

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



Plan de Trabajo de Integración Curricular

Tema: Viviendas modulares eficientes

AUTOR:

Juan Diego Pazmiño Jara

QUITO DM, ABRIL DE 2024

TABLA DE CONTENIDOS

1. Introducción
 - 1.1 Justificación.
 - 1.2 Planteamiento del problema.
 - 1.3 Objetivos general y específicos.
 - 1.4 Alcance.
2. Fundamentación teórica.
 - 2.1 Secciones de Acero
 - 2.2 Tipos de conexiones
 - 2.3 Tipos de Cargas
 - 2.4 Análisis sísmico Quito
3. Capítulos necesarios que comprenden el desarrollo del trabajo
 - 3.1 Cargas y Solicitaciones
 - 3.2 Propiedades del Material
 - 3.3 Geometría y disposición de la estructura
 - 3.4 Restricciones y consideraciones de diseño
 - 3.5 Análisis Estructural
 - 3.6 Diseño sísmico
 - 3.7 Detalles constructivos y conexiones
4. Análisis de resultados
 - 4.1 Presentación de resultados.
 - 4.2 Análisis de resultados.
5. Conclusiones y recomendaciones.
 - 5.1 Conclusiones.
 - 5.2 Recomendaciones.
6. Bibliografía

1. Introducción

La creciente demanda de viviendas asequibles y sostenibles ha impulsado el interés en soluciones innovadoras como las viviendas modulares de bajo costo. Estas viviendas, construidas a partir de componentes prefabricados y ensambladas en el sitio de construcción, ofrecen una alternativa eficiente y económica para abordar la crisis habitacional en diversas comunidades. Con un enfoque en la optimización de recursos, tiempos de construcción reducidos y adaptabilidad a diferentes contextos, las viviendas modulares no solo representan una respuesta a la necesidad urgente de vivienda asequible, sino que también prometen un impacto positivo en la inclusión social y el desarrollo sostenible a largo plazo. En esta introducción, exploraremos el potencial de las viviendas modulares de bajo costo como una solución viable y escalable para mejorar las condiciones de vida de millones de personas en todo el mundo.

1.1 Justificación

La necesidad urgente de abordar la creciente problemática de la falta de vivienda asequible en muchas regiones del país. La utilidad de este tema se refleja en la posibilidad de ofrecer soluciones habitacionales accesibles y de calidad a comunidades de bajos recursos económicos.

La arquitectura modular ofrece ventajas significativas en términos de eficiencia constructiva, costos reducidos y adaptabilidad a diferentes contextos y necesidades. Al investigar este enfoque se pueden identificar y desarrollar modelos específicos que sean económicamente viables y socialmente sostenibles, contribuyendo así a la mejora de las condiciones de vida de numerosas familias.

La importancia de esta investigación se manifiesta en su potencial para impactar positivamente en diversos aspectos sociales económicos y ambientales. En primer lugar, la provisión de viviendas asequibles promueve la inclusión social y la reducción de la desigualdad, al ofrecer a más personas la oportunidad de acceder a un hogar digno. Además, al optimizar los procesos constructivos y reducir los costos se pueden crear empleos locales y estimular la actividad económica en las comunidades donde se implementen estos proyectos. Por último, la arquitectura modular suele ser más sostenible desde el punto de vista ambiental, al utilizar materiales prefabricados y generar menos residuos durante la construcción.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El asunto de estudio es el diseño estructural para viviendas de bajo costo con arquitectura modular. El fin de este estudio es poder proporcionar estructuras livianas, fáciles de armar y con un bajo costo para poder ser adquiridas y armadas por personas no especializadas en ingeniería. Dentro de este trabajo se diseñará una estructura metálica para un diseño arquitectónico basado en arquitectura modular el cual será proporcionado por la empresa Mezclas y Servicios Mixser S.A. Se identificará cargas y solicitaciones, propiedades del material, geometría y disposición de la estructura, restricciones y consideraciones del diseño, análisis estructural, diseño sísmico, detalles constructivos y conexiones.

1.3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL:

El objetivo es lograr un diseño estructural, eficiente y económico para las casas modulares de un piso con máximo de 40m^2 , que proporcionen seguridad para el habitante.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

Obtener un diseño estructural eficiente basado en viviendas populares para ofrecer como alternativa a las casas construidas hoy en día dentro del Plan Nacional de Habitación y Vivienda MIDUVI.

1.4 ALCANCE

Vivienda de estructura metálica, un solo piso, rápida construcción, en menos de 5 000 USD.

2. FUNDAMENTACION TEÓRICA

2.1 SECCIONES DE ACERO

Para el diseño estructural basado en acero tenemos lineamientos específicos que cumplir. Como por ejemplo son las secciones de acero estándar.

FIGURE 1.6

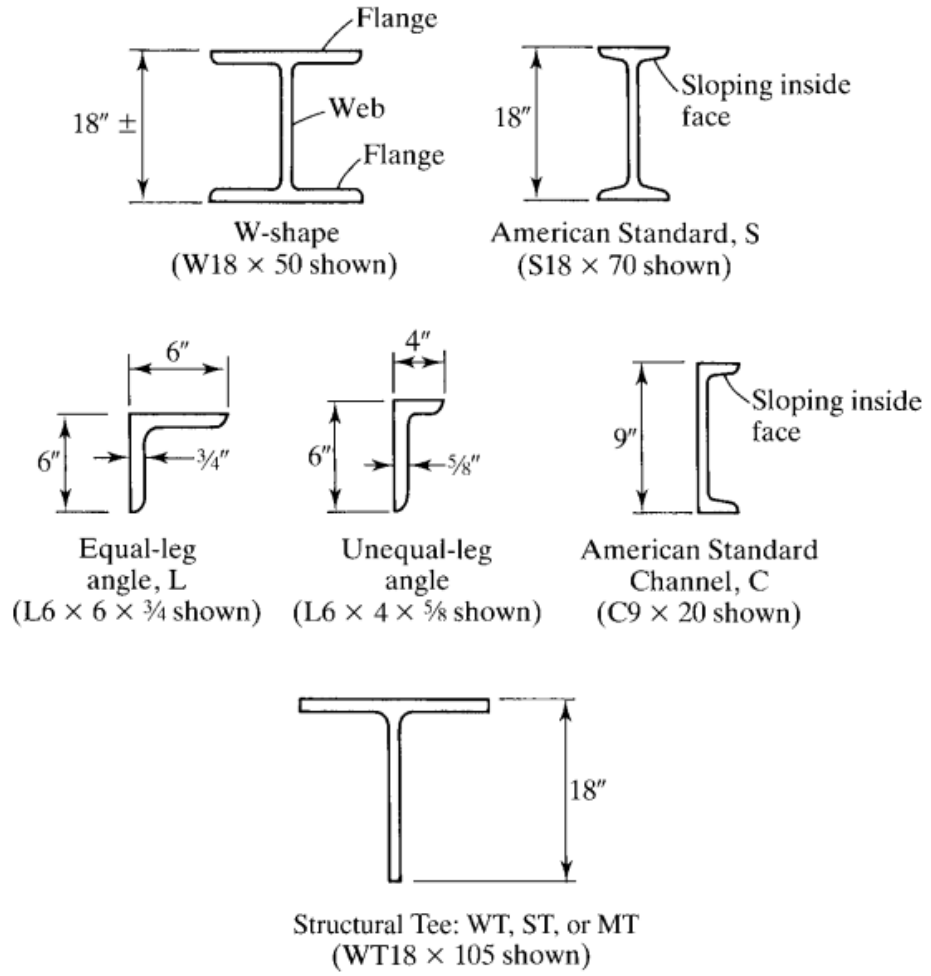


FIGURE 1.7

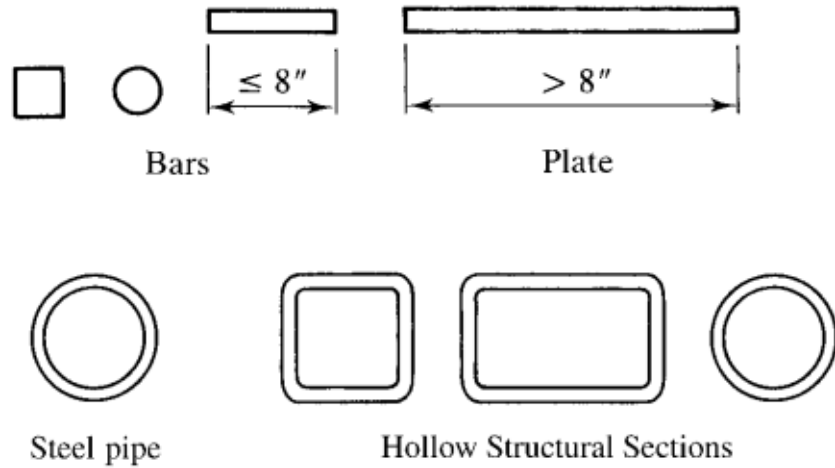


FIGURE 1.8

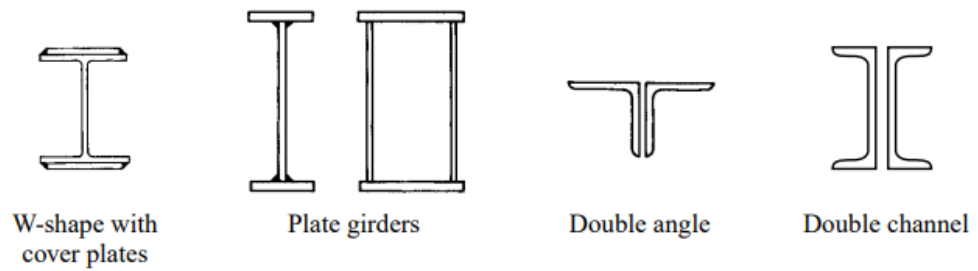


TABLE 1.2

Shape	Preferred Steel
Angles	A36
Plates	A36
S, M, C, MC	A36
HP	A572 Grade 50
W	A992
Pipe	A53 Grade B (only choice)
HSS	A500 Grade B (round) or C (rectangular)

(Segui, 2013)

En las tablas superiores podemos ver que las secciones de acero ya están prediseñadas y también que tipo de acero que está calificado para ser usado en cada tipo de sección. Por lo que a pesar de ser citado en el libro de Segui son normas que fueron obtenidas de la ASTM (American Society for Testing and Materials, 2010)

2.2 TIPOS DE CONECCIONES

En estructuras de acero, existen varios tipos de conexiones que se utilizan para unir los diferentes elementos estructurales.

“

1. Conexiones soldadas: En este tipo de conexión, los elementos de acero se unen mediante soldadura. Pueden ser soldaduras de filete, donde se realiza una soldadura en forma de cordón alrededor de la unión entre los elementos, o soldaduras a tope, donde los extremos de los elementos se sueldan directamente entre sí. Las conexiones soldadas son comunes en estructuras donde se requiere una alta resistencia y rigidez.

2. Conexiones atornilladas: En estas conexiones, los elementos de acero se unen mediante pernos y tuercas. Las placas de acero perforadas se colocan entre los elementos y se aprietan con pernos para crear una unión resistente. Las conexiones atornilladas son más flexibles que las soldadas y permiten el desmontaje y la reutilización de los elementos.
3. Conexiones remachadas: Aunque menos comunes en la construcción moderna, las conexiones remachadas solían ser ampliamente utilizadas en el pasado. En este método, los elementos se unen mediante remaches, que son clavos de acero calientes que se colocan a través de agujeros perforados en los elementos y se aplastan en los extremos para formar una cabeza. Hoy en día, las conexiones remachadas se utilizan principalmente en estructuras históricas o en aplicaciones especiales.
4. Conexiones de bridas y perfiles laminados: Estas conexiones implican el uso de bridas y perfiles laminados que se entrelazan entre sí para formar una conexión resistente. Se utilizan en elementos estructurales como vigas y columnas, donde las bridas y los perfiles se empernan o se sueldan entre sí para formar una conexión rígida y estable.” (AISC, 2016)

Estos son los tipos principales de conexiones de acero que se encuentran en la ingeniería estructural. La selección del tipo de conexión adecuado depende de varios factores, como la carga aplicada, la geometría de la estructura, la disponibilidad de mano de obra y la facilidad de montaje. Por lo que se desarrollara más a fondo el tipo de conexión a utilizar cuando se tenga el diseño preliminar de columnas y vigas.

2.3 TIPOS DE CARGAS

Para los distintos tipos de cargas:

Symbols

D = Dead load

E_m = Combined applied design force on the horizontal and vertical seismic load effects

E_{mh} = The effect of horizontal seismic forces, including overstrength

L = Live load

L_r = roof live load

S = snow load

W = Wind load

E_h = Horizontal seismic load effect

E_v = Vertical seismic load effect

(AISC,2016)

Se determinará la manera más eficiente de resistir las combinaciones de cargas y obtener la sección más simple y económica para armar las estructuras. Se trabajará con el American Institute of Steel Construcción en la siguiente tabla podemos ver las combinaciones para diseño por factor de resistencia y carga (LRFD) y también por diseño de última resistencia (ASD)

For LRFD;

- $1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
- $0.9D - E_v + E_h$

For ASD;

- $1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h$
- $1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L + 0.75S$
- $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_h$

(AISC,2016)

2.4 Análisis Sísmico Quito

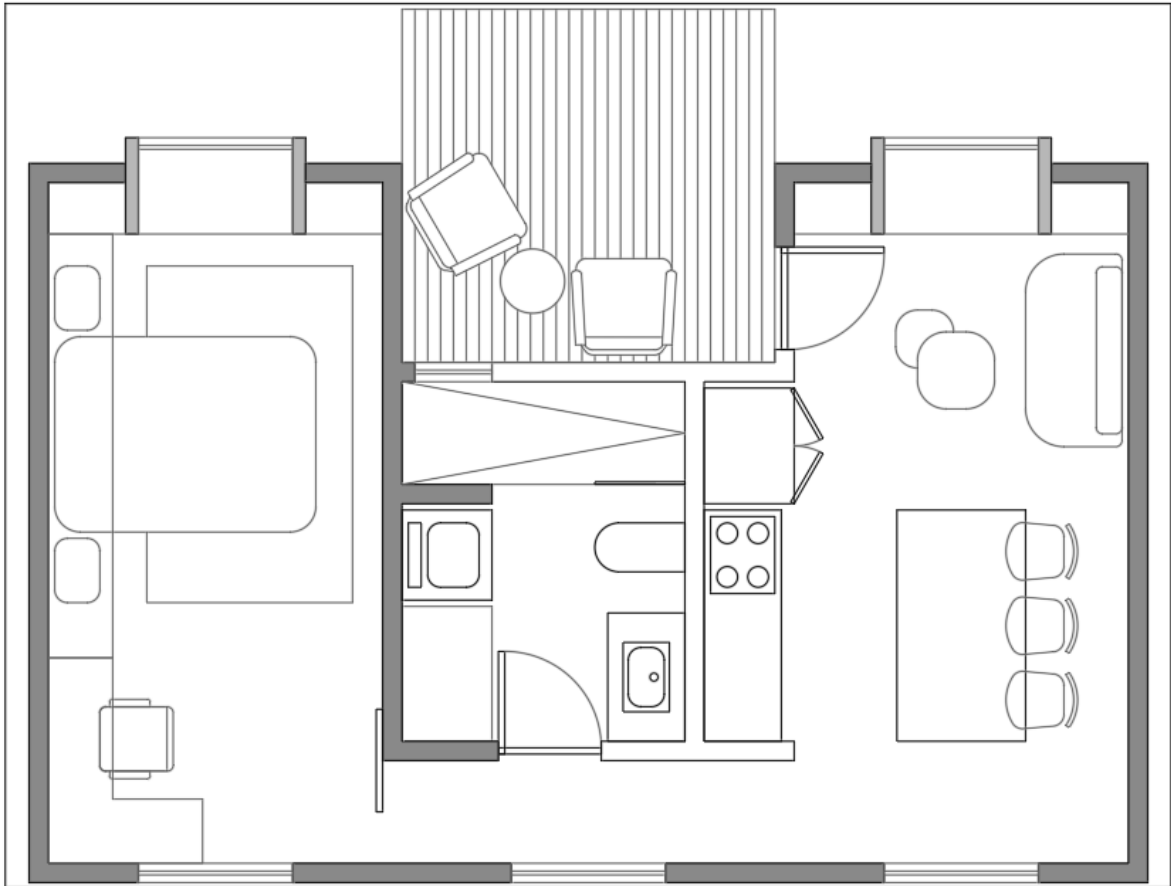
El análisis sísmico es un componente esencial en toda estructura, sobre todo en el Ecuador debido a su alto riesgo sísmico. Para esta parte hemos utilizado un trabajo de investigación realizado por varios profesionales locales en el tema y con el apoyo de la

Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID) y la Fundación Global Earthquake Model que administra y ejecuta los recursos de esta.

“Para Quito se desarrollaron también modelos de amplificación de la intensidad que toman en cuenta la calidad de los estratos de suelo locales. En Quito se utilizó el modelo de amenaza sísmica para el Ecuador propuesto por Beauval et al. (2018), el cual emplea tres modelos de movimiento del terreno (MMT) por régimen tectónico y estima que la amenaza sísmica en el distrito metropolitano corresponde a una aceleración pico del terreno (PGA) promedio de 0.52 g en roca, con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Para la ciudad también se desarrollaron funciones de amplificación sísmica para tomar en cuenta de forma explícita la calidad de los suelos de la ciudad en las estimaciones de riesgo.”
(Calderón, 2022)

Con esta información puedo recrear un modelo sísmico basado en la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno en el cual se ha estudiado.

3.DESARROLLO DEL TRABAJO



Diseño propuesto por Arq. Alejandra Pazmiño Jara, 2024

3.1 Cargas y Solicitaciones

La ecuación utilizada para calcular la carga axial máxima en las columnas fue:

“Carga axial máxima = $1.2 * \text{Carga muerta} + 1.6 * \text{Carga viva}$ ”

Esta ecuación proviene de la combinación de cargas LRFD (Factores de Carga y Resistencia de Diseño) del código AISC 360-16

Peso de cubierta de techo (fibrocemento): 0.15 kN/m^2 (Valor típico)

Carga viva para cubiertas: 0.7 kN/m^2 (NEC-SE-CG 2015, Tabla 9)

Cálculo de las Cargas:

- Peso propio de la viga: Aproximadamente 0.15 kN/m para una viga W200x15.
- $W_{\text{carga viva}} = 0.7 \text{ kN/m}^2$
- Área de aporte $2.9 \times 2.9 = 8.81 \text{ m}^2$

Cálculo de la Carga Distribuida Total:

- Peso del fibrocemento por área aportante:

$$W_{\text{fibrocemento}} = 0.15 \text{ kN/m}^2 \times 8.41 \text{ m}^2 = 1.2615 \text{ kN}$$

- Carga viva por área aportante:

$$W_{\text{carga viva}} = 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 8.41 \text{ m}^2 = 5.887 \text{ kN}$$

- Peso propio de la viga (aproximadamente):

$$W_{\text{viga}} = 0.15 \text{ kN/m} \times 2.9 \text{ m} = 0.435 \text{ kN}$$

Aplicación de las Combinaciones de Carga LRFD:

Para las combinaciones de carga LRFD:

- Carga muerta (D):

$$D = W_{\text{fibrocemento}} + W_{\text{viga}} = 1.2615 \text{ kN} + 0.435 \text{ kN} = 1.6965 \text{ kN}$$

- Carga viva (L):

$$L = 5.887 \text{ kN}$$

- Combinación de carga LRFD:

$$W_{\text{LRFD}} = 1.2D + 1.6L =$$

$$1.2 \times 1.6965 \text{ kN} + 1.6 \times 5.887 \text{ kN} = 2.0358 \text{ kN} + 9.4192 \text{ kN} = 11.455 \text{ kN}$$

3.2 Dimensionamiento de Secciones

Cálculo de la Viga

Para una viga simplemente apoyada de longitud 2.9 m

- Longitud de la viga: 2.9 m
- Momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = W_{\text{LRFD}} \times L^2 / 8$$

$$11.455 \text{ kN} \times (2.9 \text{ m})^2 / 8 =$$

$$11.455 \text{ kN} \times 8.41 \text{ m}^2 / 8 =$$

$$12.02 \text{ kN} \times \text{m}$$

Selección de la Sección de la Viga

$$Z_x = M_{\text{máx}} / F_y$$

$$12.02 \text{ kN} \cdot \text{m} / 250 \text{ MPa} =$$

$$12.02 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} / 250 \text{ N/mm}^2 =$$

$$48,080 \text{ mm}^3$$

Seleccionar una viga con un módulo plástico Z_x mayor a $48,080 \text{ mm}^3$ del catálogo de perfiles de acero.

Cálculo de las Columnas

Carga de las columnas

Cada columna soporta la carga axial de las vigas:

- Carga axial en la columna:

$$W_{\text{columna}} = 11.455 \text{ kN}$$






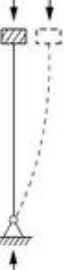

Selección de la Sección de la Columna

Relación de Esveltes = $k \times L / r$

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$r = \sqrt{(114591/33.63)}$$

Donde obtengo mi factor k de la siguiente tabla

TABLE C-A-7.1 AISC APPROXIMATE VALUES OF EFFECTIVE LENGTH FACTOR, K						
BUCKLED SHAPE OF COLUMN IS SHOWN BY DASHED LINE.	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
THEORETICAL K VALUE	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
AISC-RECOMMENDED DESIGN VALUE WHEN IDEAL CONDITIONS ARE APPROXIMATED	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
END CONDITION CODE	 ROTATION FIXED AND TRANSLATION FIXED ROTATION FREE AND TRANSLATION FIXED ROTATION FIXED AND TRANSLATION FREE ROTATION FREE AND TRANSLATION FREE					

(AISC, 2016)

Considerando que la columna estará empotrada en la losa de cimentación y por otro lado articulada en su tope considero mi $k = 0.8$

Relación de esbeltez =

$$0.8 \times 3 / 58.3729 = 4.11$$

2.3.2 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez $K L/r$ de miembros en compresión no debe ser mayor que 200.

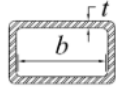
Comentario:

Los elementos estructurales con relaciones de esbeltez mayores a 100, para elementos en compresión, son muy poco eficientes, esto es, se requiere de mucha área para obtener resistencias bajas, por lo que no es recomendable.

(NTC-A-2020)

Por lo que mi columna seleccionada de tubo cuadrado de acero es optima para trabajar como columna.

Procedo a clasificar mi sección

Paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón, rectangulares	b / t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	---------	-----------------------------	---

(NTC-A-2020)

$$b / t = 150/6 = 25 < 1.40 \times \sqrt{(E/F_y)} = 33.72$$

Sección Clasificada como sección gruesa por lo que podríamos considerar toda el área de la sección para ser considerada a compresión.

Para un acero con $F_y = 317$ MPa:

$$A = P / F_y =$$

$$11.455 \times 10^3 \text{ N} / 317 \text{ N/mm}^2 =$$

$$36.14 \text{ mm}^2$$

Seleccionar una sección de columna con un área mayor a 36.14 mm^2 del catálogo de perfiles de acero.

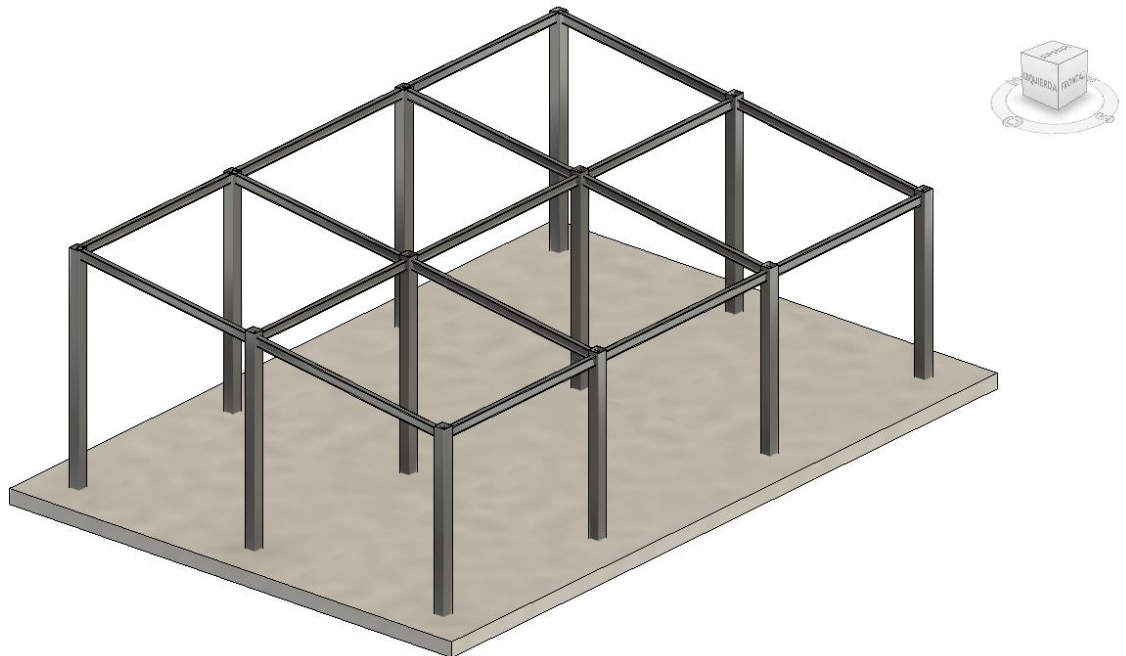
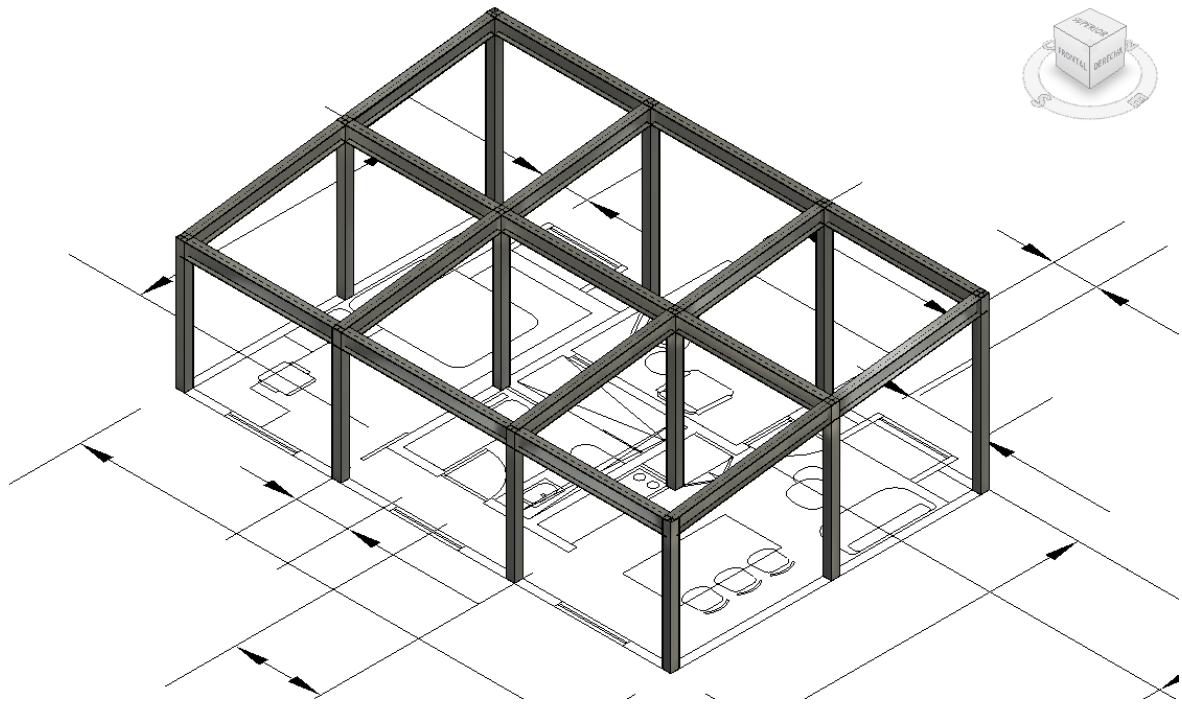
$R_c =$ Resistencia a la compresión.

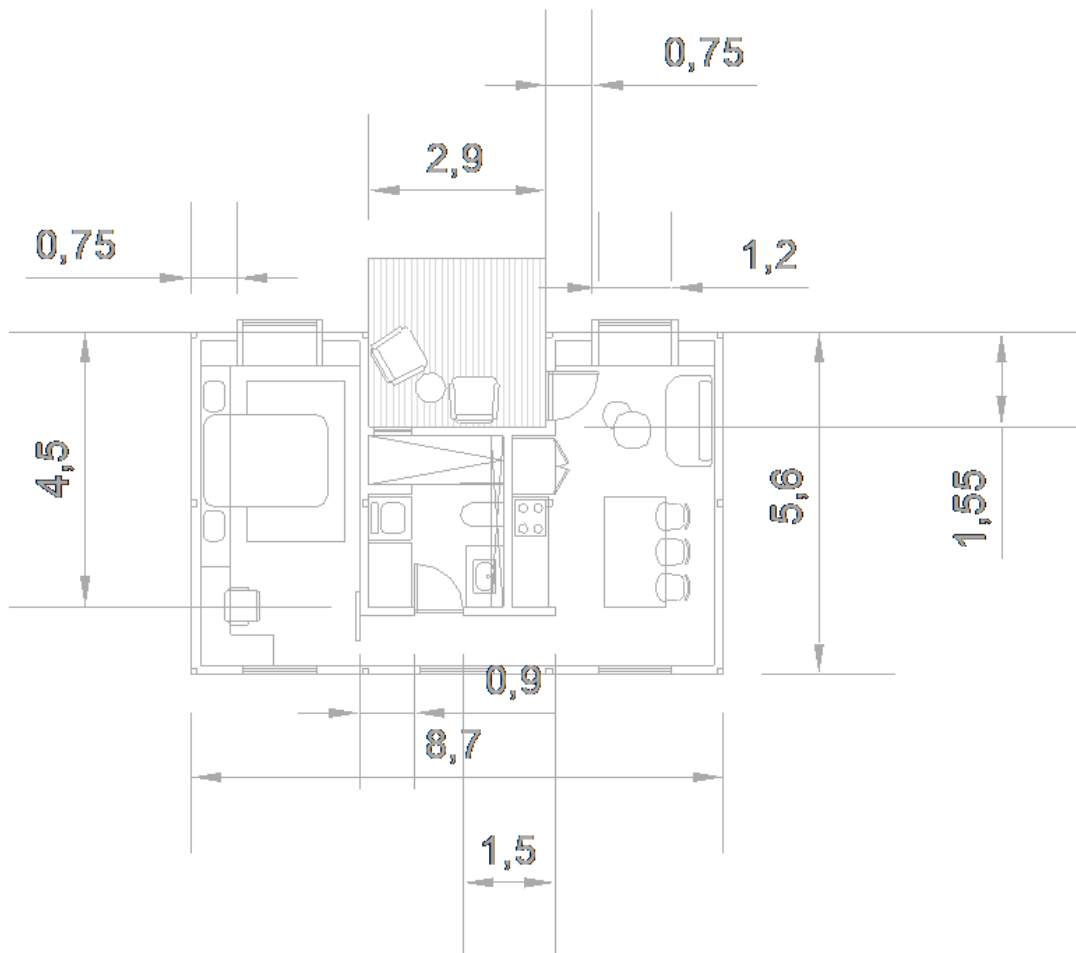
$$R_c = 0.9 \times 3232.5 \text{ kgcm}^2 \times 33.63 \text{ cm}^2$$

$$R_c = 97,83 \text{ ton f} > 11.455 \text{ kN}$$

Columna elegida es Tubo Cuadrado 150 x 6

3.3 Geometría y disposición de la estructura





3.4 Restricciones y consideraciones de diseño

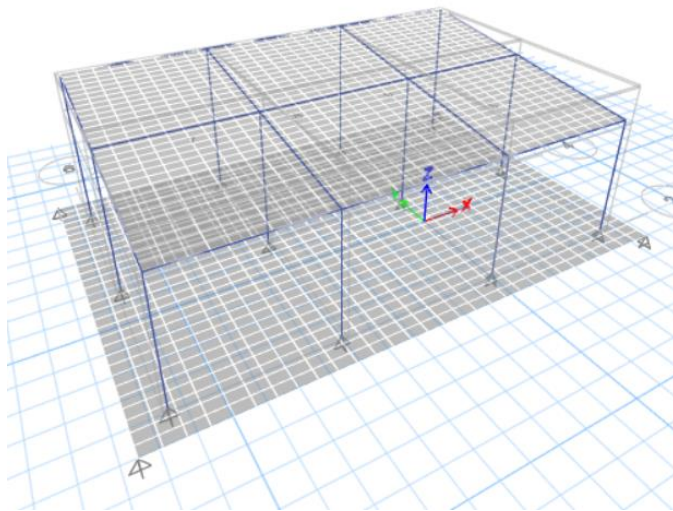
El modelo está restringido al diseño arquitectónico que se ha incluido, como parte del estudio vamos a concentrarnos en Quito como el lugar en el que se llevará a cabo la construcción de la vivienda.

De acuerdo con la NEC SE DS Quito se encuentra en un perfil de zona sísmica ALTA con 0.4 de factor Z “Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.” (NEC SE DS, 2014). Por otro lado, el tipo de suelo competente tomaremos para este caso de estudio el sector de Tanda el cual cuenta con un tipo de suelo llamado cangahua. Esto entraría dentro de la clasificación de suelo como tipo C.

C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$

3.5 Análisis Estructural

Paso el proyecto de Revit a Etabs y como primer paso procedo a subdividir la losa en pedazos pequeños para un análisis mucho más cercano al comportamiento real de la estructura y también para tener datos mas acertados de su comportamiento frente al sismo.



Shell Load Assignment - Uniform ✕

Load Pattern Name

Uniform Load

Load kN/m²

Direction

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Dead

Uniform Load

Load: 0.7 kN/m²

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Close Apply

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Pp

Load Type and Direction

Forces Moments

Direction of Load Application: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

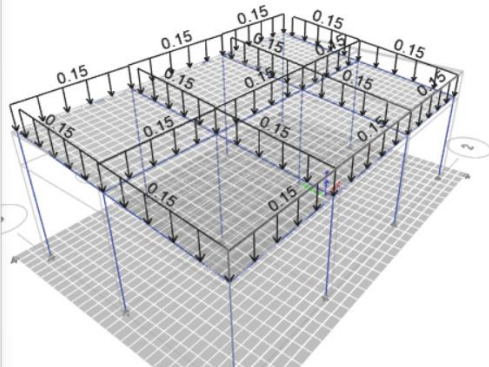
	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0.25	0.75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-I
 Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 0.15 kN/m

OK Close Apply



Procedo a cargar los tipos de viga y columnas que van a formar parte del diseño estructural.

ET Frame Section Property Data ✕

General Data

Property Name: IPE 120

Material: Metal - Acero - 345 MPa ▼ ...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange ▼

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	<input type="text" value="120"/>	mm
Top Flange Width	<input type="text" value="64"/>	mm
Top Flange Thickness	<input type="text" value="6.3"/>	mm
Web Thickness	<input type="text" value="4.4"/>	mm
Bottom Flange Width	<input type="text" value="64"/>	mm
Bottom Flange Thickness	<input type="text" value="6.3"/>	mm
Fillet Radius	<input type="text" value="0"/>	mm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK
Cancel

ET Frame Section Property Data ✕

General Data

Property Name:

Material: ...

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

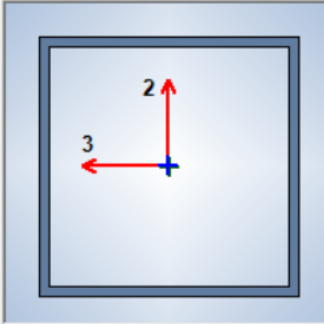
Total Depth: mm

Total Width: mm

Flange Thickness: mm

Web Thickness: mm

Corner Radius: mm



Property Modifiers

Currently Default

Ingreso los materiales de mi losa de cimentación y del techo de fibrocemento:

Material Property Data

General Data

Material Name: FibroCemento

Material Type: Other

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 3 kN/m³

Mass per Unit Volume: 305.915 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 26000 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 11304.35 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

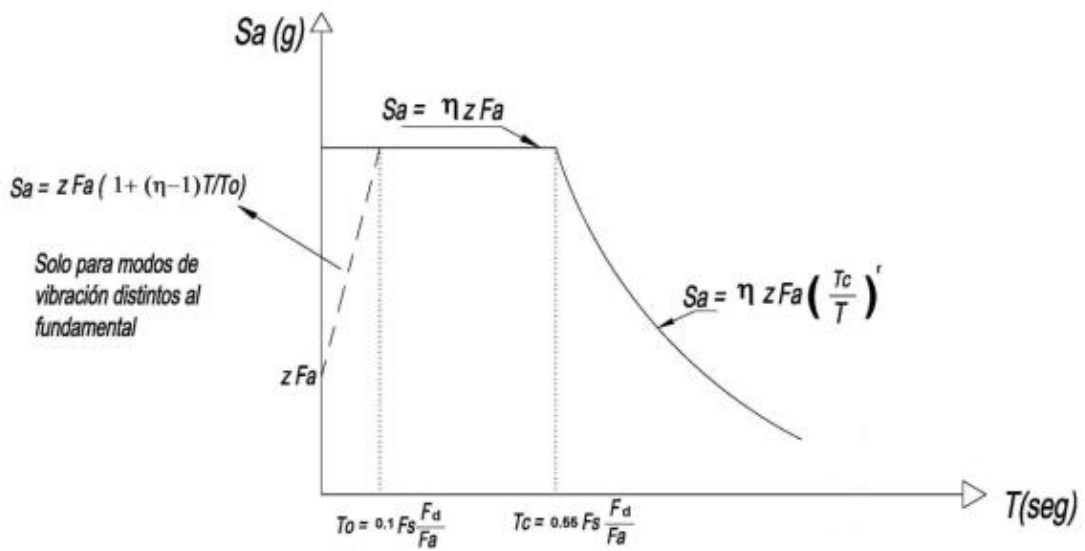
OK Cancel

3.6 Diseño sísmico

ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño.

El espectro de diseño elástico se basa en el concepto de que las estructuras pueden comportarse de manera elástica durante un sismo de magnitud moderada, es decir, sin experimentar deformaciones plásticas significativas. Podemos construirlos en base a los parámetros que otorga la NEC-SE-DS, y debemos tener en cuenta que el espectro de la NEC-SE-DS hace referencia a la amenaza y el espectro que se construye en la ASCE 7-16 hace referencia al riesgo.



(figura 3, NEC SE DS, 2015)

“Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante dichas ecuaciones mostradas en la figura, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos.” (NEC SD DS, 2015)

Es por esto que necesitamos datos como el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s , η .

Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período 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_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período 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	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

(NEC SD DS, 2015)

Selección de los valores para los datos:

Para la selección del valor de Z debemos irnos al apartado 10.2 de la NEC-SE-DS-15 y podemos ver que nuestro factor Z es de 0.4.

Con el factor Z podemos identificar que Quito se encuentra en una zona sísmica alta Para la selección del valor de η en el apartado 3.3.1 de la NEC-SE-DS-15 podemos ver que η para nuestro proyecto será de 2.48 ya que Quito es una ciudad perteneciente a la provincia de Pichincha ubicada en la Sierra Ecuatoriana.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
POMASQUI	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CALDERON	CALDERON (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.40
NAYON	NAYON	QUITO	PICHINCHA	0.40

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

Valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs para Quito según el tipo de perfil del subsuelo.

Fa:

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	0.9	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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fd:

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	0.9	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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fs:

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Para la selección del factor de importancia lo determinamos según el apartado 4.1 de la NEC-SE-DS-15. Podemos ver que hay un problema con las categorías ya que ninguna detalla casas pero para hacerla más segura tomamos Estructuras de ocupación Especial ya que el modelo espera ser replicado para albergar a más de 1 sola familia ecuatoriana.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Para el factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto sección 3.3.1 NEC-SE-DS-15

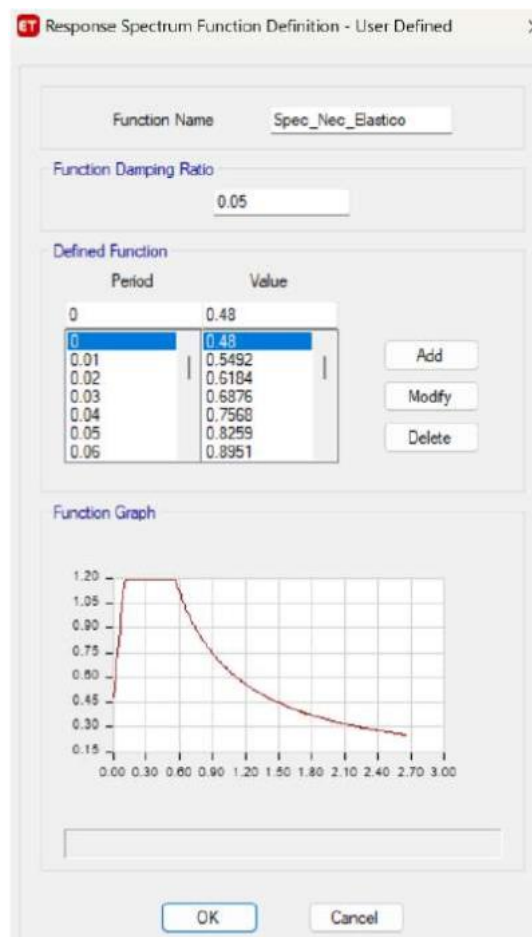
$r = 1$

para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$

para tipo de suelo E.

Por último, el valor que utilizaremos para el factor de reducción de respuesta sísmica será $R = 2$, lo determinaremos según indica la sección 9.3.7 tabla 18 de la NEC-SE-DS-15. Después de cargar todos los datos correspondientes a este tipo de respuesta sísmica lo meto en mi programa de Matlab para obtener una función específica la cual me servirá para este caso en particular de estudio. Me descargo el archivo en txt. y lo subo como un sismo definido por el usuario a ETABS.



3.7 Detalles constructivos y conexiones

Para seleccionar los perfiles de acero adecuados para vigas y columnas de tu casa de un piso, basada en la normativa y considerando la disponibilidad en el mercado ecuatoriano, aquí tienes algunas recomendaciones:

Selección de Perfiles de Acero

1. Vigas:

- Perfil IPE: Las vigas tipo IPE (Perfil Europeo I) son comunes y ampliamente disponibles en el mercado ecuatoriano. Tienen una buena relación resistencia-peso.

- Especificaciones:

Para el momento máximo de $12.02\text{kN}\cdot\text{m}$, se podría considerar un perfil IPE 120 o HEA 100. Los dos tipos de perfiles cumplen con los requerimientos que demanda la estructura. Que resiste un momento hasta de $40\text{kN}\cdot\text{m}$.

2. Columnas:

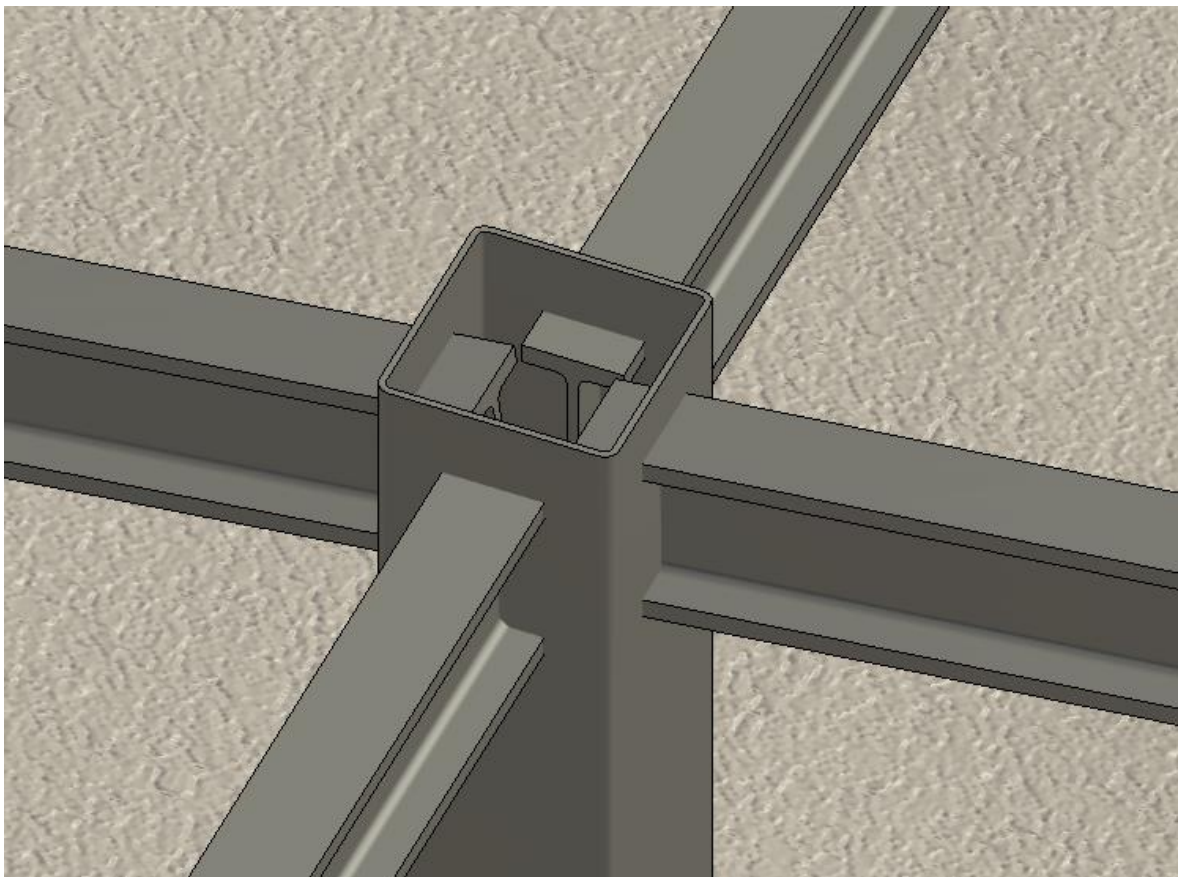
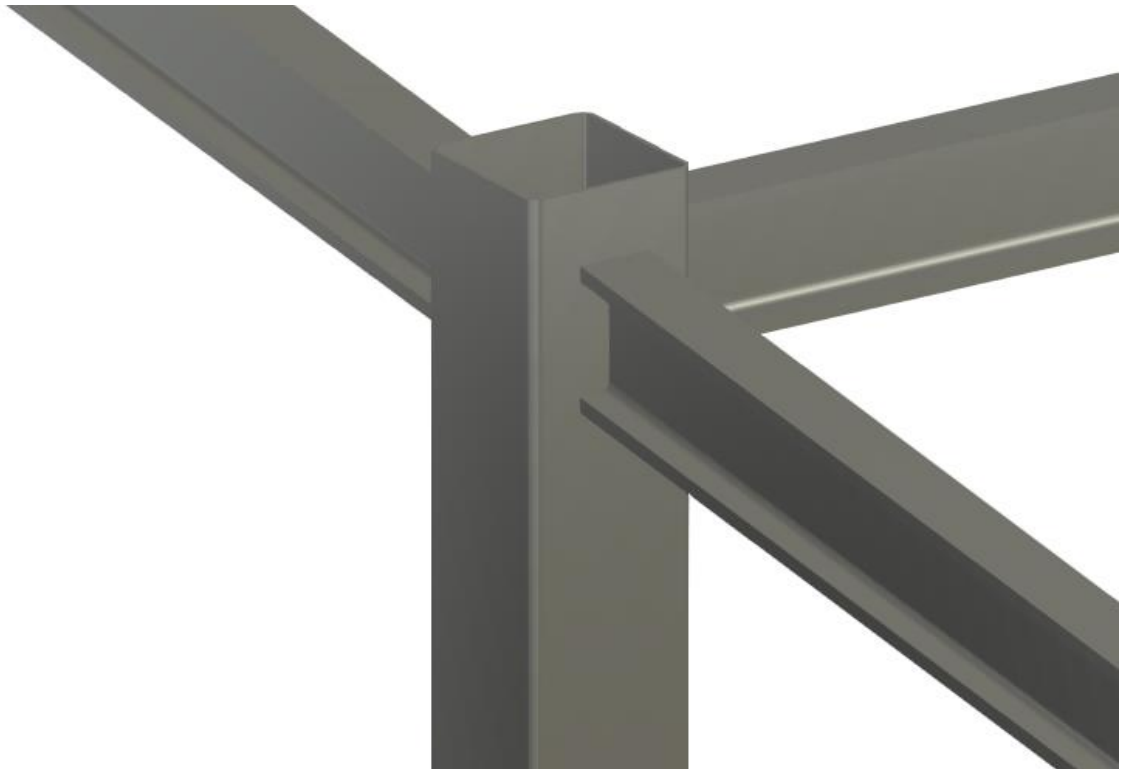
- Perfil Tubo Cuadrado Estructural es perfecto para hacer una conexión embebida y soldada.

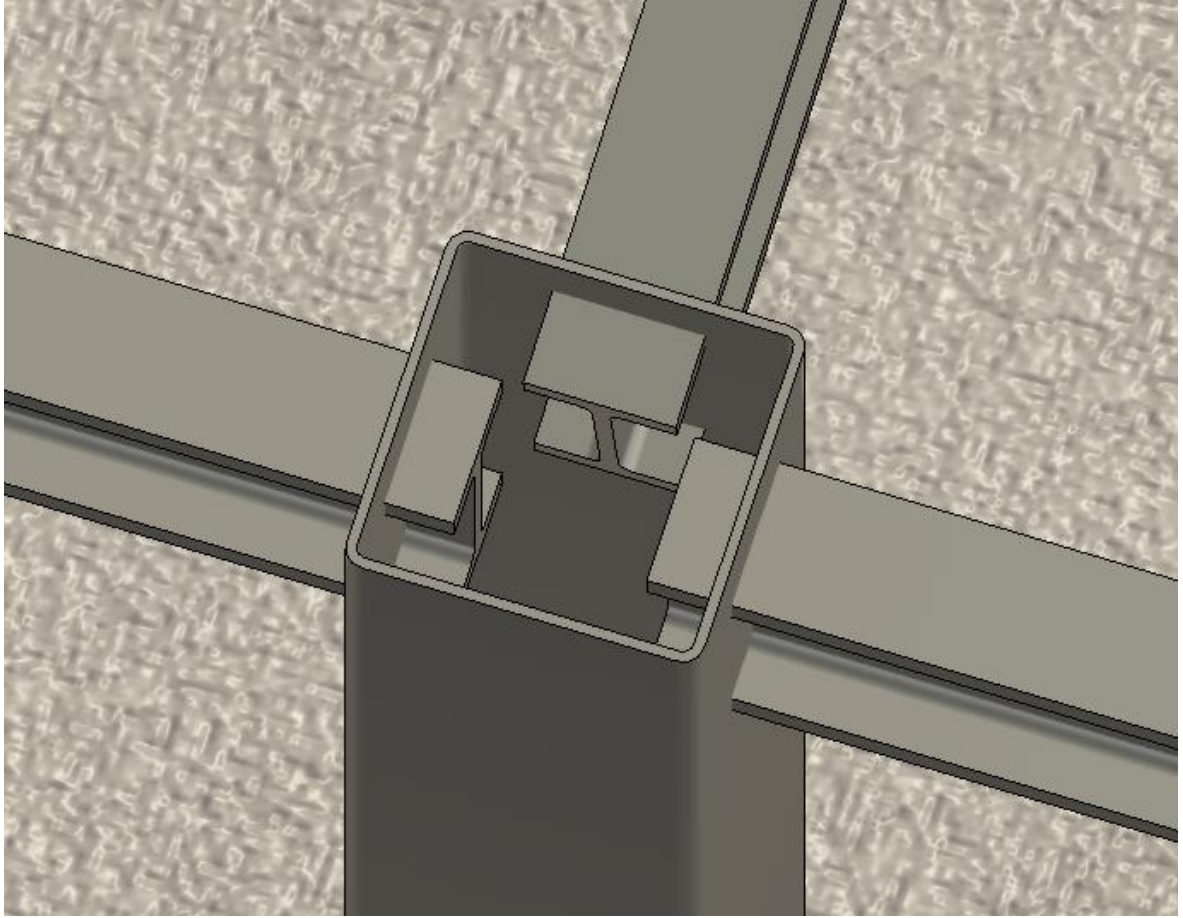
- Los perfiles HEB son robustos y proporcionan una alta capacidad de carga axial, lo que es ideal para columnas.

- Especificaciones:

- Para la carga axial máxima de 11.61 kN y considerando un diseño con un factor de seguridad adecuado, un perfil de Tubo Cuadrado Estructural 150mm y 5mm de ancho de pared es adecuado. Se podría considerar un perfil HEB, pero la conexión sería apernada lo que subiría el costo de la obra. Mientras que con el Tubo Cuadrado Estructural podemos hacer la conexión con embebida y soldada logrando una conexión más económica y sin una mano de obra calificada tan costosa.

A continuación, algunas de las imágenes diseñadas en REVIT para tener una mejor idea de cómo se harán las conexiones empotradas y soldadas.





4. Análisis de resultados

4.1 Presentación & Análisis de Resultados

Una vez cargado mi espectro sísmico de respuesta tengo los resultados en ETABS de varios parámetros, pero lo más importante y lo que quiero destacar para el análisis de la estructura serían sus derivas. También ver si es que los momentos, cortantes y cargas axiales una vez expuesta la estructura frente al espectro sísmico de respuesta están dentro de los parámetros los cuales se consideran que la estructura es segura.

Solamente expondré las columnas y vigas expuestas a sus máximos momentos, cortantes y carga axial mayorada para evaluar si es que la estructura resiste el sismo con los parámetros de la NEC para un periodo de retorno de 475 años.

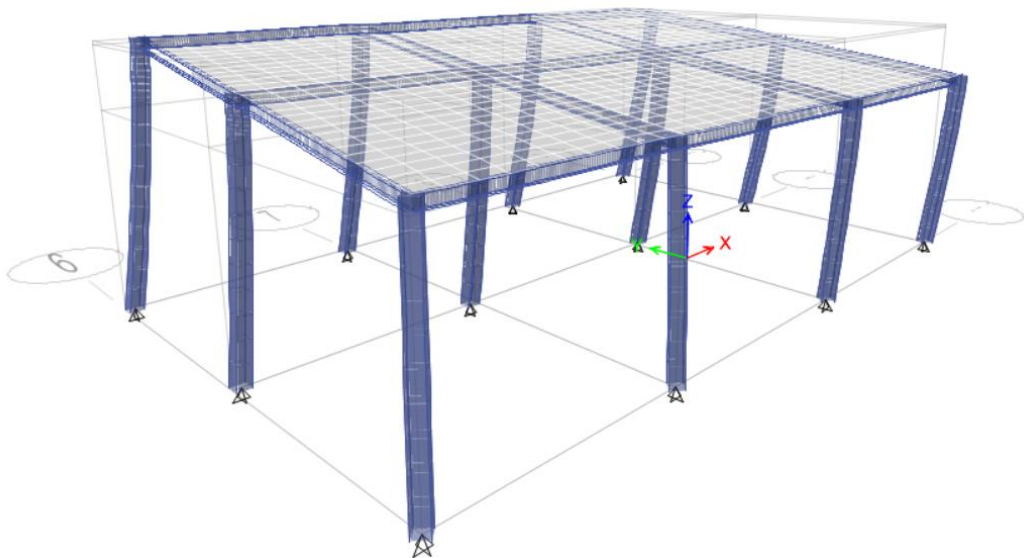
En el primer modo de vibración encuentro las deformaciones con respecto a la posición inicial más grandes por lo que procedo a evaluar si es que estos cumplen con los controles de derivas máximas expuestas por la NEC SE DS:

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

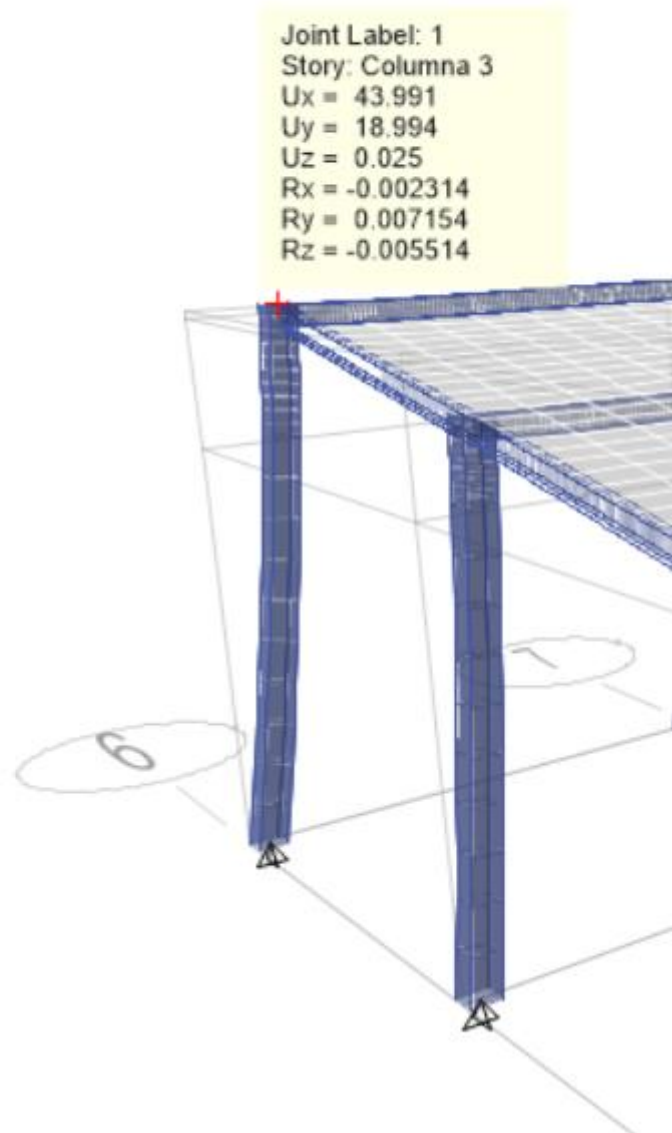
La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

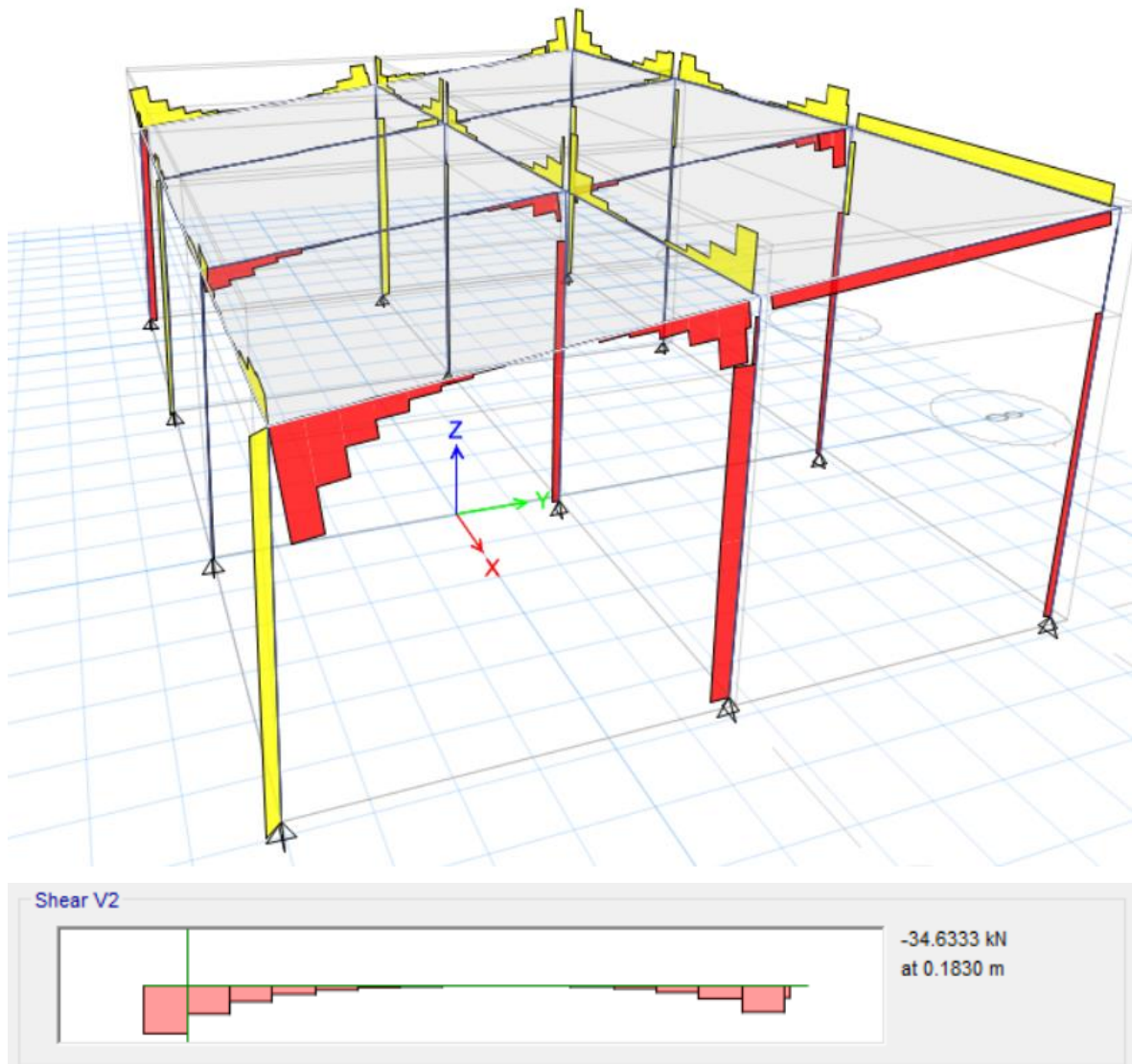


Cabe recalcar que este exagerado en un 300% las derivas en este modelo para que sea mas visible al ojo humano el movimiento que podría ser ocasionado por el sismo en la estructura.



Veo que en dirección X para la columna 1 que forma parte de la línea frontal con las columnas mas altas llego a 43.991mm de desplazamiento en la estructura. Para a revisión de las derivas le compara a este desplazamiento con el valor del alto total de la columna $0.043991/3.2 = 0.0137$ lo cual es menor al 0.02 como valor máximo de deriva para una estructura metálica.

Una vez pasado este parámetro solo me queda evaluar si es que las vigas y columnas resistirían a las fuerzas de momentos, cortantes y cargas axiales expuestas a la estructura por el sismo.

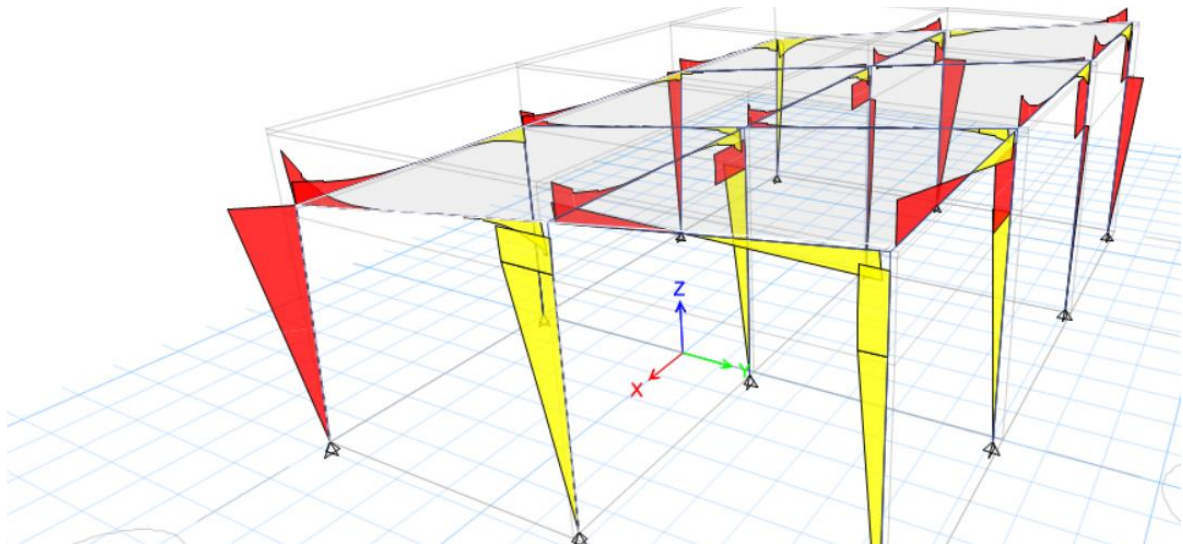


El valor máximo de cortante lo tengo en mi viga exterior pegada a la columna mas corta y tiene un valor de 34.663Kn

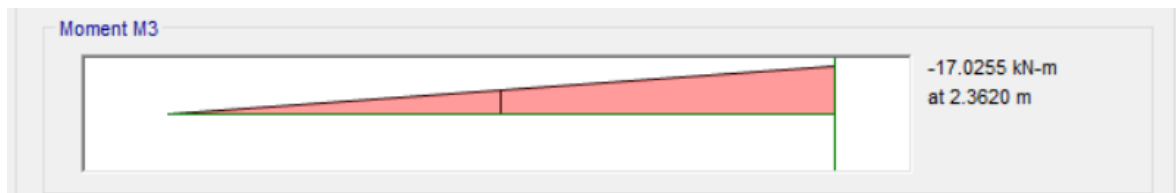
$$\phi V_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_w)$$

- ϕ es el factor de resistencia (típicamente 0.9 para acero estructural).
- V_n es la resistencia nominal al corte.
- F_y es el esfuerzo de fluencia del material.
- A_w es el área del alma de la viga (ancho \times espesor del alma).

Para mi viga $\phi V_n = 0.9 \times (0.6 \times 355 \times 120 \times 6) = 138.024 \text{Kn}$ lo cual esta muy por encima del cortante máximo en mi viga con mayor carga en su posición crítica.

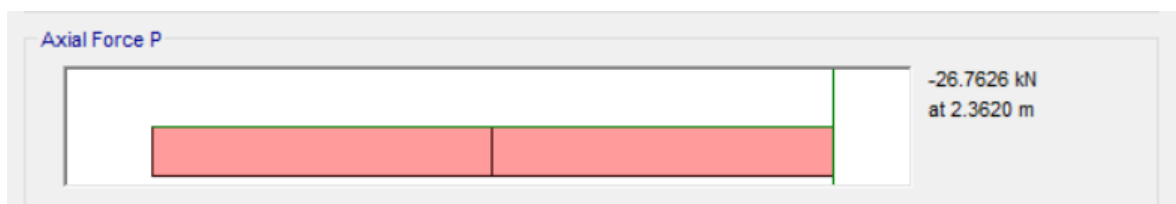


Por otro lado, para el análisis de momentos máximos tenemos nuevamente la misma columna corta con el mayor momento encontrado.



En este caso el momento máximo es de $-17\text{kN}\cdot\text{m}$ lo cual también está por debajo de la resistencia máxima a momento calculada en el capítulo 3 del trabajo y daba $40\text{kN}\cdot\text{m}$.

Para el diseño se aplicó el método de columna fuerte viga débil por lo que veremos que en la carga axial máxima resistida por la columna es bastante leve comparado a las cargas de cortante y de momento que hemos evaluado en las vigas viendo que igual resiste muy bien a las demandas a las que la edificación ha sido expuesta.



Mi columna más desfavorable se ve expuesta a una fuerza axial de -26.76kN lo cual es mucho menor a los 97 tonf que resiste mi columna tubular cuadrada 150×6 .

5. Conclusiones y recomendaciones.

5.1 Conclusiones

Una vez concluido el análisis de todo el trabajo podemos ver que es la estructura al enfrentarse a un sismo cumpliendo toda la normativa de la NEC con un período de retorno de 475 años la selección de vigas columnas y tipos de anclajes hoy son capaces de resistir a las demandas críticas de un sismo hoy por lo que podemos concluir que la estructura es segura.

Como parte del estudio era evaluar si la estructura pudiese tener un costo menor a 5000 dólares.

Consulta de Valores con DIPAC, Selvagre y Madeco precios

Viga	Tipo IPE 120	17 vigas	75usd	1275
Columna	Tubo Rectangular 150x6	12 columnas	42usd	504
M ³ de Cemento	Cemento	8m ³	82usd	656
Paneles fibrocemento	Panel	40m ²	8.75usd	350
			Total	2785usd

5.2 Recomendaciones

A pesar de que el diseño cumplió con los parámetros delimitados por la normativa ecuatoriana de la construcción es evidente que los perfiles seleccionados son inclusive demasiado grandes para las demandas máximas. De todas formas, el cumplir con el diseño con un excelente de seguridad y probar que el costo de la estructura puede llegar a ser menor a 5000 dólares me permite recomendar incluso perfiles un poco más pequeños que abaratarán aún más el costo. Cabe recalcar que no está considerado el costo de la mano de obra de lo que sería soldar y perforar vigas y columnas dentro del costo de estructura. Aun así, tomando ese costo como un 50% de todo el valor de la estructura al momento no pasaría de los 5000

dólares. Se podría dar como observación el hecho que no se usaron correas, pero esta decisión se tomó debido a que las planchas de fibrocemento son bastante rígidas y la agencia que vende las mismas Madeco dijo que no eran necesarias. En el caso de usar otro tipo de techos, así como paneles de madera u otro tipo de fibras que tienden más al pandeo se necesitarían colocar correas en la estructura esto claramente subiría el costo de la misma, el cual de todas maneras no pasaría los 5000usd.

6 BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. USA, AISC 341-16. (2016).

American Institute of Steel Construction. (2017). Steel construction manual (15th ed.). American Institute of Steel Construction.

D'Oca, D. (2019). Affordability Now! Recuperado de <https://www.gsd.harvard.edu/course/affordability-now-fall-2019/>

Calderón A, Yepes-Estrada C, Celi C, Marrero J, Yepes H, Alarcón F, Ordoñez J (2022). Evaluación de Riesgo Sísmico para el Distrito Metropolitano de Quito. GEM-TREQ Reporte Técnico D2.6.1. Recuperado de https://cloud-storage.globalquakemodel.org/public/wix-new-website/pdf-collections-wix/publications/TREQ%20deliverables/reports/TREQ_D261_Riesgo_Sismico_Quito_v1.00.pdf

Beauval C., J. Marinière, H. Yepes, L. Audin, J.-M. Nocquet, A. Alvarado, S. Baize, J. Aguilar, J.-C. Singaicho, H. Jomard (2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. Bulletin of the Seismological Society of America; 108 (3A): 1443–1464. doi: <https://doi.org/10.1785/0120170259>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Ten Fold Engineering. (2022). Mission. Recuperado de <https://www.tenfoldengineering.com/about>

Segui, William. Steel Design. Stamford, Cengage Learning, Fifth Edition. (2013).

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>