

**“ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL INMUEBLE DENOMINADO CASA  
GARCIA MORENO –IMP”**

**MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL- CUBIERTA PATIO CENTRAL**

**Código Proceso No.: CD-MDMQ-IMP-16-2022**

**Objeto del proceso: “ESTUDIO DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS DEL INMUEBLE  
DENOMINADO CASA GARCIA MORENO –IMP”**

**Contratista: Bernardo Roberto Bustamante Patiño  
Ingeniero Encargado: Galo Fernando Serrano Chica  
Administrador: Arq. Ana Lucía Andino**

**OCTUBRE, 2022**



**DISEÑO ESTRUCTURAL**

**“CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL”**

ÍNDICE DE FIGURAS .....	3
1. INTRODUCCIÓN. ....	4
2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO. ....	4
3. CARGAS DE DISEÑO.....	7
4. CÁLCULO DE CORTE BASAL. ....	8
4.1. NEC_SE .....	8
4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA. ....	11
5. COMBINACIONES DE CARGA.....	12
5.1. NEC_SE.....	12
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	13
6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	13
6.2. CONTROL DE DERIVAS. ....	14
6.3. MODOS VIBRATORIOS.....	14
6.4. MODELO ESTRUCTURAL – CUBIERTA PATIO CENTRAL.....	15
6.4.1. INGRESO DE CARGAS.....	16
6.4.2. CONTROL DE DERIVAS.....	21
6.4.3. MODOS VIBRATORIOS.....	23
6.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS. ....	24
6.4.4.1. VIGAS.....	25
6.4.4.2. COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN .....	28
6.4.4.3. CIMENTACION.....	30
7. REFERENCIAS.....	36



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Cortes de la estructura en estudio .....	5
Figura 2. Plantas estructura en estudio.....	6
Figura 3. Modelo 3D Módulo 1 (Estructura de cubierta de patio interno) .....	15
Figura 4. Secciones de la estructura .....	16
Figura 5. Ingreso del cortante basal.....	16
Figura 6. Peso en función del cortante basal .....	17
Figura 7. Carga muerta por piso .....	17
Figura 8. Asignación del espectro .....	18
Figura 9. Secciones ocupadas en el diseño.....	18
Figura 10. Sección columna 150x150x8 .....	19
Figura 11. Viga perimetral 100x300x6.....	19
Figura 12. Viga 50x150x4 .....	19
Figura 13. Correa 150x50x15x3.....	20
Figura 14. Asignación de materiales .....	20
Figura 15. Cargas de cubierta.....	21
Figura 16. Escalamiento del espectro .....	21
Figura 17. Deriva de piso en dirección X $\Delta E=0.006187$ .....	22
Figura 18. Deriva de piso en dirección Y $\Delta E=0.005707$ .....	22
Figura 19. Envolverte de momentos de la estructura .....	24
Figura 20. Secciones de viga .....	25
Figura 21. Envolverte de momento y corte de la viga .....	25
Figura 22. Momento de diseño de la viga .....	27
Figura 23. Radio de capacidad de las secciones .....	27
Figura 24. Momento de diseño de columna .....	29
Figura 25. Definición de materiales.....	30
Figura 26. Coeficiente de balasto.....	31
Figura 27. Cadena de amarre 25x40.....	31
Figura 28. Definición de espesor de zapatas .....	32
Figura 29. Vista 3D de cimentación .....	32
Figura 30. Cargas exportadas desde ETABS .....	33
Figura 31. Desplazamientos por carga muerta .....	33
Figura 32. Presión en zapatas .....	34
Figura 33. Acero de refuerzo necesario en zapatas.....	34



## **DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **“CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL”**

#### **1. INTRODUCCIÓN.**

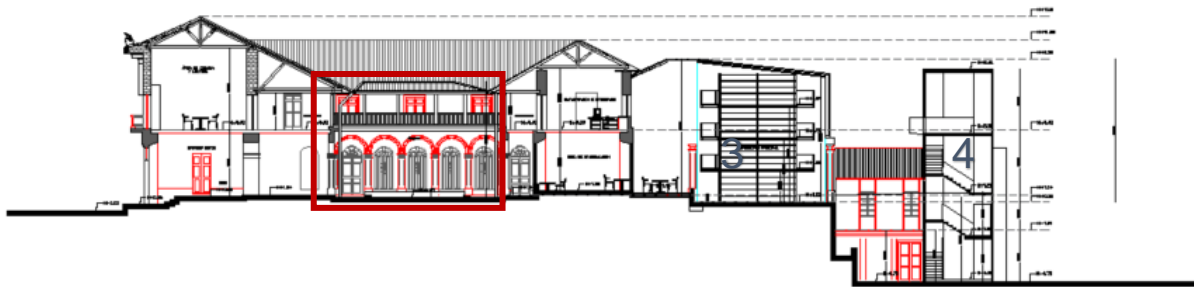
Se requiere el estudio estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL”, el mismo que se lo realiza con el fin de garantizar la serviciabilidad y funcionalidad de la estructura ante las solicitaciones que le competan.

El esqueleto de la estructura se construirá con elementos de acero laminados en caliente mediante el sistema de pórticos espaciales sismorresistentes, la cimentación se realizará mediante zapatas aisladas.

El diseño estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL” se ha realizado en estricto cumplimiento de la norma “American Institute of Steel Construction” (AISC) y se ha adoptado los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC\_SE. Se utiliza una capacidad portante del suelo de  $q_{adm} = 16.50 \text{ T/m}^2$  y un coeficiente de Balasto  $1.98 \text{ kg/cm}^3$ .

#### **2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.**

El proyecto “CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL” contempla la elaboración de la cubierta para el patio principal: La cubierta consta de una altura de 8.50 metros aproximadamente y una cubierta con vidrio laminado.



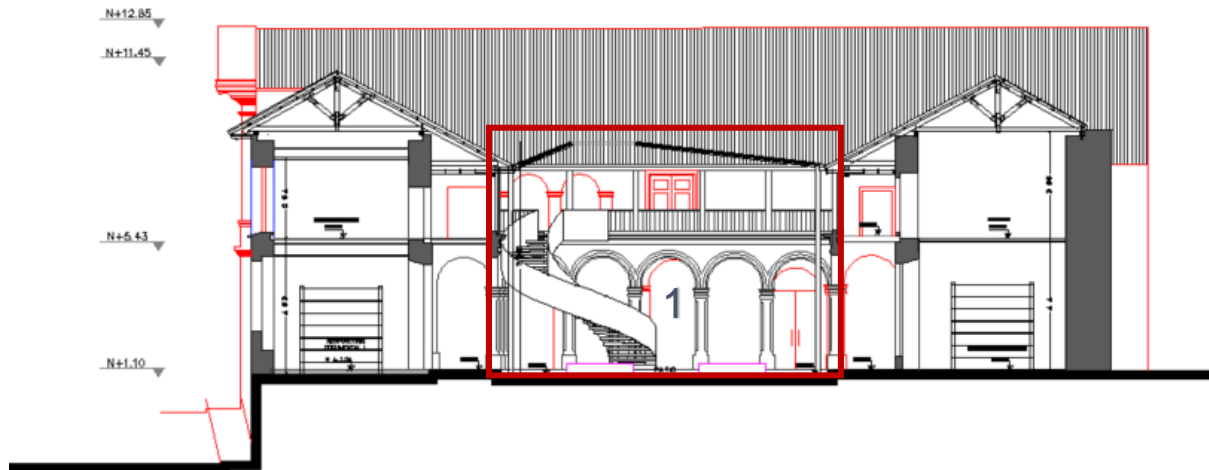
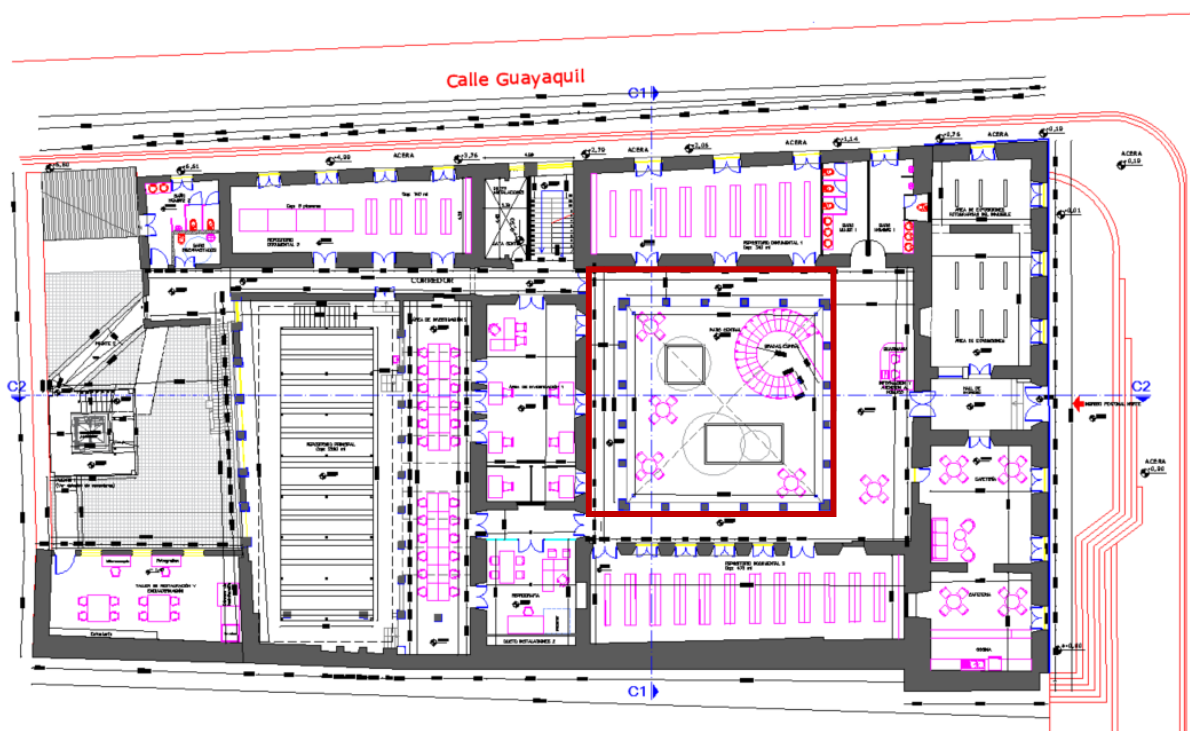


Figura 1. Cortes de la estructura en estudio



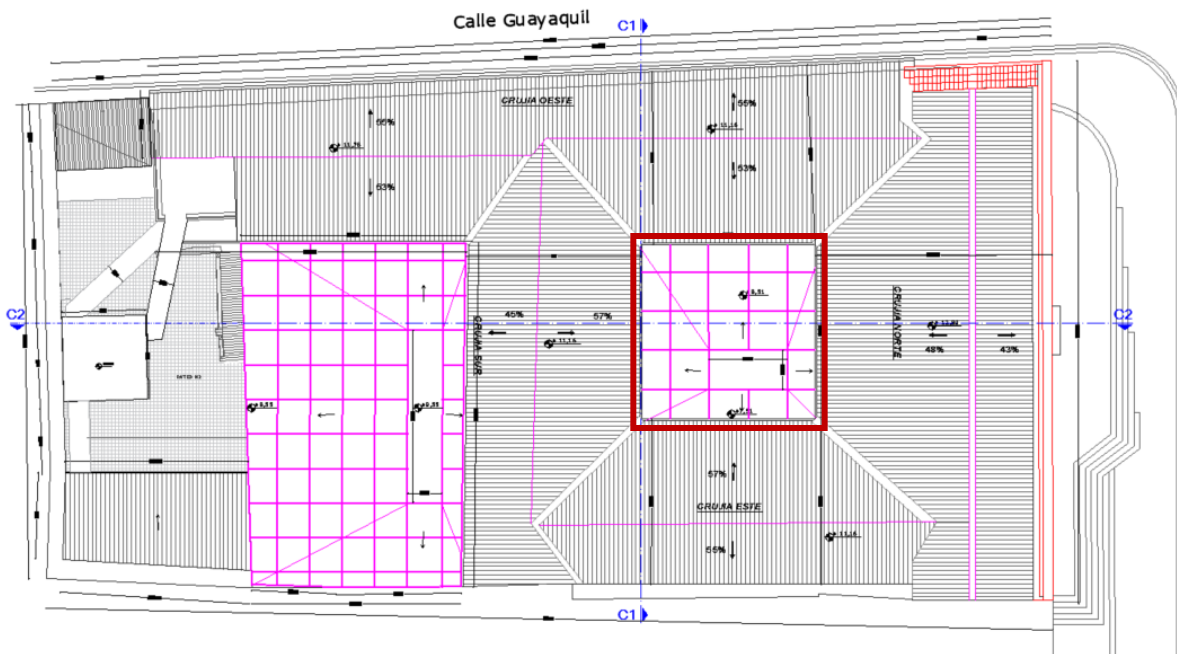
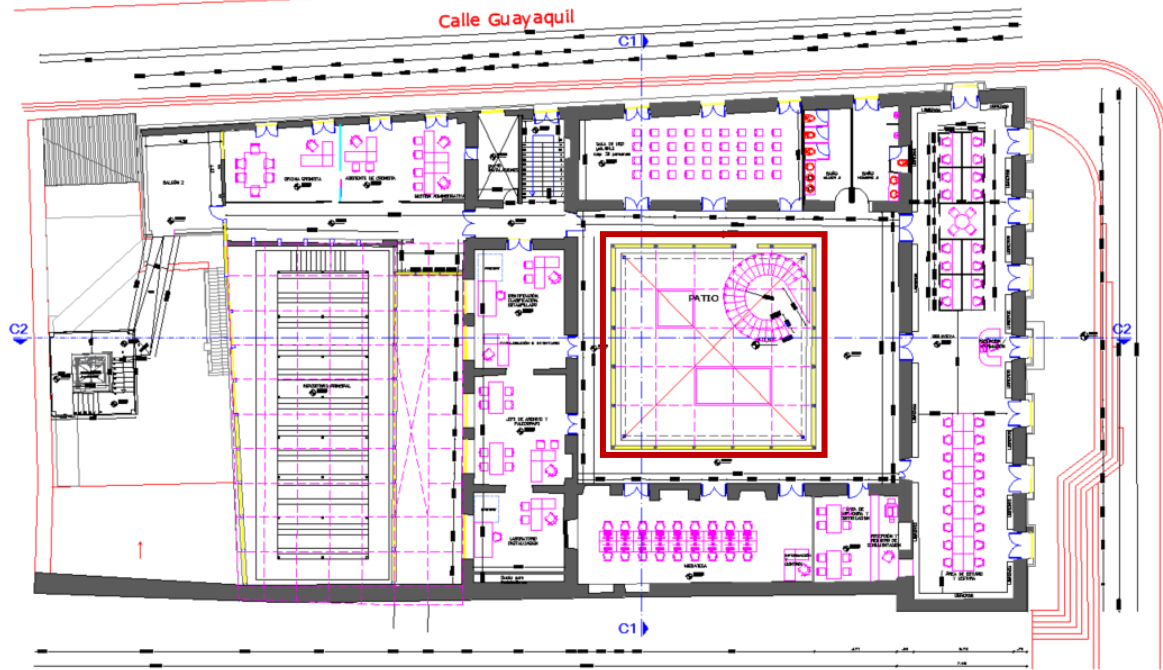


Figura 2. Plantas estructura en estudio



### 3. CARGAS DE DISEÑO.

Las cargas verticales de diseño para las estructuras nuevas se definieron en base al capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC\_SE

Cargas para estructuras de Cubierta:

Carga muerta	30.00 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	70.00 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Viento	22.26 kg/m <sup>2</sup>
Carga de Granizo	50.00 kg/m <sup>2</sup>
Carga total en cubierta	172.26 kg/m <sup>2</sup>

\*La carga muerta impuesta; no considera pesos de columnas, vigas u otros elementos estructurales, estos pesos se consideran de forma automática en el modelo estructural realizado en ETABS 2019.

Anexo Carga de Viento.

CALCULO DEL VIENTO NEC-SE		
Velocidad Del Viento (V)	21.00	m/s
Coefficiente de Correccion (σ)	0.90	u
Velocidad Corregida (Vb)	18.90	m/s
Densidad del aire (ρ)	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de entorno/ altura (Ce)	1.63	u
Coefficiente de Forma (Cf)	0.80	u
<b>Presion de calculo Vertical</b>	291.13	Pa
	29.68	Kg/m <sup>2</sup>
CALCULO DEL VIENTO NEC-SE		
Velocidad Del Viento (V)	21.00	m/s
Coefficiente de Correccion (σ)	0.90	u
Velocidad Corregida (Vb)	18.90	m/s
Densidad del aire (ρ)	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de entorno/ altura (Ce)	1.63	u
Coefficiente de Forma (Cf)	0.30	u
<b>Presion de calculo</b>	109.17	Pa
<b>Barlovento</b>	11.13	Kg/m <sup>2</sup>
CALCULO DEL VIENTO NEC-SE		
Velocidad Del Viento (V)	21.00	m/s
Coefficiente de Correccion (σ)	0.90	u
Velocidad Corregida (Vb)	18.90	m/s
Densidad del aire (ρ)	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de entorno/ altura (Ce)	1.63	u
Coefficiente de Forma (Cf)	-0.60	u
<b>Presion de calculo</b>	-218.34	Pa
<b>Sotavento</b>	-22.26	Kg/m <sup>2</sup>

### Cargas por Granizo.

$$S = \rho g \cdot HS$$

$$S = (1000 \text{ kg/m}^3) (0.05 \text{ m})$$



S= 50 Kg/m<sup>2</sup>

#### 4. CÁLCULO DE CORTE BASAL.

En este procedimiento se ha considerado las especificaciones descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC\_SE.

##### 4.1. NEC\_SE

En el cálculo de la fuerza total sísmica en la base la estructura V, a nivel de **cargas últimas**, se ha tomado en consideración las siguientes expresiones dadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción:

Donde:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_l = 2.4 F_d$$

$$S_a = n Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

I = Factor de Importancia.

S<sub>a</sub> = Aceleración Espectral.

R = Factor de reducción de resistencia estructural.

Φ<sub>p</sub> = Coeficiente de configuración estructural en planta.

Φ<sub>E</sub> = Coeficiente de configuración estructural en Elevación.

T<sub>1</sub> = Período de vibración, método 1.

Z = Factor de Zona.

C<sub>t</sub> y α = Factores según el tipo de edificación.

h<sub>n</sub> = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

F<sub>a</sub>, F<sub>d</sub> y F<sub>s</sub> = Coeficientes de Amplificación o de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo.

r = Factor de Tipo de Suelo





$\eta$  = Factor de Región

$W$  = (Carga Muerta Total de la estructura más 25% de la carga viva de piso).

$h_n$  = Altura máxima de la edificación, medida desde la base.

**Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada:**

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

**Clasificación de los perfiles de suelo:**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_v \geq 100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100$ kPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> ) $> \bar{S}_v \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180$ m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_v < 50$ kPa ( $\approx 0.50$ kgf/cm <sup>2</sup> )
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: <b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. <b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). <b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75) <b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m) <b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. <b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	



**COEFICIENTES DE APLICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd y Fs**

**Tipo de suelo y Factores de sitio Fa:**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Tipo de suelo y Factores de sitio Fd:**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

**Tipo de suelo y Factores de sitio Fs:**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

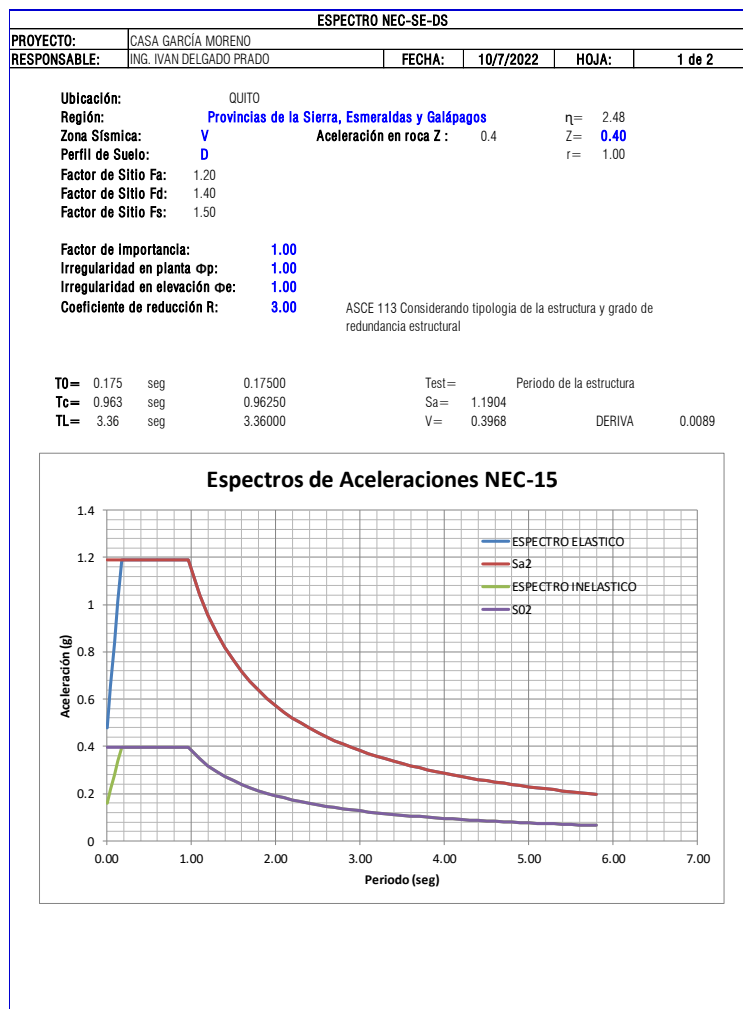


## 4.2. CATEGORIA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente 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

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

## Cálculo del Corte Basal para la estructura. (Procedimiento Estático.)



**Nota:** Porcentaje del cortante basal para cubiertas



## 5. COMBINACIONES DE CARGA.

### 5.1. NEC\_SE.

Las siguientes combinaciones de carga son las recomendadas por el Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC\_SE:

Losa de Entrepiso

- COMB. 1:  $1.4 * D$
- COMB.2:  $1.2 * D + 1.6 * L$
- COMB.3:  $1.2 * D + 1.0 * S_x + L$
- COMB. 4:  $1.2 * D - 1.0 * S_x + L$
- COMB. 5:  $1.2 * D + 1.0 * S_y + L$
- COMB. 6:  $1.2 * D - 1.0 * S_y + L$
- COMB. 7:  $0.9 * D + 1.0 * S_x$
- COMB. 8:  $0.9 * D - 1.0 * S_x$
- COMB. 9:  $0.9 * D + 1.0 * S_y$
- COMB. 10:  $0.9 * D - 1.0 * S_y$
- COMB. 11:  $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * S$
- COMB. 12:  $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * W$
- COMB. 13:  $1.2 * D + 1.0 * E_x + 0.2 * S$
- COMB. 14:  $1.2 * D + 1.0 * E_y + 0.2 * S$
- COMB. 15:  $0.9 * D + 1.0 * W$

D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

S: Carga de Granizo.

W: Carga de Viento.

Sx: Sismo en la dirección "x".

Sy: Sismo en la dirección "y".



## 6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El diseño estructural del proyecto “CASA GARCÍA MORENO-CUBIERTA PATIO CENTRAL” comprende el cálculo de todas las solicitaciones en la estructura bajo cargas gravitacionales y laterales como son: momentos, cortantes, fuerzas axiales, fuerzas sísmicas y otras; además se realiza un control de derivas las mismas que deben estar dentro del rango máximo permitido por las normas vigentes, y a su vez, se revisa los modos vibratorios tomando en cuenta la participación de masas, esto con el objetivo de tener una estructura que no presente problemas de torsión en planta sino más bien que su movimiento ante cargas sísmicas sea traslacional.

Para el cálculo de las fuerzas internas se utilizó el programa de modelación estructural ETABS 2019, con el cual se obtuvieron todas las solicitaciones presentes en la estructura, además de obtener las derivas máximas y modos de vibración de la misma; cabe recalcar que el programa de modelación estructural ETABS 2019 es una **herramienta** para el diseñador y se debe tener sólidos conocimientos de los procesos y ayudas que brinda este programa, esto con el objetivo de tener una buena interpretación de los resultados obtenidos mediante su uso; por lo cual el **diseño final de los elementos de la estructura** se realizó en base a los resultados obtenidos en el programa ETABS 2019 y en hojas de cálculo de Microsoft Excel realizadas por el autor del presente estudio.

### 6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- Resistencia cilíndrica del hormigón en losas, columnas y vigas,  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- Acero Estructural en placas y columnas Gr50,  $f_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ .
- Acero Estructural en vigas,  $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ .
- Resistencia a la rotura/unidad de bloque de mampostería de paredes,  $\sigma = 22.45 \text{ kg/cm}^2$ .  
Peso específico del hormigón,  $\gamma = 2.4 \text{ T/ m}^3$ .
- Módulo de Elasticidad del hormigón,  $E = 13500 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte del Hormigón:  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.2$ .



## 6.2. CONTROL DE DERIVAS.

Los controles de las derivas de piso son fundamentales en el diseño de una estructura, a tal punto que en la mayoría de los casos las columnas y vigas son diseñadas en base a este criterio; se hace este control con el fin de evitar daños no estructurales excesivos en la edificación.

Teniendo en cuenta que las derivas de piso son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su piso consecutivo, los mismos que se obtienen bajo cargas horizontales en cada dirección de la estructura, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC\_SE establece un valor de deriva máxima permitida para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.02$$

Donde:

$\Delta_M$ : Deriva máxima inelástica.

$\Delta_E$ : Deriva Estática.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

$\Delta_M = 0.02$        $R=3$        $\Delta E_{PERMITIDA} = 0.0089$  Para estructuras de Cubierta

$\Delta_M = 0.02$        $R=6$        $\Delta E_{PERMITIDA} = 0.0044$  Para estructuras con Entrepiso

Las derivas de piso se calcularon en base al sismo de diseño con una excentricidad positiva y negativa del 5% en cada dirección de la estructura.

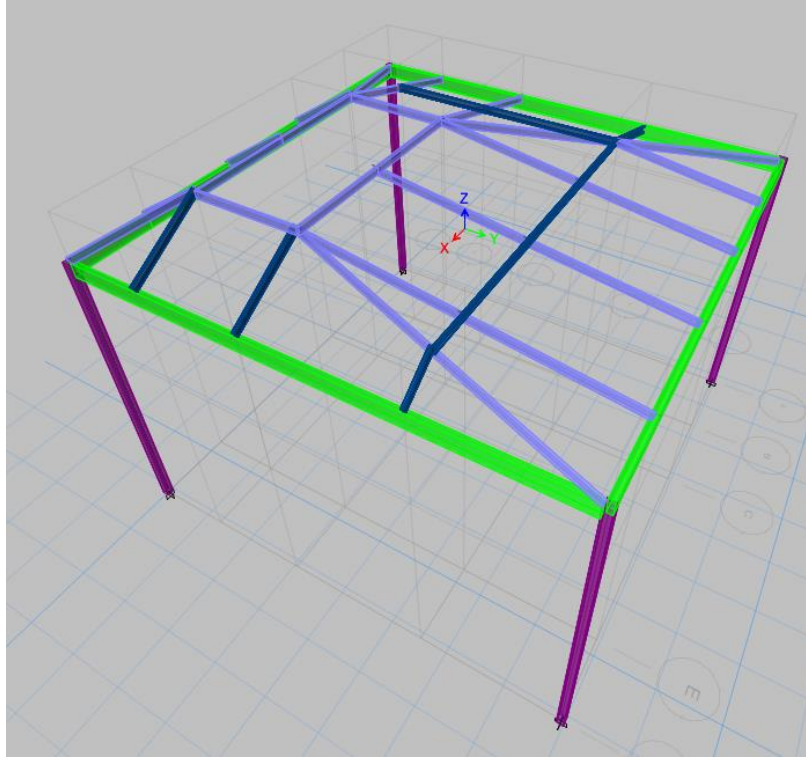
## 6.3. MODOS VIBRATORIOS.

Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un período, una frecuencia y un grado de libertad, además que un modo representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer período o también llamado período fundamental del sistema, debido a que este es el más importante y el



más influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

#### **6.4. MODELO ESTRUCTURAL – CUBIERTA PATIO CENTRAL**



*Figura 3. Modelo 3D Módulo 1 (Estructura de cubierta de patio interno)*

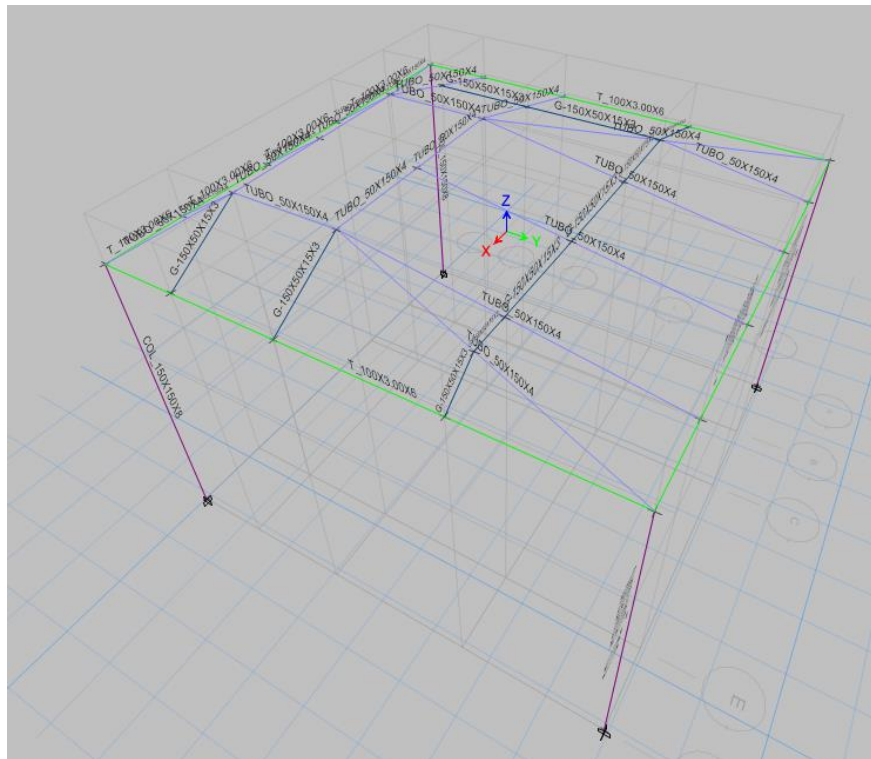


Figura 4. Secciones de la estructura

## 6.4.1. INGRESO DE CARGAS

Ingreso del porcentaje e Cortante Basal

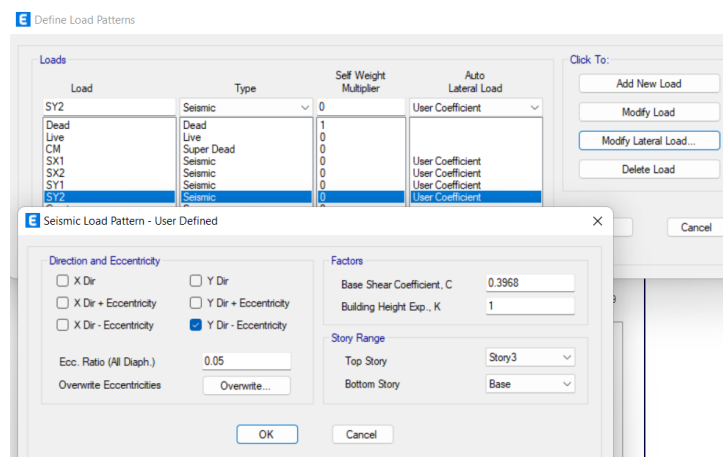


Figura 5. Ingreso del cortante basal

Peso de la estructura y porcentaje de peso debido al cortante basal.





E Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None  
Filter: None

Load Pattern Definitions - Auto S

	Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	SX1	No	No	Yes	No	No	No	No	0.05	Story3	Base	0.3968	1	4.11705	1.6336
	SX2	No	No	No	Yes	No	No	No	0.05	Story3	Base	0.3968	1	4.11705	1.6336
	SY1	No	No	No	No	No	Yes	No	0.05	Story3	Base	0.3968	1	4.11705	1.6336
	SY2	No	No	No	No	No	No	Yes	0.05	Story3	Base	0.3968	1	4.11705	1.6336

Figura 6. Peso en función del cortante basal

### Carga muerta debido a secciones

E Material List by Story

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	Object Type	Material	Weight tonf	Floor Area m <sup>2</sup>	Unit Weight tonf/m <sup>2</sup>	Number Pieces	Number Studs
▶	Story3	Beam	A36	0.0869	0		7	0
	Story3	Beam	A50	0.72808	0		15	0
	Story3	Brace	A36	0.02983	0		3	
	Story3	Brace	A50	0.09887	0		4	
	Story2	Column	A50	2.09962	0		4	
	Story2	Beam	A50	1.42617	0		7	0
	Sum	Column	A50	2.09962	0		4	
	Sum	Beam	A36	0.0869	0		7	0
	Sum	Beam	A50	2.15425	0		22	0
	Sum	Brace	A36	0.02983	0		3	
	Sum	Brace	A50	0.09887	0		4	
	Total	All	All	4.46947	0		40	0

Figura 7. Carga muerta por piso



## Análisis Espectral (Procedimiento Elástico Dinámico)

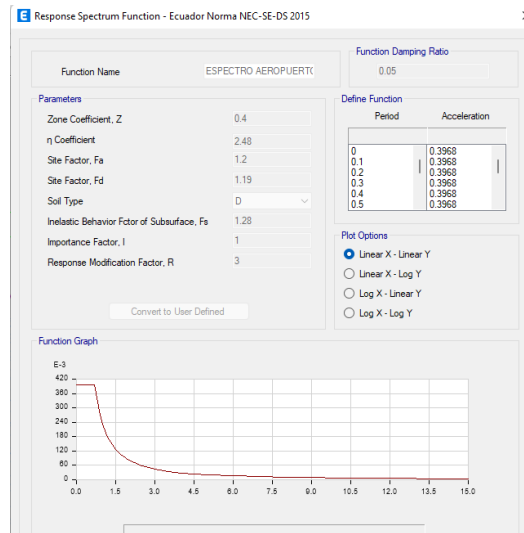


Figura 8. Asignación del espectro

## Secciones ocupadas en el diseño

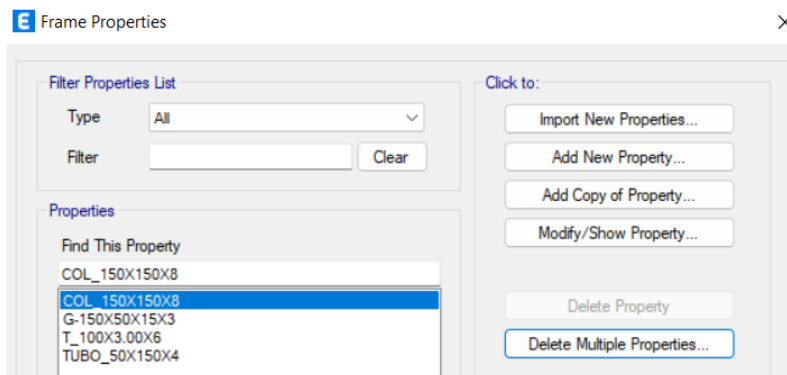


Figura 9. Secciones ocupadas en el diseño

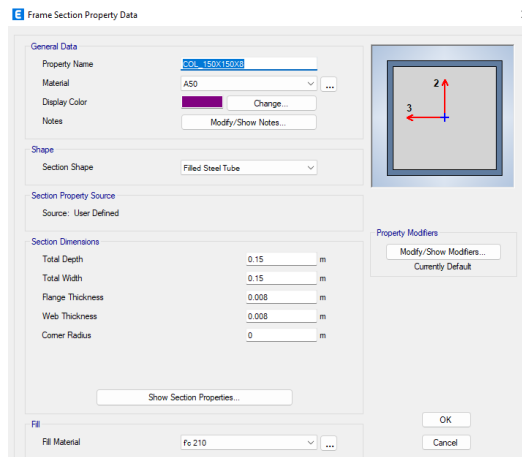


Figura 10. Sección columna 150x150x8

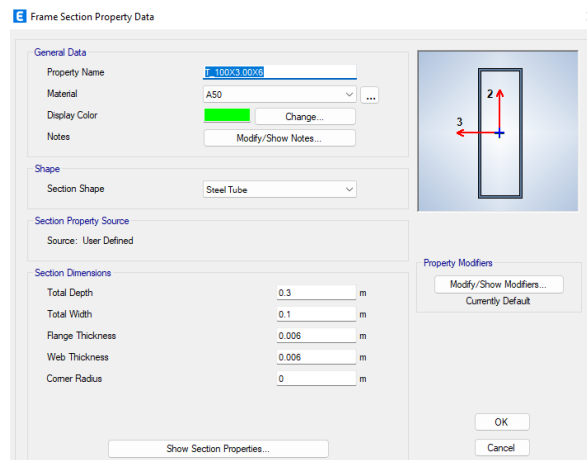


Figura 11. Viga perimetral 100x300x6

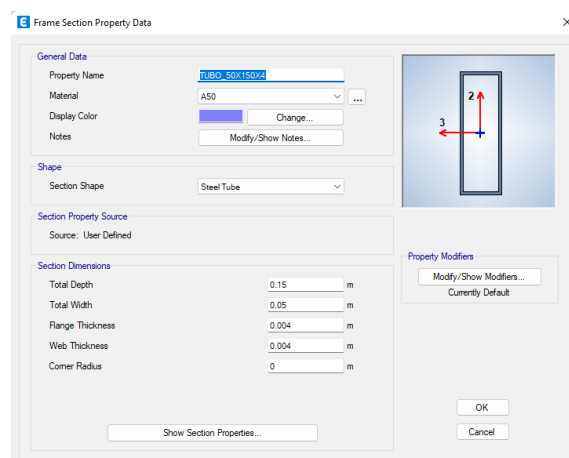


Figura 12. Viga 50x150x4

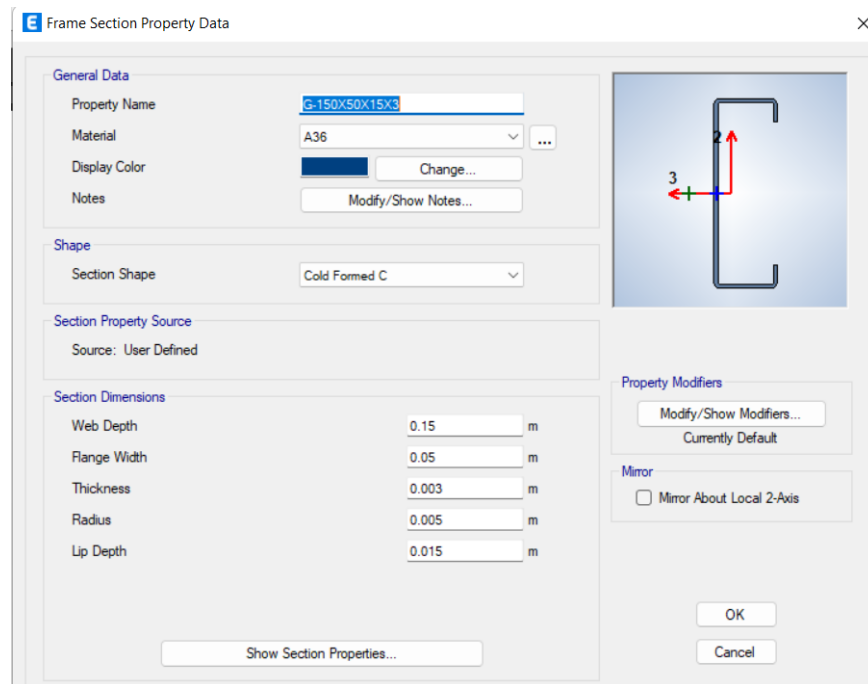


Figura 13. Correa 150x50x15x3

## Propiedades de los materiales

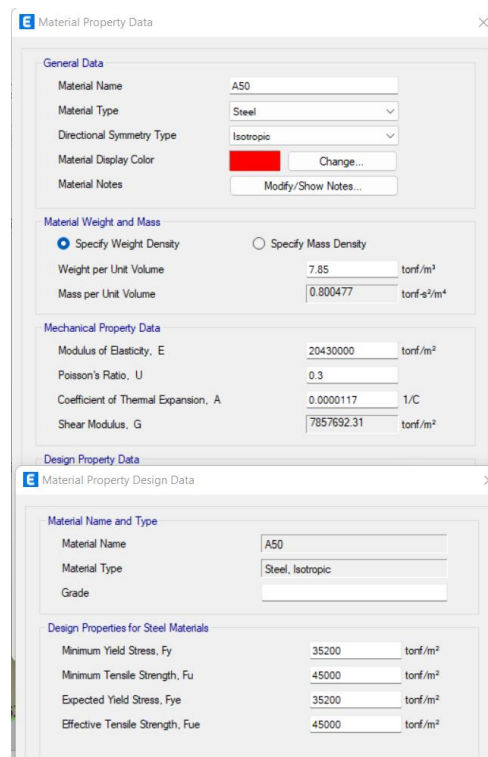


Figura 14. Asignación de materiales

**Cargas asignadas:**

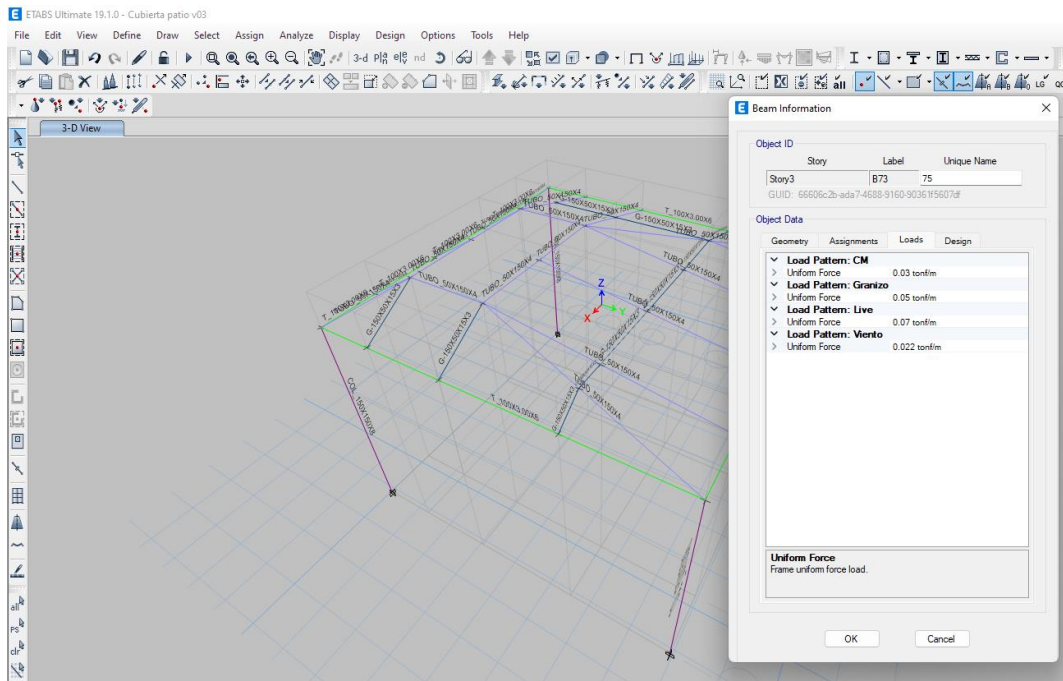


Figura 15. Cargas de cubierta

**6.4.2. CONTROL DE DERIVAS.**

**Cortante por piso con cargas estáticas y espectro**

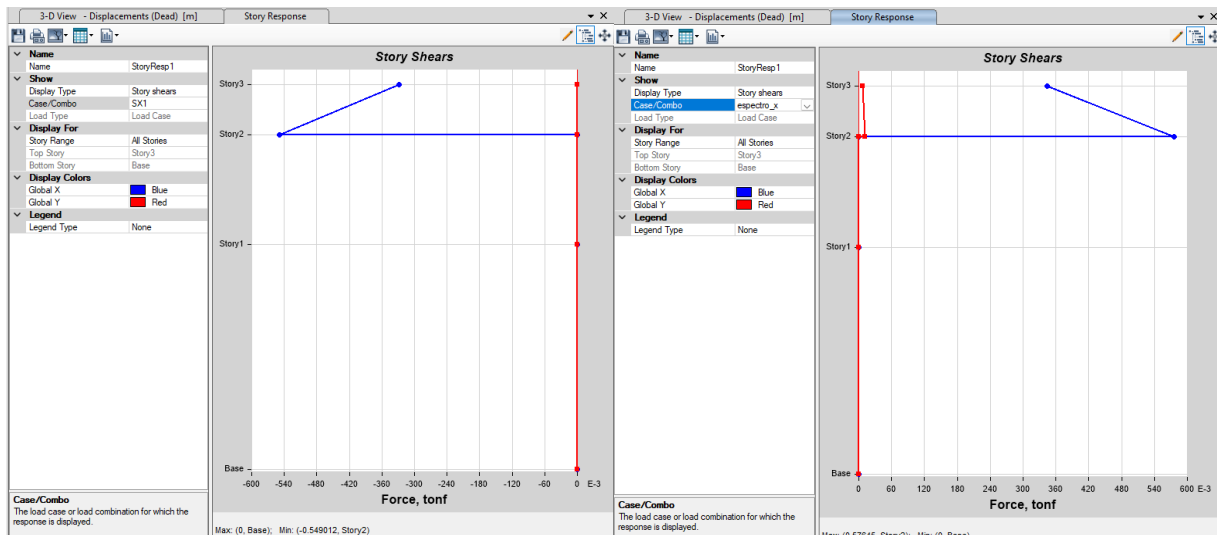


Figura 16. Escalamiento del espectro



### Eqx: Sismo en dirección X

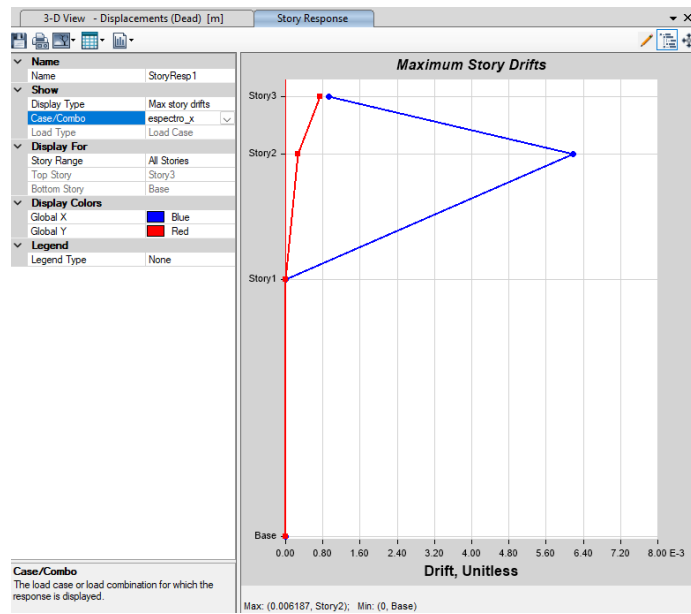


Figura 17. Deriva de piso en dirección X  $\Delta E=0.006187$

### Eqy: Sismo en dirección Y

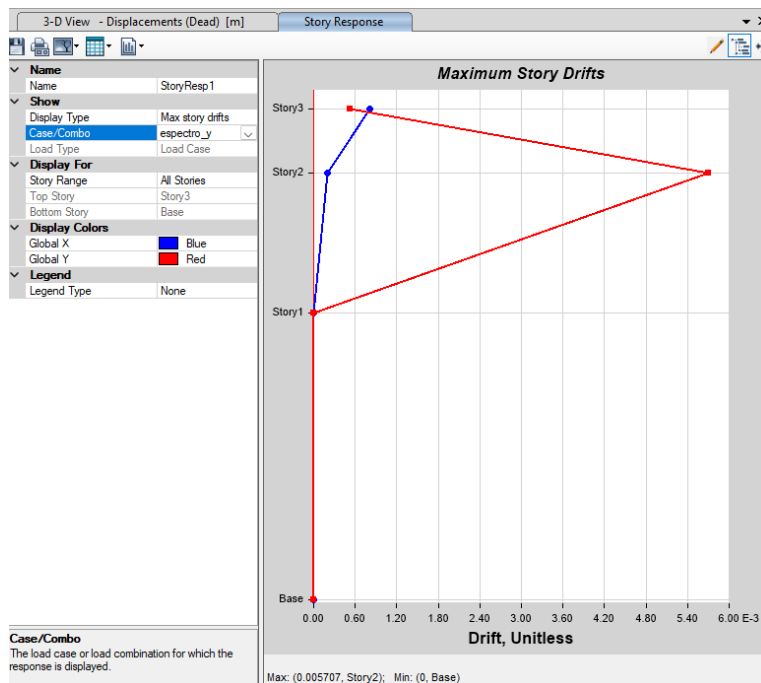


Figura 18. Deriva de piso en dirección Y  $\Delta E=0.005707$



**Nota:** Para comprobar que el cortante dinámico sea al menos el 90 % del cortante estático hay que comprobar los valores en el gráfico de STORY SHEAR.

Como se puede apreciar en los gráficos anteriores, las derivas obtenidas en la estructura se encuentran dentro de los límites permisibles.

$$\Delta_M \leq 0.02$$

$$\Delta_E \leq 0.0089$$

### 6.4.3. MODOS VIBRATORIOS.

#### Participación modal de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.607	0.958	0.0394	0.958	0.0394	0.0011	0.0011
Modal	2	0.603	0.0387	0.9566	0.9967	0.996	0.0031	0.0041
Modal	3	0.507	0.0014	0.0021	0.9982	0.9981	0.9952	0.9994
Modal	4	0.26	0.00004305	0.0009	0.9982	0.999	0.0001	0.9995
Modal	5	0.182	0.0008	0.0006	0.999	0.9996	0	0.9995
Modal	6	0.134	0.0007	0.0002	0.9997	0.9998	0.0001	0.9996
Modal	7	0.109	0.00001056	0	0.9997	0.9998	0.0002	0.9998
Modal	8	0.102	0.0000134	0.00002812	0.9997	0.9998	0.00001505	0.9998
Modal	9	0.092	0.00000756	0.000006905	0.9997	0.9998	0	0.9998
Modal	10	0.074	0	0.00003314	0.9997	0.9999	0.000003278	0.9998
Modal	11	0.072	0.000007264	0.000001985	0.9997	0.9999	0.000002217	0.9998
Modal	12	0.068	0.000007015	0	0.9997	0.9999	0.000001137	0.9998
Modal	13	0.067	0.000009281	5.308E-07	0.9997	0.9999	0	0.9998
Modal	14	0.062	0.000006803	0	0.9998	0.9999	0.000002155	0.9998
Modal	15	0.056	0	0.000003591	0.9998	0.9999	0	0.9998
Modal	16	0.055	5.405E-07	0.00001028	0.9998	0.9999	0	0.9998
Modal	17	0.052	0.00004481	0.00001988	0.9998	0.9999	0.000006773	0.9998
Modal	18	0.047	7.692E-07	0.0000234	0.9998	0.9999	0	0.9998
Modal	19	0.045	0.00001293	0.00001903	0.9998	0.9999	0	0.9998
Modal	20	0.037	0.00001095	0.000004536	0.9998	0.9999	0.000006415	0.9998
Modal	21	0.035	0.00001125	9.834E-07	0.9998	0.9999	0	0.9998
Modal	22	0.033	0	0.00001248	0.9998	1	0.000002519	0.9998
Modal	23	0.031	0.0001	0	0.9999	1	0.0001	0.9999
Modal	24	0.029	0.000007713	0	0.9999	1	0.00002784	0.9999
Modal	25	0.022	0.000003601	0	0.9999	1	0.000001759	0.9999
Modal	26	0.02	0.0001	0	1	1	0.00004758	1



Se puede observar en los resultados anteriores que los dos primeros modos de vibración son traslacionales, lo cual es muy importante en el diseño de la estructura ya que se puede concluir que no existe el problema de torsión en planta.

#### 6.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS.

Se utilizó el programa ETABS 2019 para el cálculo de fuerzas internas en la estructura con sus diferentes estados de carga, determinando una envolvente para cada elemento estructural como vigas, viguetas, columnas, diafragmas y losas, con lo cual se diseñaron las secciones finales de la estructura.

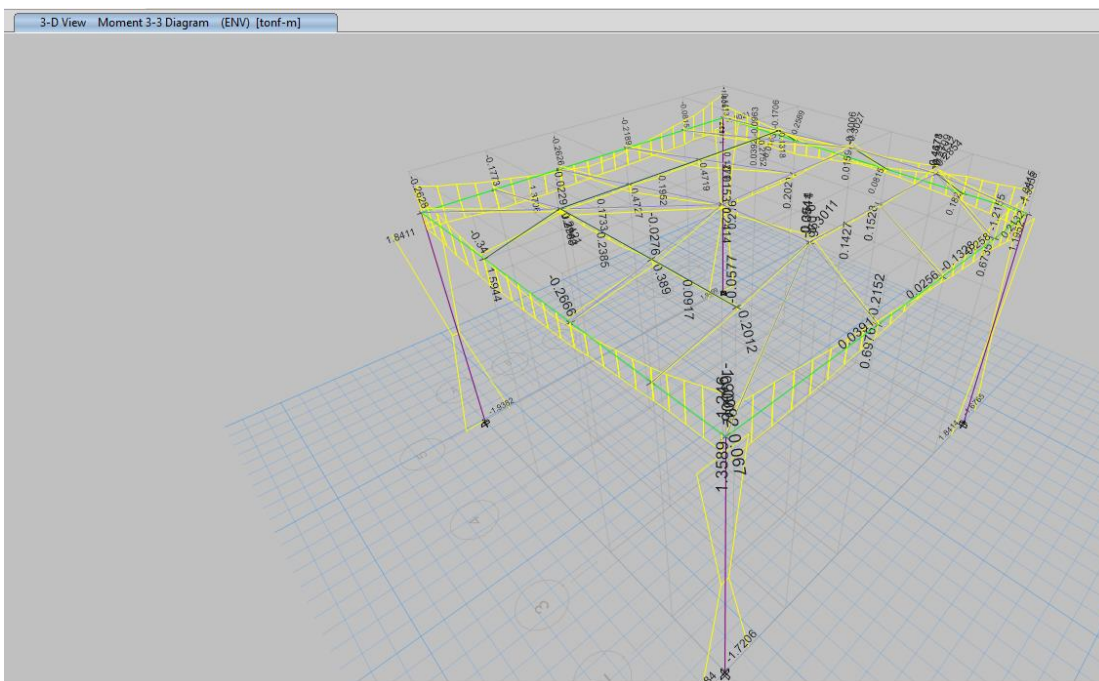


Figura 19. Envolvente de momentos de la estructura





#### 6.4.4.1. VIGAS

Con el objetivo de tener un diseño óptimo en cuanto al costo económico de la estructura, se definieron varios tipos de vigas según sus solicitaciones.

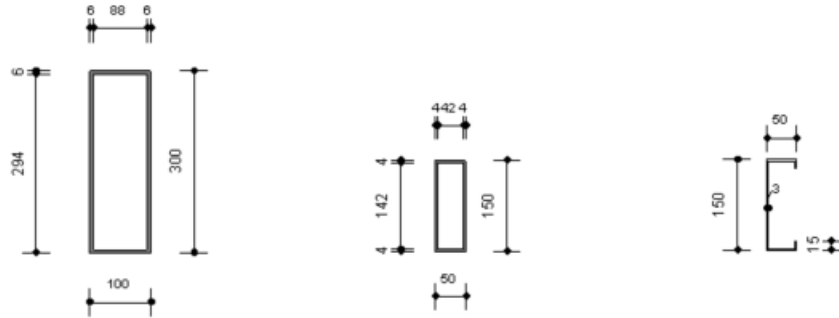


Figura 20. Secciones de viga

#### Ejemplo de diseño de una viga:

Se determina la máxima solicitación en el elemento en base a las combinaciones de carga antes mencionadas, esto se lo realiza con la ayuda del programa ETABS 2019.

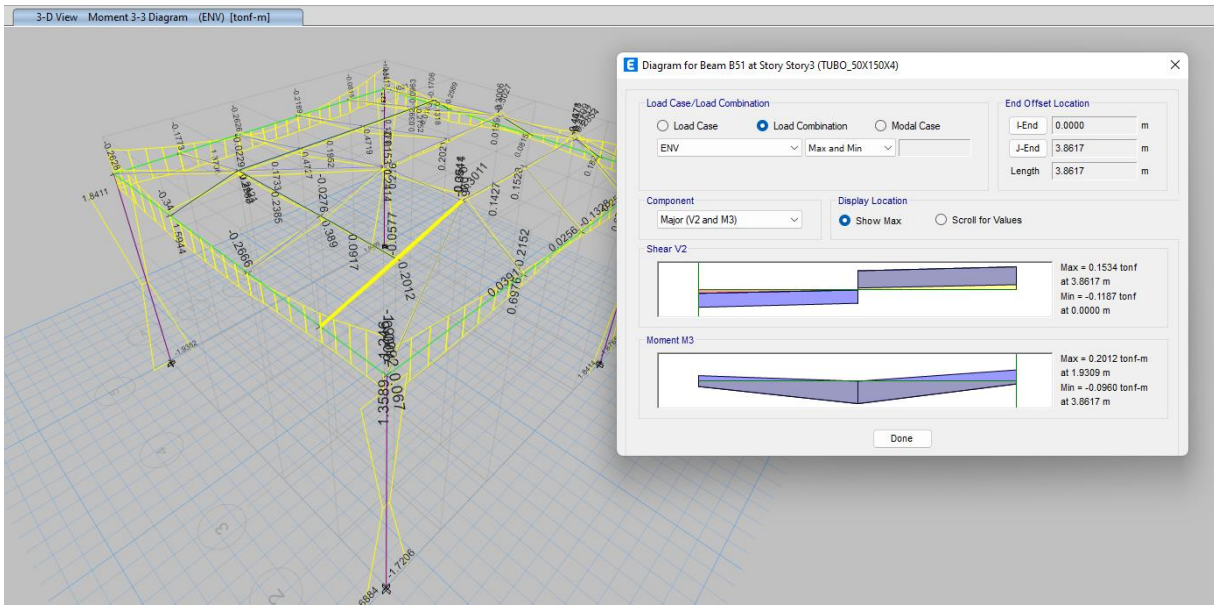


Figura 21. Envoltorio de momento y corte de la viga



## ETABS Steel Frame Design

### AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story3	527	20	0.06666	ENV	Ordinary Moment Frame	TUBO 20x152x6	Seismic HD

#### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4.18006	1	0.95

#### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.078	0.517	1	0.8	0.8

#### Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	$S_{DS}$	R	$\Omega_o$	$C_e$
No	No	Yes	D	1	1	1	6	3	5.5

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TV}$	$\Phi_{T\pm}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V\pm}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$A_{vz}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{vy}$ (m <sup>2</sup> )
0.0015	0.000002	0.000004	0.000001	0.0003	0.0011

#### Design Properties

$S_{zz}$ (m <sup>3</sup> )	$S_{yy}$ (m <sup>3</sup> )	$Z_{zz}$ (m <sup>3</sup> )	$Z_{yy}$ (m <sup>3</sup> )	$r_{zz}$ (m)	$r_{yy}$ (m)	$C_w$ (m <sup>6</sup> )
0.000054	0.000027	0.00007	0.000031	0.05129	0.02113	

#### Material Properties

E (tonf/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (tonf/m <sup>2</sup> )	$R_y$	$C_{pr}$	$\alpha$
20430000	35200	1	1.139	NA

#### HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

#### Stress Check forces and Moments

Location (m)	$P_u$ (tonf)	$M_{uz}$ (tonf-m)	$M_{uy}$ (tonf-m)	$V_{uz}$ (tonf)	$V_{uy}$ (tonf)	$T_u$ (tonf-m)
0.06666	-4.2282	-0.0992	0.0057	-0.0483	0.0052	-0.0214



**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.984	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.984	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

L <sub>br</sub>	K <sub>br</sub>	C <sub>br</sub>
0.984	1	1.853

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)**

D/C Ratio =	(P <sub>u</sub> /P <sub>c</sub> ) + (8/9)(M <sub>u22</sub> /M <sub>c22</sub> ) + (8/9)(M <sub>u12</sub> /M <sub>c12</sub> )
0.7 =	0.655 + 0.04 + 0.005

**Axial Force and Capacities**

P <sub>u</sub> Force (tonf)	φP <sub>n</sub> Capacity (tonf)	φP <sub>n</sub> Capacity (tonf)
4.2262	6.4506	48.6605

**Moments and Capacities**

M <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	φM <sub>n</sub> (tonf-m)	φM <sub>n</sub> No LTB (tonf-m)	φM <sub>n</sub> Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.0992	2.2026	2.2026
Minor Bending	0.0057	0.9861	

**Torsion Moment and Capacities**

T <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	T <sub>n</sub> Capacity (tonf-m)	φT <sub>n</sub> Capacity (tonf-m)
-0.0214	1.1295	1.0166

**Shear Design**

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	φV <sub>n</sub> Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0.0483	20.9648	0.002
Minor Shear	0.0052	5.7784	0.001

Figura 22. Momento de diseño de la viga

Capacidad de la Sección  $\phi M_n \geq M_u$ :  $2.2026 \geq 0.099$  ok

### Datos obtenidos por el programa

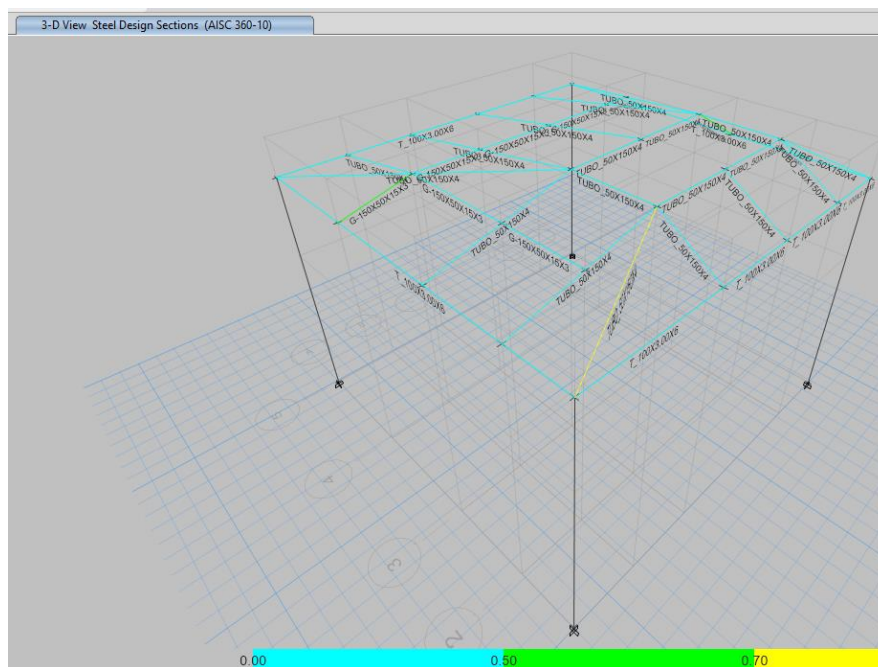


Figura 23. Radio de capacidad de las secciones



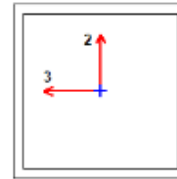
#### 6.4.4.2. COLUMNAS RELLENAS DE HORMIGÓN

De igual manera que en el diseño de vigas, se determina una envolvente de cada fuerza interna presente en el elemento, con lo cual se procede a realizar el diseño final.

Se usó el programa ETABS 2019 para determinar la capacidad última de las columnas y chequear que sean idóneas para resistir las solicitaciones.

### ETABS Composite Column Design

AISC 360-10 Composite Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Section	Classification
Story2	C8	4	0	5N... 1.2D+Ex+0.20S	COL_120x120x8	Compact

#### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
6.66000	1	0.95

#### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$
0.015	0.031

#### Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

#### Design Code Parameters

$\Phi_c$	$\Phi_e$	$\Phi_{TV}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-2}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.75	0.9	0.75	0.9	1	1

#### Design Properties of Steel Section

A (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> (m <sup>2</sup> )
0.0045	0.000023	0.000015	0.000015	0.0023	0.0023

#### Material Properties

E <sub>s</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )
20430000	2100	35200



Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)						
D/C Ratio =		$(P_u / 2P_c) + (M_{ux} / M_{cx}) + (M_{uy} / M_{cy})$				
0.276		0.021 + 0.228 + 0.027				
Stress Check forces and Moments						
Location (m)	$P_u$ (tonf)	$M_{ux}$ (tonf-m)	$M_{uy}$ (tonf-m)	$V_{ux}$ (tonf)	$V_{uy}$ (tonf)	$T_u$ (tonf-m)
0	-2.3673	1.8414	-0.216	0.5096	-0.0587	0
Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	$K_x$	$K_y$	$B_x$	$B_y$	$C_m$
Major Bending	0.955	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.955	1	1	1	1	1
Parameters for Lateral Torsion Buckling						
	$L_{tb}$	$K_{tb}$	$C_b$			
	0.955	0	2.251			
Axial Force and Capacities						
$P_u$ Force (tonf)	$\phi P_n$ Capacity (tonf)	$\phi P_n$ Capacity (tonf)				
2.3673	56.8903	143.9539				
Moments and Capacities						
	$M_u$ Moment (tonf-m)	$\phi M_n$ Capacity (tonf-m)	$\phi M_n$ (No LTB) (tonf-m)			
Major Bending	1.8414	8.028	8.028			
Minor Bending	0.216	8.028				
Torsion Moment and Capacities						
$T_u$ Moment (tonf-m)	$T_n$ Capacity (tonf-m)	$\phi T_n$ Capacity (tonf-m)				
0	6.772	6.0948				
Shear Design						
	$V_u$ Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)				
Major Shear	0.5096	38.3201				
Minor Shear	0.0587	38.3201				

Figura 24. Momento de diseño de columna

Momento último resistente  $\phi M_n = 8.028 T\text{-m}$   
 $\phi M_n \geq M_u = 8.028 \geq 1.84 T\text{-m}$ . O.K

Se asume un correcto dimensionamiento de columnas en base a los cálculos antes mencionados; cabe recalcar que los valores de radio, Demanda / Capacidad son inferiores a 1 (Ver figura No. 11), estos resultados se los determinó en el programa ETABS 2019 el mismo que lo realiza con la siguiente ecuación:

$$\frac{D}{C} = \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{Mr_x}{Mc_x} \right) + \left( \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1 \quad O.K$$



### 6.4.4.3. CIMENTACION.

La cimentación propuesta para la estructura de la cubierta del patio central es mediante zapatas aisladas, las mismas que fueron diseñada considerando un esfuerzo admisible del suelo  $q_{adm}=16.50 \text{ T/m}^2$ , para la construcción de la cimentación se debe tener en cuenta las recomendaciones de mejoramiento de suelo dadas en el informe geotécnico y todos los aspectos que éste considera.

Se determinan las fuerzas que son transmitidas a la cimentación mediante dos estados de carga:

- 1) Fuerzas Axiales y Momentos en la base columna con la combinación de carga D+L
- 2) Fuerzas Axiales y Momentos en la base columna con la combinación de carga D+L+S

Se chequea que se cumpla lo siguiente:

- 1)  $\sigma_{D+L} \leq q_{admisible} = 16.50 \text{ T/m}^2$
- 2)  $\sigma_{D+L+S} \leq 1.33 * q_{admisible} = 21.95 \text{ T/m}^2$

## Ejemplo de diseño de plintos

### Definición de materiales

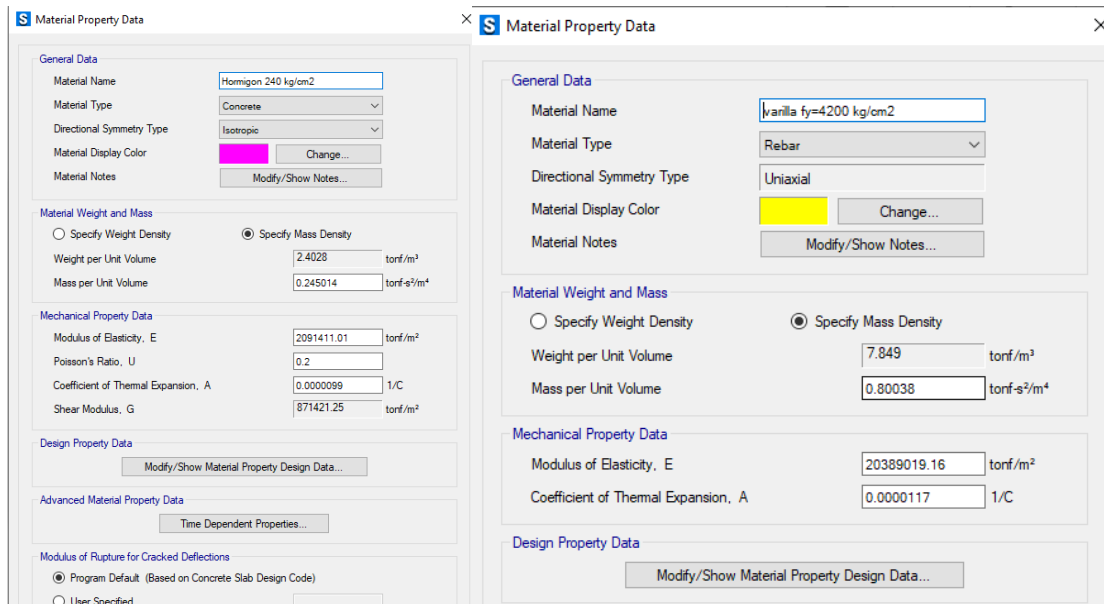


Figura 25. Definición de materiales

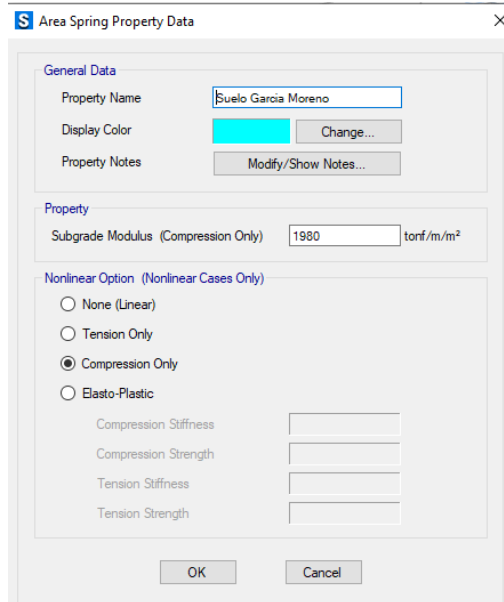


Figura 26. Coeficiente de balasto

## Definición de secciones

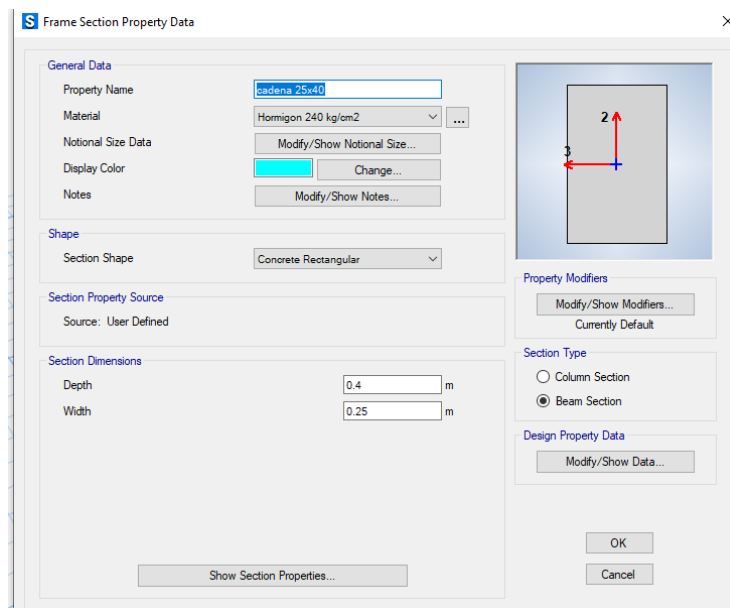


Figura 27. Cadena de amarre 25x40

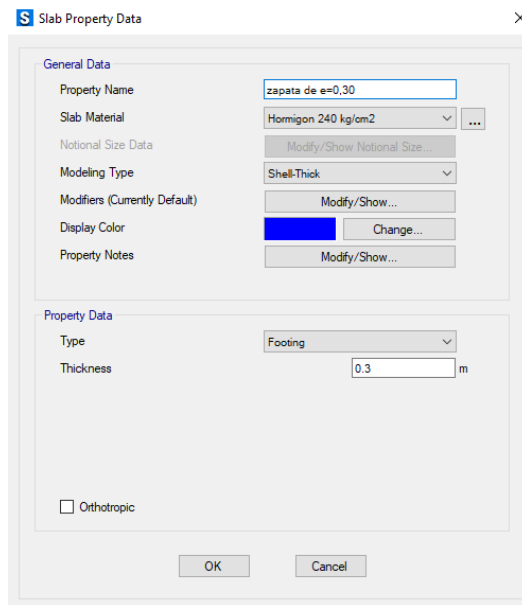


Figura 28. Definición de espesor de zapatas

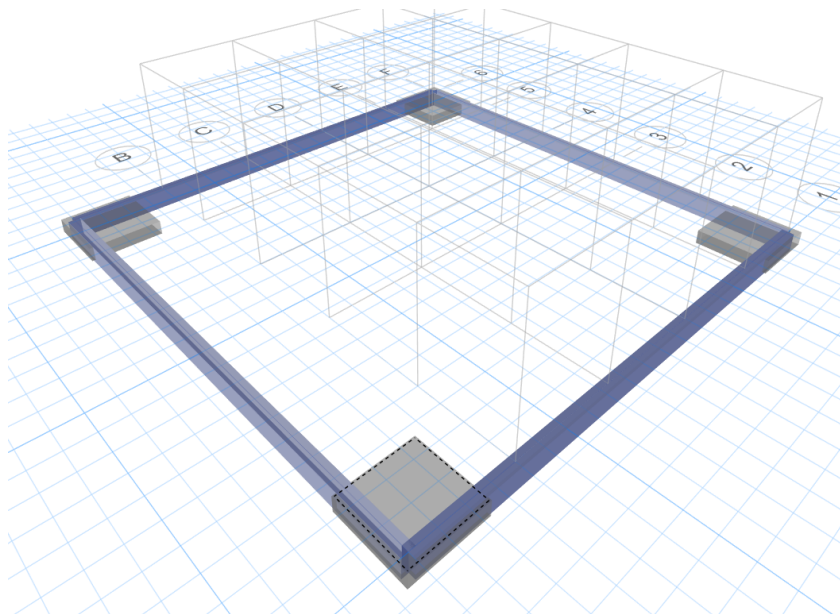


Figura 29. Vista 3D de cimentación





## Diseño de elementos

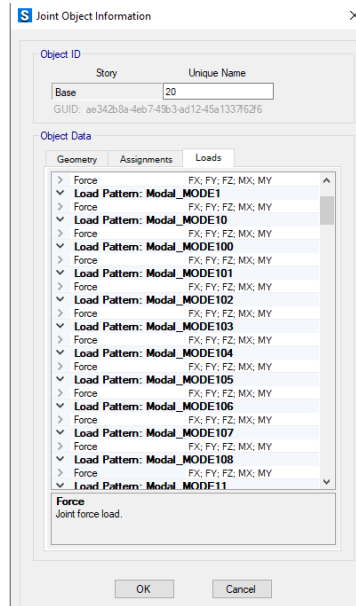


Figura 30. Cargas exportadas desde ETABS

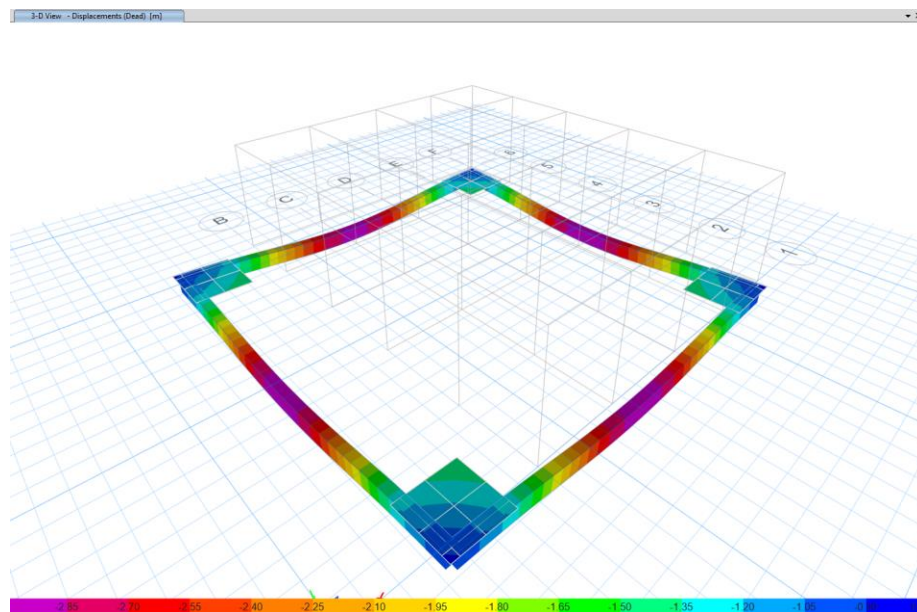


Figura 31. Desplazamientos por carga muerta

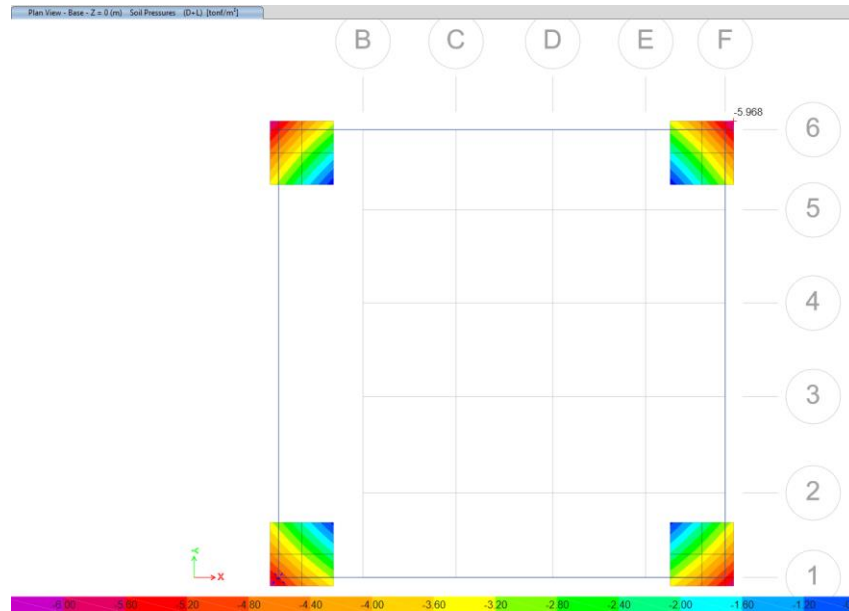


Figura 32. Presión en zapatas

Se puede observar que la presión máxima ejercida en las zapatas es de  $5.97 \text{ ton/m}^2$ , la cual es inferior al esfuerzo máximo del suelo de  $16.50 \text{ t/m}^2$  por lo cual se concluye que la sección es la adecuada para soportar los esfuerzos y las cargas provenientes de la estructura.

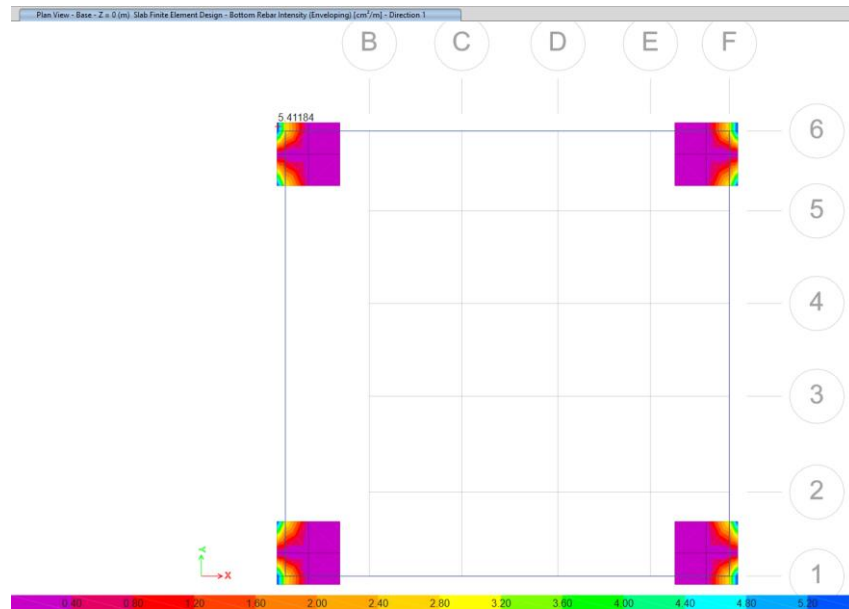


Figura 33. Acero de refuerzo necesario en zapatas



Como se puede observar en la Figura 33, se necesitan  $5.41\text{cm}^2$  por cada metro de zapata, es por esto que se coloca  $1 \text{ } \varnothing 12\text{mm} @ 0.15\text{m}$

### Chequeo por punzonamiento

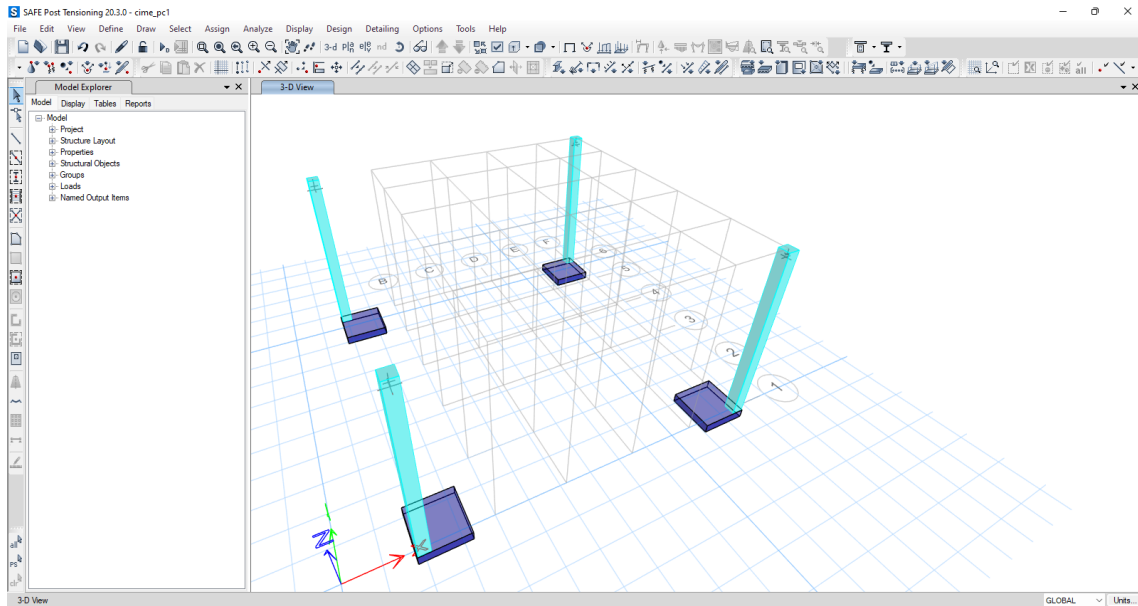


Figura 34. Definición de pedestales

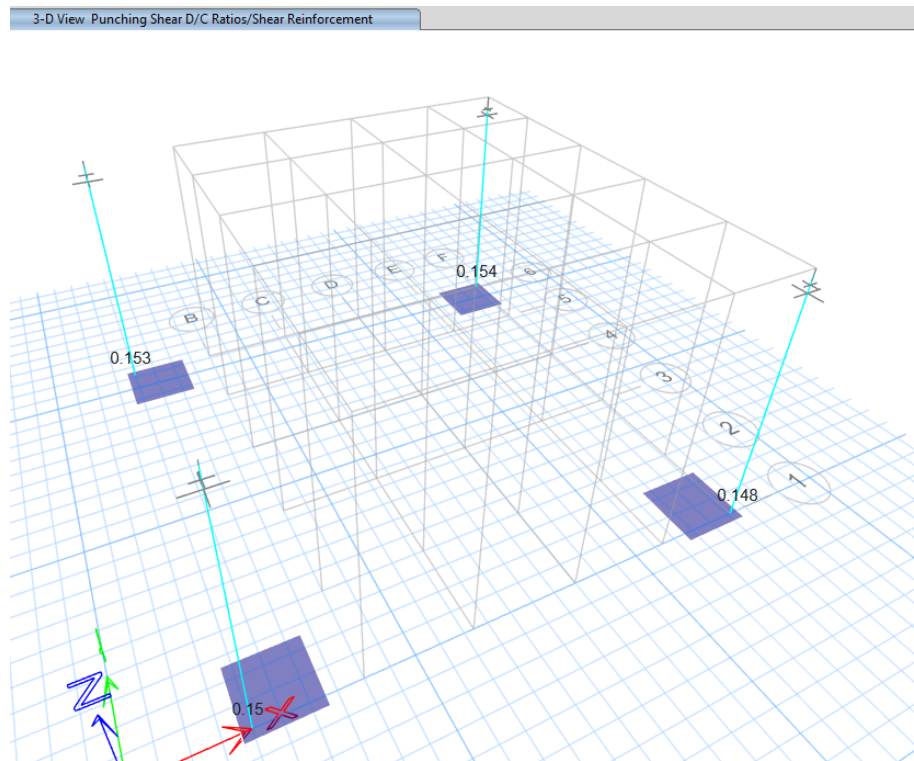


Figura 35. Verificación de punzonamiento



## **7. REFERENCIAS.**

Ref. (1) ANSI/AISC 360 del 22 de junio 2010, Especificaciones para Edificios de Acero Estructural.

Ref. (2) ANSI/AISC 341-2010 del 22 de junio 2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

Ref. (3) ANSI/AISC358-2010, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

Ref. (4) Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN Parte 1 2001

Ref. (5) Norma NEC\_SE

Ref. (6) Estudio de Riesgo Sísmico del Hospital Ginecológico Obstétrico Nueva Aurora, FRACTAL, Vinicio Suarez, PhD 2019.

Ref. (7) Earthquake Long Resistent Steel. ARCELOT MITTEL, FSC.

Eur –Cod-051203.

Ref. (8) Ductility Aspect Of Steel Beams, V GIOCU; MOSOARCA, Vol 55 No.137-60

Ref. (9) Seismic Design of Steel Structures, AMIT VARMA & JUDY LIU, Los Angeles, USA.

Ref. (10) Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano - MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO.

Ref.(11) Principios de Ingeniería de Cimentaciones, BRAJA M. DAS, 4ta Edición.

Ref.(12) American Concrete Institute - A.C.I. 2008.

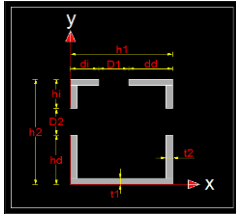
Ref.(13) Diseño de Estructuras de Acero en Construcción Compuesta – Oscar de Buen López de Heredia.

---

**GALO SERRANO CHICA.**  
**INGENIERO CIVIL**  
**SENECYT: 1038-2022-2416578**  
**CI: 140069319-6**



## ANEXO 1. CÁLCULO DE PLACAS



Datos		
h1	15	cm
h2	15	cm
t1	0.8	cm
t2	0.8	cm

$P_u =$	2.5	T
$M_u =$	1.97	T-m

### 2.1.3 CONSIDERANDO CARGAS AXIALES Y MOMENTO FLECTOR CON DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR DE ESFUERZOS

**PASO 1. Determinar las dimensiones N y B de la placa base, para realizar la 1ra iteración.**

Para secciones I

$$N = d + (2)(3in)$$

$$B = bf + (2)(3in)$$

Para secciones HSS

$$N = h + (2)(3in)$$

$$B = bf + (2)(3in)$$

m=	0.1	m
m'=	0.1	m
n=	0.1	m
n'=	0.1	m

N=	0.35	m
B=	0.35	m

dis. Entre el borde de la placa y la columna, en la dirección de la long. De la placa (N)

dis. Entre atiesadores.

lo mismo que m y m' pero en la dirección del ancho de la placa (B)

lo mismo que m y m' pero en la dirección del ancho de la placa (B)

Longitud de la placa base  
Ancho de la placa base

**PASO 2. Determinar la excentricidad.**

$$e = 0.788 \quad m \quad 0.2032$$

19.05

**PASO 3. Determinar la excentricidad crítica.**

$$e \text{ kern} = 0.058 \quad m \quad 0.05918$$

**\*NOTA: EXISTEN TENSIÓN ENTRE LA PLACA Y LA CIMENTACIÓN**  
 $e > e_{kern}$

**PASO 4. Calcular la base de presiones.**

Debido a la compresión axial:

$$f_{p(u)(ax)} = \frac{P_u}{B \times N}$$

$$f_{p(ax)} = 20.41 \quad T/m^2$$

Debido a la aplicación de momento:

$$S_{pl} = \frac{B \times N^2}{6}$$

$$S_{pl} = 0.007 \quad m^3$$

$$f_{p(b)} = \frac{M_u}{S_{pl}}$$

$$f_{p(b)} = 275.69 \quad T/m^2$$

Debido a la combinación de fuerzas:

$$f_{p(avail)} = \phi_c \times 0.85 \times f'_c$$

$$f_{p(avail)} = 1326 \quad T/m^2$$

$$p(m\acute{a}x) = (f_{p(ax)} + f_{p(b)}) \leq f_{p(avail)}$$

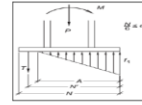
$$f_{p(m\acute{a}x)} = 296.09 \quad T/m^2$$

$$f_{p(min)} = (f_{p(ax)} - f_{p(b)})$$

$$f_{p(min)} = -255.28 \quad T/m^2$$

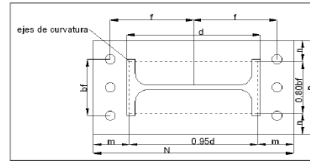
**OK**

Figura 2.8 Columna con distribución triangular de esfuerzos cuando  $e > e_{crit}$



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design – Second Edition – Norma AISI

Figura 2.2 Longitudes críticas de la placa base



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design – Second Edition – Norma AISI

Donde:

N = Longitud de la placa base, [cm]

m, m' = Dimensión del volado de la placa base paralela a la longitud de la placa base y a la aplicación del momento. La longitud "m" es la distancia entre el borde de la placa y la columna, y "m'" es la distancia entre los atiesadores, se debe hacer el cálculo para las dos dimensiones y de esta manera saber que distancia produce el mayor momento en la placa base, [cm]

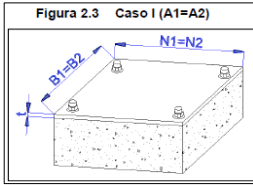


**O.K**

**PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA SECCIONES I y SECCIONES HSS ; e > e<sub>crit</sub>**

**PASO 4. Calcular la resistencia del hormigón.**

CASO I (A1=A2)



$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f_c A_1$$

A1 = 0.1225 m<sup>2</sup>

$\phi_c P_p = 162.4$  Ton  
 $f_{pu} = 1326.0$  Ton/m<sup>2</sup>

**OK**

$$M_{pl} = \left( f_{p(max)} - 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{2} \right) + 2 f_{pl}$$

CASO II (A2 ≥ 4A1) o CASO III (A1 < A2 < 4A1)



$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

N2 = 0.35 m  
B2 = 0.35 m  
A2 = 0.1225 m<sup>2</sup>

$\phi_c P_p = 162.4$  Ton  
 $f_{pu} = 1326.0$  Ton/m<sup>2</sup>

**OK**

$$T + P = \frac{f_p AB}{2}$$

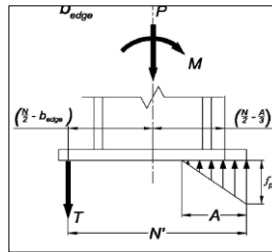
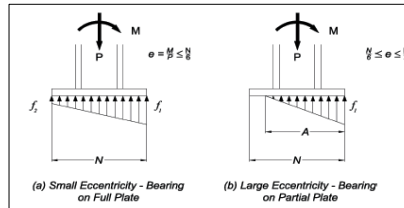
$$PA' + M = \frac{f_p AB}{2} \left( N' - \frac{A}{3} \right)$$

**PASO 5. Calcular la longitud de cortante.**

$$A = \frac{3N' \pm \sqrt{(3N')^2 - \frac{24(Pu \times A' + Mu)}{f_{pu} \times B}}}{2}$$

A': Distancia entre la varilla de anclaje y el centro de la columna.

N': Distancia entre el centro del perno en tensión y la presión máxima de la distribución de presiones.



**CASO: CASO I**

$f_{pu} = 1326.00$  Ton/m<sup>2</sup>

A' = 0.1 m  
N' = 0.28 m

A = 0.79 m  
A = 0.04 m

A = 0.04 m

**PASO 6. Determinar la fuerza resultante de tensión del perno.**

$$T_U = \frac{f_{pu} \times A \times B}{2} - P_U$$

T<sub>U</sub> = 5.94528 Ton

**PASO 7. Determinar el esfuerzo de flexión.**

$$f_{p(m)} = f_{pu} \frac{A - m}{A}$$

$f_{p(m)} = -2317.43$  Ton/m<sup>2</sup>  
 $f_{p(m)} = -2317.43$  Ton/m<sup>2</sup>

$f_{p(m)} = -2317.4332$  Ton/m<sup>2</sup>

**PASO 8. Calcular los momentos críticos de la placa base.**

$$M_{upl} = f_{p(m)} \times \frac{m^2}{2} + \frac{(f_{pu} - f_{p(m)}) \times m^2}{3}$$

M<sub>upl</sub> = 0.56 Ton-m  
M<sub>upl</sub> = 0.56 Ton-m

M<sub>upl</sub> = 0.56 Ton-m/m

**PASO 9. Calcular el espesor requerido para la placa base.**

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4 \times M_{upl}}{\phi_b \times F_y}}$$

**t<sub>req</sub> = 9.96 mm**



## ANEXO 2. CÁLCULO DE PERNOS

DISEÑO DE PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE 1		
SECCION DE DISEÑO		
CARGAS DE DISEÑO		
Numero Total de Pernos	4	U
Valor de dx	300	mm
Valor de dy	300	mm
Numero Total de Pernos en la Linea X	4	U
Numero Total de Pernos en la Linea Y	4	U
Valor de Fx	5.76	kN
Valor de Fy	1.75	kN
Valor de Fz	22.16	kN
Mu x	3.93	kN.m
Mu y	18.86	kN.m
Vu x	1.44	kN
Vu y	0.44	kN
Vu xy	1.50	kN
<b>Vu max</b>	<b>1.50</b>	kN
Nu x	3.28	kN
Nu y	15.72	kN
<b>Nu Diseño</b>	<b>10.51</b>	kN
DATOS GENERALES		
<b>Capacidad del Material: Acero del anclaje</b>		
Especificación ASTM	A307 Gr C	
Resistencia del acero del perno <b>Fy</b>	420.00	MPa
Resistencia específica acero perno <b>fu</b>	798.00	MPa
Diámetro exterior del perno <b>do</b>	19.05	mm
Número de filetes por rosca	10.00	u/pul
Sección efectiva del perno <b>Ase</b>	215.78	mm <sup>2</sup>
Sección camisa del perno <b>Asl</b>	0.00	mm <sup>2</sup>
No. de pernos <b>n</b>	4	
Resistencia del Acero del anclaje a tracción <b>Ns:</b>	688.77	KN
Resistencia del Acero del anclaje a corte <b>Vs:</b>	413.26	KN



Capacidad del Material: Hormigón		
Resistencia hormigón $f_c$	24.00	MPa
Resistencia del acero de refuerzo $F_y$	420.00	MPa
Lado de la cimentación L	400	mm
Lado de la cimentación L'	400	mm
Area de falla del hormigón An	160000.00	mm <sup>2</sup>
Area de falla del hormigón Ano	90000.00	mm <sup>2</sup>
Area de falla del hormigón Av	146250.00	mm <sup>2</sup>
Area de falla del hormigón Avo	11250.00	mm <sup>2</sup>
Excentricidad a tracción $e'n$	0.00	mm
Excentricidad a corte $e'v$	0.00	mm
Distancia borde perno $c_{real}$	50.00	mm
Distancia borde perno $c/1.5$	33.33	mm
Distancia borde perno $c'$	50.00	mm
Distancia borde perno $c'/1.5$	33.33	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2$	50.00	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2/1.5$	33.33	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2'$	50.00	mm
Distancia perpendicular borde perno $c_2'/1.5$	33.33	mm
Altura de cimentación h	1700	mm
Altura de cimentación $h/1.5$	1133.33	mm
DISEÑO DE PLACA BASE		
Base de la columna $dw$	150	mm
Altura de la columna $bf$	150	mm
Resistencia del acero de la placa $F_y$	250000	KN/m <sup>2</sup>
$f_{ph}$	8400	KN/m <sup>2</sup>
$F_b$	187500	KN/m <sup>2</sup>
Base de la placa $X_{pl}$	350	mm
Altura de la placa $Y_{pl}$	350	mm
Excentricidad $e_x$	851.08	mm
Excentricidad $e_y$	177.35	mm
Excentricidad crítica $e_{crit}$	58.33	mm
Esfuerzo máximo en la placa $f_{pmax}(X)$	2820.20	KN/m <sup>2</sup>
Esfuerzo máximo en la placa $f_{pmax}(Y)$	730.87	KN/m <sup>2</sup>
Esfuerzo mínimo en la placa $f_{pmin}(X)$	-2458.40	KN/m <sup>2</sup>
Esfuerzo mínimo en la placa $f_{pmin}(Y)$	-369.07	KN/m <sup>2</sup>
Fuerza en la placa $p_x$	15081.72	KN/m
Fuerza en la placa $p_y$	3142.69	KN/m
Distancia de la cara de la columna al borde de la placa $x_l$	100	mm
Distancia de la cara de la columna al borde de la placa $y_l$	100	mm
$f_{max}(X)$	2820.20	KN/m <sup>2</sup>
$f_{max}(Y)$	730.87	KN/m <sup>2</sup>
Momento en la placa por metro $M_{borde X}$	14.10	KN.m/m
Momento en la placa por metro $M_{borde Y}$	3.65	KN.m/m
Momento total en la placa $M_{tot X}$	4.94	KN.m
Momento total en la placa $M_{tot Y}$	1.28	KN.m
Espesor de Placa Base $e_{PL}$	12.57	mm
Espesor de Placa Base $e_{PL-asumido}$	15	mm
Diseño de Costillas		
Requiere Costillas	NO	
$S_{req X}$	26321.85	mm <sup>3</sup>
$S_{req Y}$	6821.44	mm <sup>3</sup>
$S_{req Dis}$	26321.85	mm <sup>3</sup>
Alt Cost	50	mm
e cost	8	mm
Número de Costillas por Lado	4	
Acost	1600	mm <sup>2</sup>
$Y_c$	40	mm
$A_p X$	5250	mm <sup>2</sup>
$A_p Y$	5250	mm <sup>2</sup>
$Y_p$	7.50	mm
$Y(x)$	15.09	mm
$Y(y)$	15.09	mm
$I(x)$	1727026.308	mm <sup>4</sup>
$I(y)$	1727026.308	mm <sup>4</sup>
$S_{comp X}$	34603.67	mm <sup>3</sup>
$S_{comp Y}$	34603.67	mm <sup>3</sup>
Strac X	114438.99	mm <sup>3</sup>
Strac Y	114438.99	mm <sup>3</sup>
$S_{comp Dis}$	34603.67	mm <sup>3</sup>
Strac Dis	114438.99	mm <sup>3</sup>
Aumentar x compresión	OK	
Aumentar x tracción	OK	





DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE			
Distancia entre pernos <b>s</b>	300	mm	
Distancia entre pernos <b>s/3</b>	100.00	mm	
Distancia entre pernos exterior <b>so</b>	300	mm	
Factor de modificación <b>λ</b>	1		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>e</sub></b>	1		
Longitud de desarrollo <b>ld</b>	310.31	mm	
Profundidad efectiva del perno <b>hef</b>	200	mm	
Profundidad efectiva del perno <b>hef calculado</b>	100.00	mm	
Distancia borde perno <b>c calculada</b>	50	mm	
Distancia del gancho <b>eh</b>	80	mm	
Longitud de apoyo de la carga <b>l</b>	152.4	mm	
<b>Resistencia a la Tracción:</b>			
Coefficiente al desprendimiento <b>k</b>	10.00		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>ec,N</sub></b>	1.00		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>ed,N</sub></b>	0.75		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>c,N</sub></b>	1.25		
Resistencia básica desprendimiento <b>Nb</b>	48.99	KN	
Resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje <b>Ncgb</b>	81.65	KN	
Sección efectiva cabeza perno <b>Abrg</b>	587.98	mm <sup>2</sup>	
Factor de modificación <b>Ψ<sub>c,p</sub></b>	1.00		
Resistencia al arrancamiento cabeza <b>Np</b>	112.89	KN	
Resistencia al arrancamiento gancho <b>Np j</b>	32.92	KN	
Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje <b>Npn</b>	451.57	KN	
Coefficiente resistencia al desprendimiento <b>Nsbg</b>	2.00		
Coefficiente resistencia al desprendimiento	1.00		
Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón del anclaje con cabeza <b>Nsbg</b>	77.22	KN	
Coefficiente * Nsbg	154.43	KN	
<b>Resistencia al Corte:</b>			
Factor de modificación <b>Ψ<sub>ec,v</sub></b>	1.00		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>ed,v</sub></b>	0.90		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>c,v</sub></b>	1.00		
Factor de modificación <b>Ψ<sub>h,v</sub></b>	1.00		
Resistencia básica al arrancamiento <b>Vb</b>	7.56	KN	
Resistencia al arrancamiento <b>Vcbg</b>	88.48	KN	
Coefficiente al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje <b>kcp</b>	2.00		
Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje <b>Vcp</b>	163.30	KN	
<b>RESUMEN DE PERNOS DE ANCLAJE</b>			
Factor de Cargas de tracción =	0.75		
Factor de Cargas de corte =	0.65		
<b>Esfuerzo Solicitante</b>	<b>Combinación de carga</b>		
Nu máx=15.72 (KN) Vu x=1.50 (KN)	1.0D+0.7ESPy Max		
<b>Menor esfuerzo calculado</b>	<b>Esfuerzo Calculado</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple</b>
<b>Diseño a Tracción</b>			
ΦNn=ΦNcgb	<b>ETAPA 1 : Diseño del perno</b>		
	ΦNs=516.58 (KN)	Nu≤ΦNs	SI
	<b>Diseño del hormigón:</b>		
	<b>ETAPA 2 : Resistencia al arrancamiento del hormigón del anclaje</b>		
	ΦNcgb=61.24 (KN)	Nu≤ΦNcgb	SI
	<b>ETAPA 3 : Resistencia a la extracción por deslizamiento del anclaje</b>		
	ΦNpn=338.68 (KN)	Nu≤ΦNpn	SI
	<b>ETAPA 4 : Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón del anclaje con cabeza</b>		
	ΦNsbg=115.82 (KN)	Nu≤ΦNsbg	SI
	<b>Conclusiones</b>		
<b>ETAPA 1 :</b> El perno resiste a tracción			
<b>ETAPA 2 :</b> El hormigón resiste al arrancamiento del anclaje en tracción			
<b>ETAPA 3 :</b> El hormigón resiste a la extracción por deslizamiento del anclaje a tracción			
<b>ETAPA 4 :</b> El hormigón resiste al desprendimiento lateral del anclaje con cabeza			



<b>Diseño a Corte</b>		
$\Phi V_n = \Phi V_b$	<b>ETAPA 1 : Diseño del perno</b>	
	$\Phi V_s = 268.62 \text{ (KN)}$	$V_u \leq \Phi V_s$ <b>SI</b>
	<b>Diseño del hormigón:</b>	
	<b>ETAPA 2 : Resistencia básica al arrancamiento</b>	
	$\Phi V_b = 4.92 \text{ (KN)}$	$V_u \leq \Phi V_b$ <b>SI</b>
	<b>ETAPA 3 : Resistencia al arrancamiento</b>	
	$\Phi V_{cbg} = 57.51 \text{ (KN)}$	$V_u \leq \Phi V_{cbg}$ <b>SI</b>
	<b>ETAPA 4 : Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje</b>	
	$\Phi V_{cp} = 106.14 \text{ (KN)}$	$V_u \leq \Phi V_{cp}$ <b>SI</b>
	<b>Conclusiones</b>	
<b>ETAPA 1 :</b> El perno resiste a corte		
<b>ETAPA 2 :</b> El hormigón resiste al arrancamiento básico del anclaje a corte		
<b>ETAPA 3 :</b> El hormigón resiste al arrancamiento del anclaje a corte		
<b>ETAPA 4 :</b> Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje		
<b>SECCIÓN FINAL DEL PERNO DE ANCLAJE Y PLACA BASE</b>		
Dimensión de Placa Base x =	<b>350</b>	mm
Dimensión de Placa Base y =	<b>350</b>	mm
Espesor de la Placa ePL =	<b>15</b>	mm
Diametro de Perno ID =	<b>3/4</b>	in
Numero de Pernos =	<b>4</b>	U
Numero de Tuercas =	<b>4</b>	U
Espesor de Tuerca H =	16	mm
Dimencion de Cabeza de Perno S =	30	mm
Longitud de la Rosca N1 =	42	mm
Grout =	<b>25</b>	mm
Longitud Embebida L =	200	mm
Placa A = B =	<b>60</b>	mm
Espesor Placa EP =	<b>15</b>	mm
Longitud de la Rosca N3 =	57	mm
LONGITUD FINAL DEL PERNO =	<b>282</b>	mm