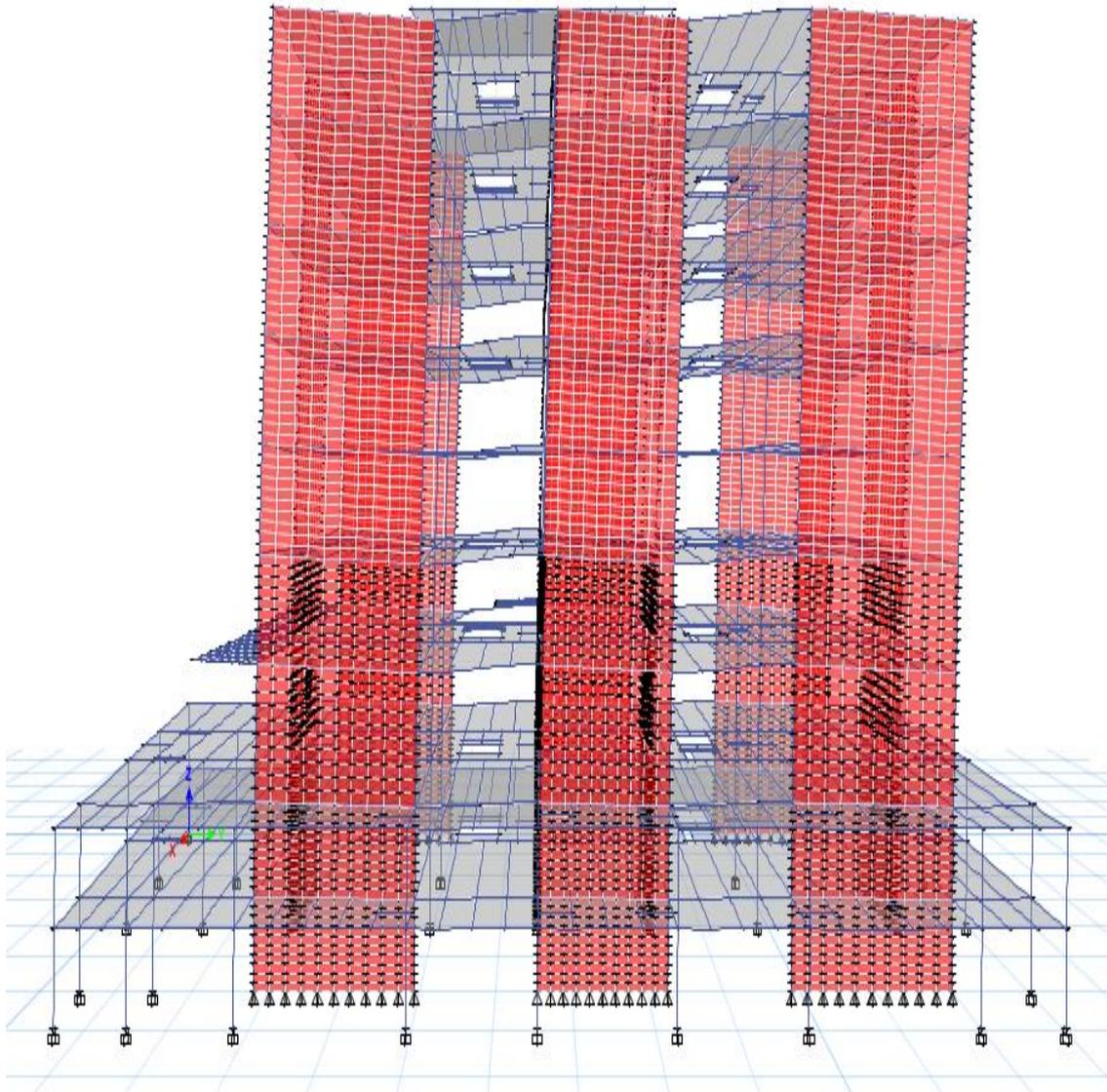


Imagen 7.5. Desplazamientos en el Modo 2 (Traslación en el eje Y).

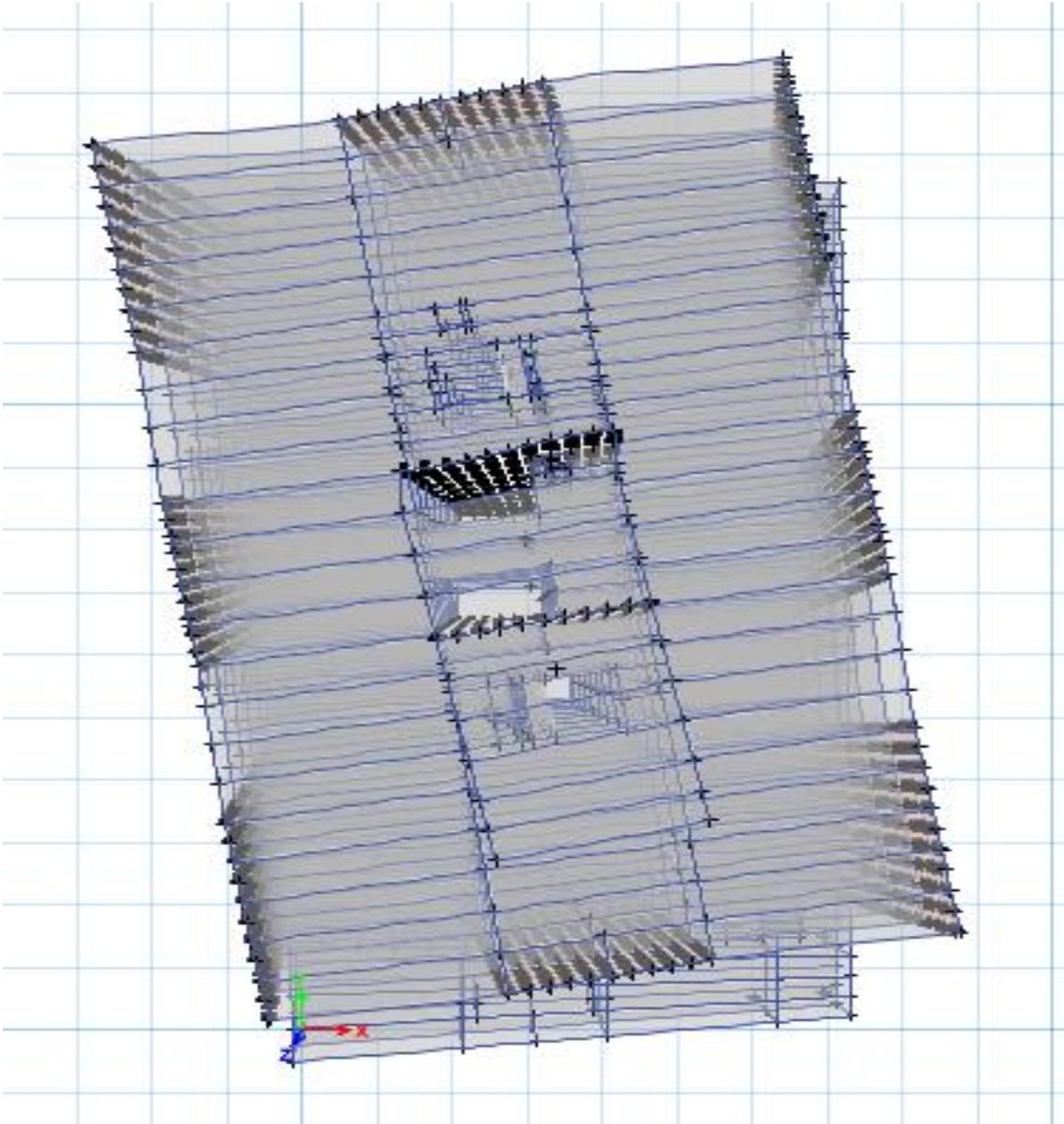


Imagen 7.6. Rotación en el Modo 3 (Torsión).

7.5.3. Derivas de entrepiso máximas

El Reglamento Nacional de la construcción establece parámetros para el control de derivas, las cuales dependen del sistema lateral de la estructura, continuación se muestran las derivas máximas para los estados límites de colapso y servicio

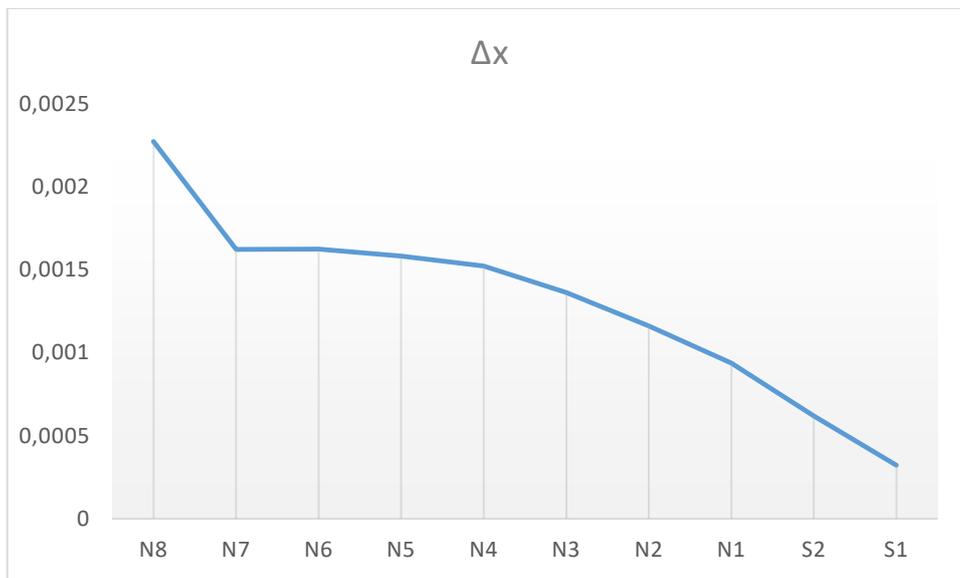


Imagen 7.7. Control de Derivas en el Eje X.

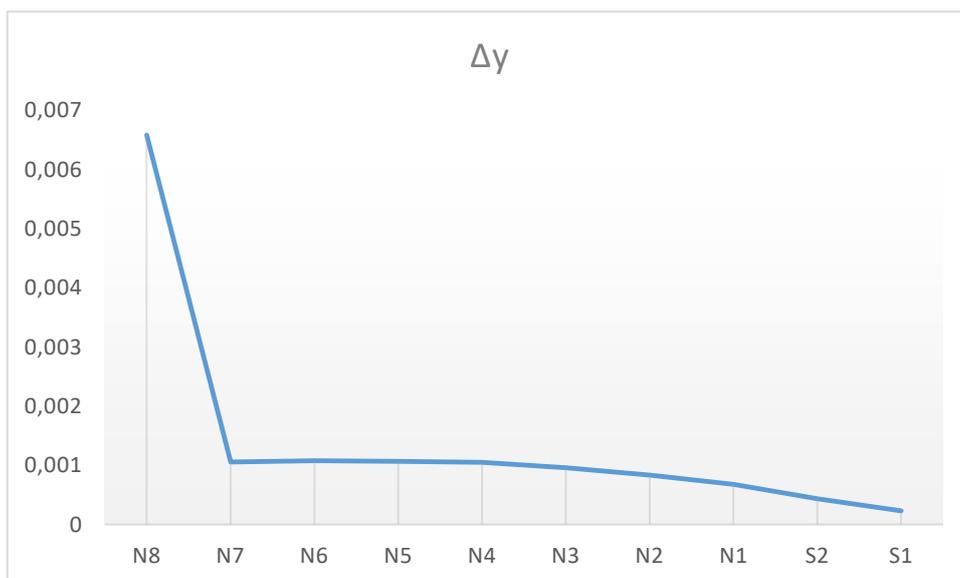


Imagen 7.7. Control de Derivas en el Eje Y.

Tabla 7-6 Derivas de entropiso

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO (SX)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	4,00	0,0020	X	2476,00	0,0064
0,0300	N7	35,88	4,00	0,0016	X	1828,00	0,0051
0,0300	N6	31,88	4,00	0,0016	X	1828,00	0,0051
0,0300	N5	27,88	4,00	0,0015	X	1828,00	0,0050
0,0300	N4	23,88	4,00	0,0015	X	1828,00	0,0048
0,0300	N3	19,88	4,00	0,0013	X	1828,00	0,0043
0,0300	N2	15,88	4,00	0,0011	X	1828,00	0,0036
0,0300	N1	11,68	4,00	0,0009	X	1828,00	0,0029
0,0300	S2	6,88	4,00	0,0006	X	9,00	0,0019
0,0300	S1	3,44	4,00	0,0003	X	9,00	0,0009

SISTEMA LATERAL
SEGÚN RNC-07

MARCOS DÚCTILES DE ACERO Q = 4

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO (SY)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	4,00	0,0048	Y	2506,00	0,0154
0,0300	N7	35,88	4,00	0,0010	Y	1626,00	0,0033
0,0300	N6	31,88	4,00	0,0011	Y	1626,00	0,0034
0,0300	N5	27,88	4,00	0,0011	Y	1626,00	0,0034
0,0300	N4	23,88	4,00	0,0010	Y	1626,00	0,0033
0,0300	N3	19,88	4,00	0,0009	Y	1626,00	0,0030
0,0300	N2	15,88	4,00	0,0008	Y	1626,00	0,0026
0,0300	N1	11,68	4,00	0,0007	Y	1626,00	0,0021
0,0300	S2	6,88	4,00	0,0004	Y	46,00	0,0014
0,0300	S1	3,44	4,00	0,0002	Y	46,00	0,0007

DESPLAZAMIENTO DE SERVICIO (SX)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	4,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	N7	35,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N6	31,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N5	27,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N4	23,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N3	19,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N2	15,88	4,00	0,0000	X	-	0,0001
0,0300	N1	11,68	4,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	S2	6,88	4,00	0,0000	X	-	0,0000
0,0300	S1	3,44	4,00	0,0000	X	-	0,0000

DESPLAZAMIENTO DE SERVICIO (SY)							
DISTORSIÓN PERMISIBLE	NIVEL	ALTURA DEL NIVEL (m)	FACTOR SEGÚN ART.34	DELTA ABSOLUTO	DIRECCIÓN	NODO	RELACIÓN
0,0300	N8	38,58	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N7	35,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N6	31,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N5	27,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N4	23,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N3	19,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N2	15,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	N1	11,68	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	S2	6,88	4,00	0,0000	Y	-	0,0000
0,0300	S1	3,44	4,00	0,0000	Y	-	0,0000

7.6. Diseño del Sistema Lateral Steel Plate Shear Wall.

Como ya se mencionó anteriormente el diseño consiste en una conexión tipo esquina de la elevación 9 del edificio, que muestra a continuación

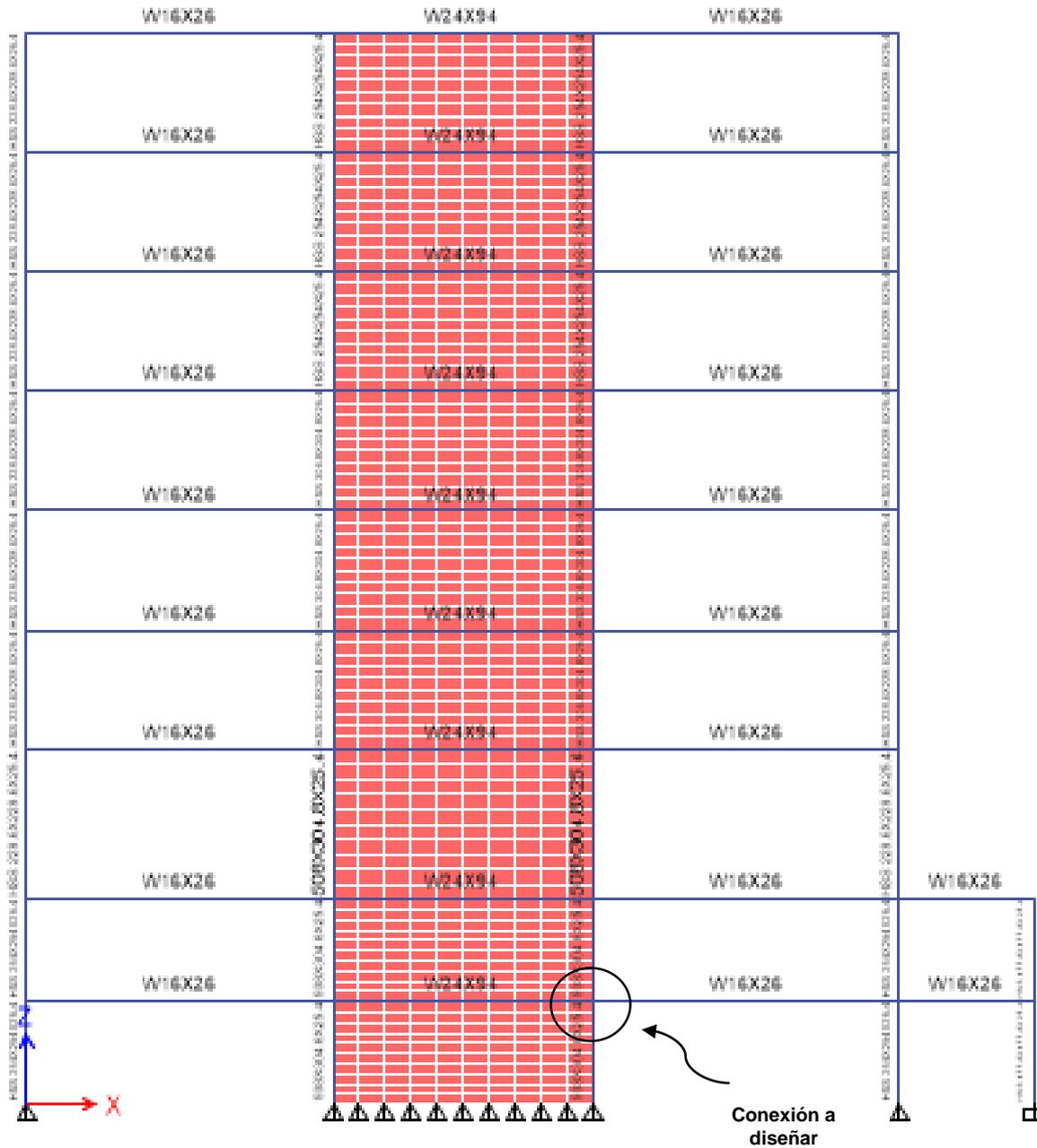


Imagen 7.1. Marco Estructural del Eje 9, Obtenido del Software de Diseño Etabs 2016.

7.6.1. Definición de los materiales y esfuerzos en el marco del Eje 9

Materiales

ASTM A992 Gr 50 (Viga)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$
$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A500 Gr B (Columna)

$$F_y = 2,952.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,077.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.40$$
$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A572 Gr 50 (Panel)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$
$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Elementos Estructurales

Columna: HSS 20x12x1''

$$A_g = 387.10 \text{ cm}^2 \quad H = 30.50 \text{ cm} \quad B = 50.80 \text{ cm} \quad t = 2.54 \text{ cm}$$

Viga: W24x94

$$A_g = 178.71 \text{ cm}^2 \quad d = 61.72 \text{ cm} \quad B_f = 23.04 \text{ cm} \quad t_f = 2.22 \text{ cm} \quad t_w = 1.31 \text{ cm}$$

Panel: Placa 1''

$$t = 2.54 \text{ cm}$$

Diseño de la conexión y elemento viga, columna y muro de acero

Momento de inercia en el Panel de acero

Primeramente, se calcula el Momento de Inercia del panel de acero, el cual debe ser menor al Momento de Inercia de VBE (Vertical Boundary Element), ya que este es el elemento fuerte de sistema resistente a cargas laterales.

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L}$$

$$57,439.94 \text{ cm}^4 \geq 15,166.08 \text{ cm}^4 \quad \text{¡OK!}$$

Diseño preliminar de los paneles

Angulo del Esfuerzo de Tensión del Panel

El ángulo del esfuerzo de tensión es el que se encarga de transmitir las acciones al panel, según la guía 20 del AISC, este ángulo debe estar entre 40° y 60°

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} = 0.67$$

Ecuación F5-2 AISC 341 – 16

$$\alpha = 43^\circ$$

Propiedades del panel

A continuación, se muestran la geometría del panel de acero a diseñar, siendo hc y Lcf , su altura y longitud efectiva respectivamente, hc es resultado de la altura del marco menos el peralte del VBE (Vertical Boundary Element), y Lcf es la longitud del marco menos el peralte de HBE (Horizontal Boundary Element)

Proporciones del panel

<i>h (cm)</i>	<i>hc (cm)</i>	<i>L (cm)</i>	<i>Lcf (cm)</i>
344,00	293,20	900,00	838,28

Resistencia del panel al cortante

En la ecuación se muestra, se calcula la resistencia a cortante del panel de acero, de acuerdo al estado límite de fluencia por corte

$$\phi V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha = 282,242,848.28 \text{ kg} \quad \text{Ecuación F5-1 AISC 341 - 16}$$

Resistencia del panel al cortante por unidad de longitud

En esta ecuación la resistencia a cortante del panel se multiplica por el factor $\phi = 0.90$, para el estado límite de fluencia por corte, y se desprecia el valor de la longitud del panel L_{cf}

$$\phi V_n = 3,336.94 \text{ kg/cm}$$

Diseño HBE

El diseño de HBE (Horizontal Boundary Element), es diseñado para responder a la fluencia del panel, las cargas Axiales son las que predominan el diseño de HBE

Distribución de la carga en HBE

En la ecuación se muestra el cálculo de la carga transmitida desde el panel hasta su componente horizontal HBE

$$W_u = R_y F_y t \cos^2 \alpha = 5,253.51 \text{ kg/cm}$$

Distancia de localización de la rótula plástica en la viga

A continuación, se calcula la distancia donde se prevé que se forme la rótula plástica en HBE, donde L es la longitud de HBE y d_c , d_b , son los peraltes de VBE y HBE respectivamente

$$L_h = L - 2s_h = L - 2 \left[\frac{1}{2(d_c + d_b)} \right] = 787.48 \text{ cm}$$

Momento último

El momento último en HBE es obtenido en el análisis realizado en el software ETAB's

$$M_u = 513,070 \text{ kg} - \text{cm}$$

Fuerza axial a tensión

Para calcular la carga Axial a tensión en HBE, se debe de tomar el 100% de la carga transmitida de VBE hasta HBE mas el 50% de la acción transmitida desde el panel hasta HBE como se muestra a continuación.

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(Panel)}$$

Carga Axial en HBE debido a VBE

La carga Axial transmitida desde VBE hasta HBE es obtenida del análisis realizado en el software ETAB's

$$P_{HBE(VBE)} = 91,415.74 \text{ kg}$$

Fuerza Axial en HBE debido al Panel

La carga Axial transmitida desde el panel de acero hasta HBE es obtenida del análisis realizado en el software ETAB's

$$P_{HBE(panel)} = 18,045.47 \text{ kg}$$

Carga Axial combinada en tensión en HBE

Al realizar la suma algebraica de las Axiales transmitidas a HBE se obtiene la carga Axial a tensión total

$$P_{HBE} = 100,438.48 \text{ kg.}$$

Carga Axial combinada a compresión en HBE

La carga Axial a compresión en HBE se calcula en base a un factor de magnificación de Momento B_1 que multiplica al efecto $P-\delta$, el cual a su vez es el cociente del factor de Momento equivalente uniforme $C_m = 1$ (debido a que la carga en HBE es distribuida), entre la relación de la carga Axial a tensión P_{HBE} y la resistencia a pandeo P_{el}

$$P_{HBE} = 82,393.01 \text{ kg.}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}} = 1.04$$

Usar 1.10

$$C_m = 1$$

$$KL = 900 \text{ cm}$$

Resistencia al pandeo crítico de fluencia

La resistencia al pandeo crítico de fluencia se determina con la ecuación que se muestra, siendo $K = 1$, debido a que se considera que la conexión es articulada, E es el módulo de elasticidad del acero A992 G50, I es el Momento de Inercia de la sección transversal de HBE

$$L_c = KL = 900cm$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(L_c)^2} = 2,797,829.84 \text{ kg}$$

Resistencia requerida a Axial en HBE

La resistencia requerida a carga Axial es igual a carga Axial a combinada tensión

$$P_r = P_u = 100,438.48 \text{ kg}$$

Resistencia requerida a flexión en HBE

La resistencia requerida a flexión es el producto del factor de magnificación de Momento y el Momento último en HBE

$$M_r = B_1 M_u = 532,174.37 \text{ kg} - cm$$

Cortante en HBE

La fuerza cortante en HBE no es más que la suma de los Momento probables de ambos lados de HBE, la carga Axial, y la acción de la componente horizontal de la carga a tensión transmitida desde el panel de acero

$$V_u = \frac{M_{pr}}{L_h} + P_u + \frac{W_g + W_u}{2} (L_{cf}) = 30,798.65 \text{ kg}$$

Resistencia probable a flexión en HBE

El Momento probable en HBE es el 110% del producto de la relación del Esfuerzo de fluencia esperado y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y , el Esfuerzo de fluencia F_y , y el módulo de sección plástico Z

$$M_{pr} = 1.1R_yF_yZ_{RBS}$$

$$= 1.1R_yF_y (2/3 Z_x) = 11,803,139.02 \text{ kg} - \text{cm}$$

Resistencia nominal a flexión por carga Axial

La resistencia nominal a flexión de HBE es el producto del Esfuerzo de Fluencia F_y y su área gruesa

$$P_y = F_yA_g = 628,225.74 \text{ kg}$$

Para comprobar la relación Demanda/Capacidad de HBE, se deben calcular los Momentos probable máximos a ambos lados de HBE, como se muestra en los siguientes cálculos

Relación Demanda – Capacidad, lado izquierdo.

$$P_u/P_y = 0.16$$

Momento probable máximo en HBE, lado izquierdo

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} (1.1R_yF_yZ_{RBS}) \left[1 - \frac{P_u HBE}{P_y} \right] = 11,155,607.48 \text{ kg} - \text{cm}$$

Relación Demanda – Capacidad, lado derecho.

$$\frac{P_u}{P_y} = 0.13$$

Momento probable máximo en HBE, lado derecho

$$M_{pr}^* = (1.1R_yF_yZ_{RBS}) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{P_{uHBE}}{P_y} \right) \right] = 11,029,136.91 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Revisión de Compacidad

Para chequear la compacidad, se debe de cumplir la relación base-espesor de los patines de HBE que está establecida en la norma AISC 341 - 16

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.18.$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 7.36.$$

Tabla D1.1 AISC 341 – 16

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \quad \text{¡OK!}$$

Relación resistencia requerida - Resistencia Nominal

Primeramente, se debe calcular la relación de Resistencia requerida/Resistencia nominal a carga Axial C_a y luego comprobar si se cumple con la relación base-espesor en el alma de HBE

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.18$$

Tabla D1.1 AISC 341 – 16

$$C_a > 0.114 \quad \text{¡OK!}$$

$$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} [2.12 - C_a] = 57.60$$

Tabla D1.1 AISC 341 – 16

$$h/t_w = 47.18$$

Tabla D1.1 AISC 341 – 16

$$h/t_w \leq 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} [2.12 - C_a] \quad \text{¡OK!}$$

Revisión del arriostramiento lateral (Refuerzo)

Se debe comprobar que la longitud no arriostrada L_b , sea menor que el 19% del cociente de la relación del Esfuerzo de fluencia esperado entre el Esfuerzo de tensión mínimo por el módulo de elasticidad y el Esfuerzo de fluencia del acero de HBE

$$L_b \leq 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad \text{¡OK!}$$

$$0.19 r_y E / (R_y F_y) = 2,517.54 \text{ cm.} \quad \text{Ecuación D1-2 AISC 341 – 16}$$

$$L_b = 215.90 \text{ cm.}$$

Resistencia requerida del refuerzo lateral

La resistencia requerida en el refuerzo debe ser el 2% del producto del Esfuerzo de fluencia F_y , el ancho y espesor de los patines b_f , t_f , respectivamente

$$P_{br} = 0.02 F_y b_f t_f = 3,599.82 \text{ kg}$$

Rigidez requerida en el refuerzo lateral

La rigidez del refuerzo lateral se calcula con la ecuación mostrada a continuación:
Dónde: M_r , es la resistencia requerida a flexión del refuerzo, C_d , es el coeficiente de relación rigidez-curvatura, el cual debe ser igual a 1 según la sección D1.2a del AISC 341 – 16, y h_o , es la distancia entre los centroides de los patines de HBE

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left[\frac{10 M_r C_d}{L_b h_o} \right] = 16,705.86 \text{ kg/cm}$$

Resistencia requerida a flexión del refuerzo lateral

$$M_r = R_y F_y Z_x = 16,095,189.57 \text{ kg} - \text{cm}$$

Coeficiente de incremento relativo de rigidez del refuerzo lateral.

$$C_d = 1$$

Distancia entre el centroide de los patines de HBE

$$h_0 = d - t_f = 59.50 \text{ cm}$$

Revisión de resistencia por cortante

Resistencia nominal por cortante

La resistencia nominal a corte se calcula con el factor ϕ que para estados límites a cortante es igual a 1, multiplicado por el 60% del esfuerzo de fluencia F_y , y el área del alma de HBE, el cual deberá ser mayor al cortante total

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w = 170,294.55 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$170,294.55 \text{ kg} > 30,798.65 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión de compresión y flexión combinada

Relación esbeltez respecto al eje x

$$\frac{L_c}{r_x} = 35.89$$

Relación esbeltez respecto al eje y

$$\frac{L_c}{r_y} = 42.85$$

Esfuerzo al pandeo de fluencia (Eje de menor Inercia) en HBE

El Esfuerzo al pandeo se calcula con la expresión mostrada, y se calcula para el eje débil de HBE

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left[\frac{L_c}{r}\right]^2} = 10,982.89 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación E3-4 AISC 360 – 16}$$

$$0.44F_y = 1,546.75 \text{ kg/cm}^2.$$

Control del pandeo en el eje menor de menor Inercia de HBE

Como se muestra en la siguiente comparación el Esfuerzo al pandeo en el eje débil de HBE debe ser mayor al 44% del Esfuerzo de fluencia del mismo

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left[\frac{L_c}{r}\right]^2} > 0.44F_y \quad \text{¡OK!}$$

Esfuerzo crítico en HBE

El Esfuerzo critico en HBE se calcula para controlar el pandeo del miembro debido a la flexión como se muestra en la ecuación

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = 3,074.59 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación E3-2 AISC 360 – 16}$$

Resistencia nominal a la compresión

La resistencia nominal a compresión de HBE, se calcula como el producto de $\phi = 0.9$ para miembros a compresión, el esfuerzo crítico y el área gruesa de HBE, esta resistencia debe controlar la compresión Axial en elementos no esbeltos

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 494,512.03 \text{ kg}$$

Resistencia Axial nominal

La resistencia nominal a carga Axial es igual resistencia nominal a compresión

$$P_c = \phi_c P_n = 494,512.03 \text{ kg}$$

Relación Demanda - Capacidad fuerza axial en tensión

Se debe cumplir la relación Demanda/Capacidad a Carga Axial, además se debe cumplir con que la longitud no arriostrada L_b , debe ser mayor a su limitante L_p , como se muestra en las siguientes expresiones.

$$P_r/P_c = 0.20$$

$$L_p = 6.99 \text{ ft} = 213.06 \text{ cm.}$$

Tabla 3-2 Manual AISC Ed 14

$$L_b = 215.90 \text{ cm}$$

$$L_b > L_p$$

¡OK!

Resistencia a flexión para control de pandeo lateral torsional

Debido a que la longitud no arriostrada es L_b , es menor que su limitante L_p , se debe controlar el pandeo lateral torsional en HBE como se muestra

$$M_c = \phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x = 13,168,791.47 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Relación Demanda - Capacidad a pandeo por flexión

A continuación, se muestra el control de la Demanda/Capacidad de HBE, para miembros sujetos a flexión y fuerza Axial

$$M_r/M_c = 0.04$$

Como $P_r/P_c \geq 0.2$ entonces:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 = 0.24 \quad \text{¡OK!} \quad \text{Ecuación H1-1a AISC 360 - 16}$$

Revisión del Momento de Inercia

Momento de Inercia en HBE

Para garantizar que el mecanismo de falla sea por pandeo en la placa de acero se debe cumplir que el Momento de Inercia del eje débil de HBE sea mayor al Momento de Inercia de la placa

$$I_{HBE} \geq 0.0003 \frac{(\Delta t_w)L^4}{h}$$

$$= 107,316.50 \text{ cm}^4$$

$$112,382.50 \text{ cm}^4 > 107,316.50 \text{ cm}^4 \quad \text{¡OK!}$$

Espesor del alma de la viga

De igual forma el espesor del alma de HBE debe ser mayor a la variación del espesor de dos placas de acero consecutivas por el producto de su Esfuerzo de fluencia y su relación de Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo entre el Esfuerzo de fluencia de HBE

$$t_w HBE \geq \frac{\Delta t_w F_y R_y}{F_y HBE} = 2.79 \text{ cm}$$

$$1.31 \text{ cm} > 0.35 \text{ cm}$$

¡OK!

Diseño de VBE

Efecto máximo de la carga sísmica

Para el diseño de VBE se debe de tomar en cuenta todas las acciones, tanto, cargas laterales, cargas de tensión transmitidas la placa de acero y la suma de los cortantes de HBE y la placa de acero

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \text{Sen}(2\alpha) t_w h + \sum V_u.$$

Suma del cortante sísmico

A continuación, se muestra la suma de la fuerza cortante total que actúa en VBE

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u}{2} L_{cf} = 2,231,929.70 \text{ kg}.$$

Cortante debido a todos los elementos que forman el marco

Cortante debido a la flexión en HBE

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} = 29,977.06 \text{ kg}$$

Cortante debido a la carga Axial en HBE

$$V_u = \frac{w_2}{2} L_{cf} = 2,201,952.64 \text{ kg}$$

Fuerza a compresión

La fuerza de compresión en VBE se compone de los efectos de las cargas transmitidas desde HBE y desde el panel de acero, además de la rigidez de la conexión como se muestra en la siguiente expresión

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \text{Sen}(2\alpha) t_w h_c + \sum \left[\frac{2M_{prHBE}}{L_h} + \frac{w_u}{2} L_{cf} \right] - \sum \left[\frac{2M_{prAdj}}{L_h} \right].$$

Fuerza Axial en caso de compresión

$$\sum V_u = 2,323,345.44 \text{ kg.}$$

Fuerza resultante a compresión

$$E_m = 3,638,333.91 \text{ kg.}$$

Carga Axial total

La carga Axial total es la carga que actúa de forma directa en VBE, la cual se obtiene del análisis modal realizado en el software ETAB's

$$P_u = 91,415.74 \text{ kg.}$$

Factor de magnificación del momento

Al igual que el diseño de HBE se debe calcular el factor de magnificación de Momento debido a que se trata de un análisis de segundo orden, el cual a su vez es el cociente del factor de Momento equivalente uniforme $C_m = 1$ (debido a que la carga en VBE es distribuida uniforme)

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{P_E} \right)} \geq 1$$

Usar 1

cm

$$C_m = 1 \quad K_L = 688,00$$

Resistencia del pandeo crítico de fluencia a flexión

La resistencia al pandeo crítico de fluencia se determina con la ecuación que se muestra, siendo $K = 2$, debido a que se considera que la conexión es articulada en la base y empotrada en el tope del marco, E es el módulo de elasticidad del acero A500 Gr B, I es el Momento de Inercia de la sección transversal de VBE

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(L_c)^2} = 5,567,963.39 \text{ kg.}$$

$$B_1 = 1.$$

Efecto máximo de la carga sísmica

El efecto de la carga sísmica lateral tomando en cuenta HBE y el efecto de la componente vertical del ángulo del esfuerzo de tensión α , la cual actúa en la dirección negativa de su eje

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \text{Sen}(2\alpha) \Delta t_w h_c + \sum \frac{2M_{pr}}{L_h} - \sum \frac{w_u}{2} L_{cf}.$$

$$E_m = -1,991,014.16 \text{ kg.}$$

Momento en VBE debido al panel

El Momento aplicado a VBE se calcula básicamente con el efecto del panel de acero, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material de la placa, así como su Momento de Inercia I , y su ángulo de esfuerzo de tensión α

$$M_{VBE(Panel)} = R_y F_y \text{Sen}^2(\alpha) \Delta t_w \left(\frac{h_c^2}{12} \right) = 4,123,106.77 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento en VBE debido a HBE

El Momento transmitido a VBE desde HBE es el 50% del Momento plástico de la misma como se muestra

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} = 5,743,711.54 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento plástico de en HBE

El Momento plástico en HBE se calcula como el cociente del Momento probable en HBE M_{pr} y el 110% de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y , más el producto del cortante último V_u y la distancia donde se prevé que aparezca la rótula plástica en HBE

$$M_{pb} = M_{pr} / (1.1R_y) + V_u S_h = 11,487,423.08 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Para el diseño de VBE además del efecto del panel de acero y HBE, es necesario tomar en cuenta las acciones transmitidas por la viga transversal conectada en la cara opuesta de VBE al marco donde se ubica el panel, la viga corresponde a un perfil W16x26

Resistencia a flexión en viga conectada a VBE

La resistencia a flexión del perfil W16x26 se calcula como el 50% de la carga Axial del panel de acero

$$P_u = \frac{1}{2} P_{HBE(Panel)} = 9,022.74 \text{ kg}.$$

Resistencia nominal a flexión por carga Axial

La resistencia nominal a flexión del perfil $W16x26$ debido a la carga Axial a la que es sometido se calcula como el producto del Esfuerzo de fluencia F_y y el área gruesa A_g del miembro

$$P_y = F_y A_g = 174,179.58 \text{ kg.}$$

Además, se debe chequear su relación Demanda/Capacidad a flexión

$$P_u/P_y = 0.05$$

$$P_u/P_y < 0.2 \quad \text{¡OK!}$$

Momento probable máximo en la viga conectada al marco del panel

Para calcular el Momento probable en el perfil $W16x26$ se calcula como el producto del 110% de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y , el Esfuerzo de fluencia F_y , y el módulo de sección plástica Z del miembro, tomando en cuenta en 50% de la relación Demanda/Capacidad a flexión del mismo

$$M_{pr}^* = (1.1R_y F_y Z) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{P_u HBE}{P_y} \right) \right] = 3,001,100.84 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento plástico en la viga conectada al marco del panel

El Momento plástico de la viga $W16x26$ se calcula como el cociente del Momento probable máximo M_{pr}^* y el 110% de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y más el cortante último V_u al cual es sometido multiplicado por la distancia donde se forma la rótula plástica S_h

$$M_{pb} = M_{pr}^* / (1.1R_y) + V_u S_h = 2,528,394.57 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento plástico en VBE debido a HBE

El Momento plástico en VBE transmitido desde HBE es el 50% de la suma de los Momento plásticos tanto de HBE como de la viga conectada en la cara de VBE opuesta al marco que se forma con el panel de acero (*Perfil W16x26*)

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} = 7,007,908.83 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento requerido en VBE

El Momento requerido en VBE es la suma total del Momento plástico en VBE debido a HBE y al perfil *W16x26* y el Momento ultimo transmitido por el panel de acero

$$M_u = M_{VBE(Panel)} + M_{VBE(HBE)} = 11,131,015.60 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Resistencia requerida a compresión

La resistencia requerida a compresión de VBE es igual a la carga Axial total a la que es sometido el mismo

$$P_r = P_u = 91,415.74 \text{ kg}.$$

Resistencia requerida a la flexión

La resistencia requerida a flexión de VBE es el producto del factor de magnificación de Momento B_1 y el Momento requerido en el miembro

$$M_r = B_1 M_u = 11,316,816.96 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Cortante debido a la tensión del panel

La fuerza Cortante en VBE debido al panel de acero se obtiene como el 50% del producto de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y ,

el Esfuerzo de fluencia F_y , la componente vertical del ángulo del Esfuerzo de tensión α , espesor t_w , y altura efectiva del marco h_c

$$V_{VBE(panel)} = \frac{1}{2} R_y F_y \text{Sen}^2(\alpha) t_w h_c = 669,723.60 \text{ kg}.$$

Cortante en VBE debido a la rótula plástica en HBE

La formación de la rótula plástica en los extremos de HBE, ocasiona una fuerza Cortante en VBE, la cual se obtiene como el 50% del cociente de la suma de los Momentos plástico y requerido en VBE y la altura efectiva del marco h_c

$$V_{VBE(HBE)} = \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) = 30,932.68 \text{ kg}$$

Se debe calcular el Cortante en VBE debido a HBE, el cual debe ser mayor al cortante ultimo como se muestra en las siguientes expresiones

$$V_{VBE(HBE)} \geq \frac{1}{2} (1 - 0.6V_{(panel)} - P_u/P_y) = -47,995.58 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{VBE(panel)} + V_{VBE(HBE)} = 700,656.28 \text{ Kg}$$

$$30,392.68 \text{ kg} \geq -47,995.58 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Cortante total en VBE

Una vez obtenidas las fuerzas Cortantes debido a HBE, el panel de acero y la viga $W16x26$ conectada en la cara de la columna opuesta al marco, se puede calcular el Cortante total al que es sometido VBE

$$V_u = V_{VBE(panel)} + V_{VBE(HBE)} = 700,656.28 \text{ kg}.$$

Chequear compacidad

Al igual que HBE, se debe comprobar la relación base – espesor del alma y patines de VBE, cumpliendo con los requerimientos de la norma AISC 341 – 16, como se muestra a continuación

$$\frac{h}{t} \leq 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{¡OK!} \quad \text{Tabla D1.1 AISC 341 – 16}$$

$$h/t = 12.01.$$

$$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 14.45$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} = 0.09$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} [2.33 - C_a] \quad \text{¡OK!}$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} [2.33 - C_a] = 66.03$$

$$\frac{h}{t_w} = 12.01.$$

Revisión de compresión y flexión combinada

Debido a que las columnas son elementos que se diseñan a flexo-compresión, se debe chequear dicho efecto en VBE

Relación de esbeltez respecto a eje Y

Se debe de calcular la relación de esbeltez en el eje de Menor Inercia de VBE

$$\frac{L_c}{r_y} = 28.24.$$

Esfuerzo por pandeo de fluencia

El Esfuerzo por pandeo F_e en VBE, debe de cumplir con la condición de ser mayor al 44% del Esfuerzo de fluencia del acero F_y

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left[\frac{L_c}{r}\right]^2} = 25,280.48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0.44F_y = 1,299.27.$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} > 0.44F_y \quad \text{¡OK!}$$

Esfuerzo crítico en VBE

Es Esfuerzo critico de pandeo F_{cr} , se calcula con la ecuación de la norma AISC 360 – 16 como se muestra

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = 2,812 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ecuación E3-2 AISC 360 – 16}$$

Resistencia nominal a Axial

La resistencia nominal a carga Axial en VBE se calcula como el producto del Esfuerzo critico F_{cr} , el área gruesa A_g , y factor $\phi = 0.9$ para miembros sometidos a compresión

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 979,662.11 \text{ kg}.$$

Resistencia nominal de VBE

La resistencia nominal a compresión de VBE es igual a su resistencia a carga Axial

$$P_c = \phi_c P_n = 979,662.11 \text{ kg.}$$

Relación Demanda – Capacidad a compresión

Se debe cumplir con su relación Demanda/Capacidad a compresión de VBE, el cual debe ser menor a 1

$$P_r/P_c = 0.09$$

Resistencia a flexión de VBE

La resistencia a flexión de VBE, se debe calcular como el producto del Momento nominal a flexión y el factor $\phi = 0.9$ para elementos sometidos a flexión, el Momento nominal M_n , es el producto del Esfuerzo de fluencia F_y , y el módulo de sección plástica Z

$$M_c = \phi_b M_n = 16,984,621.69 \text{ kg} - \text{cm}$$

Relación Demanda – Capacidad a flexo-compresión

Se debe de cumplir con la relación Demanda/Capacidad a flexo-compresión en VBE, donde se debe cumplir con el requerimiento establecido en la sección H del de la norma AISC 360 - 16

$$M_r/M_c = 0.67.$$

$$P_u/\phi P_n = 0.09.$$

Como $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0.2$ entonces:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 = 0.69$$

¡OK!

Ecuación H1-1a AISC 360 - 16

Conexión Panel – Elementos límites

A continuación, se muestra el proceso de conexión del panel de acero y los elementos HBE y VBE

Espesor de soldadura en HBE

Para calcular el espesor de soldadura de la conexión panel-HBE se debe establecer la ecuación que se muestra, tomando en cuenta la componente horizontal del ángulo del Esfuerzo de tensión α , y donde F_{EXX} es igual a 70 Ksi, ya que el tipo de soldadura a utilizar es SMAW

$$w_{(HBE)} = \frac{R_y F_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5}(\alpha)]} = 0.45 \text{ cm} \approx 1/8 \text{ plg}$$

Espesor de soldadura en VBE

Para calcular el espesor de soldadura de la conexión panel-VBE se debe establecer la ecuación que se muestra, tomando en cuenta la componente vertical del ángulo del Esfuerzo de tensión α , y donde F_{EXX} es igual a 70 Ksi, ya que el tipo de soldadura a utilizar es SMAW

$$w_{(VBE)} = \frac{R_y F_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \sin^{1.5}(\alpha)]} = 0.46 \text{ cm} \approx 1/8 \text{ plg}$$

Conexión HBE – VBE

A continuación, se muestra el cumplimiento de los requerimientos de la conexión HBE-VBE

Relación Columna fuerte – Viga débil

Primeramente, se debe cumplir con la relación Columna fuerte – Viga débil, que no es más que el cumplimiento de la suma de los Momentos plásticos máximos en VBE sean mayores al total de Momentos plásticos máximos de HBE

$$\sum M_{pc}^* \geq \sum M_{pb}^*.$$

Para calcular el Momento total en HBE, se deben calcular los Momentos plásticos a los cuales es sometido el miembro, tales como: Momento plástico transmitido desde VBE a compresión, Momento plástico desde VBE a tensión y el Momento plástico que son transmitidos de dos vigas que se conectan transversalmente al marco donde se ubica el panel de acero (*Viga de perfil W16x26*)

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_u S_h.$$

Momento plástico desde HBE hasta VBE a compresión

$$M_{pb}^* = 12,449,293.37 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Momento plástico desde HBE hasta VBE a tensión

$$M_{pb}^* = 11,155,653.59 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Momento plástico desde la viga conectada en la cara opuesta de VBE hasta el panel (*W16x26*)

$$M_{pb}^* = 2,528,394.57 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Momento plástico máximo en HBE

Una vez calculado los Momentos plásticos que llegan a HBE desde cada uno de los elementos a los que se conecta, se realiza una sumatoria, obteniendo así el Momento plástico total en HBE

$$\sum M_{pb}^* = 28,661,736.10 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Para calcular el Momento plástico total en VBE, se deben de calcular Momentos plásticos tanto en Compresión como a Tensión

Momento plástico a compresión en VBE

$$\sum M_{pc}^* C = 2 \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) Z_x = 34,725,053.63 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Momento plástico a tensión en VBE

$$\sum M_{pc}^* T = 2 \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) Z_x = 31,992,189.44 \text{ kg} - \text{cm}.$$

Momento plástico máximo en VBE

Una vez calculados los Momentos plásticos máximos a Compresión y Tensión, se puede obtener el Momento plástico total en VBE

$$\sum M_{pc}^* = 66,717,243.07 \text{ kg} - \text{cm}.$$

A continuación, se muestra el chequeo de la relación Columna fuerte/Viga débil

$$\sum M_{pc}^* > \sum M_{pb}^*$$

$$66,717,243.07 \text{ kg} > 28,661,736.10 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión de Zona – Panel

La Zona del Panel representa la parte interna de la conexión Viga-Columna en las conexiones precalificadas a Momento, con el fin de limitar que se produzca una falla frágil por Corte en dicha zona debido a la acción sísmica

Espesor mínimo

Se debe de asegurar que el espesor de VBE sea mayor a la diferencia de peralte efectivo entre VBE y HBE

$$t \geq \frac{d_z - w_z}{90}$$

$$\frac{d_z - w_z}{90} = 0.86 \text{ cm}$$

Espesor VBE

$$t_{wc} = 2.54 \text{ cm.}$$

$$2.54 \text{ cm} > 0.86 \text{ cm} \quad \text{¡OK!}$$

Resistencia requerida a cortante en Zona – Panel

La resistencia requerida a Corte de la Zona del Panel, toma las acciones de los Momentos probables máximos y Cortante máximo de HBE por su brazo de palanca, que es la mitad del peralte efectivo, para poder propiciar que el mecanismo de falla por Corte sea en HBE

$$R_u = \frac{\sum \left[M_{pb}^* + V_p \left(\frac{d_p}{2} \right) \right]}{d_z} = 14,508,009.10 \text{ kg}$$

Cortante último en Zona - Panel

El Cortante último en la Zona del Panel es el producto del 110% de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y , el Esfuerzo de fluencia F_y , ancho de los patines b_f , y espesor de los patines t_f , de HBE como se muestra en la ecuación

$$\sum 1.1R_y F_y b_f t_f = 269,861.26 \text{ kg.}$$

$$R_u = 269,861.26 \text{ kg}$$

Resistencia nominal a cortante en Zona – Panel

La resistencia nominal a cortante en la Zona del Panel combina las propiedades mecánicas y geométricas de VBE, dicha resistencia debe ser mayor al Cortante último que actúa en HBE, para garantizar que a falla se de en la viga

$$\phi R_n = 1.0 * 0.6 F_{yc} d_c t_{wc} \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] = 275,618.71 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$275,618,71 \text{ kg} > 269,861.26 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión de flexión en las paredes de VBE y patines de HBE

Se debe garantizar que la resistencia a flexión en las paredes de VBE (Columna HSS) sea mayor que la resistencia a flexión en los patines de HBE (Viga W)

Resistencia requerida a flexión en patines de HBE

La resistencia a flexión en los patines de la viga es el producto del 110% de la relación del Esfuerzo de fluencia y el Esfuerzo de tensión mínimo R_y , el Esfuerzo de fluencia

F_y , ancho de los patines b_f , y espesor de los patines t_f , de HBE como se muestra en la ecuación

$$R_u \leq 1.1R_y F_y b_f t_f = 217,789.39 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal a flexión en paredes de VBE

La resistencia nominal a flexión en las paredes de la columna se calcula de la siguiente manera, dicha resistencia debe ser mayor que la fuerza Cortante en la Zona del Panel

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_y = 1,714,577.86 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$1,714,577.86 \text{ kg} > 269,861.26 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

Revisión por desgarramiento en paredes de VBE

El desgarramiento de las paredes de VBE representa, una falla dúctil de post-pandeo, esto se debe a que se espera que HBE ceda, primeramente, una vez que las placas gusset y las placas de Corte fallan por pandeo, propician un desgarramiento en las paredes de la columna. Por tanto, dicha resistencia debe ser mayor a la cedencia por Corte de la Zona del Panel

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} = 1,453,258.95 \text{ kg}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$1,453,258.95 \text{ kg} > 269,861.26 \text{ kg} \quad \text{¡OK!}$$

VIII. Capítulo III.

Diseño de una conexión pre-calificada a momento Viga-Columna tipo “Bolted Flange Plate”

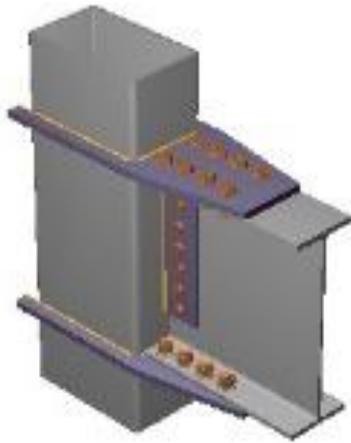


Imagen 8-a. Conexión Tipo Esquina.

Resumen

En este capítulo se diseñará una conexión Viga – Columna, debido a que el edificio calculado en capítulos anteriores está conformado por sistemas duales de Marcos Especiales a Momento con arriostres concéntricos y su variante de muros de corte de láminas de acero, se utilizará la norma AISC 358 – 16 para Conexiones Precalificadas a Momento. La conexión a diseñar es una del tipo “Bolted Flange Plate”, cabe mencionar que las cargas se tomarán de las acciones máximas obtenidos del análisis de los modelos matemáticos de antes mencionados. Para el diseño de esta conexión se chequearán los estados límites a flexión y corte para el diseño de placas y pernos establecidos en la norma AISC 360 – 16 y las provisiones de la norma AISC 341 – 16, para el diseño sismo resistente de la viga y la columna.

8.1. Generalidades.

Las conexiones apernadas surgen de una larga investigación por parte de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), realizada con el objetivo de evaluar y desarrollar la inspección, rehabilitación y construcción de estructuras de marcos resistentes a Momento. Esto se debe a que en 1994 el terremoto de Northridge causara un gran daño a edificios de gran importancia en California, especialmente las estructuras metálicas que en ese momento constaban con conexiones Viga – Columna soldadas.

FEMA seleccionó a un grupo de empresas para dichos trabajos entre ellas la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), las cuales además de la rehabilitación y reparación de las estructuras dañadas, se enfocaron en el desarrollo de nuevas alternativas de conexiones Viga – Columna en marcos resistentes a Momento tuviesen un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas, a través de modelos analíticos y experimentales.

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) en 2005 incorporó la norma AISC 358 “Conexiones Precalificadas a Momento para Aplicaciones Sísmicas de Marcos de Acero Especiales e Intermedios a Momento”, la cual abarca un total de 9 conexiones Viga – Columna con diferentes configuraciones que cumplen con las demandas sísmicas. Para este proyecto monográfico la conexión se trata de un perfil HSS como Columna y un perfil WT como Viga, y se seleccionó la “Bolted Flange Plate” (BFP).

La conexión BFP utiliza placas soldadas en la Columna y conectadas a los patines de la Viga mediante Pernos de alta resistencia. En el alma de la Viga se desarrolla una conexión de corte que puede ser con placas o angulares (simples o dobles) que puede ser conectada mediante pernos o soldadura. (358, 2016).

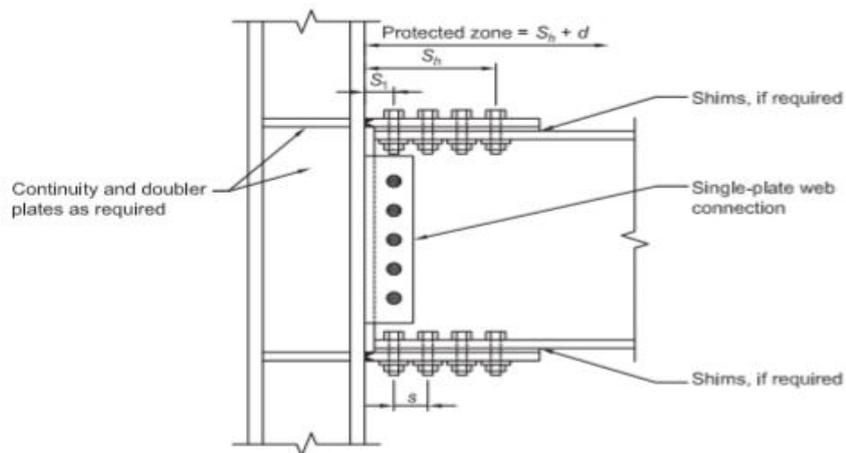


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

Imagen 8-b Conexión Precalificada a Momento Viga-Columna mediante Placas Tipo “Bolted Flange Plate” BFP.

8.1.1. Definición de materiales de la conexión

Materiales

ASTM A992 Gr 50 (Viga)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$

$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A500 Gr B (Columna)

$$F_y = 2,952.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,077.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.40$$

$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

ASTM A572 Gr 50 (Placas de conexión)

$$F_y = 3,515.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 4,569.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad R_y = 1.10$$

$$E = 2,043,185.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Elementos Estructurales

Columna: HSS 20x12x1''

$$A_g = 387.10 \text{ cm}^2 \quad B = 50.80 \text{ cm} \quad H = 30.48 \text{ cm} \quad t = 2.54 \text{ cm}$$

Viga: W24x94

$$A_g = 178.71 \text{ cm}^2 \quad d = 61.72 \text{ cm} \quad B_f = 23.04 \text{ cm} \quad t_f = 2.22 \text{ cm} \quad t_w = 1.31 \text{ cm}$$

8.1.2. Procedimiento de cálculo de la conexión Viga - Columna

Carga Axial

$$P_u = 406,553.50 \text{ kg}$$

Fuerza Cortante

$$V_u = 2,774.17 \text{ kg}$$

Momento Flector

$$M_u = 20,989,500 \text{ kg} - \text{cm}$$

Determinar fuerza máxima aproximada en la placa.

Proponer base de la placa de 16".

$$B = 40.64 \text{ cm.}$$

$$(d + t_f)R_u \approx M_u.$$

Fuerza máxima aproximada en la placa.

$$R_u = 328,245.59 \text{ kg.}$$

Tensión elástica en la placa.

Coeficiente de reducción de resistencia a tensión elástica.

$$\phi = 0.90 \text{ cm}$$

Sección J4.1(a) AISC 360 – 16

Área gruesa de la placa.

$$A_g = \frac{R_u}{\phi F_y} = 103.75 \text{ cm}^2$$

Espesor aproximado de la placa.

$$t_p = \frac{A_g}{B} = 1 \text{ plg}$$

$$(d + t_p)R_u \approx M_u.$$

Tensión en la placa.

$$R_u = 326,623.82 \text{ kg.}$$

Ruptura por tensión en la placa.

Se proponen pernos de 1 1/4"

$$\phi \text{Pernos} = 3.18 \text{ cm.}$$

Ruptura por tensión de la placa.

$$R_n = F_u A_e = 396,737.84 \text{ kg}$$

EC J4-2 AISC 360 – 16

Área neta de la placa.

$$A_n = A_g - 2(d_h + 1/16")t_p = 86.81 \text{ cm}^2.$$

Área neta efectiva.

$$A_e = A_n = 86.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_e \leq 0.85A_g \quad \text{¡OK!}$$

$$\phi R_n = 297,553.38 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n \geq R_n \quad \text{¡OK!}$$

Compresión elástica y pandeo en placa.

Radio de giro de la placa.

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} = 0.73 \text{ cm.}$$

Se propone longitud desde la línea central de la fila de pernos hasta la cara de la columna 2.5" y con una separación entre pernos de 3".

Distancia desde la línea de pernos hasta la cara de la columna.

$$L = 6.35 \text{ cm.}$$

Relación de esbeltez de la placa.

$$L_c = KL$$

$$\frac{L_c}{r} = 8.66$$

$$\frac{L_c}{r} < 25 \quad \text{¡OK!}$$

Resistencia nominal a compresión de la placa.

$$P_n = F_y A_g = 364,717.32.$$

$$\phi R_n > R_n \quad \text{¡OK!}$$

Pernos ASTM A325

Resistencia nominal a cortante de los pernos.

$$\phi_v r_n = 56,818.18 \text{ kg}$$

Tabla 7-1 Manual AISC Ed 14

Número de Pernos

$$n = \frac{R_u}{\phi_v r_n} = 8 \text{ Pernos.}$$

Apoyo en la placa.

Deformación en los agujeros de los pernos por carga de servicio.

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

EC J3-6(a) AISC 360 - 16

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

¡OK!

Distancia desde el centro de los agujeros hasta el eje de la parte conectada.

$$L = 1 \frac{5}{8} \text{''}$$

Tabla J3.4 AISC 360 – 16

$$l_c = L - \phi_{\text{agujero}}/2 = 2.46 \text{ cm}$$

$$R_n = 34,274.56 \text{ kg.}$$

$$2.4dt F_u = 88,450.47 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal en apoyo a los pernos de los extremos.

$$\phi R_n = 25,705.92 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal en el apoyo para los agujeros de los pernos interiores.

$$\phi_v r_n = 21,116.68 \text{ kg/cm}$$

Tabla 7-4 Manual AISC Ed 14

Resistencia nominal en el apoyo de los pernos interiores.

$$\phi R_n = (\phi_v r_n)(t_p) = 53,636.36 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal para la fila de pernos.

$$\phi R_n = 373,230.02 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n > R_u \quad \text{¡OK!}$$

Apoyo en los patines de las vigas.

Deformación en los agujeros de los pernos por cargas de servicio.

$$\phi R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad \text{¡OK!}$$

Espesor de los patines de la viga.

$$t = t_f = 2.22 \text{ cm}$$

Distancia desde el centro de los agujeros de los pernos en los extremos hasta el extremo de la viga.

$$L = 2 \frac{2}{3}'' = 6.77 \text{ cm} \quad \text{Valor Propuesto.}$$

Distancia desde el centro de los agujeros hasta la parte conectada.

$$L_c = L - \phi_{\text{agujeros}}/2 = 5.11 \text{ cm.}$$

$$R_n = 62,237.80 \text{ kg.}$$

$$2.4dtF_u = 77,394.16 \text{ kg}$$

¡OK!

EC J3-6(a) AISC 360 - 16

Resistencia nominal de los pernos en los extremos.

$$\phi R_n = 46,678.35 \text{ kg.}$$

Resistencia de soporte de los agujeros de los pernos.

$$\phi_v r_n = 21,116.68 \text{ kg/cm.}$$

Tabla 7-4 Manual AISC Ed 14

Resistencia nominal en el apoyo de pernos interiores.

$$\phi r_n = (\phi_v r_n)(t_f) = 46,931.82 \text{ kg}$$

Resistencia nominal para la fila de pernos.

$$\phi R_n = 374,947.61 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n > R_u.$$

¡OK!

Separación entre pernos.

$$S = 3" = 7.62 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

$$L_p = 2[L_{c,col} + n_{(se\ toma\ una\ fila\ de\ pernos)}(S)] + H_{col}.$$

Longitud de placa.

$$L_p = 96.36 \text{ cm.}$$

Ruptura del bloque de cortante en la placa

$$R_n = 0.6F_n A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

EC J4-5 AISC 360 – 16

$$L_{gv} = L_{c,col} + (n_{\text{tomanos en cuenta una fila de pernos en la cara de la columna}})(s).$$

Longitud gruesa sujeta a cortante de las placas.

$$L_{gv} = 25.32 \text{ cm.}$$

Área gruesa sujeta a cortante en las placas.

$$A_{gv} = 2L_{gv}t_p = 128.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2(4.5)(\phi_{\text{agujeros}} + 1/16'')(t_p).$$

Área neta sujeta a cortante en las placas.

$$A_{nv} = 48.79 \text{ cm}^2.$$

Distancia capaz de equilibrar el trabajo de la viga.

$$g = 15''$$

Valor Propuesto

Área neta sujeta a tensión de las placas.

$$A_{nt} = t_p[g - (\phi_{\text{agujeros}} + 1/16'')].$$

$$A_{nt} = 87.90 \text{ cm}^2.$$

Factor de esfuerzo tensión uniforme.

$$U_{bs} = 1.$$

$$0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 535,493.88 \text{ kg.}$$

$$0.6F_y A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 673,017.64 \text{ kg.}$$

$$R_n = 535,493.88 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal del bloque de cortante en la placa.

$$\phi R_n = 401,620.41 \text{ kg.}$$

$$\phi R_n > R_n \quad \text{¡OK!}$$

Ruptura del bloque de cortante en los patines de la Viga

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

EC J4-5 AISC 360 – 16

Longitud gruesa sujeta a cortante en los patines de la Viga

$$L_{gv} = L_{c,viga} + (n_{\text{después de la primera fila en la cara de la columna}})(s)$$

$$L_{gv} = 29.63 \text{ cm}$$

Área gruesa sujeta a cortante en los patines de la Viga

$$A_{gv} = 2L_{gv}t_f = 131.72 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a cortante en los patines de la Viga

$$A_{nv} = A_{gv} - 2(4.5)(\phi_{\text{agujeros}} + 1/16'')(t_f) = 61.86 \text{ cm}^2$$

Distancia capaz de equilibrar el trabajo de la viga.

$$g = 15''$$

Valor Propuesto

Área neta sujeta a tensión en los patines de la Viga

$$A_{nt} = t_f [b_f - g - (\phi_{agujeros} + 1/16'')] = 41.24 \text{ cm}^2$$

Factor de esfuerzo de tensión uniforme

$$U_{bs} = 1$$

$$0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 358,076.98 \text{ kg}$$

$$0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 466,280.27 \text{ kg}$$

$$R_n = 466,280.27 \text{ kg}$$

Resistencia nominal del bloque de cortante en la Viga

$$\phi R_n = 349,710.20 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > R_u$$

¡OK!

Soldadura en la conexión Placa – Columna

Área efectiva de la soldadura.

$$A_w = 2(B + H)t_{garganta} = 162.56 \text{ cm} \times t_{garganta}$$

Momento de Inercia en la Conexión

$$I = 2 \left(\frac{H^3 t_{garganta}}{12} \right) + 2B t_{garganta} \left(\frac{H}{2} \right)^2.$$

$$I = 28,316.85 \text{ cm}^4 \times t_{garganta}$$

Resistencia requerida de la soldadura por unidad de longitud.

$$R_n = \frac{P_u}{\frac{A_w}{t_{garganta}}} + \frac{M_u \left(\frac{H}{2} \right)}{I t_{garganta}}.$$

$$R_n = 13,797.40 \text{ kg/cm.}$$

$$R_n = 15.93 \text{ klb/plg.}$$

Electrodo

$$FEXX = 70 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal de la soldadura.

$$\phi R_n = 1.392 D l$$

EC 8-2a Manual AISC Ed 14

$$\frac{\phi R_n}{l} = 1.392 D \geq \frac{P_u}{\frac{A_w}{t_{garganta}}} + \frac{M_u \left(\frac{H}{2} \right)}{I t_{garganta}}.$$

$$1.392 D \geq 15.93 \text{ klb/plg.}$$

Diámetro de a soldadura

$$D \geq 11.44 \text{ Diéciseisavos de plg.}$$

$$D \geq 0.72 \text{ plg}$$

$$D = 5/8 \text{ plg}$$

Resistencia nominal a cortante de la conexión de la placa de Corte

Longitud de la placa de corte

$$L = 18'' = 45.72 \text{ cm}$$

Valor Propuesto

Resistencia nominal a cortante de la conexión.

$$\phi R_n = 53,181.82 \text{ kg}$$

Tabla 10-10a Manual AISC Ed 14

$$\phi R_n > V_u$$

¡OK!

$$b_p = 4'' = 10.16 \text{ cm.}$$

Ancho de la placa de corte.

$$B_p = b_p + L = 14.29 \text{ cm.}$$

IX. Planos

X. Capítulo IV.

Comparación del comportamiento sísmico resistente de los sistemas laterales “Special Concentrically Braced Frame” y “Steel Plate Shear Wall”.

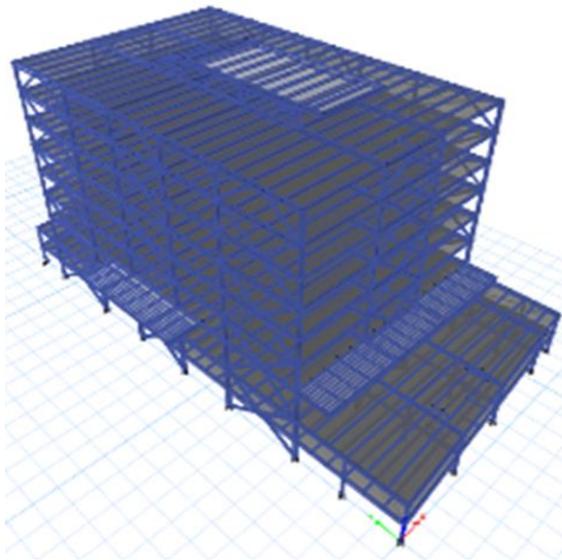


Imagen 9-a Edificio con Sistema Lateral SCBF.

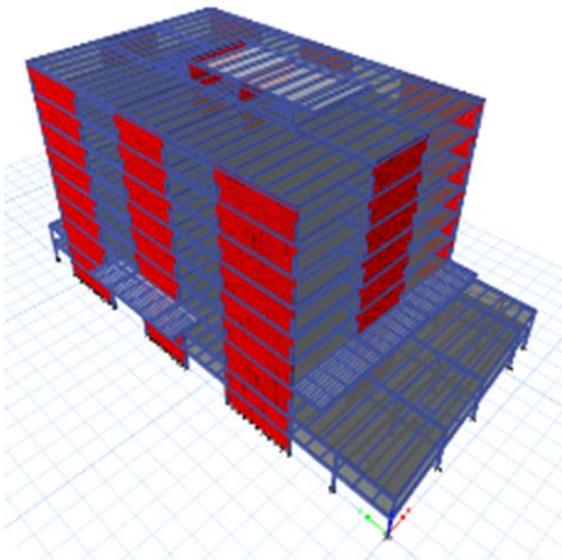


Imagen 9-b Edificio con Sistema Lateral SPSW.

RESUMEN

En este capítulo se comparará la respuesta estructural que exhiben tanto el SCBF como el SPSW. Con esta comparación se pretende evaluar la ductilidad de cada sistema lateral mediante parámetros como: Período fundamental, Cortantes basales, Control de Derivas y peso de la estructura.

Para establecer comparaciones entre los sistemas laterales antes mencionados deberán poseer las mismas características tales como: Ocupación, ubicación, tipo de suelo, grupo y zona sísmica. También se realizarán los mismos métodos de cálculo sísmico para ambos, de tal forma que podremos ver las ventajas y desventajas en base a su comportamiento sísmico resistente de un sistema lateral respecto al otro.

10.1. Generalidades

Al realizar la comparación entre la estructura con Arriostres Concéntricos y la estructura con Muros de corte con láminas de Acero, se podrá observar si implementar un sistema u otro, el conocer las ventajas y desventajas que ofrece cada sistema lateral nos permitirá tener una justificación en cuánto a comportamiento estructural, ya que lo que pretendemos con este proyecto monográfico es implementar sistemas estructurales más dúctiles en Nicaragua, pero además nos permitirá realizar una valoración cuantitativa de los costos de estos sistemas laterales, ya que es de conocimiento que el costo es quizás el factor más determinante a la hora de realizar una inversión en proyectos de esta magnitud en el país.

La comparación del comportamiento del edificio con Arriostres versus el edificio con láminas de Acero se hará bajo los mismos parámetros arquitectónicos y estructurales aplicando el mismo método de análisis dinámico en ambos casos.

Para hacer la comparación se tomarán en cuenta los aspectos que se consideran más significativos a fin de apreciar los cambios en la respuesta de la estructura, como podemos citar:

- Participación de masas modales.
- Período fundamental de la estructura.
- Control de Derivas.
- Peso de la estructura.

10.2. Participación de masas modales

Luego de ver lo que muestran las tablas de participación de masas modales de cada sistema lateral observamos que en ambos sistemas se obtiene un 100% de participación de masas en las direcciones ortogonales X, Y, pero respecto a la torsión el sistema SPSW no cumple con el mínimo de 90% que establece el Reglamento Nacional de la Construcción, o que lo hace un sistema más vulnerable ante las cargas sísmicas

Por tanto, se concluye que el sistema lateral SCBF es un sistema que para este edificio tiene un mejor comportamiento dinámico al ser sometido a cargas laterales de sismo que han sido mayoradas por combinaciones de diferentes acciones incluyendo la aceleración de la gravedad.

Al ver este comportamiento de la estructura con la con el sistema lateral SCBF se despejan las dudas de porque es la configuración estructural más utilizada para edificios de media y gran importancia del país, especialmente en su tipología de "X" de dos pisos.

10.3. Período fundamental de la estructura.

Los periodos fundamentales para cada dirección de los sistemas laterales se observan en las tablas mostrada en los capítulos de estos, que el sistema SCBF se obtienen periodos demasiado altos, lo cual provoca que la estructura sea muy flexible y para poder rigidizarla, se deberán arriostrar más marcos y proponer secciones de vigas y columnas de mayores dimensiones, lo que incrementaría el costo de un proyecto de manera sustancial.

Por otro lado, el sistema lateral SPSW muestra un comportamiento bastante rígido, en lo cual se evidencia su coeficiente de ductilidad, mostrando un excelente comportamiento

10.4. Control de Derivas

Como se puede revisar en las tablas de control de Derivas en el estado límite de colapso, el sistema lateral SPSW se producen derivas menores en más del 50% en comparación a su contraparte SCBF, evidenciando que el sistema SPSW es mucho más estable y propicia una menor oscilación con edificaciones vecina

10.5. Peso de la estructura

10.5.1. Peso de la estructura con sistema lateral SCBF

Tabla 9.1. Peso de la Estructura.		
Nivel	Altura (m)	Peso (Ton)
N8 0+38,58 m	38.58	91.50
N7 0+35,88 m	35.88	763.48
N6 0+31,88 m	31.88	758.93
N5 0+27,88 m	27.88	760.82
N4 0+23,88 m	23.88	762.46
N3 0+19,88 m	19.88	763.62
N2 0+15,88 m	15.88	766.26
N1 0+11,88 m	11.88	886.10
S2 0+6,88 m	6.88	1,218.19
S1 0+3,44 m	3.44	1,218.03
		7,989.38

10.5.2. Peso de la estructura con sistema lateral SPSW

Tabla 9.2. Peso de la Estructura.		
Nivel	Altura (m)	Peso (Ton)
N8 0+38,58 m	38.58	99.51
N7 0+35,88 m	35.88	809.99
N6 0+31,88 m	31.88	814.60
N5 0+27,88 m	27.88	824.13
N4 0+23,88 m	23.88	805.97
N3 0+19,88 m	19.88	815.50
N2 0+15,88 m	15.88	827.13
N1 0+11,88 m	11.88	939.01
S2 0+6,88 m	6.88	1,259.76
S1 0+3,44 m	3.44	1,267.80
		8,463.41

Como se observa en las tablas, el sistema lateral SCBF aporta casi 500 toneladas menos que el sistema SPSW, esto hará que actúe una fuerza sísmica menor y por tanto disminuirá los esfuerzos de los elementos estructurales y poder disminuir costos.

Tabla 9.3. Características Dinámicas de los Sistemas Laterales.			
Características	SCBF	SPSW	Observación
Masas	X		La participación de masas modales es mayor en el sistema SCBF.
Periodos		X	Los periodos por cada modo de vibración es mucho menor en el sistema SPSW, por lo tanto lo convierte en un sistema de mayor rigidez.
Derivas		X	Las derivas del sistema SPSW son menores, aunque carecen de uniformidad en los entrepisos.
Peso	X		El sistema SCBF es menos pesado, por lo tanto, actúa una fuerza sísmica menor.

Comparación Contante Estático vs Cortante Dinámico en SCBF

Tabla 9.4 Cortantes estáticos y dinámicos en SCBF

a0=	0,30
S=	2,00
c=	0,60

CÁLCULO DE CORTANTES BASEALES CON EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE					
NIVEL	W (Ton)	ALTURA hi (m)	W * hi	Fi	Vi
N8	91,50	38,58	3.529,94	54,90	54,90
N7	763,48	35,88	27.393,81	458,09	512,99
N6	758,93	31,88	24.194,53	455,36	968,34
N5	760,82	27,88	21.211,69	456,49	1.424,84
N4	762,46	23,88	18.207,47	457,47	1.882,31
N3	763,62	19,88	15.180,78	458,17	2.340,48
N2	766,26	15,88	12.168,25	459,76	2.800,24
N1	886,10	11,88	10.526,90	531,66	3.331,90
S2	1.218,19	6,88	8.381,14	730,91	4.062,81
S1	1.218,03	3,44	4.190,01	730,82	4.793,63
TOTAL	7.989,38		144.984,51		

CORTANTES DINÁMICOS DEL ANÁLISIS EN ETAB'S		
Vi (DINÁMICO) Ton	Vi (ESTÁTICO) Ton	Vi DIN/Vi EST
42,69	54,90	0,78
342,49	512,99	0,67
501,00	968,34	0,52
544,34	1.424,84	0,38
568,52	1.882,31	0,30
626,38	2.340,48	0,27
725,56	2.800,24	0,26
862,18	3.331,90	0,26
1.046,79	4.062,81	0,26
1.175,79	4.793,63	0,25

Fuente, propia

Comparación Cortante Estático vs Cortante Dinámico en SPSW

Tablas 9.5 Cortantes estáticos y dinámicos en SPSW

a0 =	0,30
S =	2,00
c =	0,60

CÁLCULO DE CORTANTES BASALES CON EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE					
NIVEL	W (Ton)	ALTURA hi (m)	W * hi	Fi	Vi
N8	99,51	38,58	3.839,20	59,71	59,71
N7	809,99	35,88	29.062,56	486,00	545,70
N6	814,60	31,88	25.969,42	488,76	1.034,46
N5	824,13	27,88	22.976,75	494,48	1.528,94
N4	805,97	23,88	19.246,63	483,58	2.012,52
N3	815,50	19,88	16.212,21	489,30	2.501,83
N2	827,13	15,88	13.134,77	496,28	2.998,10
N1	939,01	11,88	11.155,41	563,40	3.561,51
S2	1.259,76	6,88	8.667,18	755,86	4.317,37
S1	1.267,80	3,44	4.361,22	760,68	5.078,04
TOTAL	8.463,41		154.625,34		

CORTANTES DINÁMICOS DEL ANÁLISIS EN ETAB's		
Vi (DINÁMICO) Ton	Vi (ESTÁTICO) Ton	Vi DIN/Vi EST
36,03	59,71	0,60
318,21	545,70	0,58
486,36	1.034,46	0,47
578,82	1.528,94	0,38
654,13	2.012,52	0,33
736,76	2.501,83	0,29
827,40	2.998,10	0,28
928,89	3.561,51	0,26
1.051,74	4.317,37	0,24
1.126,61	5.078,04	0,22

Fuente, propia

XI. Conclusiones

Como hemos visto anteriormente ambos sistemas laterales tienen ventajas y desventajas con respecto a los criterios establecidos para el análisis modal – espectral, el propósito principal de este proyecto monográfico es introducir a Nicaragua sistemas estructurales que garanticen una mayor ductilidad, ya que nuestro país es una zona muy vulnerable ante la acción sísmica, el sistema lateral “Steel Plate Shear Wall” (SPSW) ha sido probado en diferentes países y ha demostrado los resultados esperados y comportamiento deseado, satisfaciendo las demandas de diseño actuales que básicamente se basan en el comportamiento dúctil de las estructuras. La mejor manera de incorporar un sistema estructural desconocido al país es compararlo con uno que sea de uso común, como lo es el sistema convencional “Special Concentrically Braced Frame” (SCBF).

Al revisar los resultados del análisis se puede deducir el por qué el sistema lateral SCBF es el más usado en el país, es un sistema que la mayoría de los Ingenieros Estructurales tienen amplio conocimiento y dominio, y el diseño de los elementos estructurales es relativamente sencillo, es por tal razón es la solución estructural de mayor auge en el país.

Para el edificio analizado en este proyecto monográfico el sistema lateral SCBF mostró que es una estructura menos pesada que el sistema SPSW, lo cual disminuye la carga sísmica y reduciría los costos en fabricación de elementos estructurales. Sin embargo, es una estructura demasiado flexible debido a que su período fundamental es demasiado alto con respecto al esperado, por lo cual esta estructura debe ser rigidizada con arriostres en más marcos, esto es algo muy peligroso, ya que si se arriostran marcos que se intersecten ortogonalmente (formando una escuadra), podría ocasionar una concentración de esfuerzos demasiado grande en las columnas y por ende en los demás elementos estructurales, lo cual se traduce en secciones de acero más grandes y más peso del edificio. Además de eso, el arriostar más marcos incrementaría sustancialmente el costo del edificio. El sistema lateral SPSW mostró un período fundamental cercano al esperado, lo cual

corroborar lo que se predecía, es sin duda un sistema lateral que proporciona la suficiente rigidez para mantener una estructura estable y que cumple con la relación de esbeltez de los elementos estructurales, haciendo de este sistema el que garantiza mayor ductilidad y ante un evento sísmico severo es el que podría evitar el colapso.

Una gran ventaja que tiene el sistema lateral SPSW es su construcción. El erigir una lámina de acero es mucho más rápido que un elemento arriostre, ya que hemos observado en campo que los arriostres al ir cruzados en los marcos son bastantes incómodos de manejar a la hora de ajustar y fijar con las placas Gusset, lo cual, trabajar con estos elementos implica demoras tanto en fabricación como en montaje de cualquier edificio y por ende incrementando el costo de mano de obra del proyecto.

Una de las ventajas más predominantes del sistema lateral SPSW es su mecanismo de falla, ya que la placa de acero es un elemento que solo soporta tensión y su transmisión de esfuerzos en ángulo le permite absorber gran parte de la carga sísmica a la que la estructura es sometida, permitiendo que sea el muro de acero el primero en fallar a la hora de un evento sísmico severo, lo cual permitiría una rápida rehabilitación de la estructura al solo cambiar la placa y permitir al edificio regresar a operar en menor tiempo.

En conclusión, el sistema lateral SPSW es una configuración estructural que genera mucha confianza ya que proporciona una ductilidad y una gran cantidad de disipación de energía que podría ayudar a que un edificio no colapse si ocurre un evento sísmico de gran magnitud, sin duda alguna compite con el sistema lateral SCBF en los aspectos sísmo resistentes y económicos a la hora de tomar una decisión para diseñar un edificio de gran o media importancia en el país. Evidentemente a la hora de diseñar estos sistemas laterales el SCBF es más fácil de trabajar debido a que los

métodos que existen para su diseño son muy sencillos de asimilar y desarrollar, por otro lado, el sistema SPSW es mucho más complicado de diseñar, ya que el muro de corte se trata de un elemento área tipo "membrana" y se deben desarrollar teorías de cálculo más complicadas como lo es la metodología de "elementos finitos" para obtener resultados más confiables y reales. Este sistema lateral SPSW es muy interesante, que despierta mucho interés y expectativas a la hora de trabajarlo, y sin dudas en una solución estructural que debería ser tomada en cuenta para construcciones futuras en el país, y que debería ser más trabajado por profesionales y aspirantes que se dedican al diseño estructural debido al poco conocimiento que se tiene de la misma en nuestra región.

XII. Recomendaciones.

- Nicaragua es un país con alta sismicidad, por lo que implementar el sistema lateral SPSW es una opción a tomar en cuenta en futuras estructuras debido a su ductilidad y gran capacidad para disipar energía.
- Uno de los principales problemas que tenemos en Nicaragua es el tiempo de ejecución de los proyectos, especialmente edificios de gran altura, por lo que erigir las placas de acero es mucho más rápido y esto aceleraría el montaje de la estructura y por ende el tiempo de ejecución de un edificio.
- En Nicaragua uno de los factores más determinante para ejecutar un proyecto es el costo, por lo que una estructura con sistema SPSW proporciona muy buena ductilidad y evita que se tenga que rigidizar los diferentes elementos estructurales, y por tanto minimizar el costo, además rigidizar una estructura implica aumentar peso de la superestructura y por ende la subestructura se verá afectada por el aumento de las dimensiones del sistema de fundaciones.
- En nuestro país se necesita una norma de acero más completa que la que se tiene hoy en día, es una norma que no proporciona la información suficiente a la hora de diseñar edificios y otras estructuras, ya que si se quiere consultar aspectos a tomar en cuenta en el diseño del sistema lateral SPSW no los posee y por eso la norma no es implementada en el diseño de edificios importante del país.

- Como ya se mencionó anteriormente, este proyecto monográfico pretende incorporar sistemas estructurales más dúctiles a nuestro país, con el análisis modal – espectral del sistema lateral SPSW ya demostramos que es una solución estructural a tomar en cuenta en el futuro. Esto debe ser una motivación para las personas involucradas no solo en el diseño estructural sino también en la carrera de Ingeniería Civil, ya que en nuestras manos está el construir obras que sean útiles y benéficas para la sociedad, pero sobre todo que sean seguras. Es por eso que debemos de preocuparnos por desarrollar estructuras que cada día sean mejores y de uso común en el país, eso solo lo lograremos si todos aportamos un grano de arena, desde universidades hasta sala de proyecto y hasta la construcción final, es un trabajo en conjunto y un compromiso de todos los involucrados en esta maravillosa rama de la Ingeniería.

XIII. Anexos

Algunas secciones de columna propuestas en el diseño

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: HSS 508X304.8X25.4

Material: A500 Gr B Fy 42

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	50,8	cm
Total Width	30,48	cm
Flange Thickness	2,54	cm
Web Thickness	2,54	cm
Comer Radius	0	cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: HSS 304.8X304.8X25.4

Material: A500 Gr B Fy 42

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	30,48	cm
Total Width	30,48	cm
Flange Thickness	2,54	cm
Web Thickness	2,54	cm
Comer Radius	0	cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

Propiedades de la losacero

Deck Property Data

General Data

Property Name	MD2 CAL 22
Type	Filled
Slab Material	Fc 250 kg/cm2
Deck Material	A992 G 50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc	5	cm
Rib Depth, hr	5,008	cm
Rib Width Top, wrt	14,29	cm
Rib Width Bottom, wrb	9,27	cm
Rib Spacing, sr	31,5	cm
Deck Shear Thickness	75	cm
Deck Unit Weight	318	kgf/m ²
Shear Stud Diameter	1,27	cm
Shear Stud Height, hs	8	cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	26068200	kgf/m ²

OK Cancel

Propiedades de un muro de corte de acero de 1''

Wall Property Data ×

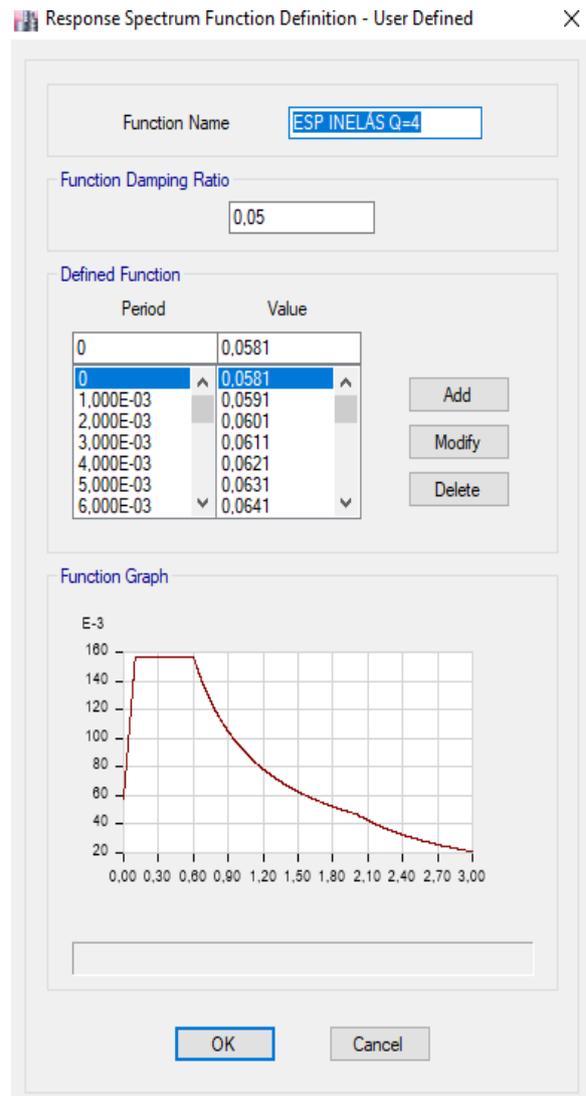
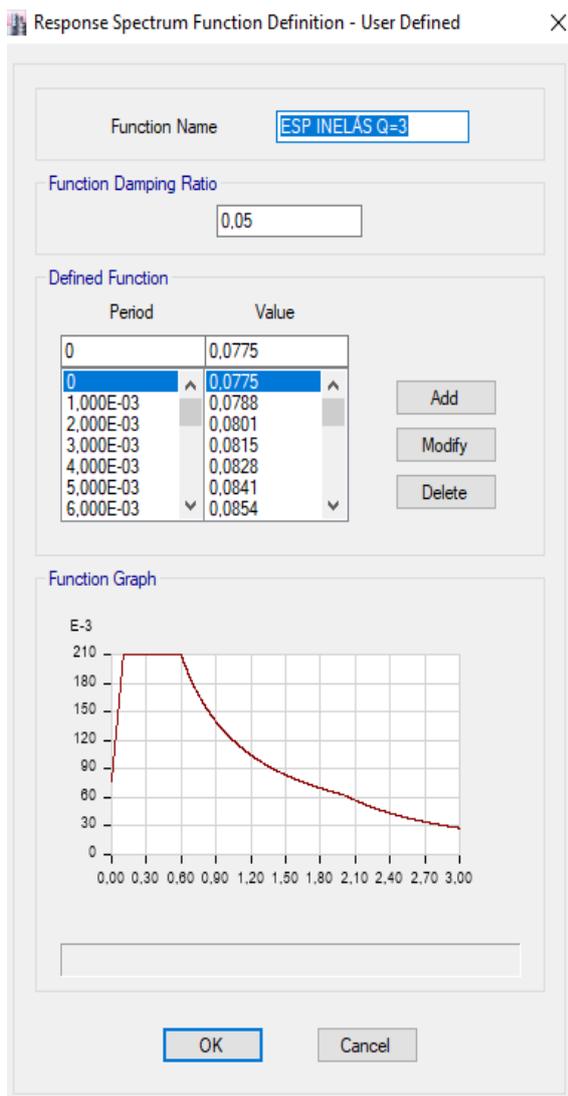
General Data

Property Name	<input type="text" value="SPSW 1"/>
Property Type	<input type="text" value="Specified"/>
Wall Material	<input type="text" value="A572Gr50"/> ...
Notional Size Data	<input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/>
Modeling Type	<input type="text" value="Shell-Thin"/>
Modifiers (Currently Default)	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Display Color	<input type="text" value="Yellow"/> <input type="button" value="Change..."/>
Property Notes	<input type="button" value="Modify/Show..."/>

Property Data

Thickness	<input type="text" value="2,54"/> cm
-----------	--------------------------------------

Espectros de diseño para los sistemas SCBF y SPSW



XIV. Bibliografía.

341, A. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Randolph St, Chicago.

358, A. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Randolph St, Chicago.

360, A. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Randolph St, Chicago.

AISC. (2006). *Design Guide No. 20: Steel Plate Shear Wall*. Randolph St, Chicago.

AISC. (2010). *Design Guide No 24: Hollow Structural Section Connections*. Randolph St, Chicago.

AISC. (2011). *Manual of Steel Constructions 14th*. Randolph St, Chicago.

AISC. (2014). *Design Guide No 29: Vertical Bracing Connections - Analysis and Design*. Randolph St, Chicago.

Meli, B. &. (s.f.). *Diseño Sísmico de Edificios*. Ciudad de México: LIMUSA, Noriega Editores.

MTI. (2007). *RNC-07*. Managua.

Thornton, L. S. (2014). *Vertical Bracing Connections - Analysis and Design*. Atlanta. GA: American Institute of Steel Construction.