

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Diseño estructural de un edificio de acero con pórticos  
resistentes a momento**

**Steven Jair Estrella Reinoso**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

para la obtención del título de

**INGENIERO CIVIL**

Quito, 10 de mayo de 2022

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO  
USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**Diseño estructural de un edificio de acero con pórticos resistentes a  
momento**

**Steven Jair Estrella Reinoso**

**Nombre del profesor, Título académico**

**Pablo Andrés Torres Rodas, PhD**

Quito, 10 de mayo de 2022

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Steven Jair Estrella Reinoso

Código: 00207299

Cédula de identidad: 1719096933

Lugar y fecha: Quito, 10 de mayo de 2022

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## RESUMEN

Hoy en día la construcción con acero estructural ha llegado a tener un gran impacto en el Ecuador. Debido a lo mencionado se ha propuesto realizar el diseño estructural de un edificio de acero de 10 pisos, ubicado en la provincia de Pichincha, en la ciudad de Quito.

Para el diseño estructural del edificio de 10 pisos, se optó por un sistema estructural de pórticos resistentes a momento con un sistema de piso de losa – deck, conectada con un sistema de viguetas, vigas y columnas. Para la conexión entre la viga y columna se utilizó una conexión prefabrica RBS.

Para realizar el diseño y análisis estructural de la edificación se utilizó el programa computacional Etabs y se verificó que la estructura es capaz de cumplir los requerimientos establecidos por la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC – 2015) y la normativa American Institute of Steel Construction (AISC – 360 – 16), de tal manera que se logre conseguir un diseño eficiente de la estructura propuesta.

**Palabras Clave:** Pórticos resistente a momento, acero estructural, vigas, columnas, conexión RBS, diseño estructural, edificio de acero.

## ABSTRACT

Nowadays, structural steel construction has come to have a great impact in Ecuador. Due to the above mentioned, it has been proposed to carry out the structural design of a 10-story steel building, located in the province of Pichincha, in the city of Quito.

For the structural design of the 10-story building, a structural system of moment-resisting portal frames with a slab-deck floor system, connected with a system of beams, girders and columns was chosen. A prefabricated RBS connection was used for the beam-column connection.

To perform the design and structural analysis of the building, the Etabs computer program was used and it was verified that the structure was capable of meeting the requirements established by the Ecuadorian construction regulations (NEC - 2015) and the American Institute of Steel Construction (AISC - 360 - 16), in order to achieve an efficient design of the proposed structure.

**Keywords:** Special Moment Frames, Structural Steel, Beams, Columns, RBS Connection, Structural Design, Steel Building.

## Índice De Contenido

Introducción.....	13
Antecedentes.....	14
Ubicación y Zona Sísmica del Proyecto.....	14
Perfil del suelo.....	15
Acero Estructural.....	15
Diseño Estructural en Acero.....	16
Desarrollo Del Tema .....	17
Planteamiento del Problema .....	17
Geometría del Edificio.....	19
Viguetas.....	19
Vigas.....	20
Columnas.....	21
Losa – Deck.....	22
Cargas .....	23
Carga Muerta .....	23
Carga Viva.....	23
Carga Sísmica.....	24
Marcos Resistentes a Momento.....	32
Criterio Viga Débil – Columna Fuerte.....	32
Conexión.....	34
Diseño de Elementos .....	39
Vigas.....	39

Columnas .....	42
Conexión.....	46
Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil .....	49
Análisis y Diseño Estructural en Etabs.....	50
Material.....	50
Sección Transversal .....	52
Modelo 3D Etabs. ....	54
Cargas .....	56
Diseño Estructural .....	59
Resultados del Modelo en Etabs.....	60
Participación de Masa de la Estructura.....	60
Verificación Análisis Modal Espectral con Fuerza Horizontal Equivalente .....	60
Control de Derivas.....	61
Conclusiones.....	64
Referencias Bibliográficas.....	65
Anexos .....	66
Anexo A: Espectro de Diseño .....	66
Anexo B: Diseño de Viga.....	67
Anexo C: Diseño de Columna .....	68
Anexo D: Diseño Conexión.....	69
Anexo E: Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil .....	70
Anexo F: Resumen Cálculos .....	71

## Índice De Tablas

Tabla 1. (Factores Sísmicos del Espectro de Diseño). .....	28
Tabla 2. (Aceleración espectral vs periodo del Espectro de Diseño). .....	28
Tabla 3. (Coeficiente k). .....	29
Tabla 4. (Coeficiente $C_t$ y $\alpha$ ). .....	30
Tabla 5. (Periodo calculado de la estructura). .....	30
Tabla 6. (Coeficiente de planta y elevación). .....	31
Tabla 7. (Factor de reducción R). .....	31
Tabla 8. (Coeficientes cortante basal). .....	31
Tabla 9. (Cortante Basal). .....	32
Tabla 10. (Propiedades Viga W18x40). .....	39
Tabla 11. (Requerimientos Clasificación de la Viga W18x40). .....	40
Tabla 12. (Clasificación de la Viga W18x40). .....	40
Tabla 13. (Momento Nominal de la Viga W18x40). .....	40
Tabla 14. (Relación $\lambda$ y $\lambda_{lim}$ de cortante de la Viga W18x40). .....	41
Tabla 15. (Resistencia a Cortante de la Viga W18x40). .....	41
Tabla 16. (Propiedades Columna W14x159). .....	42
Tabla 17. (Clasificación a compresión de la Columna W14x159). .....	42
Tabla 18. (Clasificación de la Columna W14x159). .....	43
Tabla 19. (Tipo de pandeo global de la Columna W14x159). .....	43
Tabla 20. (Esfuerzo de pandeo de la Columna W14x159). .....	43
Tabla 21. (Tensión Crítica de Pandeo Global a Flexión de la Columna W14x159). .....	44
Tabla 22. (Resistencia Nominal de la Columna 14x159). .....	44
Tabla 23. (Chequeo Resistencia a Flexión de la Columna 14x159). .....	44
Tabla 24. (Chequeo a Flexión de la Columna 14x159). .....	45
Tabla 25. (Momento Nominal de la Columna 14x159). .....	45
Tabla 26. (Chequeo Flexo – Compresión de la Columna 14x159). .....	46
Tabla 27. (Valores “a”, “b” y “c” para la Conexión). .....	46
Tabla 28. (Módulo Plástico en el Centro de la Viga para la Conexión). .....	47
Tabla 29. (Momento Probable en la Sección Reducida de la Viga para la Conexión). ..	47
Tabla 30. (Cortante en la Sección Reducida de la Viga para la Conexión). .....	47
Tabla 31. (Momento Máximo Probable en la Columna para la Conexión). .....	47
Tabla 32. (Momento Plástico de viga para la Conexión). .....	48
Tabla 32. (Condición Momento Probable y Plástico para la Conexión). .....	48
Tabla 33. (Resistencia Requerida al Cortante para la Conexión). .....	48
Tabla 34. (Diseño de placa de cortante para la Conexión). .....	49
Tabla 35. (Diseño zona del Panel para la Conexión). .....	49

Tabla 36. (Cheque Columna Fuerte – Viga Débil).....	50
Tabla 37. (Periodo Real de la Estructura Modelo Étabs) .....	57

## Índice De Figuras

Figura 1. (Mapa de Peligro Sísmico del Ecuador).....	14
Figura 2. (Perfil del Suelo). .....	15
Figura 3. (Acero Estructural – Perfiles W).....	16
Figura 4. (Plano Referencial del Edificio de Acero). .....	18
Figura 5. (Modelo 3D del Edificio). .....	19
Figura 6. (Sección Transversal Viguetas W16x26).....	20
Figura 7. (Sección Transversal Viga Pórticos Gravitacionales W18x35). .....	20
Figura 8. (Sección Transversal Viga Pórticos Resistentes a Momento W18x40).....	21
Figura 9. (Sección Transversal Columnas Pórticos Gravitacionales HSS12x12x3/4)...	22
Figura 10. (Sección Transversal Columnas Pórticos Resistentes a Momento W14x159). .....	22
Figura 11. (Sección Transversal Losa – Deck).....	23
Figura 12. (Carga Viva Nec 2015). .....	23
Figura 13. (Factor Z en base al Mapa de Peligro Sísmico). .....	24
Figura 14. (Factor Fa).....	25
Figura 15. (Factor Fd).....	25
Figura 16. (Factor Fs). .....	26
Figura 17. (Espectro Elástico de Diseño NEC 2015). .....	26
Figura 18. (Componentes del Espectro de respuesta elástico de diseño). .....	26
Figura 19. (Relación de amplificación espectral). .....	27
Figura 20. (Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta). .....	27
Figura 21. (Periodo límite de vibración en el espectro de aceleraciones). .....	27
Figura 22. (Espectro Elástico de Diseño). .....	29
Figura 23. (Periodo de la Estructura).....	29
Figura 24. (Ecuación Cortante Basal).....	30
Figura 25. (Deformaciones Inelásticas de un Pórtico Resistente a Momento).....	32
Figura 26. (Rótulas Plásticas).....	33
Figura 27. (Criterio Columna Fuerte – Viga Débil). .....	33
Figura 28. (Suma de Momentos Plásticos Nominales en Columnas). .....	34
Figura 29. (Suma de Momentos Plásticos Nominales en Vigas). .....	34
Figura 30. (Conexión RBS Viga – Columna). .....	35
Figura 31. (Valores “a”, “b” y “c” de la conexión RBS).....	35
Figura 32. (Módulo Plástico de la viga). .....	36
Figura 33. (Momento Probable en la Viga reducida). .....	36
Figura 34. (Cortante en la Viga reducida). .....	36
Figura 35. (Momento Probable en la cara de la Columna).....	37

Figura 36. (Corte Representativo Conexión RBS).....	37
Figura 37. (Momento Plástico en la Viga). ....	37
Figura 38. (Chequeo Momento probable en columna con respecto al esfuerzo de fluencia probable).....	38
Figura 39. (Resistencia requerida de corte en la conexión).....	38
Figura 40. (Resistencia de Diseño de Placa de Cortante).....	38
Figura 41. (Diseño Zona del Panel).....	39
Figura 42. (Acero Estructural A572Gr50 Etabs).....	51
Figura 43. (Acero Estructural A992Fy50 Etabs).....	51
Figura 44. (Sección Transversal Viguetas W16x26).....	52
Figura 45. (Sección Transversal Viga Pórticos Gravitacionales W18x35). ....	52
Figura 46. (Sección Transversal Viga Pórticos Resistentes a Momento W18x40).....	53
Figura 47. (Sección Transversal Columnas Pórticos Gravitacionales HSS12x12x3/4). 53	
Figura 48. (Sección Transversal Columnas Pórticos Resistentes a Momento W14x159). .....	54
Figura 49. (Sección Transversal Losa – Deck).....	54
Figura 50. (Vista en Planta Modelo Etabs). ....	55
Figura 51. (Vista 3D Modelo Etabs). ....	56
Figura 52. (Patrones de cargas Modelo Etabs). ....	56
Figura 53. (Periodo Real de la Estructura Modelo Etabs).....	57
Figura 54. (Coeficiente C y K en X Estructura Modelo Etabs).....	57
Figura 55. (Coeficiente C y K en X Estructura Modelo Etabs).....	57
Figura 56. (Casos de Carga Estructura Modelo Etabs). ....	58
Figura 57. (Combinaciones de Carga Estructura Modelo Etabs). ....	58
Figura 58. (Diseño Estructural del Modelo Etabs). ....	59
Figura 59. (Verificación Demanda/Capacidad del Modelo Etabs).....	59
Figura 60. (Participación de Masa del Modelo Etabs). ....	60
Figura 61. (Resultado FHE y MDE Modelo Etabs). ....	60
Figura 61. (Deriva Máxima MDE <sub>x</sub> del Modelo Etabs).....	62
Figura 62. (Deriva Máxima MDE <sub>y</sub> del Modelo Etabs).....	62
Figura 63. (Deriva Máxima FHE <sub>x</sub> del Modelo Etabs). ....	63
Figura 63. (Deriva Máxima FHE <sub>y</sub> del Modelo Etabs). ....	63

## Introducción

Las estructuras de acero se pueden llegar a dividir en estructuras arriostradas y no arriostradas, tomando en cuenta esa consideración el presente trabajo va consistir en el diseño estructural de un edificio de acero no arriostrados, por lo tanto, va utilizarse el sistema constructivo de pórticos resistentes a momento.

El edificio de acero consta de 10 pisos de altura, y se estima que estará ubicado en la ciudad de Quito, por lo que se tiene una zona con caracterización de peligro sísmico alto. Por lo tanto, se conoce que los pórticos resistentes a momento deben poder resistir deformaciones inelásticas en sus articulaciones plásticas, cuando se ven involucradas con respecto al sismo de diseño que en este caso nos otorga la NEC 2015.

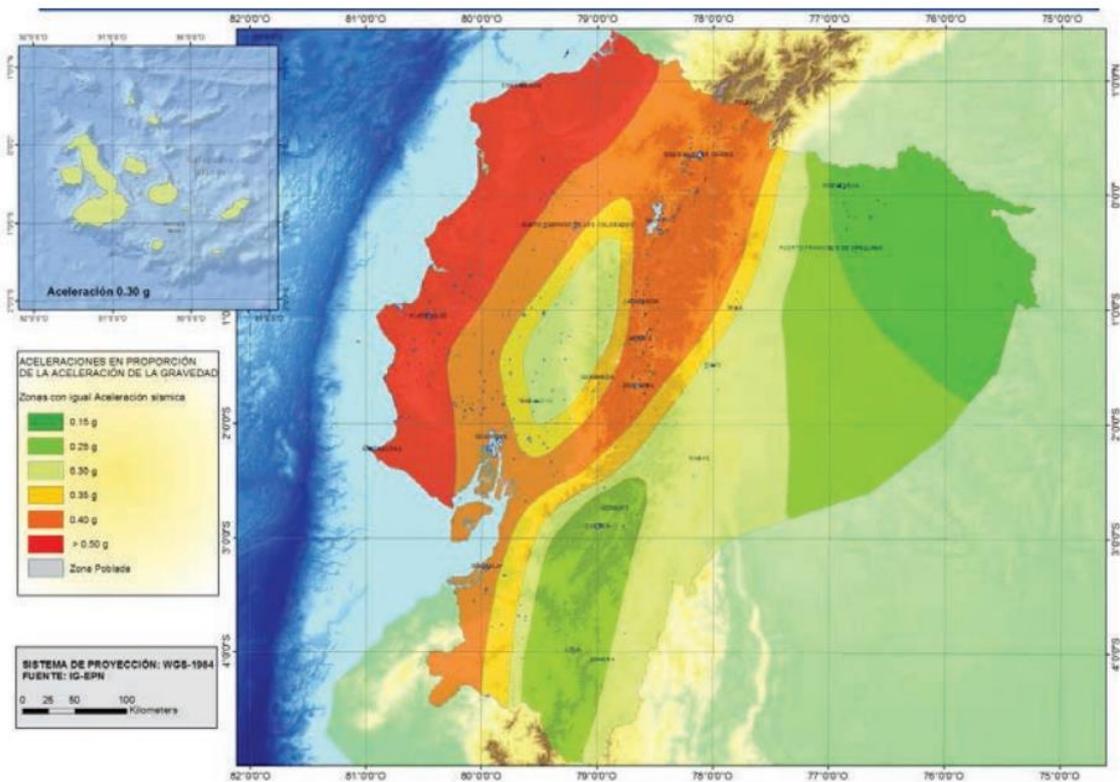
Una propiedad de suma importancia de este tipo de sistema estructural es la conexión existente entre la viga y columna, por lo que en el presente diseño se va utilizar una conexión prefabricada tipo RBS, que consta en la reducción parcial en la viga. Se va realizar el diseño de la misma y verificar su resistencia en base a los requisitos establecidos por las respectivas normativas que certifican su uso en este tipo de estructuras.

Para cumplir con los objetivos propuestos se va realizar el análisis y diseño estructural de la edificación, tomando en cuenta todas las consideraciones propuestas por la NEC 2015 y AISC 360-16. En consecuencia, se va proceder a considerar elementos estructurales como vigas, columnas y conexiones con la finalidad de cumplir las especificaciones necesarias para que la estructura funcione como el sistema estructural que fue escogido para su diseño.

## Antecedentes

### *Ubicación y Zona Sísmica del Proyecto.*

Para este proyecto se escogió que la zona donde se va diseñar el edificio de acero de 10 pisos va ser en el sector de Cumbayá, en la ciudad de Quito. Debido a esta sección se conoce que la ciudad de Quito posee un alto peligro sísmico tal y como lo especifica la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 2015). En la ciudad de Quito existe una aceleración pico de 0.4g, tal y como observamos a continuación en el mapa de peligro sísmico del Ecuador.



*Figura 1. (Mapa de Peligro Sísmico del Ecuador).*

*Fuente: NEC – 2015. Vía Web.*

Es importante mencionar que en la figura 1. Podemos observar la representación de las zonas sísmicas existentes en Ecuador, sin embargo, el mapa representa a las aceleraciones pico existentes para un sismo de diseño para un periodo de retorno de 475 años.

### ***Perfil del suelo***

En la ciudad de Quito es normal encontrar diferentes tipos de suelos dependiendo el sector donde se realice el estudio geológico, no obstante, se conoce que aproximadamente el 80% de la ciudad de Quito es de cangahua. Sin embargo, en el sector de Cumbayá se conoce que comúnmente encontramos suelos tipo C, que son la representación del suelo que normalmente se encuentra en la ciudad de Quito, según la NEC – 2015 representan a este tipo de suelo con un perfil de suelo muy denso o con roca blanda.

C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
---	---	--

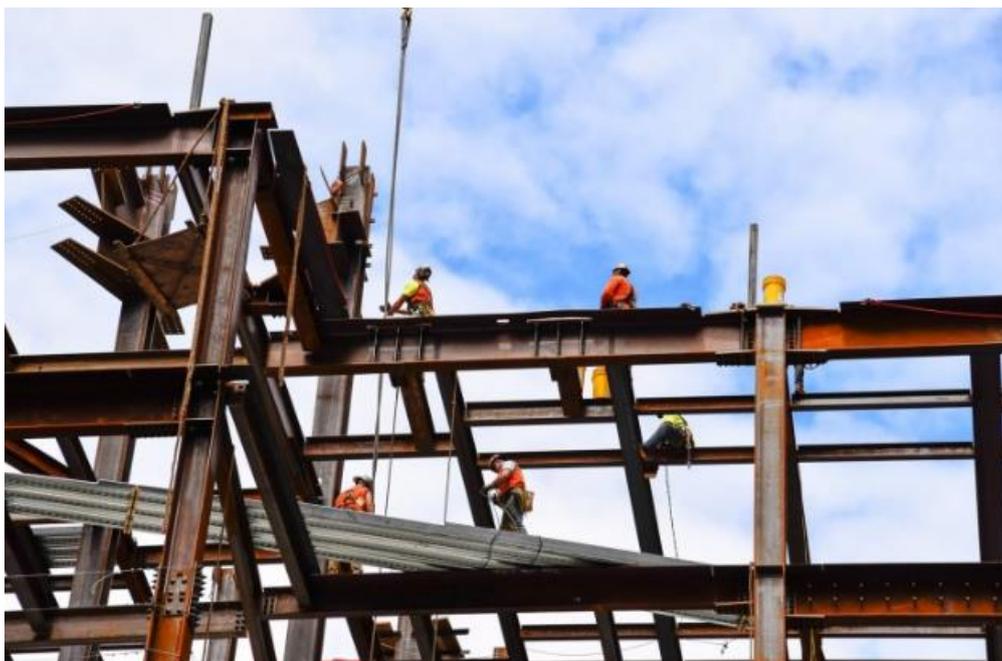
*Figura 2. (Perfil del Suelo).  
Fuente: NEC – 2015. Vía Web.*

### ***Acero Estructural***

Para la construcción de estructuras de acero se utiliza acero estructural que es conformado en caliente con la finalidad de obtener una alta resistencia y una baja aleación en su composición. Para los elementos estructurales podemos encontrar varios tipos de acero estructural, tales como acero A36, A572, A992, los mismos que siguen las especificaciones y normativas que rigen la ASTM.

Es posible encontrar el acero estructural en varias presentaciones tales como perfiles estructurales tipo W o I, HSS rectangulares, HSS Circulares, tipo T, tipo ángulo, también es posible encontrar elementos como placas, planchas, losas deck, etc.

Para el proyecto y diseño de los marcos resistentes a momento se utilizará perfiles tipo W o I, debido a las conexiones existentes entre viga – columna.



*Figura 3. (Acero Estructural – Perfiles W).  
Fuente: Importaceros. Vía Web.*

### ***Diseño Estructural en Acero***

El diseño estructural para las estructuras es el proceso que se realiza para que los elementos como vigas, columnas, losas y conexiones cumplan con las especificaciones y requerimientos establecidos por las diferentes normativas de cada país. Es un proceso en el cual se busca la mayor eficiencia con respecto a la demanda versus la capacidad de los elementos, tomando en cuenta que la estructura debe ser estable, resistente y rígida.

Cuando se realiza el diseño estructural de una estructura de acero se debe tomar en cuenta varias consideraciones, tales como el diseño por capacidad de los elementos, diseño por resistencia a fuerzas sísmicas y diseño de conexiones. Sin embargo, existen diferentes tipos de estructuras de acero, pero principalmente se dividen en dos grupos, estructuras de acero con pórticos arriostrados y estructuras de acero con pórticos no arriostrados.

Ambos sistemas estructurales se rigen ante las disposiciones y requerimientos que se mencionan en la normativa de Estados Unidos, AISC – 360 – 16, donde se toma en

cuenta todas las especificaciones con respecto a los elementos estructurales que conforman la estructura de acero.

## **Desarrollo Del Tema**

### **Planteamiento del Problema**

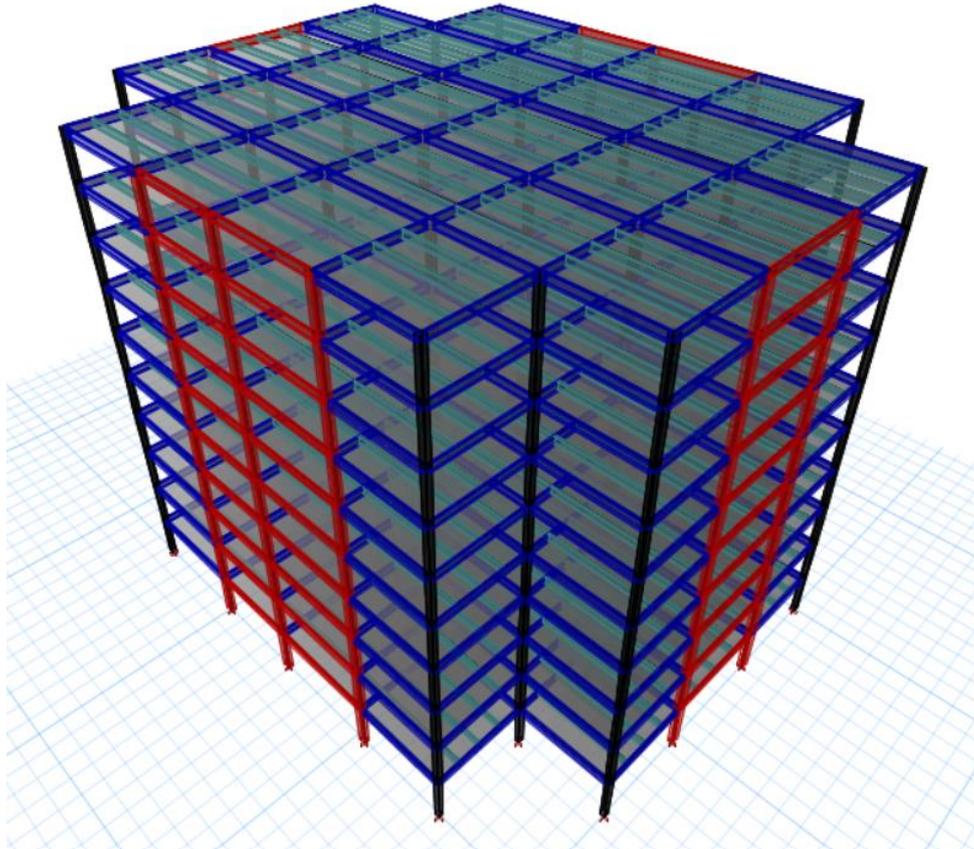
Se buscará realizar el análisis y diseño estructural con pórticos resistentes a momento en acero con la finalidad de buscar la mayor eficiencia en un edificio de 10 pisos ubicado en la ciudad de Quito. El principal objetivo es lograr una estructura sismo resistente, por lo que el principal análisis que predominará los resultados serán los criterios sismorresistentes que nos detalla la NEC 2015.

El plano arquitectónico donde podemos observar la distribución de columnas, vigas y áreas libres del edificio es el siguiente.



*Figura 4. (Plano Referencial del Edificio de Acero).  
Fuente: Planos AutoCad*

Por otro lado, podemos observar modelo 3D diseñado en el programa de Etbas, donde es posible observar la estructura de acero, donde es posible observar las vigas principales, viguetas, losa deck, columnas y los pórticos resistentes a momento.

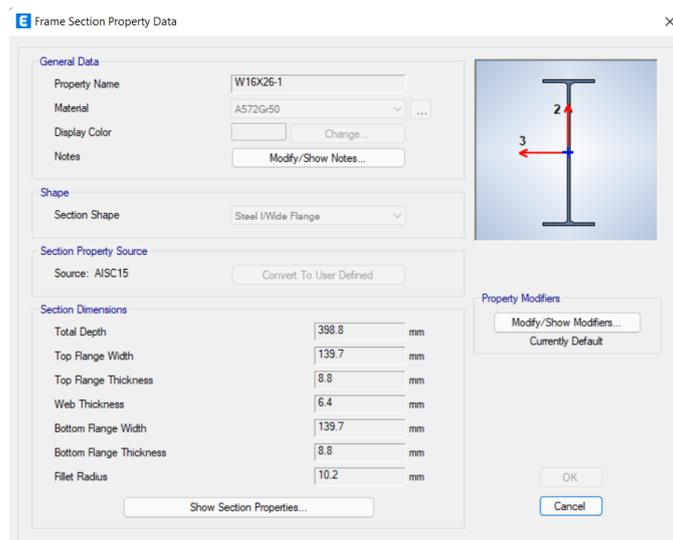


*Figura 5. (Modelo 3D del Edificio).  
Fuente: Diseño Etabs*

## **Geometría del Edificio**

### ***Viguetas***

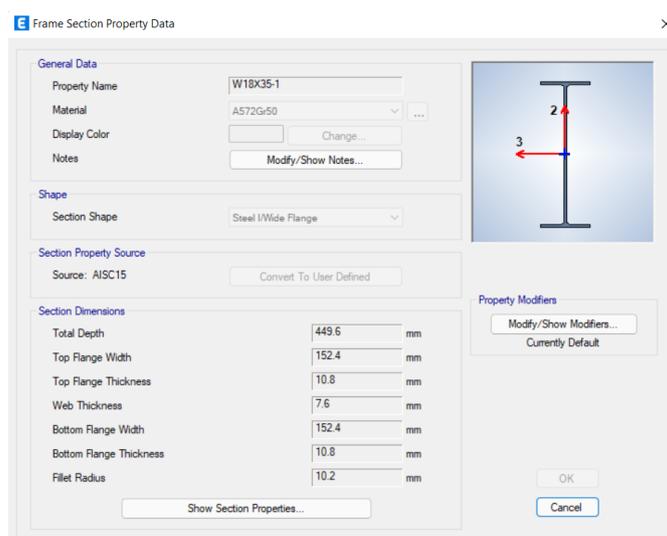
En sistema de piso utilizado es una losa deck, por lo que es fundamental colocar viguetas conectadas a las vigas principales, debido a eso se colocó viguetas de perfiles tipo W, por lo que se utilizó una distribución de 3 viguetas distribuidas equitativamente en cada luz de las vigas principales. Se utilizó viguetas W 16x26 de Acero A572 Gr50.



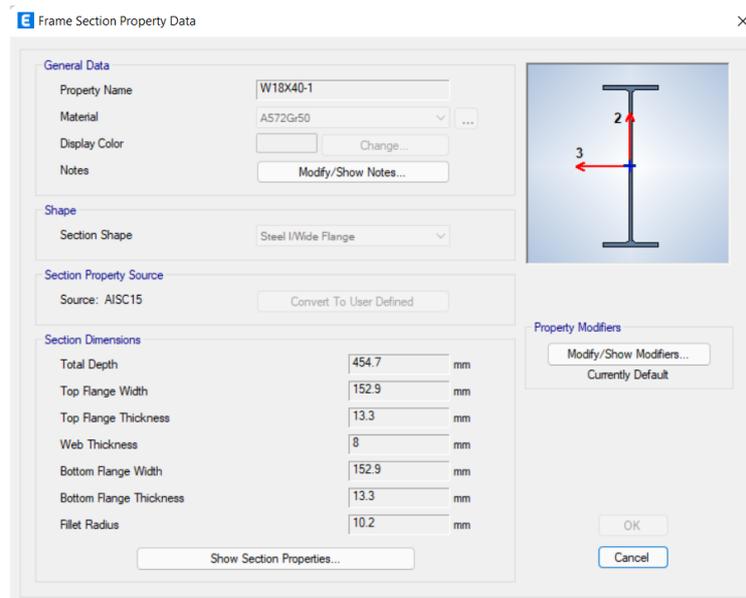
*Figura 6. (Sección Transversal Viguetas W16x26).  
Fuente: Etabs*

## **Vigas**

Para el análisis y diseño estructural, se utilizó vigas tipo W, sin embargo, en la estructura existen dos tipos de vigas W. El primer tipo de viga W utilizada es para los pórticos que no son resistentes a momento y únicamente son gravitaciones, por lo que se utilizó una Viga W 18x35 de Acero A572 Gr 50, mientras que para las vigas que corresponden a los pórticos resistentes a momentos, se utilizó Vigas W 18x40 de Acero A572 Gr50.



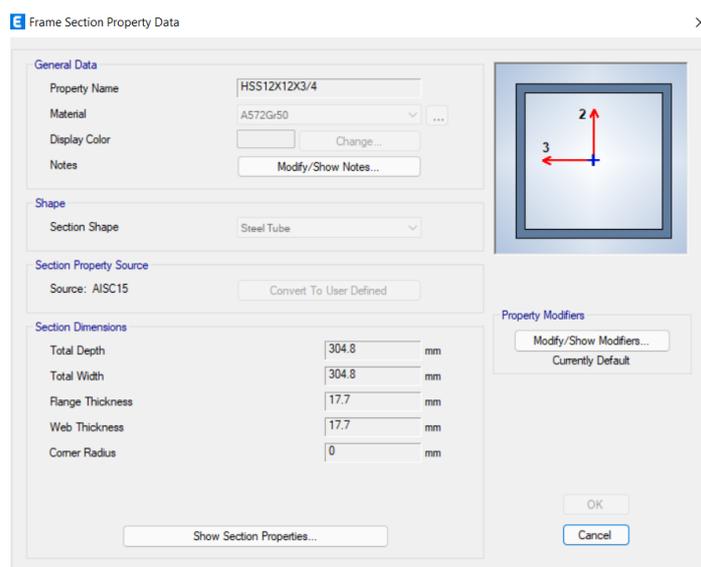
*Figura 7. (Sección Transversal Viga Pórticos Gravitacionales W18x35).  
Fuente: Etabs*



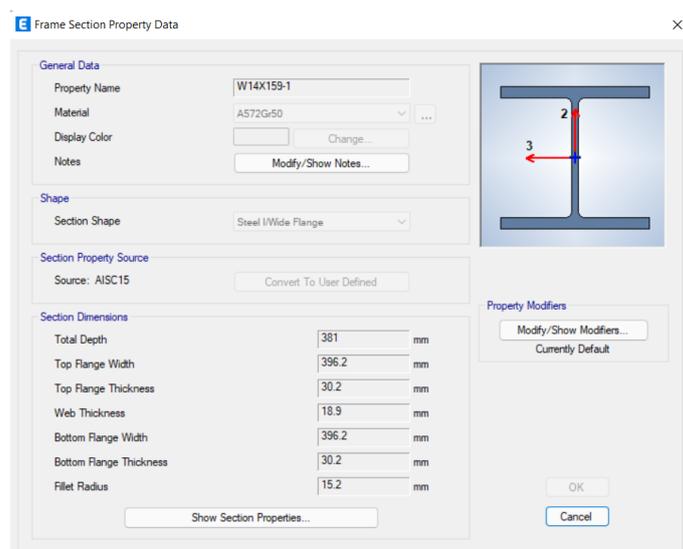
*Figura 8. (Sección Transversal Viga Pórticos Resistentes a Momento W18x40).  
Fuente: Etabs*

### **Columns**

De igual manera que para las vigas en el diseño estructural del edificio se utilizó dos tipos de columnas. El primer tipo de columna utilizado fueron perfiles HSS rectangulares para los pórticos gravitacionales, se utilizó un perfil HSS 12x12x3/4 con un acero estructural A572 Gr50. Por otro lado, para los pórticos resistentes a momento se utilizó perfiles W debido a que es necesario para poder generar la conexión y que los pórticos funcionen correctamente, en este caso se utilizó columnas W14x159 con un acero estructural A572 Gr50.



*Figura 9. (Sección Transversal Columnas Pórticos Gravitacionales HSS12x12x3/4).  
Fuente: Etabs*



*Figura 10. (Sección Transversal Columnas Pórticos Resistentes a Momento W14x159).  
Fuente: Etabs*

### **Losa – Deck**

Como último elemento estructural del edificio, podemos encontrar la losa deck que va ser el elemento encargado de transmitir las cargas hacia las viguetas. En este caso, se modela una losa – deck que está compuesta por un espesor de losa diseñada de un hormigón de 400psi y el material del Deck es de un acero estructural A992 Fy 50.

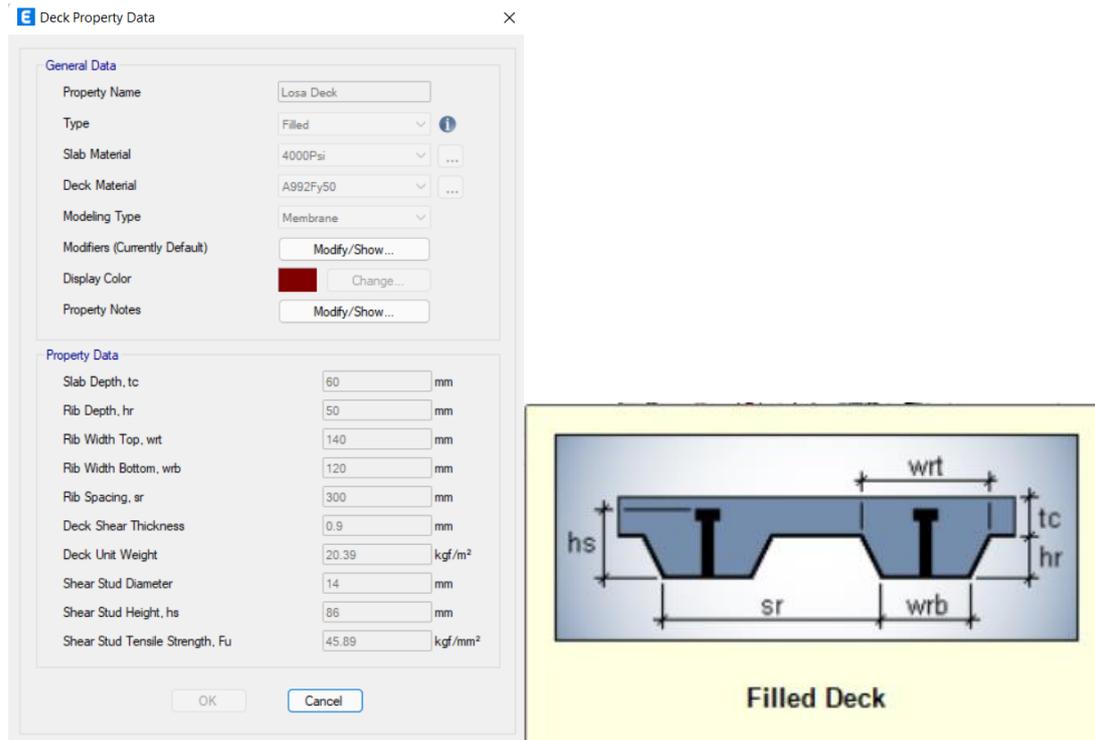


Figura 11. (Sección Transversal Losa – Deck).  
Fuente: Etabs

## Cargas

### Carga Muerta

Para el modelamiento y diseño de la estructura se estimó una carga permanente de  $WD = 350 \frac{kgf}{m^2}$  donde se incluye todos los pesos por muros, paredes, recubrimiento, instalaciones eléctricas y sanitarias y mampostería.

### Carga Viva

Para determinar la carga viva que se aplicaría en la cada losa de cada piso del edificio se utilizó los valores establecidos por la NEC 2015.

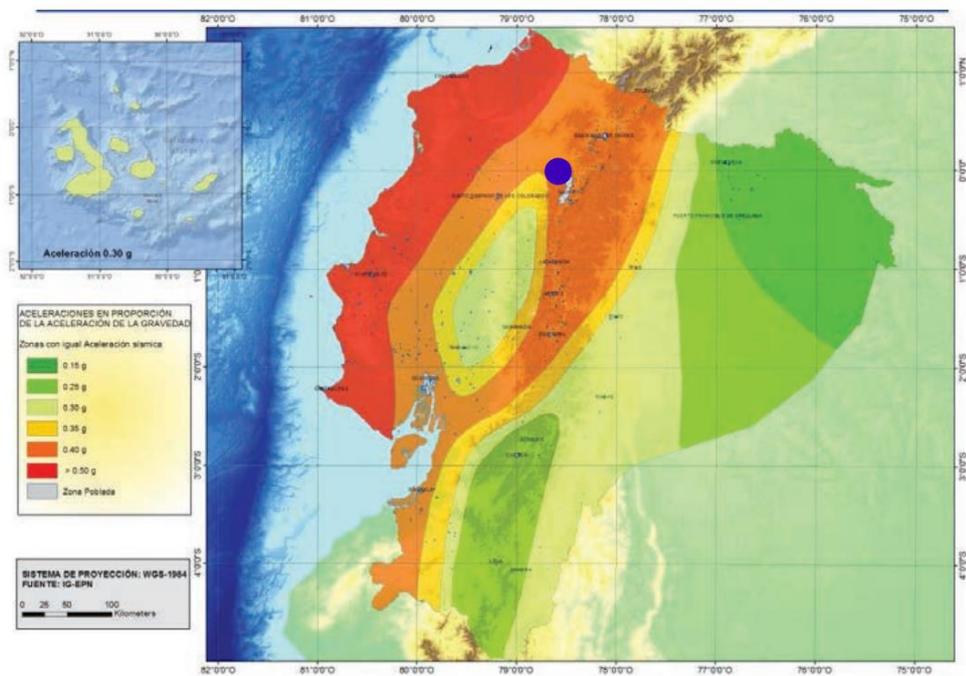
<b>Residencias</b>		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)		2.00
Hoteles y residencias multifamiliares		2.00
Habitaciones		4.80
Salones de uso público y sus corredores		

Figura 12. (Carga Viva Nec 2015).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas No Sísmicas

Una vez determinada viva que nos recomienda la NEC es de  $WL = 2 \frac{kN}{m^2}$  por lo que se utilizó una carga de  $WL = 200 \frac{kgf}{m^2}$

**Carga Sísmica**

Para la carga sísmica se tomó en cuenta que el proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Quito y posee un tipo de suelo D. Se tomo en cuenta estos datos con el propósito de determinar el espectro elástico de respuesta sísmica que nos menciona la NEC 2015.



Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

*Figura 13. (Factor Z en base al Mapa de Peligro Sísmico).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

Una vez definido el tipo de suelo y la ubicación de peligro sísmico que posee el proyecto se procedió a determinar los coeficientes del perfil del suelo.

Primero se obtuvo el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto ( $F_a$ ).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

*Figura 14. (Factor  $F_a$ ).*  
*Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

En consecuencia, se obtuvo el factor ( $F_d$ ) que es la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

*Figura 15. (Factor  $F_d$ ).*  
*Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

Por último, se determinó el factor ( $F_s$ ) que representa al comportamiento no lineal del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 16. (Factor  $F_s$ ).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas

Una vez determinado todos los factores del perfil del suelo y el riesgo sísmico del lugar del proyecto se procedieron a crear el espectro elástico de diseño, tal y como lo estipula la NEC 2015.

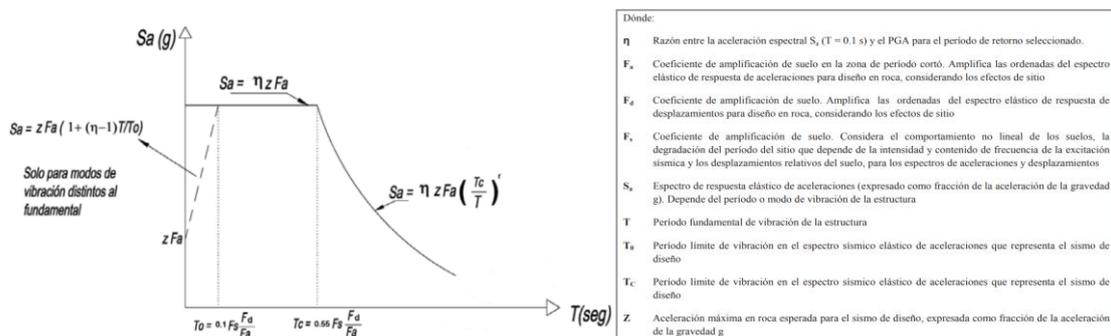


Figura 17. (Espectro Elástico de Diseño NEC 2015).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas

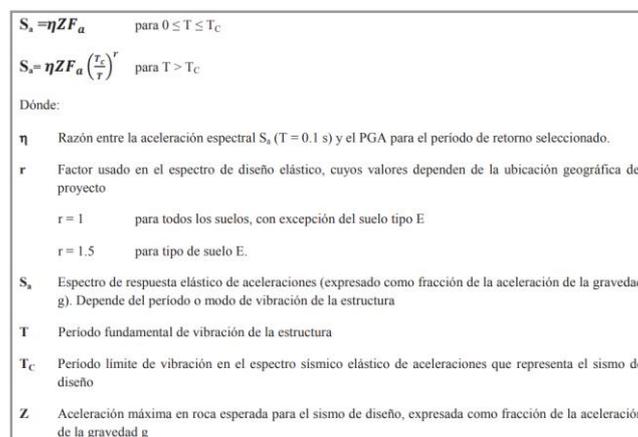


Figura 18. (Componentes del Espectro de respuesta elástico de diseño).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas

Ya que el proyecto se encuentra en Quito y la provincia de Pichincha, por lo tanto, se toma en cuenta que esta ubicado en la región Sierra del Ecuador. Debido a eso se determina que la relación de amplificación espectral es 2.48

- $\eta = 1.80$  : Provincias de la Costa ( excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$  : Provincias del Oriente

*Figura 19. (Relación de amplificación espectral).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

Para determinar el periodo límite de vibración sísmico, la NEC 2015 nos otorga una ecuación que se debe seguir para el diseño del espectro de respuesta elástico.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

*Figura 20. (Periodo límite de vibración en el espectro de respuesta).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

Como último punto fundamental para obtener el espectro elástico de respuesta sísmico se tiene que definir el periodo inicial del espectro de diseño.

$S_a = Z F_a \left[ 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right]$ para $T \leq T_0$	
$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	
Dónde:	
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
$F_s$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_d$	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_a$	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
$S_a$	Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
$T$	Periodo fundamental de vibración de la estructura
$T_0$	Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$S_s$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

*Figura 21. (Periodo límite de vibración en el espectro de aceleraciones).  
Fuente: Nec 2015 – Cargas Sísmicas*

Una vez determinado todos los componentes, se procedió a obtener el espectro elástico de diseño para el sector de Cumbayá.

FACTORES SISMICOS	
Zona Sismica	V
Perfil del Suelo	C
Provincias	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
z	0.4
n	2.48
r	1
Fa	1.2
Fd	1.11
Fs	1.11
zFa	0.48
nzFa	1.19
To	0.10
Tc	0.56

Tabla 1. (Factores Sísmicos del Espectro de Diseño).  
Fuente: Excel - Nec 2015

Una vez determinado todos los factores sísmicos, se obtuvo el siguiente periodo y aceleración espectral en función de la gravedad.

Espectro de Diseño	
T(seg)	Sa(g)
0	1.190
0.10	1.190
0.56	1.190
0.60	1.120
0.80	0.840
1.00	0.672
1.20	0.560
1.40	0.480
1.60	0.420
1.80	0.373
2.00	0.336
2.20	0.306
2.40	0.280
2.60	0.259
2.80	0.240
3.00	0.224
3.20	0.210
3.40	0.198
3.60	0.187
3.80	0.177
4.00	0.168

Tabla 2. (Aceleración espectral vs periodo del Espectro de Diseño).  
Fuente: Excel - Nec 2015

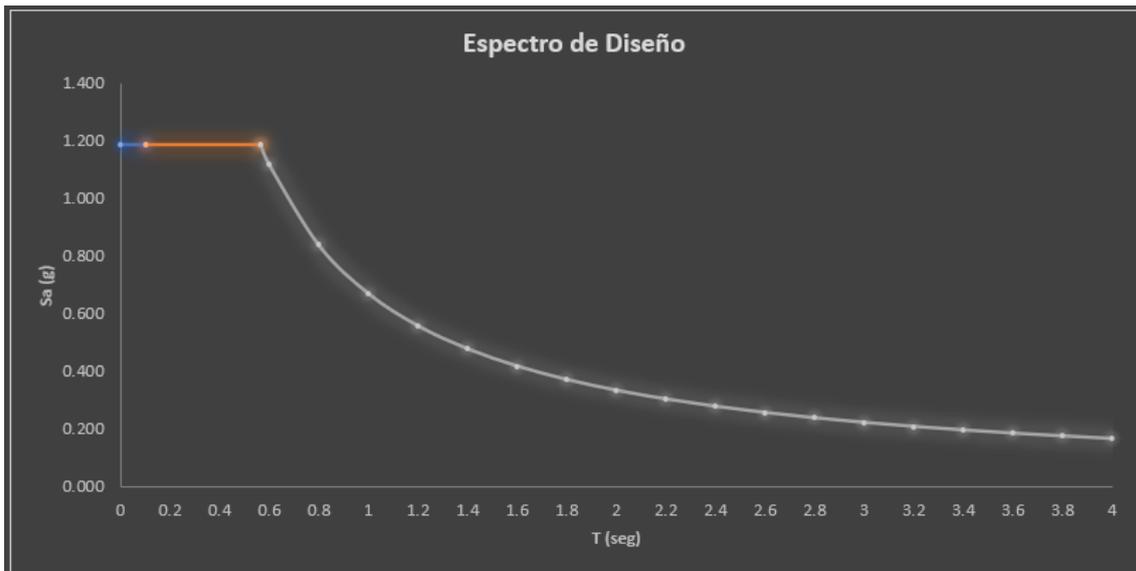


Figura 22. (Espectro Elástico de Diseño).  
Fuente: Excel - Nec 2015

Una vez determinado el espectro de la estructura, se procedió a determinar el periodo fundamental de la estructura según la NEC 2015, con la finalidad de determinar la aceleración espectral en ese periodo y poder obtener los coeficientes necesarios para determinar la fuerza horizontal equivalente en la estructura.

$$T = C_r h_n^{\alpha}$$

Dónde:

- $C_r$  Coeficiente que depende del tipo de edificio
- $h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- $T$  Período de vibración

Figura 23. (Periodo de la Estructura)  
Fuente: Nec 2015

De igual manera, se procede determinar el coeficiente k que depende del periodo de la estructura.

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Tabla 3. (Coeficiente k).  
Fuente: Nec 2015

Para poder determinar el periodo de la estructura es importante determinar ciertos factores como el coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$ , por lo que se determina dependiendo la estructura.

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 4. (Coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$ ).  
Fuente: Nec 2015

Para determinar el periodo se determinó que la altura de entrepiso es de 3 metros, por lo que se obtuvo el siguiente periodo.

Periodo de la Estructura	
T	1.09 [s]
$S_a(T_a)$	0.614
k	1.297

Tabla 5. (Periodo calculado de la estructura).  
Fuente: Nec 2015

Una vez determinado el periodo, también es importante determinar el cortante basal de la estructura, por lo que se utiliza la siguiente ecuación de la NEC 2015.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\theta_p\theta_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$  Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]

$\theta_p$  y  $\theta_E$  Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]

$I$  Coeficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]

$R$  Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]

$V$  Cortante basal total de diseño

$W$  Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]

$T_a$  Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 24. (Ecuación Cortante Basal).  
Fuente: Nec 2015

En consecuencia, determinamos el coeficiente de planta y elevación según la NEC 2015.

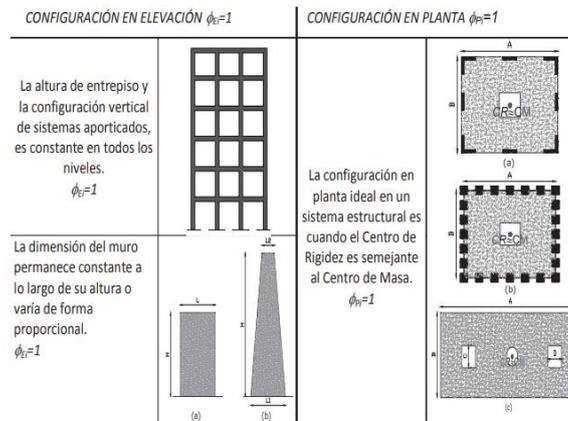


Tabla 6. (Coeficiente de planta y elevación).  
Fuente: Nec 2015.

Por último, se determinó el factor de reducción sísmico que nos otorga la NEC 2015, que nos viene dado según el tipo de estructura que diseñemos.

Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Tabla 7. (Factor de reducción R).  
Fuente: Nec 2015.

Una vez determinado como obtener los coeficientes necesarios para el cortante basal, se procede a realizar un listado de los elementos necesario.

Coeficientes		
Factor de Importancia	Otras estructuras	-
I		1 -
Estructura de Acero	Sin arriostramientos	-
ct		0.072 -
$\alpha$		0.8 -
Pórtico resistentes a momentos	Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	-
R		8 -
$\phi_p$		1 -
$\phi_e$		1 -
W (carga muerta)		6574098 [kg]
Numero de pisos		10 [m]
Altura Entrepiso		3 [m]
h (altura)		30 [m]

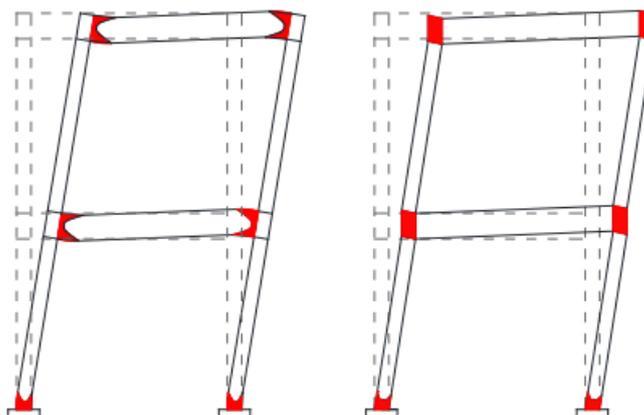
Tabla 8. (Coeficientes cortante basal).  
Fuente: Nec 2015.

Cortante Basal	
V	504936.74 [kg]

*Tabla 9. (Cortante Basal).  
Fuente: Nec 2015.*

## Marcos Resistentes a Momento

Los pórticos resistentes a momentos en estructuras de acero deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas generadas por el sismo de diseño. Este sistema estructural espera que se generen las deformaciones inelásticas en las rótulas plásticas existentes en la conexión viga columna, de igual manera se estima que ocurrirá en las bases de las columnas.



*Figura 25. (Deformaciones Inelásticas de un Pórtico Resistente a Momento).  
Fuente: Nec 2015.*

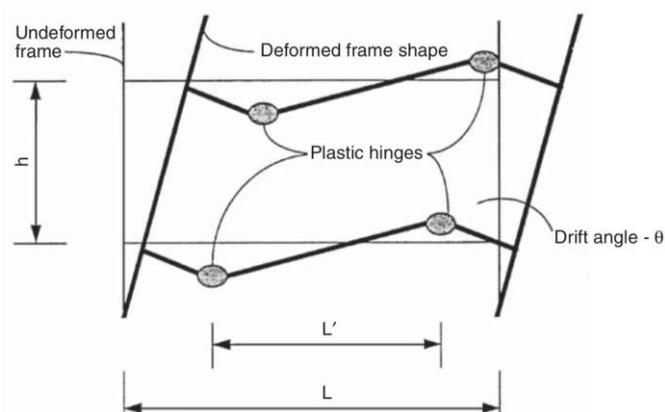
Cuando realizamos el diseño estructural de acero con un sistema de pórticos resistentes a momentos es importante tomar en cuenta varias consideraciones, sin embargo, las principales son el chequeo del criterio de viga débil – columna fuerte y el tipo de conexión que se utilizará en las vigas y columnas

### ***Criterio Viga Débil – Columna Fuerte.***

El chequeo de viga débil y columna fuerte es uno de los principales requisitos para estructuras sismo resistentes, ya que busca garantizar la preservación de la estructura y

las vidas de las personas. Este chequeo genera que exista la formación de una rótula plástica en los extremos de las vigas que se encuentran conectadas a las columnas.

El principal objetivo que tiene este chequeo es forzar la fluencia en flexión en las vigas y no en las columnas, con la finalidad de generar una mayor disipación de energía con respecto al sismo de diseño.



*Figura 26. (Rótulas Plásticas).*  
Fuente: *Ductile Design of Steel Structures*.

En la Nec 2015 encontramos que para que una estructura de acero logre satisfacer este criterio y poder garantizar que el sistema estructural funcione como un pórtico a momento se debe complacer la siguiente ecuación.

$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$	
Dónde:	
$\sum M_{pc}^*$	La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta
$\sum M_{pv}^*$	La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

*Figura 27. (Criterio Columna Fuerte – Viga Débil).*  
Fuente: *NEC 2015 – Estructuras de Acero*.

De igual manera para determinar los momentos plásticos nominales que existe en la conexión, generados por las vigas y columnas, la NEC 2015 nos restringe a utilizar la siguiente ecuación.

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left( F_{yc} - P_{uc} / A_g \right)$$

Dónde:

$\Sigma M_{pc}^*$	La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta
$A_g$	Área gruesa
$F_{yc}$	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las columnas
$P_{uc}$	Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas
$Z_c$	Módulo plástico de la columna

*Figura 28. (Suma de Momentos Plásticos Nominales en Columnas).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv})$$

Dónde:

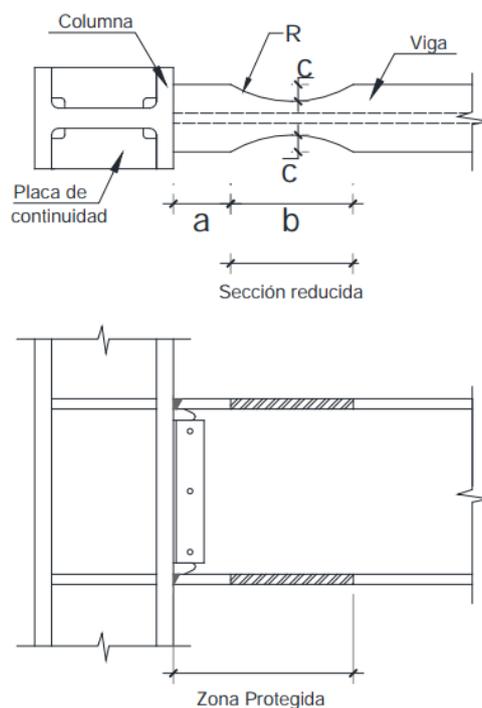
$\Sigma M_{pv}^*$	La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta
$F_{yv}$	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas
$M_{uv}$	Momento adicional basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
$R_y$	Factor de esfuerzo de fluencia probable
$Z_v$	Módulo plástico de la viga

*Figura 29. (Suma de Momentos Plásticos Nominales en Vigas).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

### **Conexión**

Cuando realizamos el diseño estructural de un edificio la conexión es la parte fundamental de cualquier construcción, ya que no puede fallar por ninguna manera. No obstante, para el diseño de Pórticos Resistentes a Momentos, es común el utilizar conexiones precalificadas.

En este caso se optó por una conexión de viga reducida (RBS), con la finalidad de garantizar la conexión de momento entre la viga y columna. Este tipo de conexión precalificada se basa en reducir una parte de las alas de la viga de forma adyacente a la conexión viga – columna.



*Figura 30. (Conexión RBS Viga – Columna).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

Para que la conexión precalificada RBS funcione correctamente es importante seguir varias limitaciones y especificaciones.

Primero se debe definir los límites  $a$ ,  $b$  y  $c$  que depende del ancho y peralte de la viga  $W$  seleccionada para el diseño de pórticos a momento.

$$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$$

Dónde:

- $b_f$  Ancho del ala de la viga
- $d$  Peralte de la viga
- $a$  Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza el corte de la viga de sección reducida (VSR).
- $b$  Longitud del corte de la viga de sección reducida (VSR)
- $c$  Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida

*Figura 31. (Valores “a”, “b” y “c” de la conexión RBS).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

El siguiente chequeo que se debe realizar es el cálculo del módulo plástico de la viga, por lo que se utiliza la siguiente ecuación.

$$Z_{VSR} = Z_v - 2ct_f(d - t_f)$$

Dónde:

- $t_f$  Espesor del ala de la sección
- $Z_v$  Módulo Plástico de la sección transversal de la viga
- $d$  Peralte de la viga
- $Z_{VSR}$  Módulo plástico en la viga de sección reducida

*Figura 32. (Módulo Plástico de la viga).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

El tercer paso a seguir, según lo estipula la NEC 2015 es el cálculo del máximo momento probable en la viga de la sección reducida, por lo que se hace uso de la siguiente ecuación.

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{VSR}$$

$$C_{pr} = ((F_y + F_u/2F_y) \leq 1.2)$$

Dónde:

- $C_{pr}$  Factor ya definido en la Sección [9.2](#)
- $M_{pr}$  Momento máximo probable al centro de la viga de sección reducida
- $F_y$  Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

*Figura 33. (Momento Probable en la Viga reducida).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

En consecuencia, el cuarto paso que nos estipula la NEC 2015 es obtener la fuerza cortante en el centro de la viga reducida, por lo que se obtiene de la siguiente ecuación.

$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_n} + V_{grav}$$

Dónde:

- $V_{VSR}$  Mayor de los dos valores de la fuerza cortante en el centro de la viga de sección reducida en cada extremo de la viga
- $L_n$  Distancia entre articulaciones plásticas
- $V_{grav}$  Fuerza cortante en la viga que resulta de la siguiente combinación de carga:  $1.2D + f_1L$  en donde  $f_1$  es el factor de carga determinado según el capítulo 1, pero no puede ser menor a 0.5.

*Figura 34. (Cortante en la Viga reducida).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

El siguiente paso que nos manifiesta la NEC 2015 es la obtención del momento máximo probable generado en la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h$$

$$s_h = a + b/2$$

Dónde:

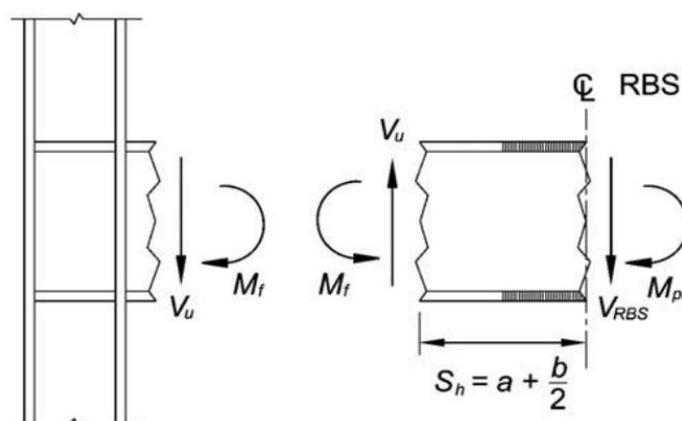
$M_f$  Máximo momento probable en la cara de la columna

$s_h$  Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica

$M_{pr}$  Máximo momento probable en la articulación plástica

*Figura 35. (Momento Probable en la cara de la Columna).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

En la siguiente figura, es posible observar un corte de la conexión con la finalidad de determinar cómo se ubican los momentos y cortantes existentes en la unión viga – columna.



*Figura 36. (Corte Representativo Conexión RBS).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

De igual manera que en paso anterior, es necesario determinar el momento plástico de la viga.

$$M_{pe} = R_y Z_v F_y$$

Dónde:

$R_y$  Factor de esfuerzo de Fluencia probable

$F_y$  Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

$Z_v$  Módulo plástico de la viga

*Figura 37. (Momento Plástico en la Viga).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

Una vez determinado el máximo momento probable en la columna, se comprueba si este es mayor que esfuerzo de fluencia probable.

$$M_f < \phi_d M_{pe}$$

Dónde:

$M_f$  Máximo momento probable en la cara de la columna

$M_{pe}$  Esfuerzo de fluencia probable

$$\phi_d = 1$$

*Figura 38. (Chequeo Momento probable en columna con respecto al esfuerzo de fluencia probable).*

*Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

Como octavo paso que estipula la NEC 2015, se procede a determinar la resistencia a cortante en la viga – columna.

$$V_u = V_{RBS} + V_g$$

Donde:

$V_u$  = Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna

$V_g$  = Fuerza cortante debido a las cargas gravitacionales en el sector de la viga comprendido entre la cara de la columna y el centroide de la articulación plástica

*Figura 39. (Resistencia requerida de corte en la conexión).*

*Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

A continuación, procedemos a comprobar la placa de cortante existente en la conexión viga – columna.

$$\phi_v V_v \geq V_u$$

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

Dónde:

$\phi_v V_v$  Resistencia de diseño de la placa de cortante

$V_u$  Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna

$F_{ypc}$  Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa de cortante

*Figura 40. (Resistencia de Diseño de Placa de Cortante).*

*Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.*

Como último chequeo para que la conexión funcione correctamente, se procede a realizar el diseño de la zona de panel.

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f}$$

Dónde:

$\phi R_n$  Resistencia de diseño de la zona de panel

$R_u$  Resistencia requerida al cortante de la zona de panel

$d, t_f$  Peralte y espesor del ala de la viga

Figura 41. (Diseño Zona del Panel).  
Fuente: NEC 2015 – Estructuras de Acero.

## Diseño de Elementos

### Vigas

Como se mencionó previamente en la figura 8, la viga utilizada para el diseño de los pórticos a momento fue la viga W18x40, con una longitud de 7 metros, por lo que se obtuvo las siguientes propiedades de la sección transversal.

TIPO DE ACERO					
Acero	A572 Gr50				
Esfuerzo de Fluencia (Fy)	3515	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Modulo elastico	2000000	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Peso Acero	0.0079	[Kg/cm <sup>3</sup> ]			
Ry	1.10	-			
SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "I"					
Tipo de Perfil	W18X40				
Longitud Viga	700	[cm]			
Arriestramiento	Loza de Entrepiso				
Bf	15.29	[cm]	Ixx	25473.36	[cm <sup>4</sup> ]
Tf	1.33	[cm]	Sxx	1120.88	[cm <sup>3</sup> ]
h	40.76	[cm]	rx	18.31	[cm]
Tw	0.80	[cm]	Zxx	1284.75	[cm <sup>3</sup> ]
d	45.47	[cm]	Iyy	795.00	[cm <sup>4</sup> ]
Ag	76.13	[cm <sup>2</sup> ]	Syy	104.06	[cm <sup>3</sup> ]
ho	44.20	[cm]	ry	3.23	[cm]
rts	3.96	[cm]	Zyy	163.87	[cm <sup>3</sup> ]
J	33.71	[cm <sup>4</sup> ]	Cw	386691.65	[cm <sup>6</sup> ]

Tabla 10. (Propiedades Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Una vez determinadas las propiedades de la sección transversal, se procedió a determinar la clasificación de la viga, por lo que se obtuvo una sección compacta.

Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Patín	$\frac{bf}{2tf}$	$0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

<b>Alma</b>	$\frac{h}{tw}$	$3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
-------------	----------------	------------------------------------	------------------------------------

Tabla 11. (Requerimientos Clasificación de la Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Patin		Alma	
$\lambda_f$	5.73	$\lambda_w$	50.94
$\lambda_p$	9.06	$\lambda_p$	89.69
$\lambda_r$	23.85	$\lambda_r$	135.97
Tipo de Patin	Compacta	Tipo de Alma	Compacta

**Perfil De Alma Compacta Y Patin Compacta**

**Por lo tanto el perfil es Compacto**

Tabla 12. (Clasificación de la Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Debido a que se obtuvo un perfil compacto se procedió a evaluar dos estados límites:

- Plastificación (Mp)
- Pandeo Lateral Torcional (Lb,Lp,Lr).

Ya que la viga W18x40 posee una losa – deck de entrecimpo no va existir Pandeo Lateral Torsional, como resultado el momento nominal va ser igual al momento plástico de la viga.

$$M_n = M_p = F_y \times Z_{xx}$$

$M_n$	4515882 [kg.cm]			
$\phi M_n$	4064293 [kg.cm]			
$M_u$	1089470 [kg.cm]	D/C	0.268	<
$M_u \leq \phi M_n$	Cumple			1

Tabla 13. (Momento Nominal de la Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Tras analizar la resistencia a flexión de la viga, se pudo determinar que la relación entre la demanda y la capacidad del perfil W18x40 es menor a 1, por lo que es adecuado para el diseño.

Una vez verificado que el perfil es apto para el diseño, procedemos a verificar la resistencia a cortante de la viga.

Ya que la viga W18x40, no posee ningún rigidizador en su longitud, se procedió a determinar relación  $\lambda$  y  $\lambda_{lim}$  de la viga de la siguiente forma.

$\lambda$	$\lambda_{lim}$
$\frac{h}{tw}$	$1.10 \times \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}}$

Tabla 14. (Relación  $\lambda$  y  $\lambda_{lim}$  de cortante de la Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Una vez determinada la relación de la altura y el espesor de la viga, se obtuvo la resistencia a cortante, por lo que se utilizó las siguientes ecuaciones

$$Cv1 = \frac{1.10 \times \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}}$$

$$\phi Vn = \phi \times 0.6 \times Fy \times d \times tw \times Cv1$$

Sin Rigidizadores	
$\lambda$ [h/tw]	50.94
Kv	5.34
$\lambda_{lim}$	60.63
$\lambda / \lambda_{lim}$	1.19
Cv1	1
Vn	76720 [kg]
$\phi Vn$	69048 [kg]
Vu	18130 [kg]
$Vu \leq \phi Vn$	Cumple

D/C	0.263	<	1
Cumple			

Tabla 15. (Resistencia a Cortante de la Viga W18x40).  
Fuente: Excel.

Analizando la resistencia a corte de la viga, se pudo determinar que la relación entre la demanda y la capacidad del perfil W18x40 es menor a 1, por lo que es adecuado para el diseño.

## Columnas

Utilizando la sección transversal que podemos observar en la figura 10, se procede a realizar el análisis de la columna. El perfil utilizado es un W14x159 que posee una altura de entrepiso de 3 metros.

Primero se determinó las propiedades geométricas del perfil que se utilizará para las columnas.

TIPO DE ACERO			
Acero	A572 Gr50		
Esfuerzo de Fluencia (Fy)	3515	[Kg/cm2]	
Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570	[Kg/cm2]	
Modulo elastico	2000000	[Kg/cm2]	
Peso Acero	0.0079	[Kg/cm3]	
Ry	1.10	-	
SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "I"			
Tipo de Perfil	W14X159		
Longitud Columna	300	[cm]	
Apoyos en la Columna	Columna Empotrada y Articulada		
Arriestramiento	Loza de Entrepiso		
Valor K	0.8		
Bf	39.62	[cm]	Ixx
Tf	3.02	[cm]	Sxx
h	29.01	[cm]	rx
tw	1.89	[cm]	Zxx
d	38.10	[cm]	Iyy
Ag	301.29	[cm2]	Syy
ho	35.05	[cm]	ry
rts	11.46	[cm]	Zyy
J	819.98	[cm4]	Cw
			79083.97
			4162.31
			16.21
			4703.09
			31134.11
			1576.44
			10.16
			2392.51
			9559876.85

Tabla 16. (Propiedades Columna W14x159).  
Fuente: Excel.

Primero se procede a realizar el chequeo de la columna a compresión, por lo que es necesario clasificar la sección trasversal.

Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$
<b>Patín</b>	$\frac{bf}{2tf}$	$0.56 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}}$
<b>Alma</b>	$\frac{h}{tw}$	$1.49 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

Tabla 17. (Clasificación a compresión de la Columna W14x159).  
Fuente: Excel.

Patin			Alma		
$\lambda_f$		6.55	$\lambda_w$		15.33
$\lambda_r$		13.36	$\lambda_r$		35.54
$\lambda_f \leq \lambda_r$		No Esbelto	$\lambda_w \leq \lambda_r$		No Esbelto
<b>Perfil No Esbelto</b>					
<b>No Existe Pandeo Local</b>					

Tabla 18. (Clasificación de la Columna W14x159).

Fuente: Excel.

Para determinar si la columna se encuentra a pandeo global elástico o inelástico se utilizó la siguiente relación.

$\lambda_{lim}$	$\lambda_{col}$
$4.71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{KL}{R_y}$

Tabla 19. (Tipo de pandeo global de la Columna W14x159).

Fuente: Excel.

Para determinar el esfuerzo crítico se procede a determinar la carga crítica de Euler:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{R_y}\right)^2}$$

Tras determinar si el pandeo global es elástico o inelástico se procede a determinar el esfuerzo de pandeo elástico o inelástico.

<b>Fcr (Inelástico)</b>	<b>Fcr (Elástico)</b>
$(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) \times F_y$	$0.877 \times F_e$

Tabla 20. (Esfuerzo de pandeo de la Columna W14x159).

Fuente: Excel.

$\lambda_{lim}$	112.35	$\lambda_{col}$	23.62
<b>Tipo de Pandeo Global:</b>		<b>Pandeo Global Inelástico</b>	
Fe		35374.86 [Kg/cm <sup>2</sup> ]	
Fcr		3371.81 [Kg/cm <sup>2</sup> ]	

Tabla 21. (Tensión Crítica de Pandeo Global a Flexión de la Columna W14x159).  
Fuente: Excel.

Una vez determinado la tensión crítica del perfil, procedemos a determinar la resistencia nominal de la columna.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g$$

A <sub>g</sub>	301.29 [cm <sup>2</sup> ]			
$\phi P_n$	914303 [Kg]			
P <sub>u</sub>	246893 [Kg]			
<b>P<sub>u</sub> ≤ <math>\phi P_n</math></b>		<b>Cumple</b>		

D/C	0.270	<	1
<b>Cumple</b>			

Tabla 22. (Resistencia Nominal de la Columna 14x159).  
Fuente: Excel.

Una vez comprobado que la resistencia a compresión sea correcta, se procede a chequear la resistencia a flexión del elemento.

Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
<b>Patín</b>	$\frac{bf}{2tf}$	$0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
<b>Alma</b>	$\frac{h}{tw}$	$3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Tabla 23. (Chequeo Resistencia a Flexión de la Columna 14x159).  
Fuente: Excel.

Patin		Alma	
$\lambda_f$	6.55	$\lambda_w$	15.33
$\lambda_p$	9.06	$\lambda_p$	89.69
$\lambda_r$	23.85	$\lambda_r$	135.97
Tipo de Patin	Compacta	Tipo de Alma	Compacta

Perfil	De Alma Compacta Y Patin Compacta
--------	-----------------------------------

Por lo tanto el perfil es	Compacto
---------------------------	----------

Tabla 24. (Chequeo a Flexión de la Columna 14x159).  
Fuente: Excel.

Debido a que se obtuvo un perfil compacto se procedió a evaluar dos estados limites:

- Plastificación ( $M_p$ )
- Pandeo Lateral Torcional ( $L_b, L_p, L_r$ ).

Ya que la columna posee una losa de entrepiso no va existir Pandeo Lateral Torsional, por lo tanto,  $M_n$  se va calcular en función de  $M_p$ .

$$M_n = M_p = F_y \times Z_{xx}$$

$M_n$	16531352 [Kg.cm]				
$\phi M_n$	14878217 [kg.cm]				
$M_u$	214700 [kg.cm]	D/C	0.014	<	1
$M_u \leq \phi M_n$	Cumple	Cumple			

Tabla 25. (Momento Nominal de la Columna 14x159).  
Fuente: Excel.

Una vez chequeada la resistencia nominal de la columna, ya sea por carga axial y por momento flector, se determinó que la relación de la demanda vs la capacidad es menor a 1, por lo que el perfil es adecuado.

Por último, se realiza la comprobación de Flexo – Compresión del elemento, por lo que se utiliza los siguiente:

$$\frac{P_u}{\phi P_N} \geq 0.2$$

Dependiendo a esa relación el análisis flexo-compresión se clasifica en dos casos:

Caso A:

$$\frac{P_u}{\phi P_N} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{Nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{Ny}} \right)$$

Caso B:

$$\frac{Pu}{2 \cdot \phi PN} + \left( \frac{Mux}{\phi MNx} + \frac{Muy}{\phi MNy} \right)$$

$\frac{Pu}{\phi PN}$	>	0.2	<b>Caso A</b>	$\frac{Pu}{\phi PN} + \frac{8}{9} * \left( \frac{Mux}{\phi MNx} + \frac{Muy}{\phi MNy} \right)$	0.28
0.270	>	0.2		<b>Caso B</b>	$\frac{Pu}{2 \cdot \phi PN} + \left( \frac{Mux}{\phi MNx} + \frac{Muy}{\phi MNy} \right)$
<b>Caso A</b>					
0.28	≤	1.00			
Perfil Cumple					

Tabla 26. (Chequeo Flexo – Compresión de la Columna 14x159).  
Fuente: Excel.

### Conexión

Para la conexión entre la viga y la columna se estableció que se utilizaría una conexión prefabricada tipo RBS, tal y como se explicó anteriormente, por lo que se procede a determinar ciertas condiciones para que cumplan la conexión correctamente.

Primero se obtiene los límites de valores “a”, “b” y “c” para poder determinar los valores que van a generar la reducción en la viga.

Limite a				
$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$				
7.65	≤	10.00	≤	11.47
Limite b				
$0.65 d \leq b \leq 0.85 d$				
29.55	≤	35.00	≤	38.65
Limite c				
$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$				
1.53	≤	3.80	≤	3.82

Tabla 27. (Valores “a”, “b” y “c” para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Una vez determinados los valores de reducción de la viga, procedemos a calcular el Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida

Cálculo del Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida		
Z <sub>vsr</sub>	837.480583	[cm <sup>3</sup> ]

Tabla 28. (Módulo Plástico en el Centro de la Viga para la Conexión).  
Fuente: Excel.

En consecuencia, procedemos verificar la condición de  $C_{pr} < 1.2$ , y así obtener el momento probable la sección reducida de la viga.

Cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida			
C <sub>pr</sub>	1.15	≤	1.2
Cumple			
M <sub>pr</sub>	3724067	[kg-cm]	

Tabla 29. (Momento Probable en la Sección Reducida de la Viga para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Seguido, determinado la fuerza cortante existente en la viga con sección reducida.

Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida			
V <sub>grav</sub>	7435	[kg]	
V <sub>vsr1</sub>	19707	[kg]	V <sub>vsr2</sub> 4838 [kg]

Tabla 30. (Cortante en la Sección Reducida de la Viga para la Conexión).  
Fuente: Excel.

En consecuencia, el siguiente paso es el cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna.

Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna			
Sh	27.50	[cm]	Lh 607 [cm]
Mf1	4266008	[kg-cm]	Mf2 3591025 [kg-cm]

Tabla 31. (Momento Máximo Probable en la Columna para la Conexión).  
Fuente: Excel.

El siguiente paso a realizar es el cálculo del momento plástico de la viga dependiendo del esfuerzo de fluencia probable.

Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable			
Mpe	4967470	[kg-cm]	$\phi$ d
			1

Tabla 32. (Momento Plástico de viga para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Después de haber determinado el momento probable en la columna y el momento plástico en la viga procedemos a determinar si se cumple la siguiente condición.

Determinar si se cumple la siguiente condición		
Mf	<	$\phi$ dMpe
4266008	<	4967470
<b>Cumple</b>		

Tabla 32. (Condición Momento Probable y Plástico para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Una vez realizado el chequeo del momento probable y el momento plástico, procedemos a determinar la resistencia de cortante requerida en la conexión viga – columna.

Determinar la resistencia requerida al cortante Vu de la viga y en la conexión viga-columna	
Vu	27141 [kg]

Tabla 33. (Resistencia Requerida al Cortante para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Después de haber determinado la resistencia requerida al cortante en la conexión, procedemos a obtener el diseño de placa de unión de la conexión.

Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna			
$\phi V_v$	76720	[kg]	
			$\phi v$ 0.6
	$\phi V_v$	$\geq$	$V_u$
	76720	$\geq$	27141
<b>Cumple</b>			

Tabla 34. (Diseño de placa de cortante para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Por último, obtenemos realizamos el diseño a la zona del panel existente entre la conexión de la viga y columna.

Diseño Zona del Panel			
$\phi$	0.9		
$P_c$	1059033	[kg]	
$P_r$	246892.8	[kg]	
	$P_r$	$\leq$	$0.4P_c$
	246892.8	$\leq$	423613
$R_n$	200264	[kg]	
$R_u$	178033	[kg]	
	$\phi R_n$	$\geq$	$R_u$
	180237	$\geq$	178033
<b>Cumple</b>			

Tabla 35. (Diseño zona del Panel para la Conexión).  
Fuente: Excel.

Una vez realizado todos los chequeos necesarios para la conexión de la viga y la columna, se determina que, si es correcta la conexión prefabricada escogida, por lo tanto, se utiliza una conexión RBS.

Seguido se procede analizar el último chequeo para que la estructura funcione como pórticos resistentes a momento.

#### **Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil**

Después de haber realizado la comprobación de que las vigas, columnas y la conexión son capaces de soportar las demandas necesarias, se procede a realizar el

chequeo de Columna Fuerte – Viga Débil, con la finalidad de asegurar que se genere una articulación plástica en su unión.

Para realizar el chequeo se colocó la carga axial resultante en Etabs, se analizó la columna ubicada en el primer piso.

Viga Débil - Columna Fuerte			Carga Axial Columna	
M <sub>pc1</sub>	13080395	[kg-cm]	221075.6	[kg]
M <sub>pc2</sub>	12677392	[kg-cm]	246892.8	[kg]
M <sub>pv1</sub>	6381575	[kg-cm]		
M <sub>pv2</sub>	5689421	[kg-cm]		
ΣM* <sub>pc</sub>	25757788	[kg-cm]		
ΣM* <sub>pv</sub>	12070996	[kg-cm]		
$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$				
2.13	≥		1.0	
<b>Cumple</b>				

Tabla 36. (Cheque Columna Fuerte – Viga Débil)  
Fuente: Excel.

## Análisis y Diseño Estructural en Etabs

### Material

Una vez realizado la comprobación de los elementos estructurales que conforman la estructura, se procede a realizar el modelamiento de la estructura en el programa de Etabs, con la finalidad de realizar el análisis estructural de toda la estructura y como se comportaría con respecto a las diferentes cargas aplicadas.

Primero se procedió a definir los materiales que se utilizarían para el diseño de los elementos, en este caso se utilizó dos tipos de acero y hormigón.

Para los elementos como viguetas, vigas y columnas se utilizó un acero A572Gr50.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: A572Gr50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 7841.93 kgf/mm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

*Figura 42. (Acero Estructural A572Gr50 Etabs).  
Fuente: Etabs.*

Para el diseño de la losa – deck se utilizó un acero estructural A992Fy50

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: A992Fy50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 7849.047 kgf/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20389.02 kgf/mm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 7841.93 kgf/mm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

*Figura 43. (Acero Estructural A992Fy50 Etabs).  
Fuente: Etabs.*

## Sección Transversal

Las secciones transversales utilizadas para los elementos se definieron posteriormente. Para las viguetas que conectan las vigas y la losa se utilizó un perfil W16x26.

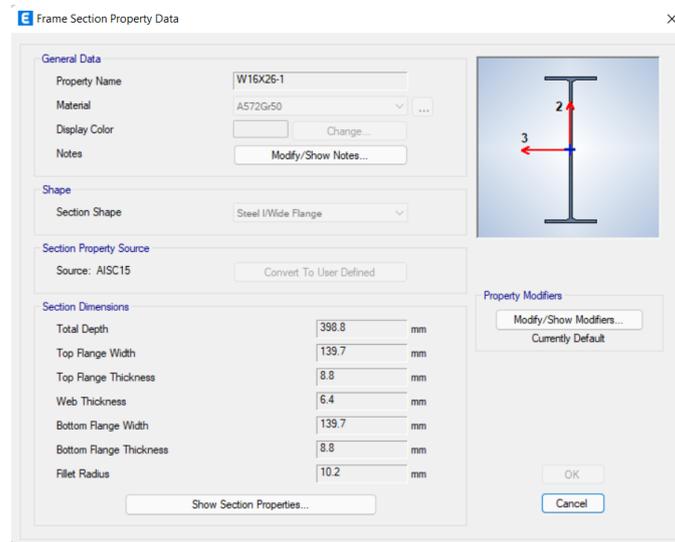


Figura 44. (Sección Transversal Viguetas W16x26).  
Fuente: Etabs

Para las vigas se definió los siguientes perfiles estructurales.

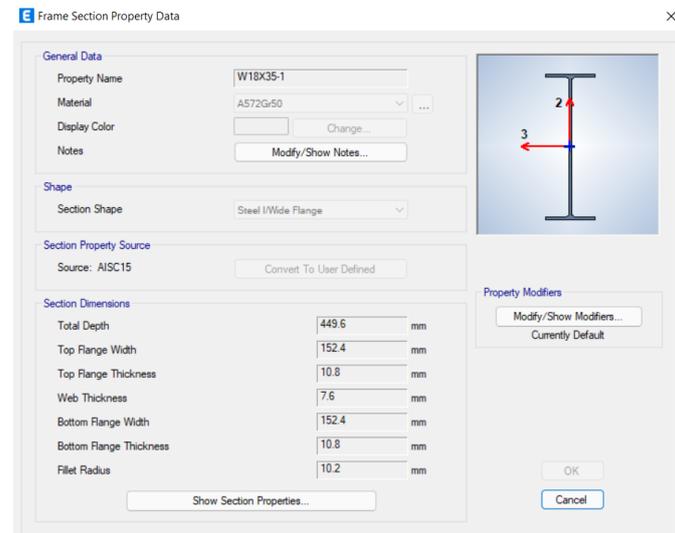
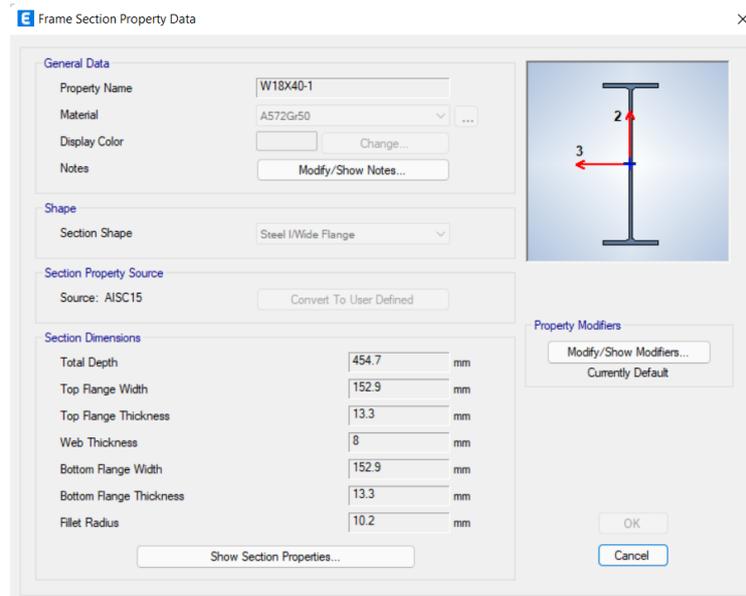
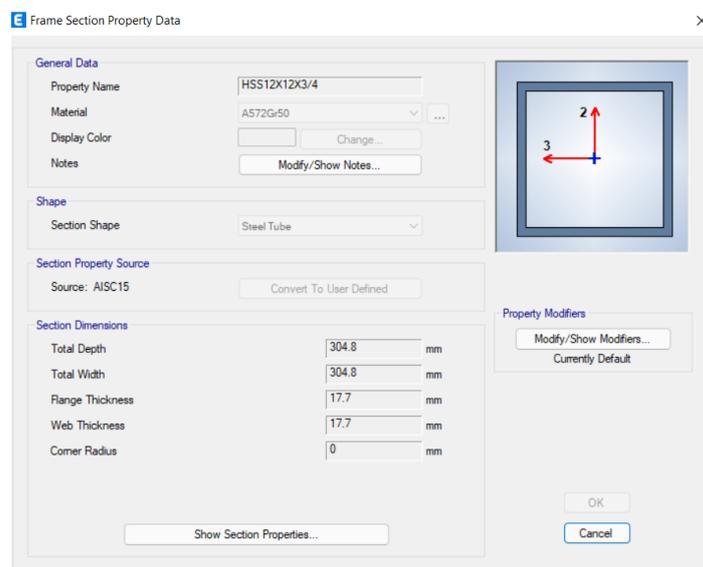


Figura 45. (Sección Transversal Viga Pórticos Gravitacionales W18x35).  
Fuente: Etabs

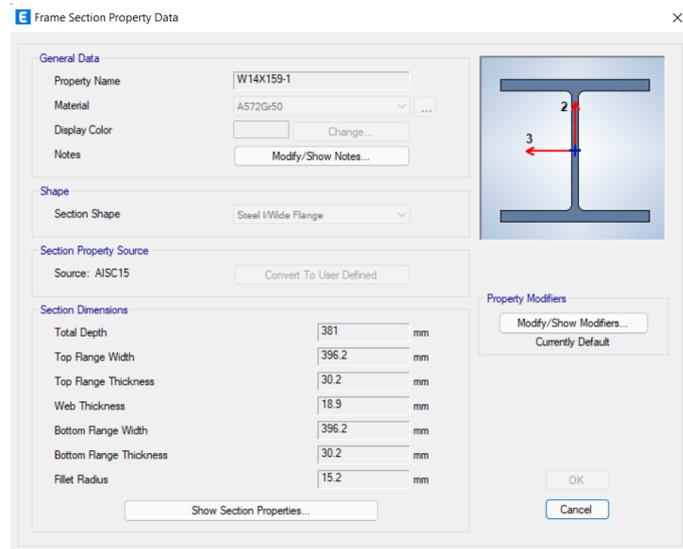


*Figura 46. (Sección Transversal Viga Pórticos Resistentes a Momento W18x40).  
Fuente: Etabs*

Para las columnas también se definió columnas que sean diseñadas para resistir el sismo de diseño y columnas solamente que sean gravitacionales, por lo que se utilizó los siguientes perfiles.

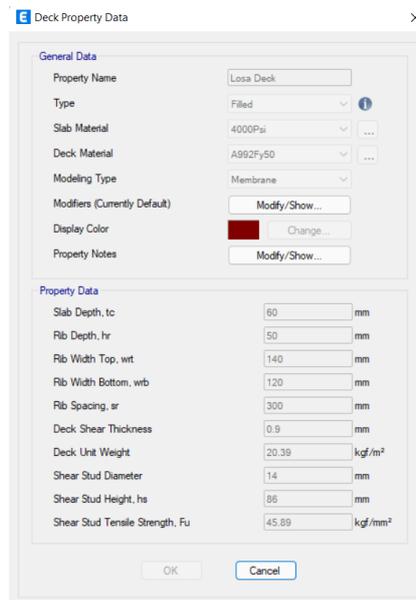


*Figura 47. (Sección Transversal Columnas Pórticos Gravitacionales HSS12x12x3/4).  
Fuente: Etabs*



*Figura 48. (Sección Transversal Columnas Pórticos Resistentes a Momento W14x159).  
Fuente: Etabs*

Por último, se definió la losa – deck, que se encontró en catálogo, a la venta, donde se especifica sus dimensiones.

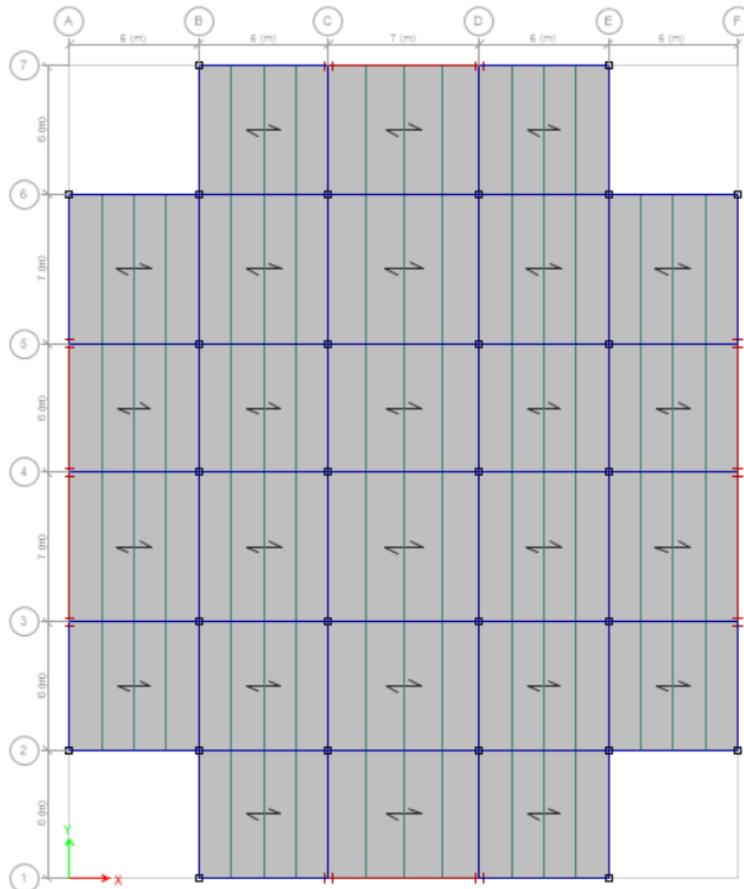


*Figura 49. (Sección Transversal Losa – Deck).  
Fuente: Etabs*

### **Modelo 3D Etabs.**

Una vez definido los materiales y las secciones transversales se procedió a colocar las viguetas, vigas, columnas y losa, obteniendo el siguiente modelo en planta y 3D.

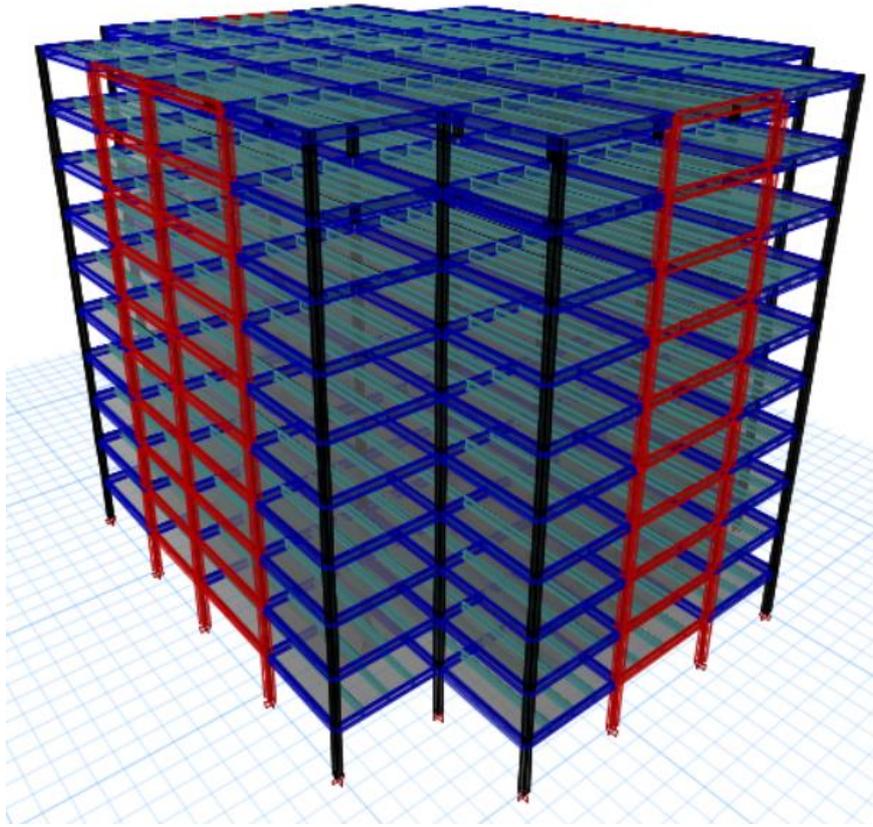
Cuando se realizó el modelamiento es la estructura es de suma importancia establecer los pórticos que son resistentes a momento, por lo que son los que se encuentran de color rojo. Cabe mencionar que al colocar la orientación de las columnas es importante colocarlas de forma que el patín de la columna se conecte con el alma de la viga, con la finalidad de generar la conexión precalificada.



*Figura 50. (Vista en Planta Modelo Etabs).*

*Fuente: Etabs*

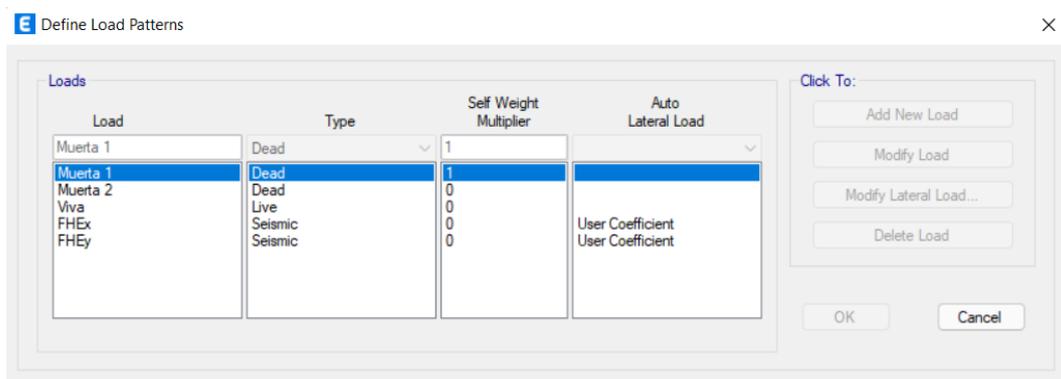
Una vez colocado todas las columnas y vigas en todos los pisos se obtuvo el siguiente resultado.



*Figura 51. (Vista 3D Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

### **Cargas**

Para la aplicación de cargas en la estructura, se consideró únicamente carga muerta, viva y sísmica. Por esa razón se obtuvo los siguientes patrones de carga.



*Figura 52. (Patrones de cargas Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

Para definir el coeficiente sísmico de la fuerza horizontal equivalente en X-Y se determinó el periodo real de la estructura.

3-D View Mode Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 1.55685530540448

Figura 53. (Periodo Real de la Estructura Modelo Etabs).

Fuente: Etabs

Una vez obtenido el periodo real, se procedió a determinar los factores C y K que se utilizaría para los coeficientes de la Fuerza Horizontal Equivalente

Periodo de la Estructura Etabs	
T	1.60 [s]
Sa(Ta)	0.420
k	1.550

Tabla 37. (Periodo Real de la Estructura Modelo Etabs)

Fuente: Excel.

Seismic Load Pattern - User Defined

**Direction and Eccentricity**

X Dir  Y Dir

X Dir + Eccentricity  Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity  Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

**Factors**

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

**Story Range**

Top Story

Bottom Story

Figura 54. (Coeficiente C y K en X Estructura Modelo Etabs).

Fuente: Etabs

Seismic Load Pattern - User Defined

**Direction and Eccentricity**

X Dir  Y Dir

X Dir + Eccentricity  Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity  Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

**Factors**

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

**Story Range**

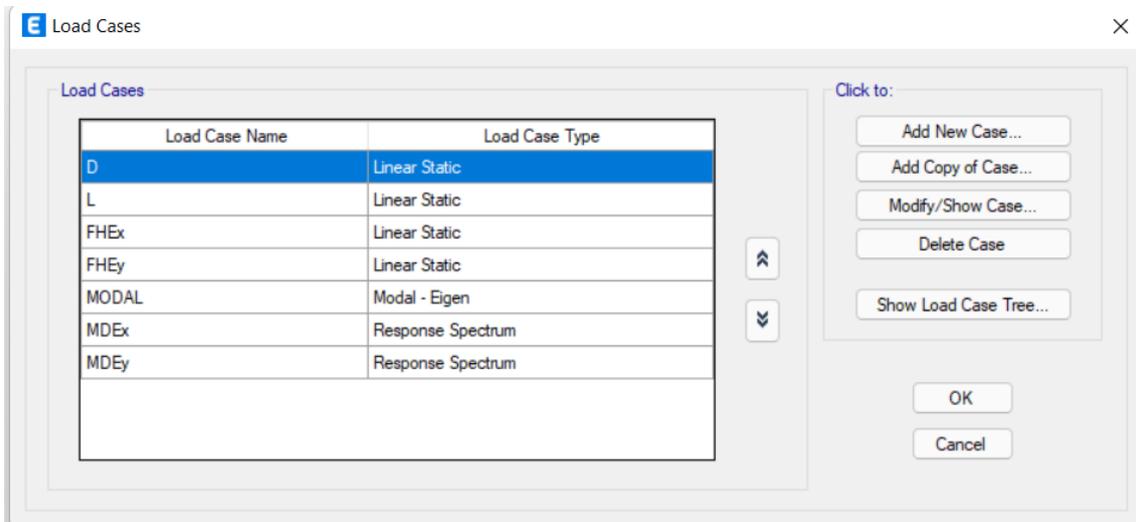
Top Story

Bottom Story

Figura 55. (Coeficiente C y K en X Estructura Modelo Etabs).

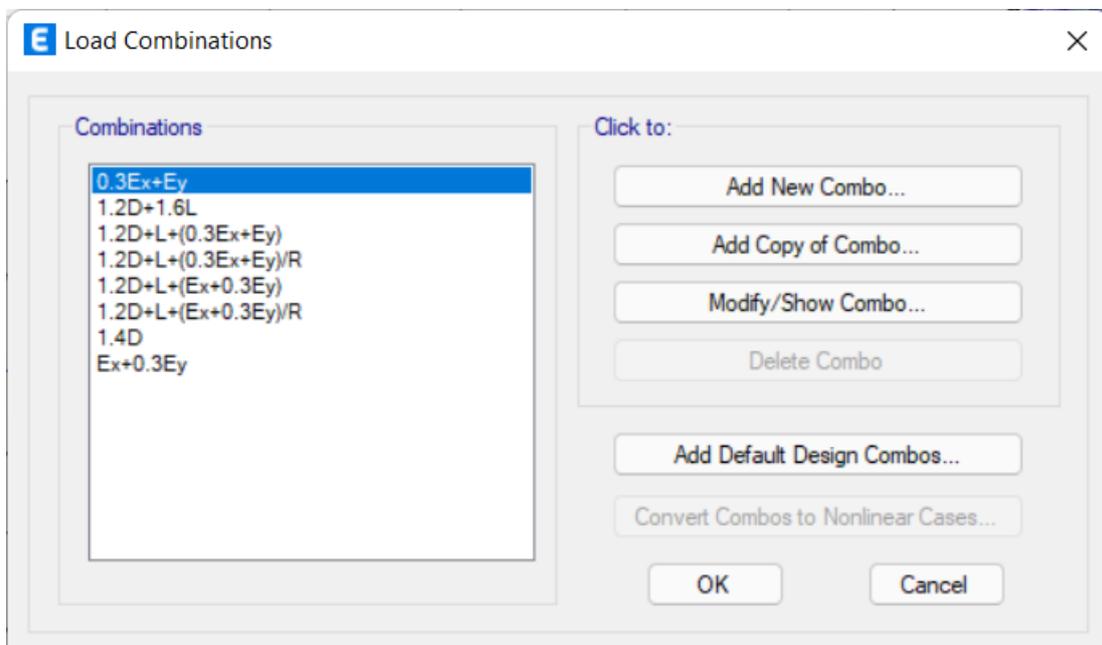
Fuente: Etabs

Una vez aplicadas todas las cargas se definió los casos de cargas necesarios para el análisis estructural.



*Figura 56. (Casos de Carga Estructura Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

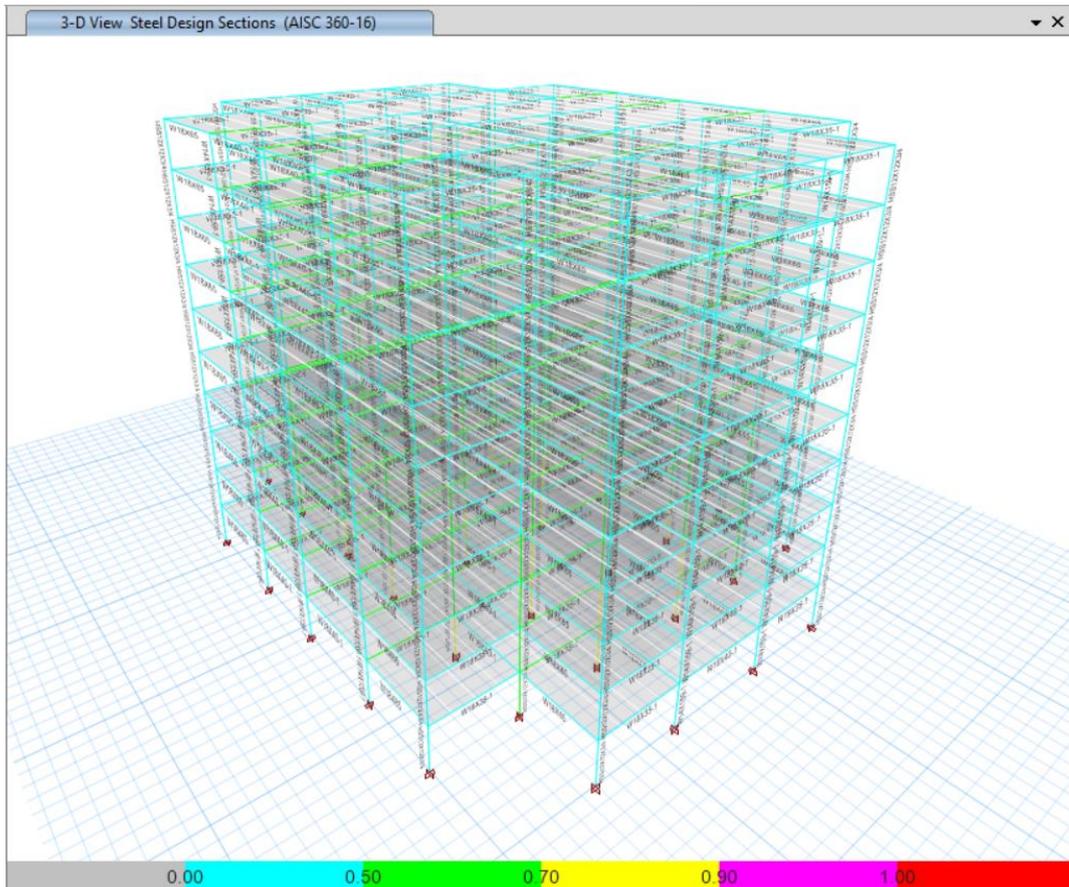
Por último, se definió las combinaciones de cargas con respecto a los casos de carga existentes en la estructura.



*Figura 57. (Combinaciones de Carga Estructura Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

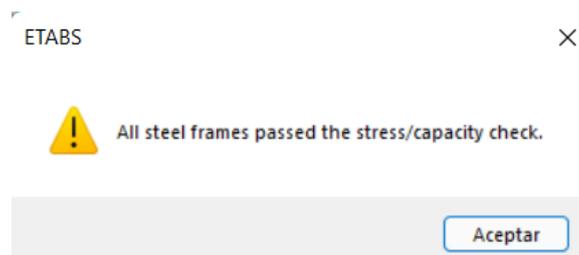
### *Diseño Estructural*

Una vez definido todos los elementos y cargas que existen en la estructura, se procedió a realizar el diseño y verificar que todos los miembros sean capaz de cumplir con la demanda requerida.



*Figura 58. (Diseño Estructural del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

Se procede a verificar que todos los miembros posean una relación de demanda y capacidad menor a 1.



*Figura 59. (Verificación Demanda/Capacidad del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs*

Una vez realizado el chequeo del diseño se procede a verificar los resultados obtenidos y verificar que se cumplan todos los requerimientos establecidos por la NEC – 2015.

## Resultados del Modelo en Etabs

### Participación de Masa de la Estructura

Después de haber realizado el diseño de los distintos elementos que conforman la estructura, se procede a realizar el chequeo de ciertos requerimientos que conforman la estructura.

Primero se procede a analizar la participación de la masa según el tipo de modo de vibración. En la figura 60 podemos observar que la participación de masa llega al 90% en el 5to modo de vibración

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	MODAL	1	1.557	0	0.8019	0	0	0.8019	0	0.198	0	0	0.198	0	0
	MODAL	2	1.499	0.8095	0	0	0.8095	0.8019	0	0	0.1886	0.0005	0.198	0.1886	0.0005
	MODAL	3	1.241	0.0005	0	0	0.8099	0.8019	0	0	0.0001	0.8069	0.198	0.1887	0.8074
	MODAL	4	0.5	0	0.1029	0	0.8099	0.9048	0	0.5429	0	0	0.7409	0.1887	0.8074
▶	MODAL	5	0.486	0.097	0	0	0.907	0.9048	0	0	0.5574	0.0001	0.7409	0.7461	0.8074
	MODAL	6	0.401	0.0001	0	0	0.907	0.9048	0	0	0.0003	0.0972	0.7409	0.7464	0.9046
	MODAL	7	0.28	0	0.0382	0	0.907	0.943	0	0.072	0	0	0.8129	0.7464	0.9046
	MODAL	8	0.277	0.0375	0	0	0.9445	0.943	0	0	0.0681	1.828E-05	0.8129	0.8145	0.9046
	MODAL	9	0.227	1.749E-05	0	0	0.9445	0.943	0	0	3.229E-05	0.0382	0.8129	0.8145	0.9428
	MODAL	10	0.187	0	0.0213	0	0.9445	0.9643	0	0.0803	0	0	0.8932	0.8145	0.9428
	MODAL	11	0.186	0.0208	0	0	0.9653	0.9643	0	0	0.0816	9.289E-06	0.8932	0.8961	0.9428
	MODAL	12	0.151	8.752E-06	0	0	0.9653	0.9643	0	0	3.42E-05	0.0214	0.8932	0.8961	0.9642

Figura 60. (Participación de Masa del Modelo Etabs).

Fuente: Etabs

### Verificación Análisis Modal Espectral con Fuerza Horizontal Equivalente

Una vez comprobado la participación de la masa modal, se procede a determinar la relación que existe entre el análisis modal espectral y la fuerza horizontal equivalente.

	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
	D	LinStatic		0	0	6574.0975	124863.5808	-101898.5118	0
	FHE <sub>x</sub>	LinStatic		-1206.9763	0	0	0	-27190.7795	22915.4089
	FHE <sub>y</sub>	LinStatic		0	-1206.9763	0	27190.7795	0	-18708.1325
▶	MDE <sub>x</sub>	LinRespSpec	Max	1108.5261	3.918E-06	0	8.091E-06	21478.8804	21311.0121
	MDE <sub>y</sub>	LinRespSpec	Max	0.0001	1073.0468	0	20665.1289	0.0002	16632.2249

Figura 61. (Resultado FHE y MDE Modelo Etabs).

Fuente: Etabs

Se debe cumplir que el  $MDE \geq 85\%FHE$ , por lo que se evalúa para X – Y

- Para la dirección X

$$MDE_x \geq 85\%FHE_x$$

$$\frac{MDE_x}{FHE_x} \geq 85\%$$

$$\frac{1108.5261}{1206.9763} \geq 85\%$$

$$91.84\% \geq 85\%$$

- Para la dirección Y

$$MDE_y \geq 85\%FHE_y$$

$$\frac{MDE_y}{FHE_y} \geq 85\%$$

$$\frac{1073.0466}{1206.9763} \geq 85\%$$

$$88.90\% \geq 85\%$$

Una vez realizado ambos procedimientos se determinó que el análisis dinámico cumple con al menos el 85% del análisis estático de la estructura.

### ***Control de Derivas***

Como último chequeo que nos pide la NEC 2015 es el control de las derivas, donde las derivas máximas para el análisis dinámico y estático de la estructura deben ser menor al 2%

- Deriva Máxima Análisis Modal Espectral en X

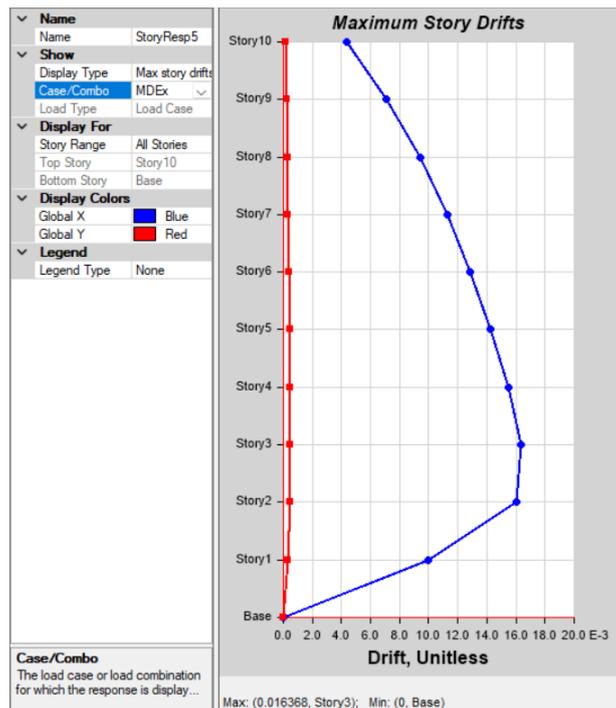


Figura 61. (Deriva Máxima MDEx del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs

Se obtuvo que la deriva máxima es de:

$$1.6368\% \leq 2.0\% \quad \text{Cumple.}$$

- Deriva Máxima Análisis Modal Espectral en Y

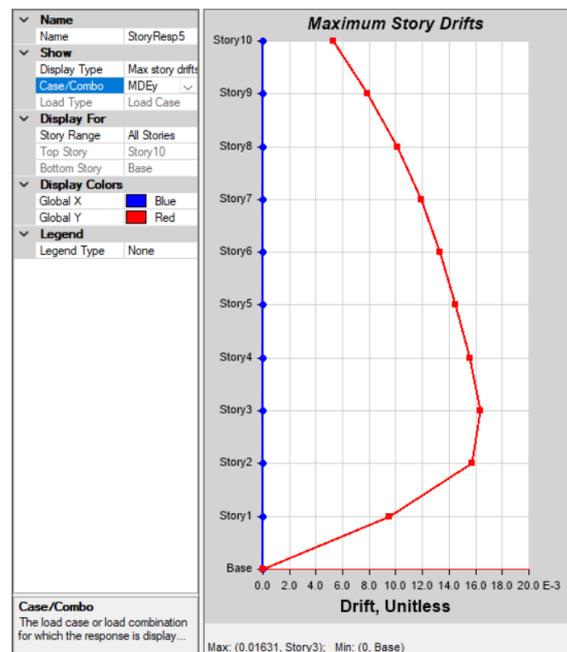


Figura 62. (Deriva Máxima MDEy del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs

Se obtuvo que la deriva máxima es de:

$$1.631\% \leq 2.0\% \quad \text{Cumple.}$$

- Deriva Máxima Fuerza Horizontal Equivalente en X

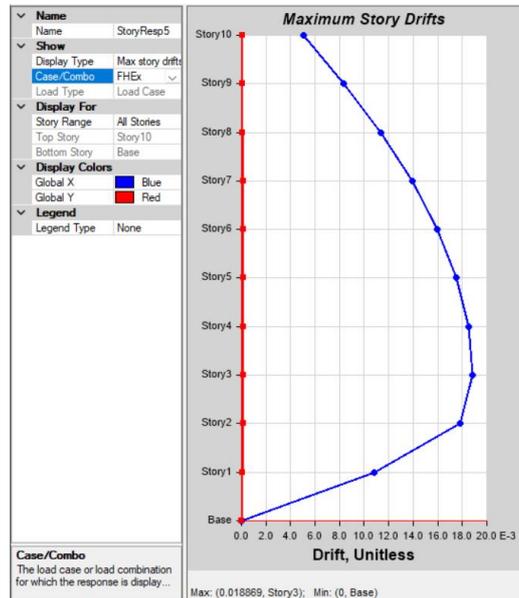


Figura 63. (Deriva Máxima FHEX del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs

Se obtuvo que la deriva máxima es de:

$$1.8869\% \leq 2.0\% \quad \text{Cumple.}$$

- Deriva Máxima Fuerza Horizontal Equivalente en Y

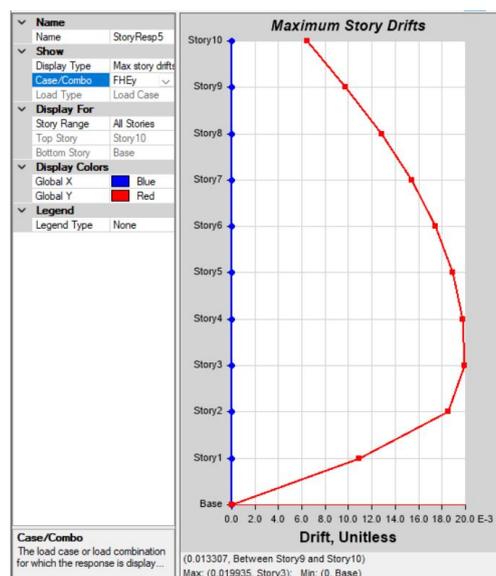


Figura 63. (Deriva Máxima FHEy del Modelo Etabs).  
Fuente: Etabs

Se obtuvo que la deriva máxima es de:

$$1.9935\% \leq 2.0\% \quad \text{Cumple.}$$

Una vez realizado el chequeo de derivas, se determinó que todas las derivas en dirección X – Y cumplen y son menores al 2.0% por lo tanto el diseño es correcto.

## **Conclusiones**

El diseño estructural del edificio de acero cumple satisfactoriamente los requisitos para los estados límites de resistencia y requisitos mínimos que establece la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 2015) y otros códigos normativos como la NEC – SE – CG, NEC – SE – DS y NEC – SE – AC.

En el análisis sísmico por el espectro de diseño establecido por la NEC 2015 se utilizó un factor de reducción sísmica  $R=8$ , con el objetivo de garantizar que la estructura funcione como pórticos resistentes a momento.

La relación entre la demanda y la capacidad de todos los elementos estructurales es menor al 1, por lo que se garantiza que el diseño es satisfactorio.

El chequeo de la participación modal de la masa de la estructura, cumple con el 90% en el 4 modo de vibración en el sentido Y, mientras que en el sentido X se cumple el 90% en el 5 modo de vibración.

Al realizar verificación entre el análisis modal espectral y la fuerza horizontal equivalente se obtuvo que el chequeo cumple en ambas direcciones, ya que en ambos sentidos X-Y el análisis modal espectral de la estructura posee un porcentaje mayor 85% de la fuerza horizontal equivalente

Para finalizar, la verificación de derivas máxima de piso se comprueba correctamente ya que son menores al 2%, lo cual genera que la estructura se comporte como pórticos resistentes a momento y posean un adecuado diseño sismo resistente.

## Referencias Bibliográficas

- A. (2008). *Aisc Seismic Design Manual* (Illustrated ed.). American Institute of Steel Construction.
- AISC (American Institute of Steel Construction). (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*. AISC 360–16.
- Boracchini, A. (2018). *Design and Analysis of Connections in Steel Structures: Fundamentals and Examples*. Ernst & Sohn.
- Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. (2012, 12 marzo). Issuu. <https://issuu.com/herrcarlo2009/docs/namee51774/34>
- Fuentes-Sánchez, S. (2018, 26 noviembre). *CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA*. Consideraciones en Acero. <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509002/html/>
- NEC 2015. (2015a). *NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas*. NEC-SE-CG-Cargas No Sísmicas. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC 2015. (2015b, enero 10). *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*. NEC 2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- Pannillo, G. (2018). *Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa Ansi/Aisc 358–16*. Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes. <https://www.redalyc.org/journal/5703/570360789006/html/>

# Anexos

## Anexo A: Espectro de Diseño

ESPECTRO DE DISEÑO

FACTORES SISMICOS	
Zona Sísmica	V
Perfil del Suelo	C
Provincia	Sistema Estructural y Galpiones
$\alpha$	0.4
$\beta$	2.48
$\gamma$	1
$F_a$	1.2
$F_d$	1.11
$F_s$	1.11
$\alpha_{FS}$	0.48
$\alpha_{FA}$	1.11
$T_0$	0.10
$T_c$	0.55

Coeficientes	
Factor de Importancia	Como estructura
I	1
Estructura de Acero	Si es antisísmica
ct	0.072
cs	0.5
Pórtico resistente a momentos	Pórtico especialismo resistente de acero laminado en caliente o con elementos armados de albañilería
R	8
$D_p$	1
$D_s$	1
$D_{ps}$	1
$D_{ps}$ (con acero)	0.57403
Numero de pisos	10
Altura Estructura	30
h (altura)	30

Espectro de Diseño	
T [seg]	Sa [g]
0	1.130
0.50	1.130
0.55	1.130
0.60	1.120
0.80	0.840
1.00	0.632
1.20	0.560
1.40	0.480
1.60	0.420
1.80	0.373
2.00	0.335
2.20	0.305
2.40	0.280
2.60	0.253
2.80	0.240
3.00	0.224
3.20	0.210
3.40	0.193
3.60	0.187
3.80	0.177
4.00	0.163

Periodo de la Estructura	
T	1.03 [s]
Sa(Ts)	0.514
k	1237

Periodo de la Estructura Etabs	
T	1.50 [s]
Sa(Ts)	0.420
k	1550

Espectro de Diseño

Constante Basal	
V	504336.74 [ts]

Constante Basal	
V	345260.18 [ts]

Distribución de Fuerzas Horizontales							
Piso	$W_x$ [kg]	Altura Estructura [m]	$h_x$	$h_x^3$	$W_x \cdot h_x^3$	$C_{vx}$	F [kg]
10	657403.75	3	30.0	82.33	24160789	0.206	103332.11
9	657403.75	3	27.0	19.66	42442936	0.179	90591.26
8	657403.75	3	24.0	61.68	40550040	0.154	77753.78
7	657403.75	3	21.0	51.87	34101607	0.123	65389.06
6	657403.75	3	18.0	42.47	27321627	0.106	53533.41
5	657403.75	3	15.0	33.53	22041672	0.094	42224.41
4	657403.75	3	12.0	25.10	16502559	0.063	31643.24
3	657403.75	3	9.0	11.25	11962470	0.043	21188.61
2	657403.75	3	6.0	10.22	6719343	0.029	12917.16
1	657403.75	3	3.0	4.16	2733189	0.010	5240.83

$N \cdot W_x \cdot h_x^3$	2.65E+08 [ts]
Comprobación	
V	1504333.74 [ts]
Cumple	

Calcular Cortante Basal

Borrar

## Anexo B: Diseño de Viga

**DISEÑO DE VIGAS**

DATOS DE ENTRADA

Cargas y Momentos

PD		[Kg/m]	MD		[Kg.m]
PS	2450	[Kg/m]	MS		[Kg.m]
PL	1400	[Kg/m]	ML		[Kg.m]
Pu	5180	[Kg/m]	Mu	1089470	[Kg.cm]

TIPO DE ACERO

Acero	A572 Gr50
Esfuerzo de Fluencia (F)	355 [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570 [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico	200000 [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Peso Acero	0.0079 [Kg/cm <sup>3</sup> ]
By	1.10

SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "I"

Tipo de Perfil	W10x40
Longitud Viga	700 [cm]
Arriostamiento	Loza de Entrepiso

Bf	15.29 [cm]	Ixx	25473.36 [cm <sup>4</sup> ]
Tf	1.33 [cm]	Sxx	120.88 [cm <sup>3</sup> ]
h	40.76 [cm]	rx	13.31 [cm]
Tw	0.80 [cm]	Zxx	1284.75 [cm <sup>3</sup> ]
d	45.47 [cm]	Iyy	795.00 [cm <sup>4</sup> ]
Ag	76.13 [cm <sup>2</sup> ]	Syy	104.06 [cm <sup>3</sup> ]
ho	44.20 [cm]	ry	3.23 [cm]
rts	3.98 [cm]	Zyy	163.87 [cm <sup>3</sup> ]
J	33.71 [cm <sup>4</sup> ]	Cw	386691.65 [cm <sup>6</sup> ]

**1) Clasificación de la Sección Transversal**

Patín		Alma	
af	5.73	aw	50.94
ap	9.06	ap	89.63
ar	23.85	ar	135.97
tipo de	Compacta	Tipo de Alma	Compacta

Perfil De Alma Compact Y Patín Compacta

Por lo tanto el perfil es **Compacto**

**2) Análisis De Perfil**

Sección Compacta

Mn	4515882 [kg.cm]	
Lb	0 [cm]	Existe Pandeo Lateral Torsión
Lp	0 [cm]	
Lr	0 [cm]	

Tipo de Pandeo: **No Existe Pandeo Lateral Torsional**

Mn	4515882 [kg.cm]
Mn(Diseño Perfil Compacto)	4515882 [kg.cm]

**3) Resistencia de Diseño**

Mn	4515882 [kg.cm]	DC	0.268	<	1
φMn	4064293 [kg.cm]	Cumple			
Mu	1089470 [kg.cm]				
Mu ≤ φMN	Cumple				

**4) Resistencia a corte**

Sin Rigidizadores

λ [h/tw]	50.94				
Kv	5.34				
λ lim	60.63				
λ / λ lim	1.19				
Cv1	1				
Vn	78720 [kg]				
φVn	69048 [kg]				
Vu	18130 [kg]				
Vu ≤ φVN	Cumple				

DC	0.263	<	1
Cumple			

## Anexo C: Diseño de Columna

**DISEÑO DE COLUMNAS**

DATOS DE ENTRADA					
Cargas y Momentos					
PD		[Kg]	MD		[Kg.m]
PS	350.0	[Kg/m <sup>2</sup> ]	MS		[Kg.m]
PL	200.0	[Kg/m <sup>2</sup> ]	ML		[Kg.m]
PU	246893	[Kg]	MU	2147.0	[Kg.m]
TIPO DE ACERO					
Acero	A572 Gr50				
Esfuerzo de Fluencia (Fy)	3515	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Modulo elastico	2000000	[Kg/cm <sup>2</sup> ]			
Peso Acero	0.0079	[Kg/cm <sup>3</sup> ]			
Ry	1.10				
SECCION TRANSVERSAL TIPO "I"					
Tipo de Perfil	W14X159				
Longitud Columna	300	[cm]			
Apoyos en la Columna	Columna Empotrada y Articulada				
Arriestramiento	Loza de Entrepiso				
Valor K	0.8				
Bf	39.62	[cm]	Ixx	79083.97	[cm <sup>4</sup> ]
Tf	3.02	[cm]	Sxx	4162.31	[cm <sup>3</sup> ]
h	29.01	[cm]	rx	16.21	[cm]
Tw	1.89	[cm]	Zxx	4703.09	[cm <sup>3</sup> ]
d	38.10	[cm]	Iyy	31134.11	[cm <sup>4</sup> ]
Ag	301.29	[cm <sup>2</sup> ]	Syy	1576.44	[cm <sup>3</sup> ]
ho	35.05	[cm]	ry	10.16	[cm]
rts	11.46	[cm]	Zyy	2392.51	[cm <sup>3</sup> ]
J	819.98	[cm <sup>4</sup> ]	Cw	9559876.85	[cm <sup>6</sup> ]

---

### 1) Clasificación de la Sección Transversal

Patin		Alma	
λ <sub>f</sub>	6.55	λ <sub>w</sub>	15.33
λ <sub>r</sub>	13.36	λ <sub>r</sub>	35.54
λ <sub>f</sub> ≤ λ <sub>r</sub>	No Esbelto	λ <sub>w</sub> ≤ λ <sub>r</sub>	No Esbelto

**Perfil No Esbelto  
No Existe Pandeo Local**

---

### 2) Tensión Crítica Pandeo Global Flexión

λ <sub>lim</sub>	112.35	λ <sub>col</sub>	23.62
Tipo de Pandeo Global:		Pandeo Global Inelástico	
Fe	35374.86	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	
Fcr	3371.81	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	

---

### 3) Resistencia de Columna a Compresión

Ag	301.29	[cm <sup>2</sup> ]	
φ <sub>PN</sub>	914303	[Kg]	
Pu	246893	[Kg]	
Pu ≤ φPN		Cumple	

D/C	0.270	<	1
Cumple			

---

### 4) Diseño a Flexión de la Columna

#### 4a) Clasificación de la Sección Transversal

Patin		Alma	
λ <sub>f</sub>	6.55	λ <sub>w</sub>	15.33
λ <sub>p</sub>	9.06	λ <sub>p</sub>	89.68
λ <sub>r</sub>	23.85	λ <sub>r</sub>	135.97
Tipo de Patin	Compacta	Tipo de Alma	Compacta

**Perfil De Alma Compacta Y Patin Compacta**

Por lo tanto el perfil es **Compacto**

---

### 5) Resistencia de Diseño a Flexión

Mn	16531352	[Kg.cm]	
φMn	14878217	[kg.cm]	
Mu	214700	[kg.cm]	
Mu ≤ φMn		Cumple	

D/C	0.014	<	1
Cumple			

---

### 6) Verificación por Flexo-Compresión

Pu / φPN	>	0.2
0.270	>	0.2
Caso A		
0.28	≤	1.00
Perfil Cumple		

Caso A	$\frac{P_u}{\phi P_N} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{Nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{Ny}} \right)$	0.28
Caso B	$\frac{P_u}{\phi P_N} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{Nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{Ny}} \right)$	0.15

## Anexo D: Diseño Conexión

Limite a			
$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$			
7.65	≤	10.00	≤
Limite b			
$0.65d \leq b \leq 0.85d$			
29.55	≤	35.00	≤
Limite c			
$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$			
1.53	≤	3.80	≤
Cálculo del Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida			
Zvsr	837.480583 [cm <sup>3</sup> ]		
Cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida			
Cpr	1.15	≤	1.2
Cumple			
Mpr	3724067 [kg-cm]		
Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida			
Vgrav	7435 [kg]		
Vvsr1	19707 [kg]	Vvsr2	4838 [kg]
Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna			
Sh	27.50 [cm]	Lh	607 [cm]
Mf1	4266008 [kg-cm]	Mf2	3591025 [kg-cm]
Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable			
Mpe	4967470 [kg-cm]	φd	1
Determinar si se cumple la siguiente condición			
Mf	<	φdMpe	
4266008	<	4967470	
Cumple			
Determinar la resistencia requerida al cortante Vu de la viga y en la conexión viga-columna			
Vu	27141 [kg]		
Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna			
φvVv	76720 [kg]	φv	0.6
φvVv	≥	Vu	
76720	≥	27141	
Cumple			
Diseño Zona del Panel			
φ	0.9		
Pc	1059033 [kg]		
Pr	246892.8 [kg]		
Pr	≤	0.4Pc	
246892.8	≤	423613	
Rn	200264 [kg]		
Ru	178033 [kg]		
φRn	≥	Ru	
180237	≥	178033	
Cumple			

### Anexo E: Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

Viga Débil - Columna Fuerte			Carga Axial Columna	
Mpc1	13080395	[kg-cm]	221075.6	[kg]
Mpc2	12677392	[kg-cm]	246892.8	[kg]
Mpv1	6381575	[kg-cm]		
Mpv2	5689421	[kg-cm]		
$\Sigma M^*_{pc}$	25757788	[kg-cm]		
$\Sigma M^*_{pv}$	12070996	[kg-cm]		
$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pv}} \geq 1.0$				
2.13	$\geq$		1.0	
<b>Cumple</b>				
<b>Arriostreamiento en Conexiones</b>				
Fuerza	1433	[kg]		
<b>Resistencia requerida de Cortante</b>				
Ve	18007	[kg]		
<b>Espesor del Panel</b>				
$t \geq (d_x + w_x) / 90$				
[mm]			[mm]	
18.92	$\geq$		7.75	
<b>Cumple</b>				

## Anexo F: Resumen Cálculos

Resumen de Diseño de Pórticos a Momentos					
Lugar y Tipo de Estructura					
Ubicación	Quito				
Zona Sísmica	V				
Perfil del Suelo	C				
Tipo de Estructura	Pórticos especiales sísmo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas				
Especificaciones Sísmicas					
Periodo de la Estructura	1.09	[s]			
Cortante Basal	504936.74	[kg]			
Dimensionamiento de los Elementos					
Altura de Entrepiso	3	[m]			
Numero de Pisos	10				
Altura Total	30	[m]			
Columnas		Vigas			
Acero	A572 Gr50	Acero	A572 Gr50		
Esfuerzo de Fluencia (Fy)	3515	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de Fluencia (Fy)	3515	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo Ultimo (Fu)	4570	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Perfil	W14X159		Perfil	W18X40	
Longitud de Columna	3.00	[m]	Longitud de Viga	7.00	[m]
Resistencia de Columna		Resistencia de Viga			
$\phi P_n$	914303	[kg]	$\phi V_n$	69048	[kg]
$\phi M_n$	14878217	[kg-m]	$\phi M_n$	4064293	[kg-m]
Diseño de Porticos a Momento					
Viga Debil - Columna Fuerte					
$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$					
2.13	$\geq$	1.00			
Cumple					
		$\sum M_{pc}^*$			
		25757788			
		[kg-cm]			
		$\sum M_{pv}^*$			
		12070996			
		[kg-cm]			
		Sh			
		27.500			
		[cm]			
		Lh			
		606.90			
		[m]			
Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida					
Vvsr1	19707	[kg]	Vvsr2	4838	[kg]
Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna					
Mf1	4266008	[kg-cm]	Mf2	3591025	[kg-cm]
Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable					
Mpe	4967470	[kg-cm]	Mf	<	$\phi M_{pe}$
			4266008	<	4967470
		Cumple			
Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna					
Vu	27141	[kg]	$\phi v V_v$	76720	[kg]
		$\phi v V_v$			
		$\geq$		Vu	
		76720		$\geq$	
				27141	
		Cumple			
Diseño Zona del Panel					
Rn	200264	[kg]	Ru	178033	[kg]
		$\phi R_n$			
		$\geq$		Ru	
		180237		$\geq$	
				178033	
		Cumple			
Espesor Mínimo del Panel					
$t \geq (d_s + w_s) / 90$					
[mm]			[mm]		
18.92	$\geq$	7.75			
Cumple					