

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

B2

RESIDENCIA MANUEL CHISAGUANO

Propiedad

de

SR. MANUEL CHISAGUANO CHISAGUANO



QUITO, OCTUBRE - 2021

La reproducción total o parcial de este documento, así como la transmisión o difusión del mismo a terceros sin expresa autorización está prohibida. Este documento contiene soluciones basadas en un know-how técnico que es propiedad exclusiva del diseñador. Por tanto, recibiendo este documento, reconoce estar legalmente obligado por una cláusula de confidencialidad para no revelar ninguna información contenida aquí a terceros sin tener la autorización expresa de quien suscribe.



Propiedad Sr. Manuel Chisaguano – Bloque 2

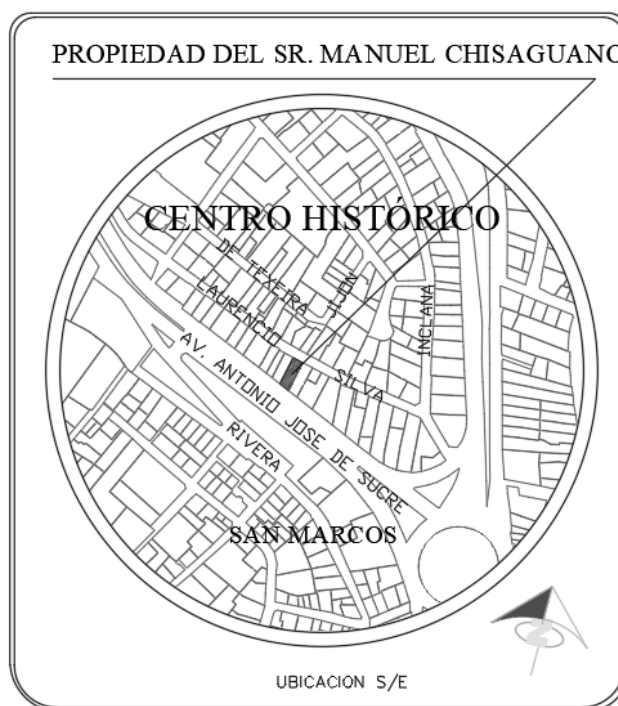
ÍNDICE

1. GENERALIDADES	1
2. OBJETIVOS	2
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	2
3.1. DEL SISTEMA A DISEÑAR	2
3.2. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ARQUITECTÓNICO	2
4. ESPECIFICACIONES – MATERIALES EMPLEADOS	3
4.1. CONCRETO:.....	3
4.2. ACERO CORRUGADO (ASTM A-615):	3
4.3. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS (R):	3
4.4. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	4
5. CARGAS DE DISEÑO	4
5.1. CARGA VIVA L	4
5.2. CARGA MUERTA D	5
5.3. CARGAS DE DISEÑO SOBRE MODELO MATEMATICO.....	5
6. NORMATIVA ADOPTADA	7
7. CORTE BASAL.....	7
7.1. NEC_SE_DS	8
7.1.1. VALORES Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA	8
7.1.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO	9
7.1.3. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA f_a , f_d & f_s	10
7.1.4. FACTOR DE IMPORTANCIA "I"	11
7.1.5. PERÍODO DE VIBRACIÓN T	11
7.1.6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R"	12
7.1.7. FACTORES DE CONFIGURACIÓN Φ_P , Φ_E	12
7.2. CALCULO DEL CORTANTE BASAL $V_{\%}$	13
7.2.1. INGRESO DEL CORTANTE BASAL $V_{\%}$	15
7.2.2. AUTO SEISMIC COEFFICIENTS	16
7.2.3. MATERIAL LIST BY STORY	16
8. HIPOTESIS DE CÁLCULO Y COMBINACIONES DE CARGA.	17
9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	18

10. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	19
10.1. CRITERIOS DE DISEÑO.....	19
10.2. CUANTÍAS MÍNIMAS.	19
10.3. FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA.....	20
10.4. SECCIONES EMPLEADAS EN EL MODELO 3d ESTRUCTURAL.....	21
10.5. MODELO 3D DE LA ESTRUCTURAL A ANALIZAR.....	23
10.6. CONTROL DE DERIVAS.....	24
11. MODOS DE VIBRACIÓN.....	26
12. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS	30
12.1. VIGAS	30
12.1.1. DISEÑO A FLEXIÓN.....	32
12.1.2. DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE	37
12.2. COLUMNAS.....	43
12.2.1. DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL	44
12.2.2. DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL	50
12.3. CONEXIÓN VIGA – COLUMNA / CVC.....	51
13. RESUMEN.....	52
13.1. SECCIONES UTILIZADAS	52
13.2. CAPACIDAD COLUMNAS	55
13.3. ACERO REQUERIDO	56
13.4. CUANTÍAS (%)	58
13.5. CONEXIÓN VIGA – COLUMNA / CVC.....	61
14. CIMENTACIÓN.....	62
14.1. REACCIONES SOBRE APOYOS.....	62
14.2. COMPROBACIÓN DE DISEÑO DE ZAPATA.....	64

1. GENERALIDADES

La presente memoria corresponde al análisis sísmico y cálculo estructural del proyecto "Residencia – Sr. Manuel Chisaguano – Bloque 2"; mencionada edificación está conformada por 3 niveles en planta y una cubierta, mismas que se implantarán en la avenida Antonio José de Sucre, parroquia Centro histórico, barrio San Marcos – Quito, Pichincha.



Este Análisis estructural reúne los criterios de diseño y describe los métodos de cálculo que se han aplicado para la determinación de las acciones, efectos de las cargas y sollicitaciones que actuarán sobre la edificación y chequeo de sus elementos constitutivos, por lo que se utilizará como ayuda en el proceso de diseño el programa ETABS Nonlinear v2016.2.0. El diseño estructural del proyecto se lo ha realizado bajo el cumplimiento de Norma Americana – ACI 318 / 14, y se ha adoptado todos los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

Se ha considerado una carga admisible del suelo $q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$; zona sísmica V, un factor $Z = 0.40$. El perfil de suelo ha sido clasificado como tipo D, y sus respectivos coeficientes de amplificación se indican en el ítem 7.1.3. de la clasificación del perfil del suelo.

****Los valores tomados de q_{adm} & de más recomendaciones hacen referencia únicamente y exclusivamente al informe del estudio de la mecánica de suelos realizado para el presente proyecto y mismo que se halla adjunto al presente. Asimismo, se exime de toda responsabilidad en cualquier cambio de las propiedades mecánicas en función del tiempo del suelo de cimentación.***

2. OBJETIVOS

Como principal objetivo se tiene la realización del Análisis Estructural Sismo – Resistente para el presente proyecto de 3 niveles en planta más 1 cubierta, cuyo diseño final estará contemplado en los planos anexos a esta memoria, los mismos que se encuentran basados en las hipótesis y normas acordes al tipo de edificación.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

3.1. DEL SISTEMA A DISEÑAR

La estructura tiene una altura del nivel de implantación de N: +5.59, N: +8.09 para la primera planta; N: +10.79 para la segunda planta; N: +13.49 para la tercera planta. Los niveles están referenciados del nivel natural del terreno in-situ N: +/-0.00. (Según planos arquitectónicos).

- El sistema estructural consta de: Pórticos (columnas y vigas) de hormigón armado.

3.2. GEOMETRÍA DEL SISTEMA ARQUITECTÓNICO

El sistema estructural proyectado estará conformado por columnas y vigas de hormigón armado, además de mampostería de bloque. Según lo descrito se tendrá la siguiente disposición arquitectónica.

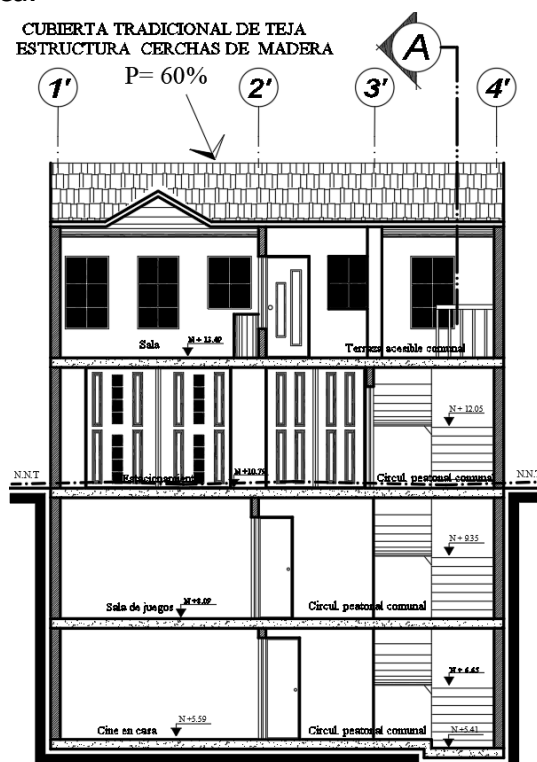


Fig. Vista arquitectónica principal

4. ESPECIFICACIONES – MATERIALES EMPLEADOS

4.1. CONCRETO:

- Resistencia (f'_c): 210 Kg/cm² (concreto armado);
- Módulo de Elasticidad (E): $1.15 \cdot 3 \sqrt{E_a \cdot \sqrt{f'_c}}$ [GPa]
- Módulo de Poisson (ν): 0.20 (concreto armado);
- Peso Específico (γ_c): 2400 Kg/m³ (concreto armado)

4.2. ACERO CORRUGADO (ASTM A-615):

- Resistencia a la fluencia (f_y): 4,200 Kg/cm²
- (E): 2'100,000 Kg/cm²

4.3. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS (R):

- Columnas, Vigas 3.00 cm
- Losas macizas, Escaleras 3.00 cm

Capturas de pantalla en el ingreso de los valores en kg/cm², descritos anteriormente programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

- f'_c 210 kg/cm²

The image shows two overlapping screenshots from the ETABS software interface. The left window, titled 'Material Property Data', displays the following fields:

- Material Name: f'c 210 kg/cm2
- Material Type: Concrete
- Directional Symmetry Type: Isotropic
- Material Display Color: (Red color swatch)
- Material Notes: (Empty field)

The right window, titled 'Material Property Design Data', displays the following fields:

- Material Name and Type: f'c = 210 kg/cm2
- Material Type: Concrete, Isotropic
- Design Properties for Concrete Materials:
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 210 kgf/cm²
 - Lightweight Concrete: (Unchecked checkbox)
 - Shear Strength Reduction Factor: (Empty field)

- f_y 4200 kg/cm²

- Madera

Nota: Se modela la madera para tener un peso aproximado de la cubierta.

4.4. CARACTERISTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Según levantamiento In – Situ e informe preliminar de la mecánica de suelos

- Peso Específico (γ_s): ~ 1.25 kg/m³.
- Nivel freático: No encontrado

5. CARGAS DE DISEÑO

Las cargas verticales de diseño para la presente estructura se definieron en base al capítulo 3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE_CG

5.1. CARGA VIVA L

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

5.2. CARGA MUERTA D

Losas		Por metro cuadrado de área	
a=	1 m	V=	0.2 m ³
b=	1 m	Peso esp.ha=	2.4 t/m ³
e=	0.05 m	PP=	0.48 t/m ²
h=	0.2 m		
Alivianamientos			
#=	8		
a=	0.4 m	V=	0.096 m ³
b=	0.2 m	PP=	0.08 t/m ² bloque
h=	0.15 m		
Peso Propio losa=		249.60	(Kg/m ²)
Alisado y masillado =		40	(Kg/m ²)
Peso Propio de mampostería =		120	(Kg/m ²)
Instalaciones =		10	(Kg/m ²)
Peso Propio=		249.60	(Kg/m ²)
ACM		250.00	(Kg/m ²)
D=		499.60	(Kg/m ²)

∴ Por tanto

Carga muerta en entrepiso	500	kg/m ²
Carga viva en entrepiso	200	kg/m ²
Carga total en entrepiso	700	kg/m ²

*Los pesos de carga muerta descritos anteriormente contemplan únicamente el peso de la losa de hormigón y la carga muerta impuesta; no considera pesos de columnas, vigas u otros elementos estructurales, estos pesos se consideran de forma automática en el modelo de programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

5.3. CARGAS DE DISEÑO SOBRE MODELO MATEMATICO

- Entrepiso

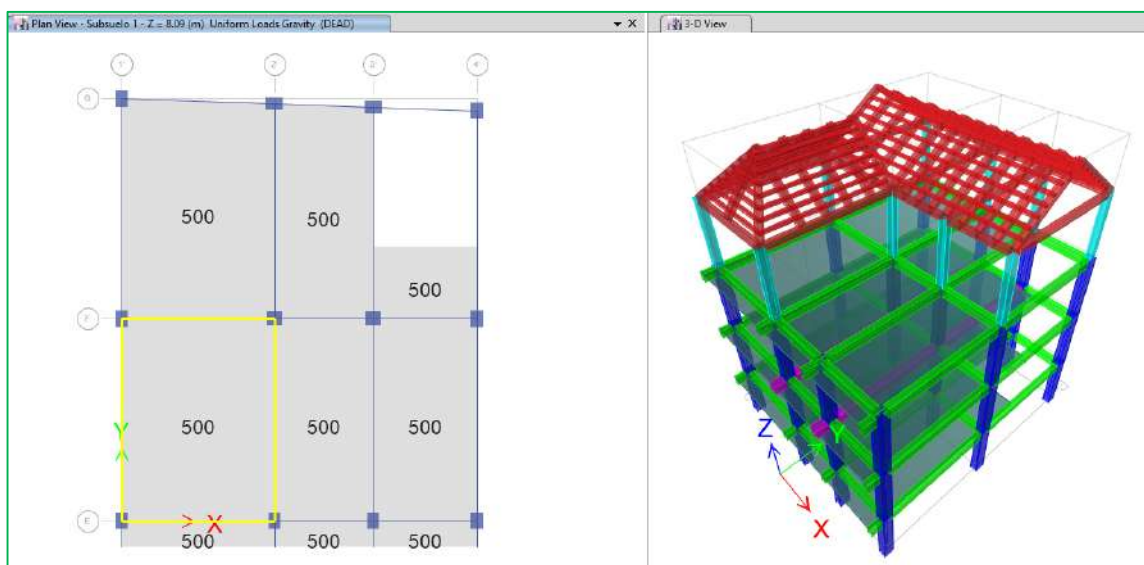


Fig. Carga muerta

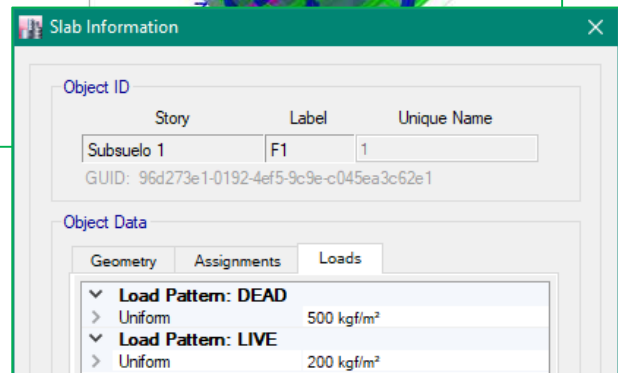
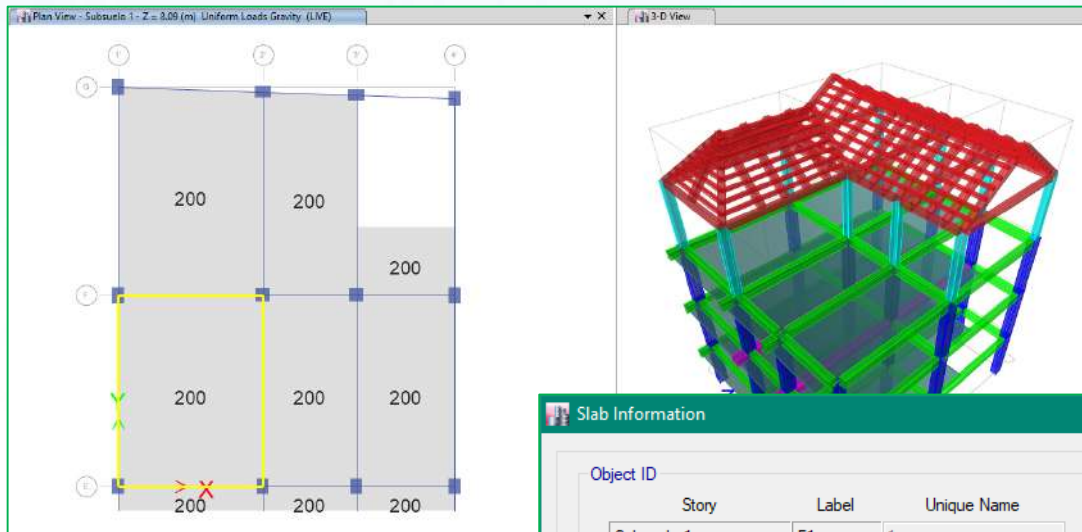


Fig. Carga viva

- Estacionamiento

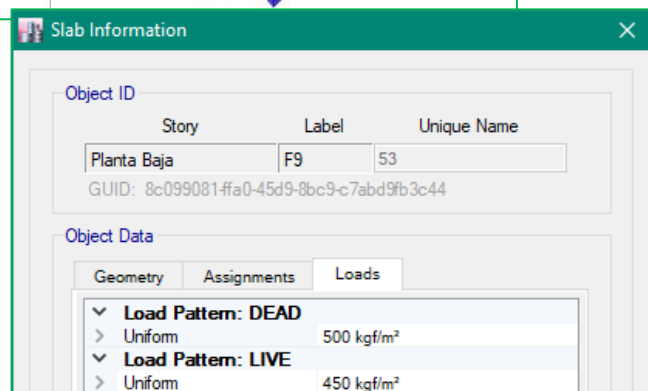
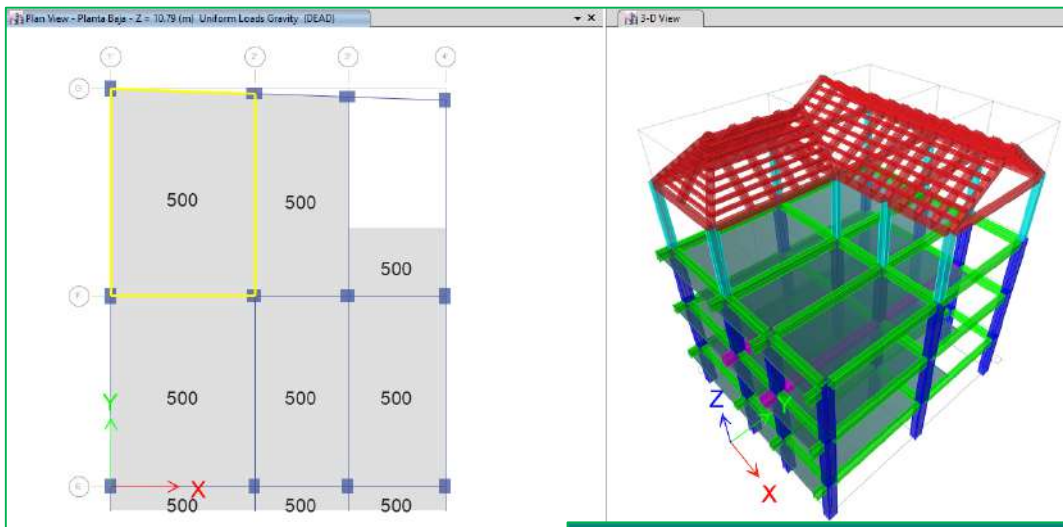


Fig. Carga muerta

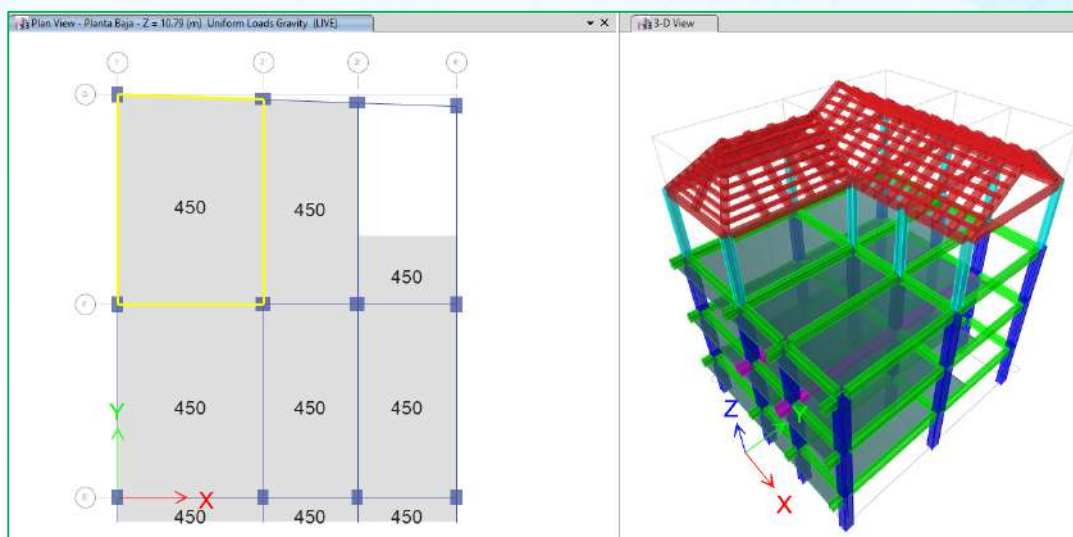


Fig. Carga viva

**El programa ETABS Nonlinear v2016.2.0, calcula el peso propio de los elementos, por lo que mencionado calculo servirá para corroborar con las hipótesis de carga planteado para el presente proyecto estructural.*

6. NORMATIVA ADOPTADA

A continuación, se mencionan los reglamentos; normas técnicas y manuales de diseño que se emplearán en el diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el proyecto.

Para el dimensionamiento estructural se seguirán los siguientes documentos y normativa:

- NEC-SE-HM; "Estructuras de Hormigón Armado"
- Código ACI – 318-14; "Requisitos de Reglamento para concreto estructural"
- NEC15; Norma Ecuatoriana de la Construcción
- ACI 224R-01 "Control of cracking in concrete structures".
- Referencias del consultor.

7. CORTE BASAL

En este procedimiento se ha considerado las especificaciones descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC_SE_DS, la misma que consta como la actual con registro oficial.

DESCRIPCIÓN	FECHA
MIDUVI, Registro oficial, Nro. 413	10 de enero de 2015

7.1. NEC_SE_DS

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:

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

$$T = C_t h_n^\alpha$$

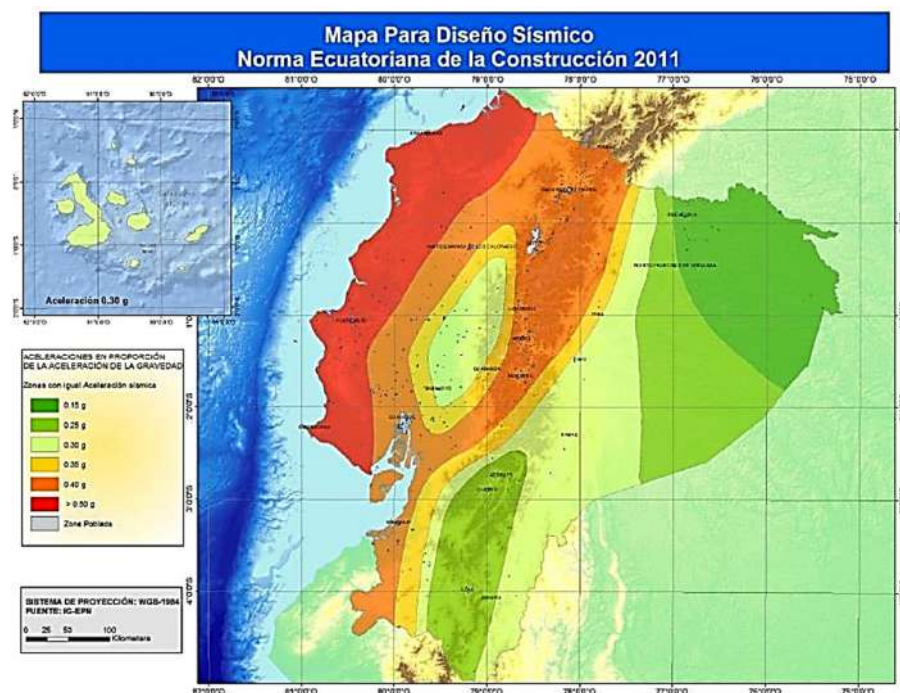
$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

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

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

7.1.1. VALORES 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	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Por tanto y según la mecánica de suelos asumida se ha tomado los siguientes valores.

DESCRIPCIÓN	VALOR
Zona Sísmica	V
Factor de la zona z	0.40

El peligro sísmico está definido como la probabilidad de que se produzcan movimientos sísmicos con una cierta importancia en un plazo determinado lo que implica directamente un "Diseño Sismo Resistente". Con estos antecedentes se tiene que la estructura a diseñar, se encuentran ubicadas en la Zona Sísmica V; en la cual se procedió a tomar un valor del factor de aceleración sísmica $Z=0.40$.

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 "NEC-SE-DS".

7.1.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>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:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α 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.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Por tanto, los valores y según el estudio de la mecánica de suelos se ha tomado un perfil case D

DESCRIPCIÓN	VALOR
Suelo Tipo D	Suelos rígidos

7.1.3. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA f_a , f_d & f_s

7.1.3.1. Tipo de suelo y Factores de sitio 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	≥ 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					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

7.1.3.2. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d :

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					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

7.1.3.3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s :

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					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

7.1.4. FACTOR DE IMPORTANCIA "I"

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

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

7.1.5. PERÍODO DE VIBRACIÓN T

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
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

7.1.6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R"

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
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
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Según norma se debe adoptar un R=8; debido a que el sistema es a vigas descolgadas. Como prevención a la calidad de construcción y materiales, se asume un valor conservador de R=7.

7.1.7. FACTORES DE CONFIGURACIÓN Φ_P , Φ_E

Una estructura es considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la Tabla 12 y Tabla 13 de la norma NEC_SE_DS.

7.1.7.1. Factor de configuración en planta ϕ_p

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax8$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax8$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

7.1.7.2. Factor de configuración en elevación ϕ_E

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACION	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

En lo descrito anteriormente se llega a la conclusión.

- La configuración en planta de la estructura en análisis, presenta una geometría irregular.
- La geometría de la estructura permanece constante a lo largo de su altura y no presenta alguna en su alzado vertical.
- La altura libre de la estructura es constante en todos los puntos de la misma.

Por tanto, se llega a la conclusión que es una estructura irregular en planta y regular en altura, por ende, los valores a tomar son: ϕ_p igual a 0.9 y ϕ_e igual a 1.0

7.2. CALCULO DEL CORTANTE BASAL $V\%$

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

- Factor de importancia

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0
-------------------	--	-----

$$I = 1,0$$

- Cálculo del período de vibración T. $T = C_t h_n^\alpha$

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
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

$$C_t = 0,055$$

$$\alpha = 0,9$$

$$\text{Altura de la Edificación}(h_n): 10.56 \text{ m}$$

$$T = 0.055 * 10.56^{0.9}$$

$$\mathbf{T = 0.459 \text{ s}}$$

- Cálculo de la aceleración espectral S_a . $T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$

$$F_a = 1,2$$

$$F_d = 1,19$$

$$F_s = 1,28$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * (1.19/1.2)$$

$$T_c = 0,698 \text{ s.}$$

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

Aceleración Espectral Z y Zona Sísmica

$$\text{Provincia: PICHINCHA} \quad Z = 0,4$$

$$\text{Ciudad: QUITO} \quad \text{Zona: Zona V}$$

Factor η

$$\eta = 2.48$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1,1904$$

- Corte Basal

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

$$V = 1 * 1.1904 / (7 * 0.9 * 1)$$

Por lo tanto;

$$\mathbf{V = 0.189}$$

ESPECIFICACIONES NEC_SE_DS				
Tipo de Suelo	D		Fa	1.2
Z	0.4		Fd	1.19
r	1.5		Fs	1.28
I	1			
R	7			
ϕ_p	0.9			
Φ_E	1			
hn	10.56	m		
Ct	0.055	PÓRTICOS ESPECIALES DE H.A. SIN MUROS ESTRUCT. NI DIAGONALES RIGIDIZADORAS		
α	0.9			
T	0.459	PERIODO FUNDAMENTAL		
n	2.48	REGIÓN SIERRA		
Tc	0.698	LIMITE DE VIBRACIÓN EN EL ESPECTRO SISMICO ELASTICO		
Sa	1.190			
K	1.000			
V	0.189 W			

$$V = 18.90\% W \quad \text{Ton}$$

Nota: *Se asume un valor de $R=8$, debido a que la estructura presenta pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, pero como prevención a la calidad de materiales y sistema constructivo se asume un valor de $R=7$.*

7.2.1. INGRESO DEL CORTANTE BASAL $V_{\%}$

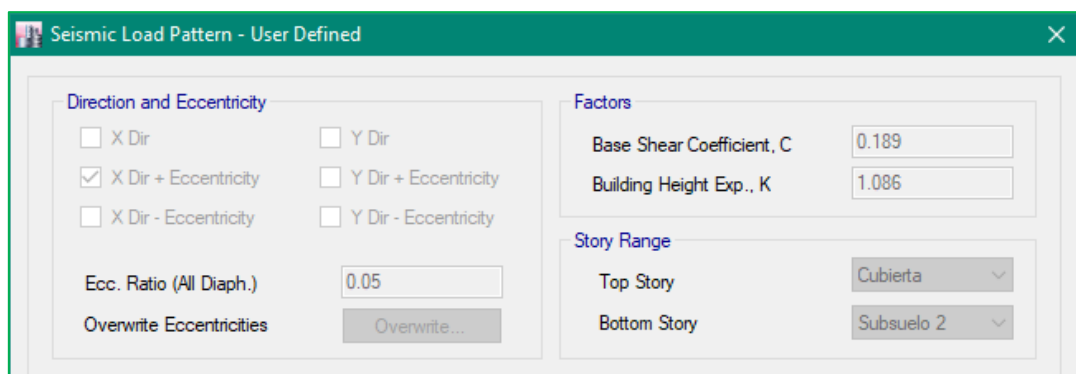
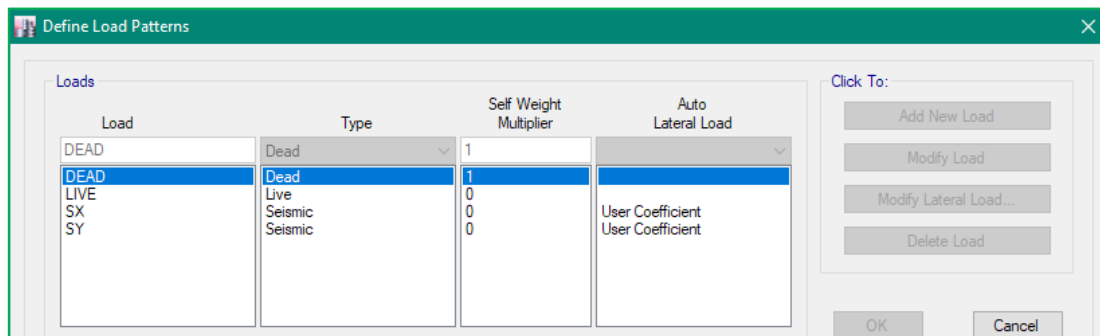


Fig. Seismic Sx

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

Fig. Seismic Sy

7.2.2. AUTO SEISMIC COEFFICIENTS

Auto Seismic - User Coefficients

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX	Seismic	X + Ecc. Y	5	Cubierta	Subsuelo 2	0.189	1.086	192.53	36.39
SY	Seismic	Y + Ecc. X	5	Cubierta	Subsuelo 2	0.189	1.086	192.53	36.39

Fig. Auto seismic load

7.2.3. MATERIAL LIST BY STORY

Material List by Story

Story	Element Type	Material	Total Weight kgf	Floor Area m ²	Unit Weight kgf/cm ²	# Pieces	# Studs
Cubierta	Beam	MADERA	168.98	0		67	0
Cubierta	Brace	MADERA	119.39	0		26	
Nivel cubierta	Column	f'c = 210 kg/cm2	3835.19	0		10	
Nivel cubierta	Beam	MADERA	159.17	0		13	0
Primera planta Alta	Column	f'c = 210 kg/cm2	9342.86	84.1	0.0111	12	
Primera planta Alta	Beam	f'c = 210 kg/cm2	10421.51	84.1	0.0124	21	0
Primera planta Alta	Floor	f'c = 210 kg/cm2	2.02	84.1	2.403E-06		
Planta Baja	Column	f'c = 210 kg/cm2	9342.86	84.1	0.0111	12	
Planta Baja	Beam	f'c = 210 kg/cm2	12064.09	84.1	0.0143	21	0
Planta Baja	Floor	f'c = 210 kg/cm2	2.02	84.1	2.403E-06		
Subsuelo 1	Column	f'c = 210 kg/cm2	8650.8	84.1	0.0103	12	
Subsuelo 1	Beam	f'c = 210 kg/cm2	10421.51	84.1	0.0124	21	0
Subsuelo 1	Floor	f'c = 210 kg/cm2	2.02	84.1	2.403E-06		
SUM	Column	f'c = 210 kg/cm2	31171.72	252.4	0.0124	46	
SUM	Beam	f'c = 210 kg/cm2	32907.11	252.4	0.013	63	0
SUM	Beam	MADERA	328.15	252.4	0.0001	80	0
SUM	Brace	MADERA	119.39	252.4	4.731E-05	26	
SUM	Floor	f'c = 210 kg/cm2	6.06	252.4	2.403E-06		
TOTAL	ALL	ALL	64532.43	252.4	0.0256	215	0

Fig. Material List by Story

Nota: El peso de la losa es despreciable, debido a que ya está considerado en el análisis de la carga muerta. Sección 5.2.

8. HIPOTESIS DE CÁLCULO Y COMBINACIONES DE CARGA.

Las siguientes combinaciones de carga son las recomendadas por el Código Ecuatoriano de la Construcción.

- $COMB1 = 1.4 D$
- $COMB2 = 1.2 D + 1.6 L$
- $COMB3 = 1.2D + L$
- $COMB4 = 1.2D + Ex + L$
- $COMB5 = 1.2D - Ex + L$
- $COMB6 = 1.2D + Ey + L$
- $COMB7 = 1.2D - Ey + L$
- $COMB8 = 0.9D + Ex$
- $COMB9 = 0.9D - Ex$
- $COMB10 = 0.9D + Ey$
- $COMB11 = 0.9D - Ey$
- $COMB12 = 0.9D$

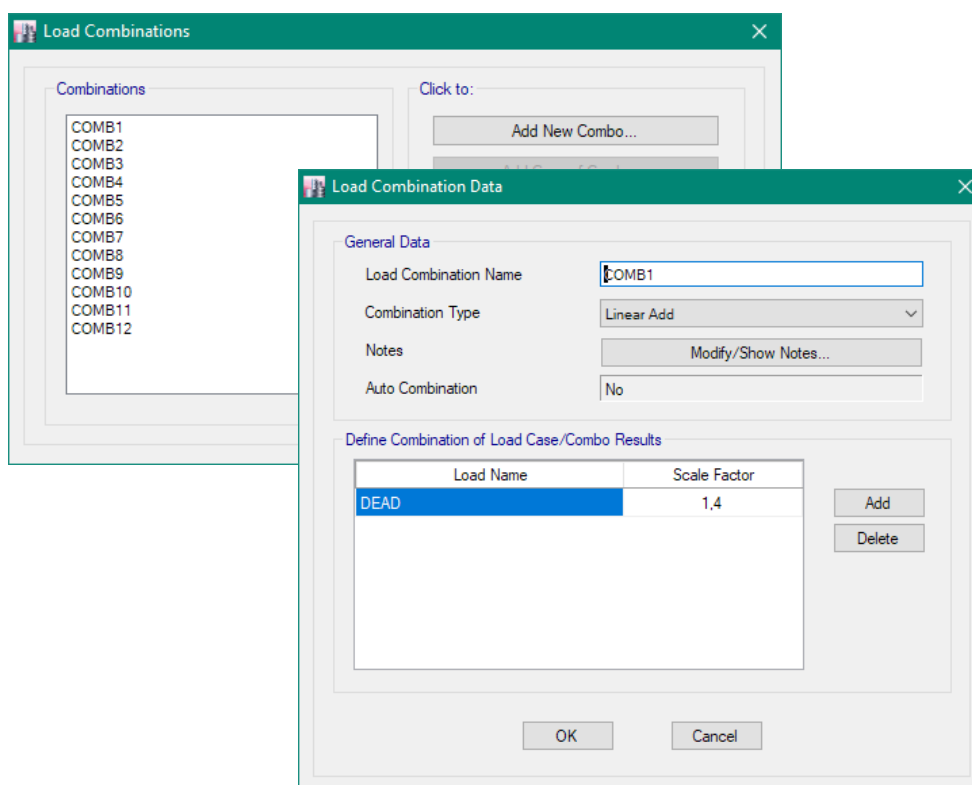
Dónde:

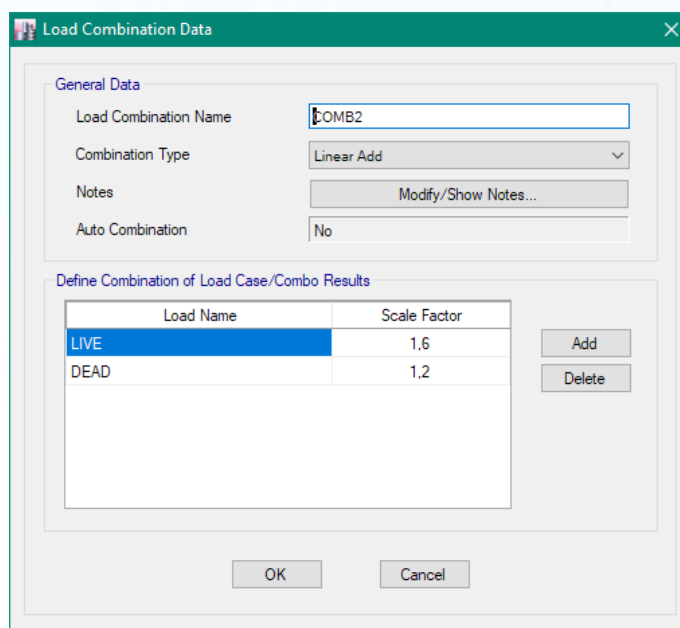
D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

Ex: Sismo en la dirección "x".

Ey: Sismo en la dirección "y".





9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El diseño estructural del proyecto **"Sr. Manuel Chisaguano – Bloque 2"**, 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 de ETABS Nonlinear v2016.2.0, 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 de ETABS Nonlinear v2016.2.0, 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 de ETABS Nonlinear v2016.2.0 y en hojas de cálculo de Microsoft Excel realizadas por el autor del presente estudio.

10. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

10.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Se permite diseñar un sistema estructural mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida y se cumplen todas las condiciones de funcionamiento incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

Esta sección permite al ingeniero civil efectuar el diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de servicialidad, seguridad y funcionamiento. El diseño de los elementos estructurales se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia, incluyendo en todos los casos la evaluación de las condiciones de esfuerzo alrededor de los apoyos en relación con el cortante y la torsión, así como con la flexión. El ingeniero civil debe considerar que el diseño de un sistema estructural implica algo más que su análisis, y debe justificar con base en su conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos las deformaciones calculadas.

El diseño estructural de los miembros de hormigón armado estará sujeto a las disposiciones y especificaciones del Código Ecuatoriano de la construcción NEC y del ACI 318-14, y sobre este último es el que se rige el programa de cálculo para la determinación del acero de refuerzo.

10.2. CUANTÍAS MÍNIMAS.

Para un pre-dimensionamiento de los elementos en el caso de los elementos tipo Shell se toma en cuenta la recomendación de los peraltes mínimos por cuestiones de servicialidad y agrietamiento, para losas definidos en el capítulo 24.2 del ACI 318-14.

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

^[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

^[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

^[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

^[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

Esto cuando las dimensiones de las secciones no sean impuestas por los diseños, si se verifica la necesidad de colocar únicamente los refuerzos mínimos para las secciones asumidas, se toma en consideración las reglamentaciones específicas al respecto del ACI 318-14 en los apartados 8.6, 9.6, 10.6 y 24.4, y en el ACI 318-14.

ELEMENTO	$A_{s, \min}$ (en cara de tracción)		
	s/ ACI 318	Aplicado a este proyecto	
Losas en dos direcciones	La mayor de	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$	0.0018 A_g
		0.0014 A_g	
Vigas	La mayor de	$\frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	0.003 $b_w d$
		$\frac{1.4}{f_y} b_w d$	
Columnas	$0.01 A_g \leq A_s \leq 0.08 A_g$		$0.01 A_g \leq A_s \leq 0.08 A_g$
Muros y losas de cimentación en depósitos	Vertical	ACI 350	0.003 A_g
	Horizontal		0.003 A_g

Siendo,

A_g = área bruta de la sección

b_w = ancho del alma

d = canto útil

10.3. FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA.

Los factores de reducción de resistencia son definidos según la NEC-SE-HM en el capítulo 3.3.4.

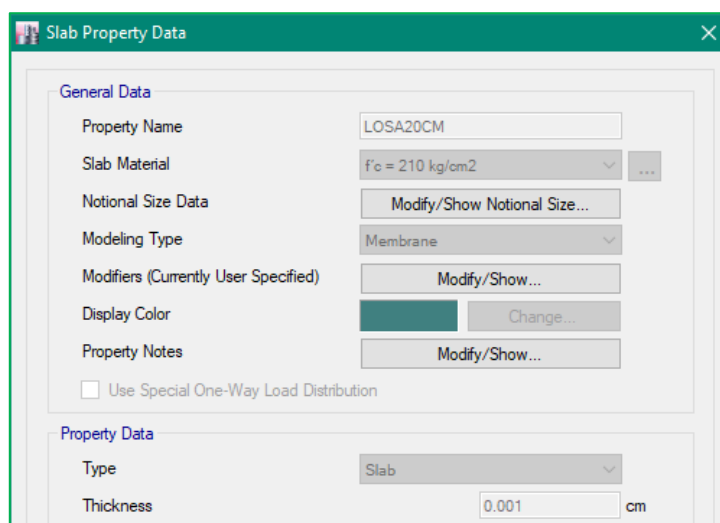
SECCIONES CONTROLADAS POR:	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Φ
Tracción	0.90
Compresión	0.65
Cortante	0.75
Flexión-compresión	0.65 a 0.90

10.4. SECCIONES EMPLEADAS EN EL MODELO 3D ESTRUCTURAL

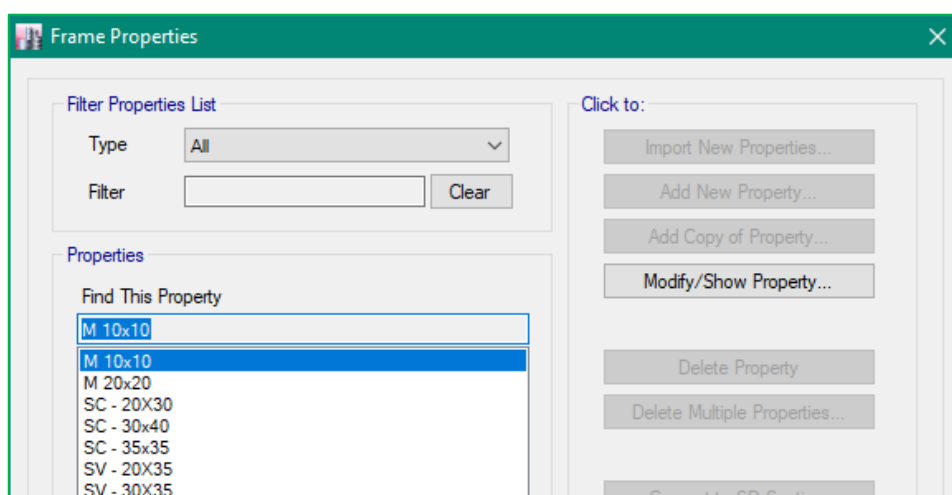
A continuación, se muestran todas las secciones utilizadas en el modelado para su respectivo diseño. Las mismas que serán detalladas a continuación, considerando las que sean más representativas:

Las siguientes capturas detallan los principales elementos estructurales tanto en vigas como en columnas. Mismos que se han ingresado al programa ETABS Nonlinear v2016.2.0 de acuerdo a las recomendaciones de la norma. NEC15 / ACI 318-14.

- Losa 20 cm.



Nota: Se adopta un espesor despreciable, debido a que el peso ya fue considerado en la sección 5.2.



▪ SC - 30x40 [cm]

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: SC-30x40

Material: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 30 cm

Width: 40 cm

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,8
Moment of Inertia about 3 axis	0,8
Mass	1
Weight	1

▪ SC - 35x35 [cm]

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: SC-35x35

Material: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 35 cm

Width: 35 cm

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,8
Moment of Inertia about 3 axis	0,8
Mass	1
Weight	1

▪ SV - 20x35 [cm]

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: SV-20x35

Material: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 35 cm

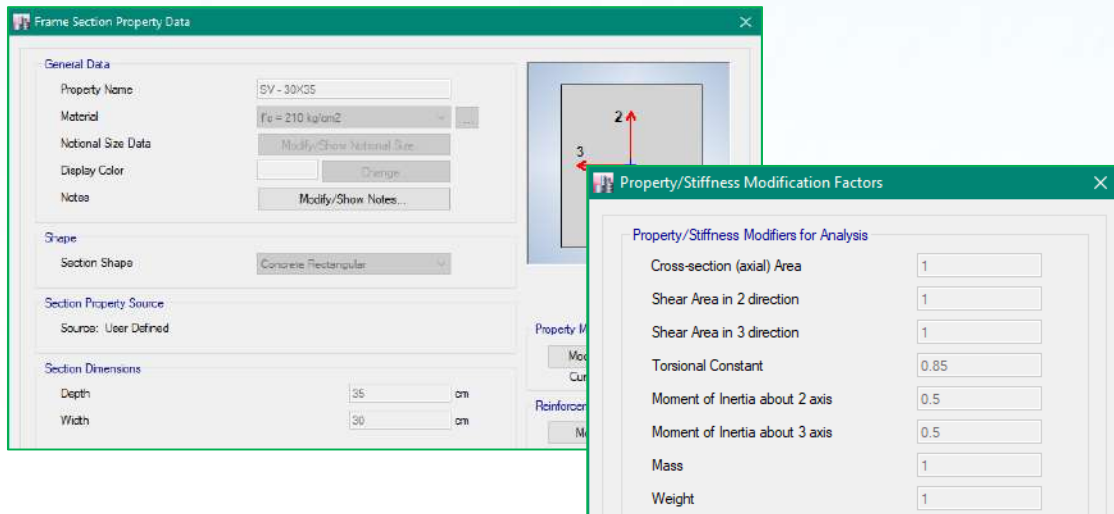
Width: 20 cm

Property/Stiffness Modification Factors

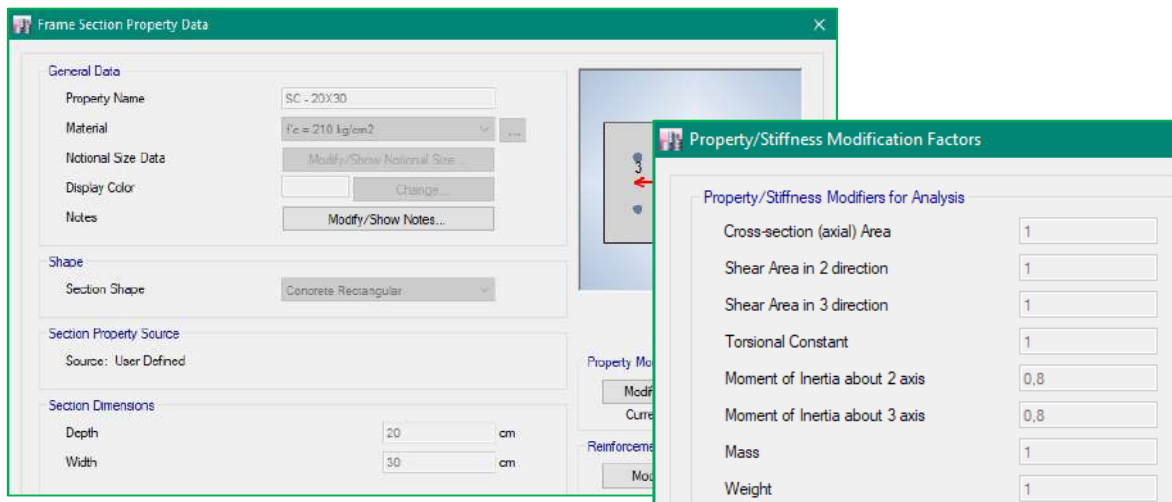
Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0,85
Moment of Inertia about 2 axis	0,5
Moment of Inertia about 3 axis	0,5
Mass	1
Weight	1

- SV - 30x35 [cm]



- SC - 20x30 [cm]



10.5. MODELO 3D DE LA ESTRUCTURAL A ANALIZAR

Definidos los materiales y secciones a utilizarse se proceden a realizar el modelo de la estructura.

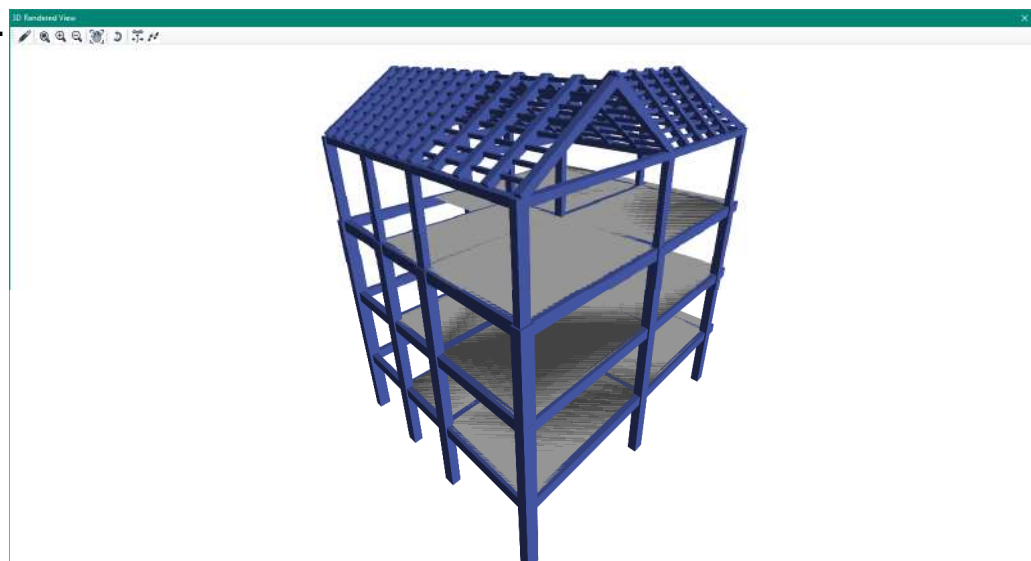


Fig. A: Modelo para el análisis estructural (Según Arquitectónicos)

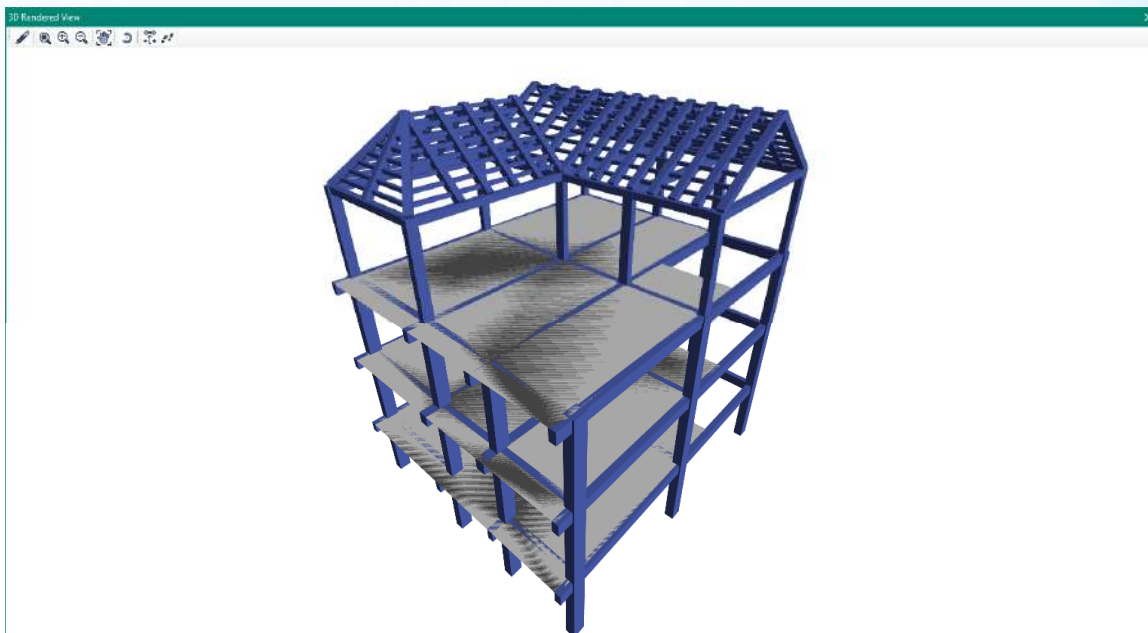


Fig. B: Modelo para el análisis estructural (Según Arquitectónicos)

10.6. 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-DS establece un valor de deriva máxima permitida para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera:

$$\Delta = (0.75) (R) (\Delta E) < 0.02$$

Dónde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

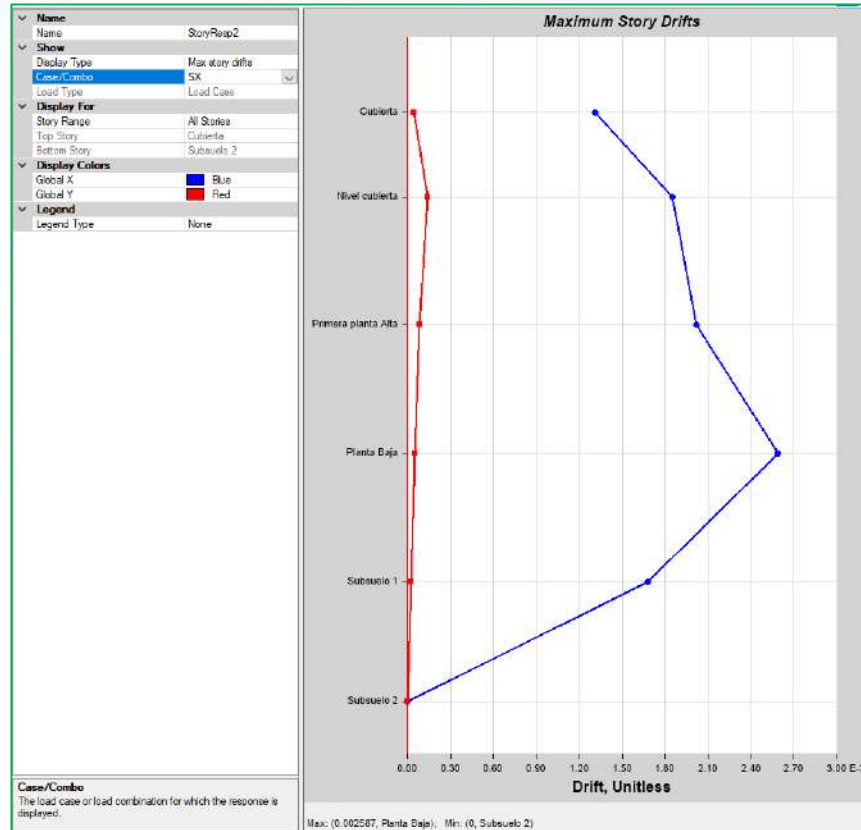
ΔE : Deriva Estática.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

$\Delta = 0.02$

R = 7

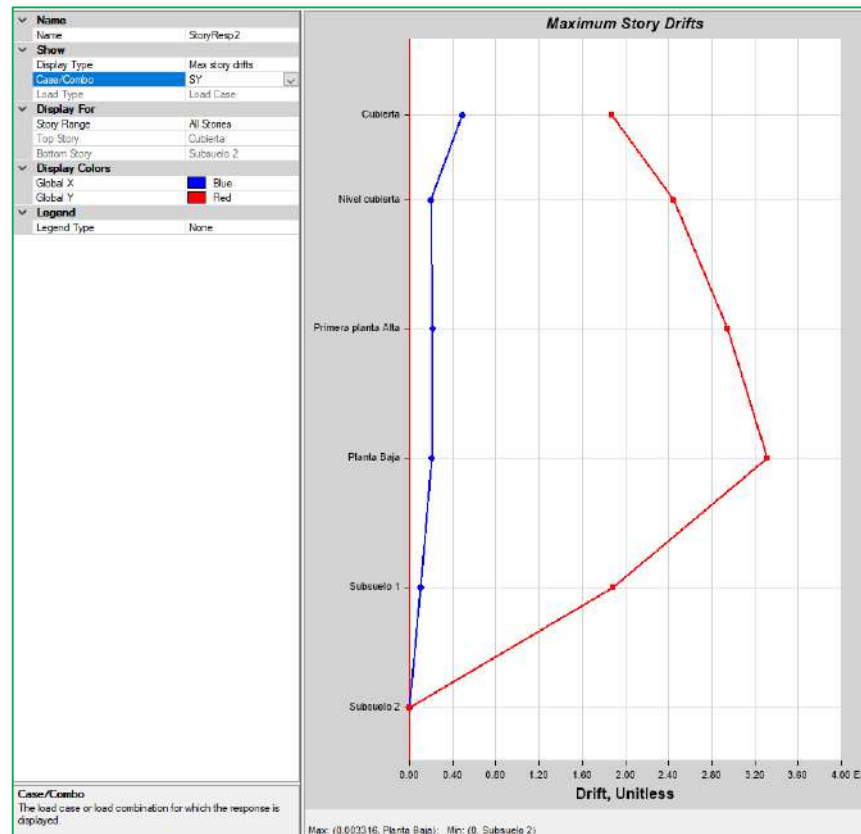
DIRECCIÓN S_x



$$\Delta E = 0.002587$$

$$\Delta M = 0.75(7)(0.002587) = 0.013582 \leq 0.02 \quad \therefore ok$$

DIRECCIÓN S_y



$$\Delta E = 0.003316$$

$$\Delta M = 0.75(7)(0.003316) = 0.017409 \leq 0.02 \quad \therefore ok$$

11. MODOS DE VIBRACIÓN

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.

Razón por la cual para el presente estudio se revisó que los dos primeros modos vibratorios sean traslacionales y los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	
Modal	1	0.566	0.0041	0.7622	0.0041	0.7622	0.1855	0.0002	0.0578	0.1855	0.0002	0.0578	
Modal	2	0.501	0.7831	0.0139	0.7871	0.776	0.0025	0.1504	0.0424	0.188	0.1505	0.1001	
Modal	3	0.429	0.0515	0.0462	0.8386	0.8222	0.0049	0.0267	0.7378	0.193	0.1773	0.8379	
Modal	4	0.182	0.0027	0.0978	0.8413	0.92	0.5888	0.0183	0.0077	0.7818	0.1955	0.8456	
Modal	5	0.169	0.0941	0.005	0.9353	0.925	0.0311	0.624	0.0041	0.8129	0.8196	0.8497	
Modal	6	0.141	0.0061	0.0041	0.9415	0.9291	0.0269	0.0506	0.0963	0.8398	0.8702	0.9459	
Modal	7	0.112	0.0282	0.0064	0.9697	0.9356	0.0092	0.0382	0.0028	0.8489	0.9084	0.9488	
Modal	8	0.109	0.0056	0.0361	0.9753	0.9716	0.0498	0.0066	1.006E-05	0.8987	0.915	0.9488	
Modal	9	0.09	0.004	0.0002	0.9792	0.9718	0.0018	0.0265	0.0238	0.9005	0.9415	0.9726	
Modal	10	0.089	0.0178	0.0003	0.997	0.9721	0.0007	0.0406	0.0112	0.9012	0.9821	0.9838	
Modal	11	0.082	0.0008	0.026	0.9978	0.9981	0.0905	0.0043	0.0001	0.9917	0.9864	0.9839	
Modal	12	0.071	0.0022	0.0019	1	1	0.0054	0.0113	0.0161	0.9971	0.9977	1	
Modal	13	0.025	0	0	1	1	9.972E-06	0.0004	0	0.9972	0.9981	1	
Modal	14	0.022	0	0	1	1	0.0001	0.0001	0	0.9972	0.9981	1	
Modal	15	0.017	0	0	1	1	0.0001	0.0005	0	0.9973	0.9987	1	
Modal	16	0.016	0	0	1	1	0.0001	0.0003	0	0.9974	0.999	1	

Fig.: Modal participating mass ratios

Chequeo torsion en planta

T	Ux	Uy	Rz	Rz/U
0.566	0.0041	0.7622	0.0578	7.58%
0.501	0.7831	0.0139	0.0424	5.41%
0.429	0.0515	0.0462	0.7378	1432.62%

1,3%T
 0.60
 Traslacional
 Traslacional
 Torsional > 30%

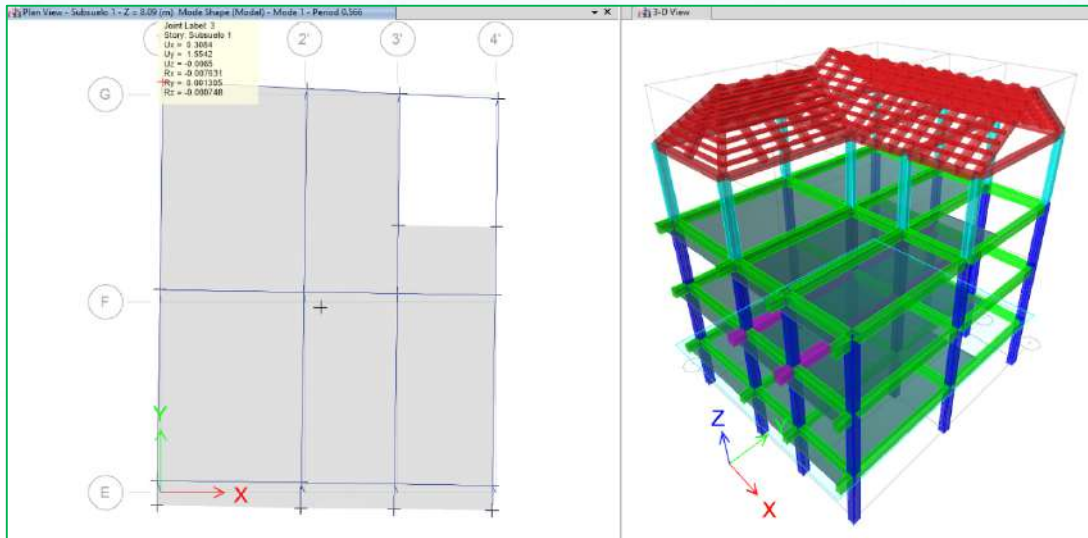


Fig.: modo 1, piso 1

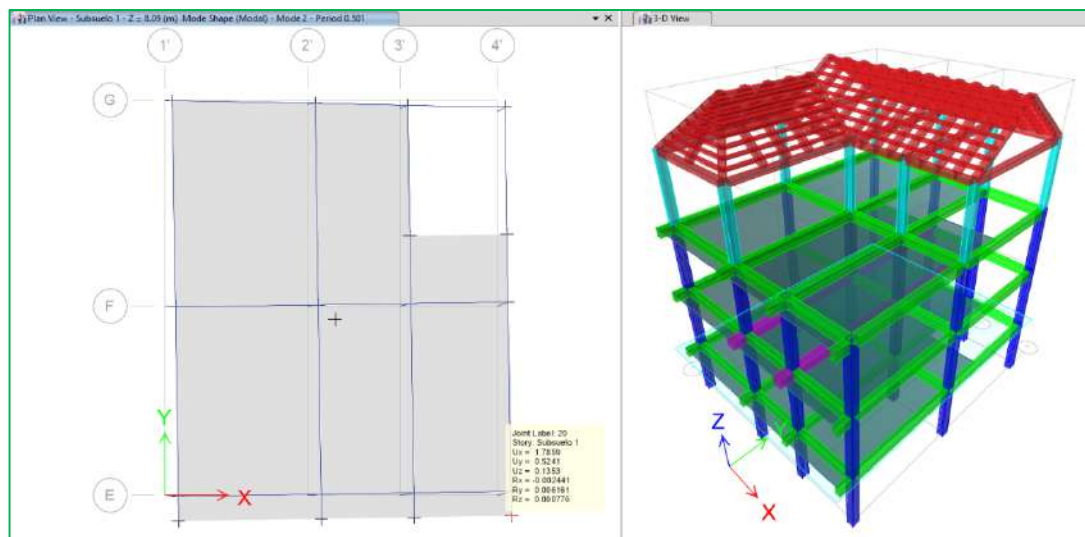


Fig.: modo 2, piso 1

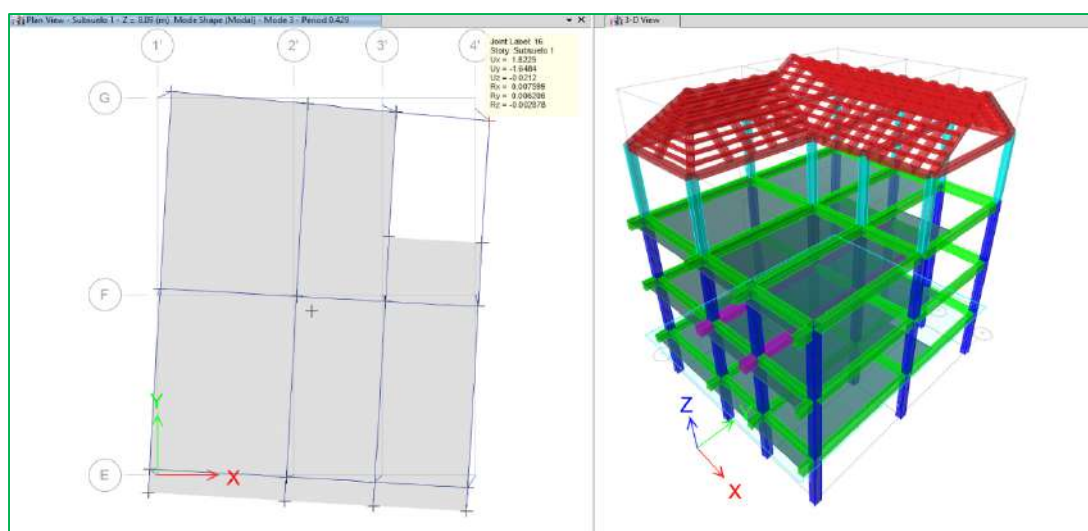


Fig.: modo 3, piso 1

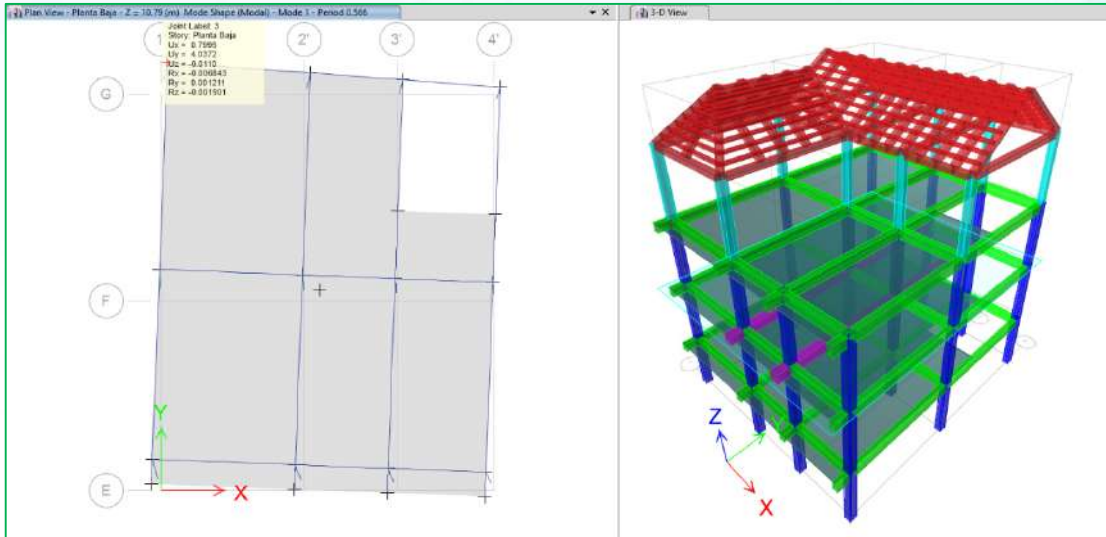


Fig.: modo 1, piso 2

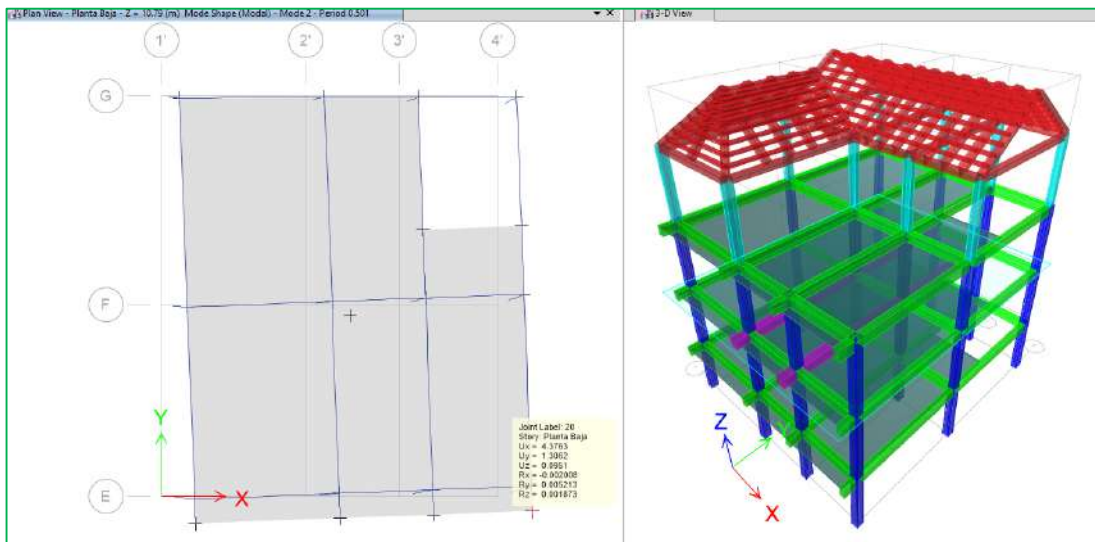


Fig.: modo 2, piso 2

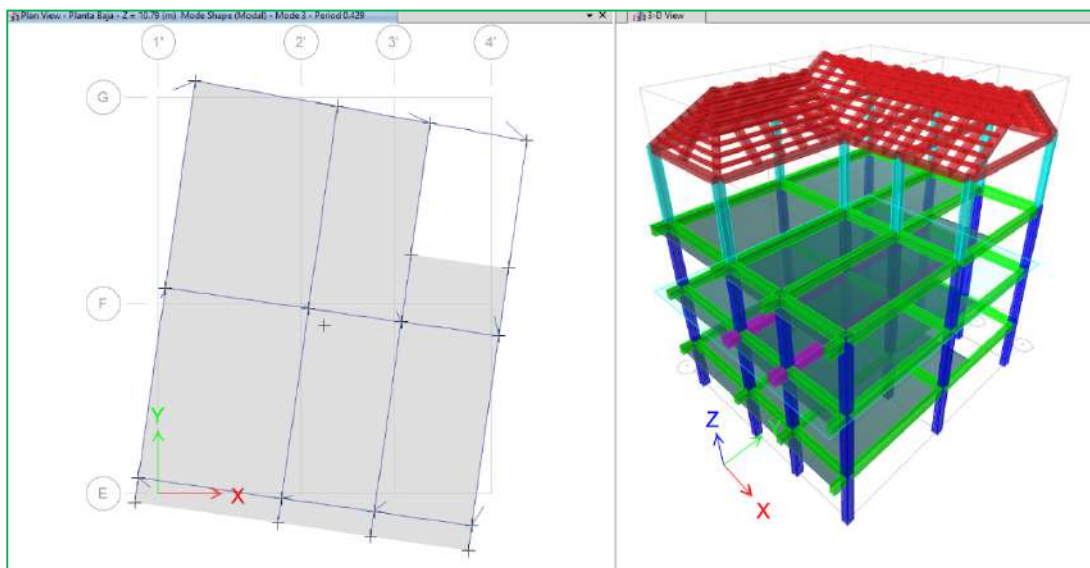


Fig.: modo 3, piso 2

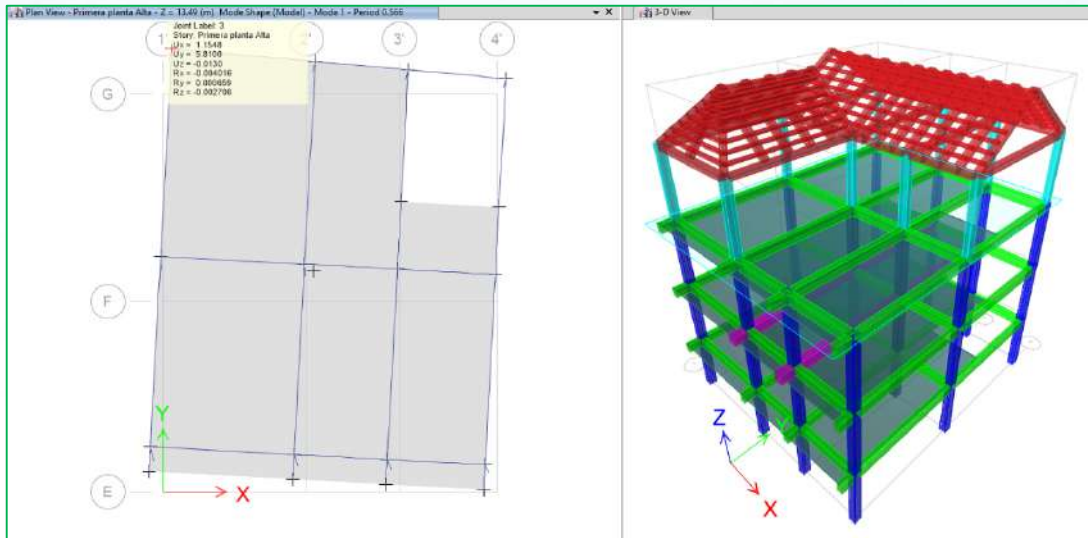


Fig.: modo 1, piso 3

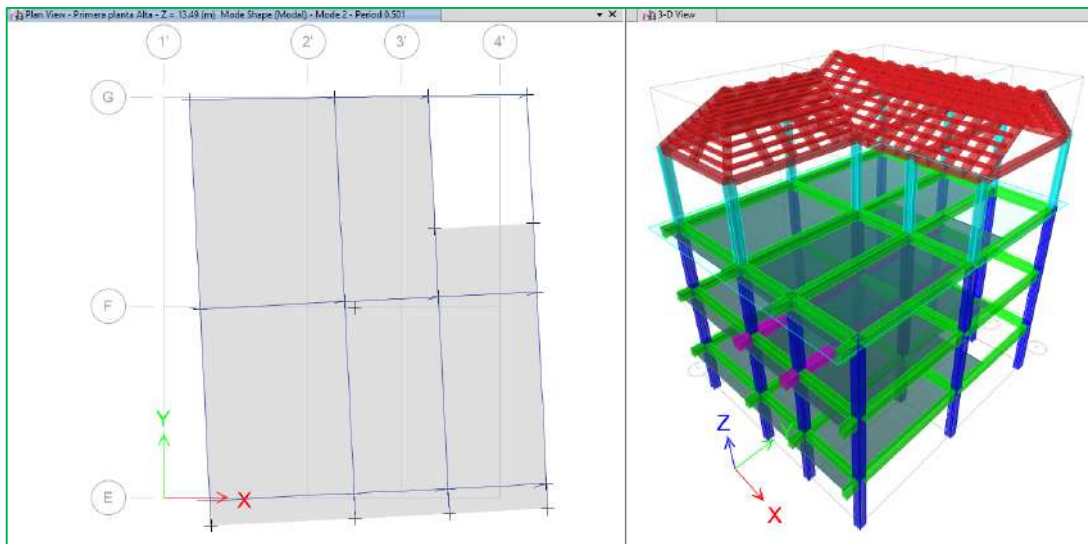


Fig.: modo 2, piso 3

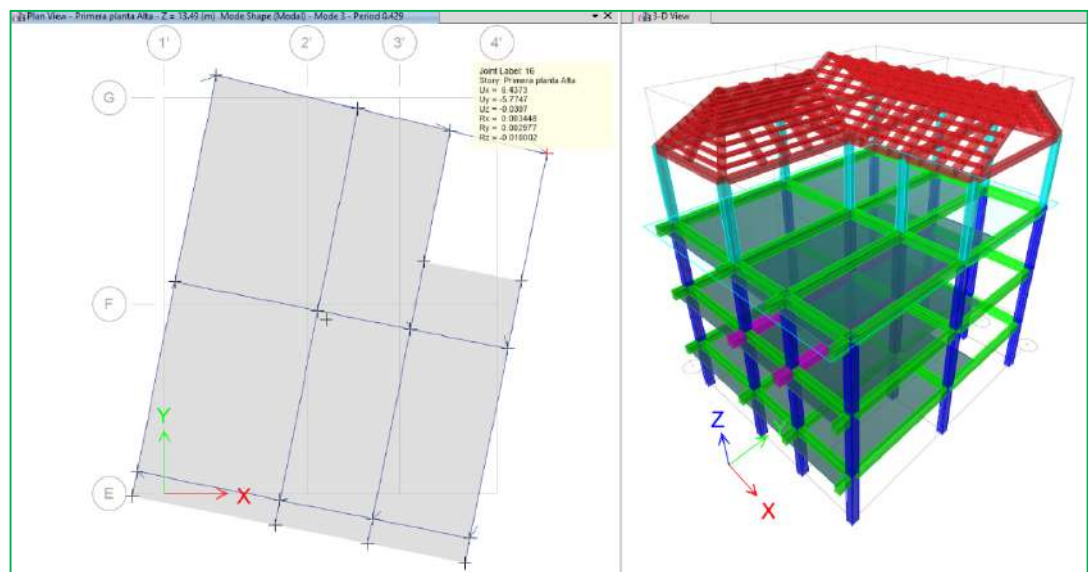


Fig.: modo 3, piso 3

12. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS

Se usó el programa ETABS Nonlinear v2016.2.0, para el cálculo de fuerzas internas en la estructura con sus diferentes estados de carga, determinando la carga crítica para cada elemento estructural como vigas, viguetas, columnas y losas, con lo cual se diseñaron las secciones finales de la estructura y su refuerzo.

Para el diseño de los elementos estructurales se consideró el agrietamiento del hormigón en base a las recomendaciones dadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-DS. Se consideró una Inercia agrietada de $0.5 \cdot I_g$ en vigas, $0.8 \cdot I_g$ para columnas y 0.6 para muros, teniendo en cuenta que I_g es la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.

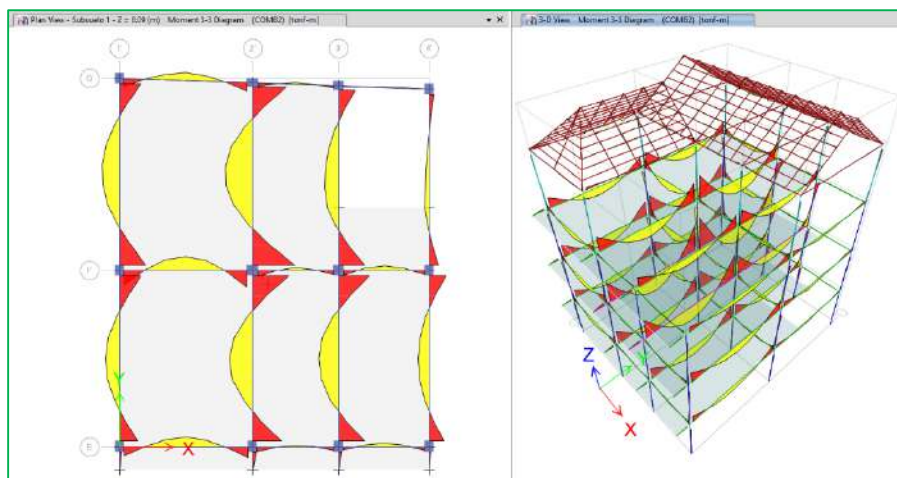


Fig.: momentos

12.1. VIGAS

- Solicitaciones para el diseño de la sección existente V1 - 20 X 35.

Se toma como muestra la viga que se encuentra en el Nv.+10.79 eje "F"; entre los ejes "1" y "2" del ETABS Nonlinear v2016.2.0, la misma que tiene mayores momentos en el pórtico representativo.

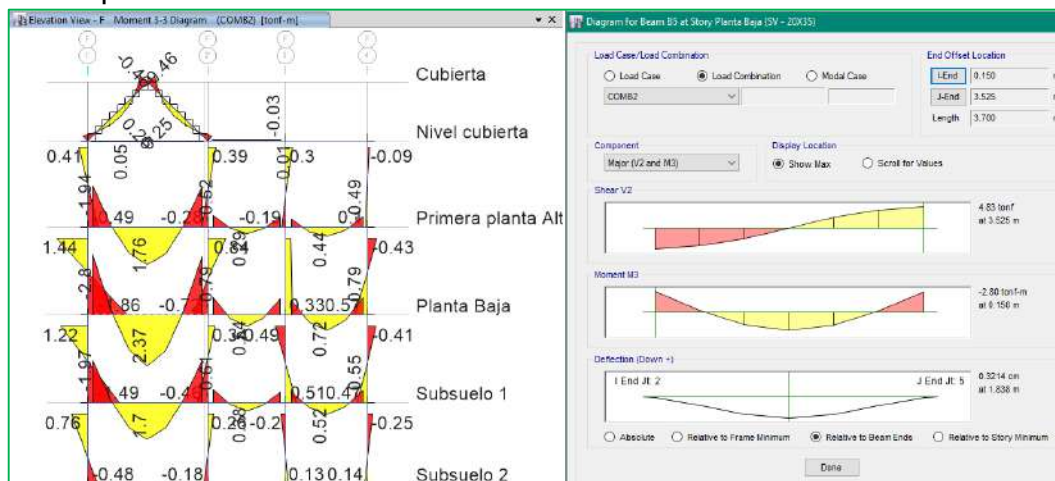


Fig: Momento de viga – 1

Se determina la máxima sollicitación en los elementos en base a las combinaciones de carga antes mencionadas, esto se lo realiza automáticamente con la ayuda del programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Top (+2 Axis)	-4.59		4.03	0	2.18	4.03
Bottom (-2 Axis)		2.29	0	1.94	2.18	2.18

- Solicitaciones para el diseño de la sección V2 - 20 X 35.

Se toma como muestra la viga que se encuentra en el Nv.+8.09 eje "2"; entre los ejes "F" y "G" del ETABS Nonlinear v2016.2.0, la misma que tiene mayores momentos en el pórtico representativo.

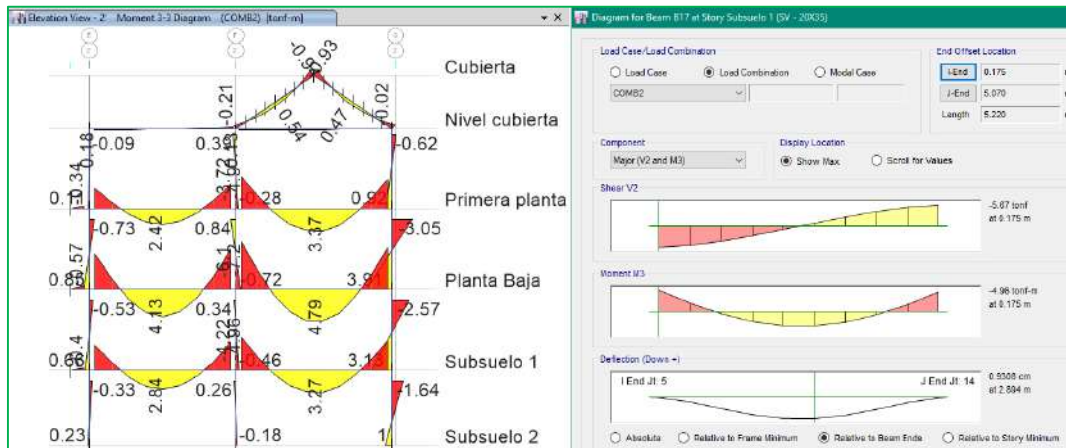


Fig: Momento de viga – 2

Se determina la máxima sollicitación en los elementos en base a las combinaciones de carga antes mencionadas, esto se lo realiza automáticamente con la ayuda del programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Top (+2 Axis)	-6.65		6.09	0	2.18	6.09
Bottom (-2 Axis)		3.33	0	2.86	2.18	2.86

- Solicitaciones para el diseño de la sección V3 - 30 X 35.

Se toma como muestra la viga que se encuentra en el Nv.+10.79 eje "2"; entre los ejes "F" y "G" del ETABS Nonlinear v2016.2.0, la misma que tiene mayores momentos en el pórtico representativo.

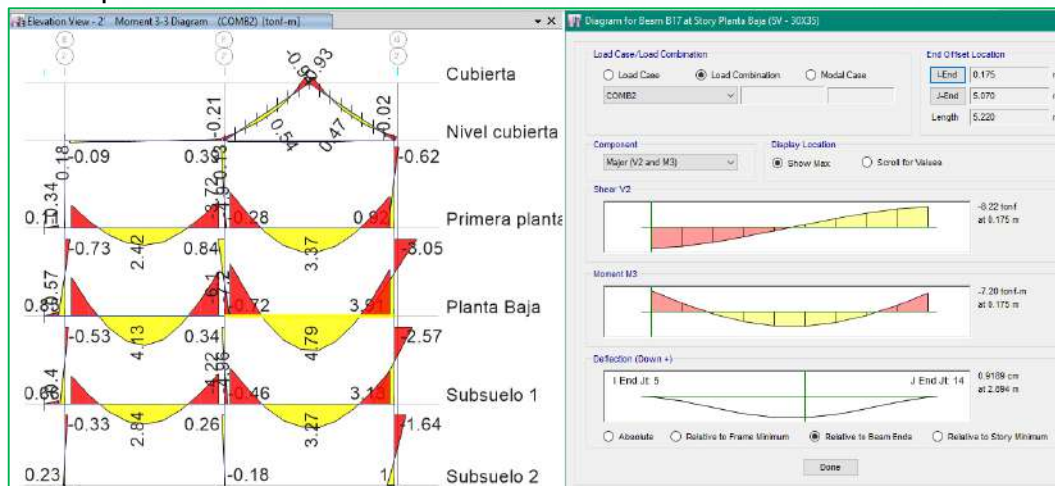


Fig: Momento de viga – 3

Se determina la máxima sollicitación en los elementos en base a las combinaciones de carga antes mencionadas, esto se lo realiza automáticamente con la ayuda del programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-9.12		8.24	0	3.26	8.24
Bottom (-2 Axis)		4.56	0	3.9	3.26	3.9

12.1.1. DISEÑO A FLEXIÓN

El diseño a flexión para una viga debe garantizar que esta sea dúctil, en donde el refuerzo debe ser menor al máximo permitido y mayor al mínimo requerido, esto debido a que mientras más acero exista, más difícil será que la viga fluya.

Para la determinación del acero de refuerzo, se tomó los resultados del programa, junto con la utilización de las disposiciones especiales para el diseño sísmico que dicta el capítulo 21 del código ACI/318 - 2014.

Consideraciones adoptadas en el diseño a flexión:

Acero mínimo: [ACI. 21.3.2.1]

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot 14}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad [A.C.I. 10 - 3]$$

Pero no menor que:

$$A_s = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

La ecuación [A.C.I 10-3] se cumple excepto si el Acero proporcionado es al menos 1/3 superior al requerido por el análisis.

Acero máximo: [ACI. B.10.3.3] $A_{s,max} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$

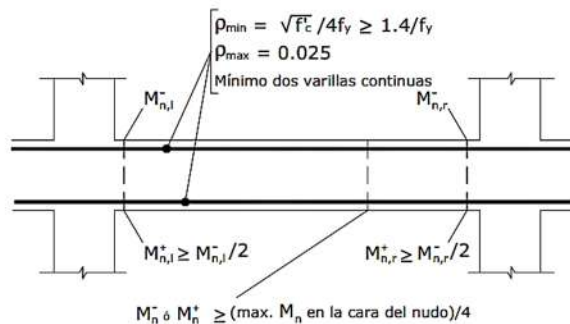
La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. [ACI. 21.3.2.2]

Para diseño a flexión se consideraron las siguientes expresiones:

$$\phi = 0.90$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - 0.588 \frac{A_s \cdot f_y}{f_c \cdot b} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d}{F_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \beta \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$



Nota: El refuerzo transversal no se presenta por claridad

12.1.1.1. Solicitaciones para el diseño de vigas

- SV1-20x35

SV1	Mu(-)	Mu(+)
20X35	4.59 tm	2.29 tm

Momentos y cuantías de acero en viga							
	Momento de Diseño - (T*m)	Momento de Diseño -(T*m)	Refuerzo momento - (cm²)	Refuerzo momento + (cm²)	Refuerzo mínimo (cm²)	Refuerzo máximo (cm²)	Refuerzo requerido (cm²)
Superior(-)	4.59				2.21	7.04	4.03
Inferior(+)		2.29			2.21	7.04	1.93

Ec=	15.69486	Gpa	160043	kg/cm²
Mu=	4.59	T*m	45012.52	N*m
f'c=	210	kg/cm²	20.59397	Mpa
			20593965	N/m²

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 411.8793 Mpa $4.12E+08 \text{ N/m}^2$
 $\phi = 0.9$
 $b = 0.2 \text{ m}$

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right)$$

$h = 0.35 \text{ m}$
 $k = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y}$

$K = 0.0028$ $A_s(-) = 0.000403 \text{ m}^2$ $A_s(+) = 0.000193 \text{ m}^2$
 $A_s(-) = 4.03 \text{ cm}^2$ $A_s(+) = 1.93 \text{ cm}^2$

Cuantía de acero

$\rho = A_s / b \cdot d$ $\rho = 0.0062$

$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b \cdot d$ $A_{s_{min}} = 0.00022 \text{ m}^2$
 $A_{s_{min}} = 2.21 \text{ cm}^2$
 $A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d$ $A_{s_{min}} = 0.0002 \text{ m}^2$
 $A_{s_{min}} = 1.790 \text{ cm}^2$

Cuantía máxima permisible

$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} + \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$ $\rho_b = 0.02168$

$\rho_{max} = 0.5 \cdot \rho_b$ $\rho_{max} = 0.01084$
 $A_{s_{max}} = 7.04 \text{ cm}^2$

ok

Acero (-)	$A_s = 4.03 \text{ cm}^2$ $\phi = 14 \text{ mm}$ $A = 1.54 \text{ cm}^2$ $\# = 2.62$	$\phi = 14 \text{ mm}$ $\# = 2$ $\phi_p = 12 \text{ mm}$ $\# = 2$	
		$A_s = 5.34 \text{ cm}^2$	OK
Acero (+)	$A_s = 2.21 \text{ cm}^2$ $\phi = 12 \text{ mm}$ $A = 1.13 \text{ cm}^2$ $\# = 1.95$	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\# = 3$	
		$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$	OK

∴ Las cuantías presentadas son las respectivas soluciones a las sollicitaciones más críticas y por tanto son las que prevalecerán tanto para el acero negativo y positivo.

- SV2-20x35

SV2	Mu(-)	Mu(+)
20X35	6.65 tm	3.33 tm

Momentos y cuantías de acero en viga							
	Momento de Diseño - (T*m)	Momento de Diseño -(T*m)	Refuerzo momento - (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo máximo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior(-)	6.65				2.21	7.04	6.08
Inferior(+)		3.33			2.21	7.04	2.86

$E_c = 15.69486 \text{ Gpa}$ 160043 kg/cm^2
 $M_u = 6.65 \text{ T*m}$ 65214.22 N*m
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 20.59397 Mpa 20593965 N/m^2
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 411.8793 Mpa $4.12E+08 \text{ N/m}^2$
 $\phi = 0.9$
 $b = 0.2 \text{ m}$

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$h = 0.35 \text{ m}$
 $k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y}$

$K = 0.0028$ $A_s(-) = 0.000608 \text{ m}^2$ $A_s(+)= 0.000286 \text{ m}^2$
 $A_s(-)= 6.08 \text{ cm}^2$ $A_s(+)= 2.86 \text{ cm}^2$

Cuantía de acero

$\rho = A_s / b * d$ $\rho = 0.009358$

$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$ $A_{smin} = 0.00022 \text{ m}^2$
 $A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 + f_y} * b * d$ $A_{smin} = 2.21 \text{ cm}^2$
 $A_{smin} = 0.0002 \text{ m}^2$
 $A_{smin} = 1.790 \text{ cm}^2$

Cuantía máxima permisible

$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0.003}{E_s + 0.003}$ $\rho_b = 0.02168$

$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$ $\rho_{max} = 0.01084$
 $A_{smax} = 7.04 \text{ cm}^2$

ok

Acero (-) $A_s = 6.08 \text{ cm}^2$
 $\phi = 16 \text{ mm}$ $\phi = 16 \text{ mm}$
 $A = 2.01 \text{ cm}^2$ $\# = 2$
 $\# = 3.03$ $\phi p = 12 \text{ mm}$
 $\# = 2$

$A_s = 6.28 \text{ cm}^2$ OK

Acero (+) $A_s = 2.86 \text{ cm}^2$
 $\phi = 12 \text{ mm}$ $\phi = 12 \text{ mm}$
 $A = 1.13 \text{ cm}^2$ $\# = 3$
 $\# = 2.53$ $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ OK

∴ Las cuantías presentadas son las respectivas soluciones a las sollicitaciones más críticas y por tanto son las que prevalecerán tanto para el acero negativo y positivo.

- SV3-30x35

SV3	Mu(-)	Mu(+)
30X35	9.12 tm	4.56 tm

Momentos y cuantías de acero en viga							
	Momento de Diseño - (T*m)	Momento de Diseño -(T*m)	Refuerzo momento - (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo máximo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior(-)	9.12				3.31	10.57	8.24
Inferior(+)		4.56			3.31	10.57	3.89

$E_c = 15.69486$ Gpa 160043 kg/cm²
 $M_u = 9.12$ T*m 89436.65 N*m
 $f'_c = 210$ kg/cm² 20.59397 Mpa 20593965 N/m²
 $f_y = 4200$ kg/cm² 411.8793 Mpa $4.12E+08$ N/m²
 $\phi = 0.9$
 $b = 0.3$ m
 $h = 0.35$ m
 $d = 0.325$ m

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y}$$

$K = 0.0041$ $A_s(-) = 0.000824$ m² $A_s(+)= 0.000389$ m²
 $A_s(-) = 8.24$ cm² $A_s(+)= 3.89$ cm²

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad \rho = 0.008455$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \quad A_{s_{min}} = 0.00033 \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d \quad A_{s_{min}} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0003 \text{ m}^2$$

$$A_{s_{min}} = 2.686 \text{ cm}^2$$

Cuantía máxima permisible

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \quad \rho_b = 0.02168$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0.01084$$

$$A_{s_{max}} = 10.57 \text{ cm}^2$$

ok

Acero (-) $A_s = 8.24$ cm² $\phi = 16$ mm
 $\phi = 16$ mm $\# = 3$
 $A = 2.01$ cm² $\phi p = 12$ mm
 $\# = 4.10$ $\# = 2$

$A_s = 8.29$ cm² OK

Acero (+) $A_s = 3.89$ cm² $\phi = 16$ mm
 $\phi = 16$ mm $\# = 3$
 $A = 2.01$ cm² $A_s = 6.03$ cm² OK
 $\# = 1.94$

∴ Las cuantías presentadas son las respectivas soluciones a las sollicitaciones más críticas y por tanto son las que prevalecerán tanto para el acero negativo y positivo.

12.1.2. DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE

Como ya se mencionó la viga debe agotarse en flexión, debido a que la falla en corte es la primera y más importante causa de que la viga se vea imposibilitada de fluir, razón por la cual, el diseño a corte no se lo hace en base a la sollicitación de cálculo, sino en base a la capacidad real a flexión de la viga, tomando en cuenta el endurecimiento del acero ($\alpha = 1.40$).

**El código americano A.C.I. 2014 recomienda utilizar un factor de endurecimiento del acero $\alpha = 1.20$, en el presente proyecto de manera conservadora se ha adoptado un factor $\alpha = 1.40$ ya que se han realizado estudios evidenciando que las vigas pueden fallar a corte a pesar de usar el factor recomendado por el A.C.I. 318 - 2014.*

Consideraciones adoptadas en el diseño a corte:

- Endurecimiento del acero: [ACI R.21.3.4.1]

La resistencia al cortante requerido se determinará usando una resistencia de al menos $1.40f_y$ para el refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = 1,40 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}} \cdot \left(d - 0,588 \cdot \frac{1,40 \cdot f_y \cdot A_{s_{colocado}}}{f'_c \cdot b} \right)$$

Fuerzas de diseño: [ACI 21.3.4.1]

La fuerza cortante de diseño V_e , se determina a partir de:

$$V_s = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.4.2]

$V_c = 0$, cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculado de acuerdo a la resistencia probable, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

Diseño del refuerzo para cortante: [ACI 11.6.7.9]

$$V_s \leq 4 \cdot V_c$$

Límites de espaciamento: [ACI 21.3.3.1]

$$s = \min\left(\frac{d}{2}; \frac{d}{4}; 8 \cdot \varphi_v; 24 \cdot \varphi_E; 30cm\right)$$

Refuerzo mínimo de cortante: [ACI 11.5.6.3]

$$A_{v,min} \geq 3,5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Refuerzo transversal: [ACI 21.3.3.1]

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento, en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Para diseño a corte se consideraron las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Se usará un $\phi = 0.6$, de acuerdo al diseño a corte para pórticos especiales a momento.

12.1.2.1. Solicitaciones para el diseño de vigas

- SV1-20x35

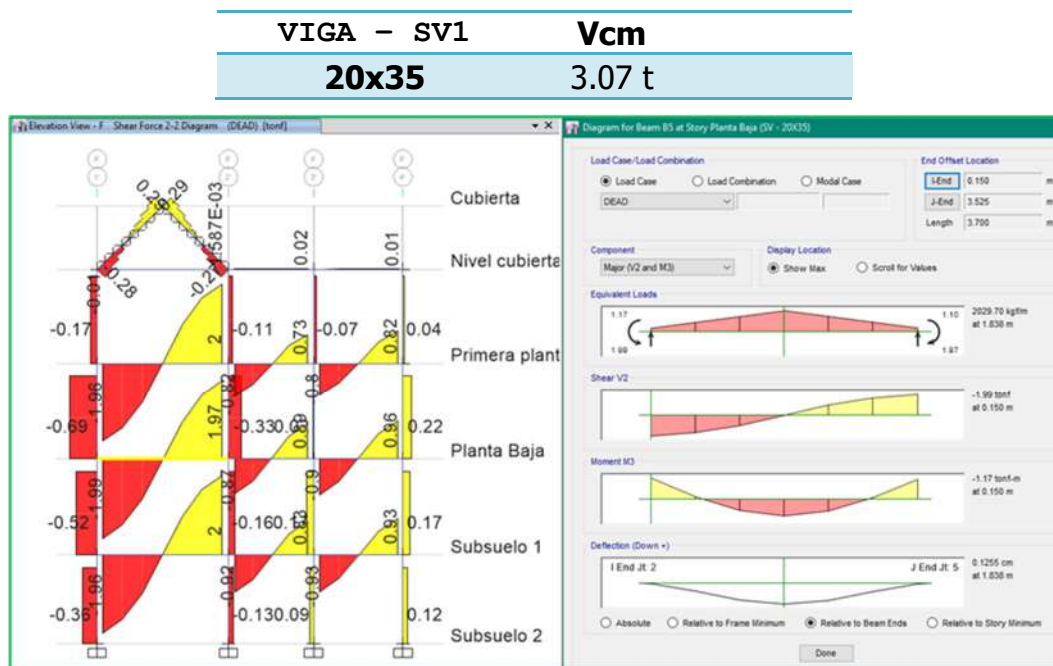


Fig. Shear Force (Dead)

Diseño a corte

$\phi_{estribo} =$	10	mm
$\phi_{varilla\ longitudinal} =$	14	mm

$s = \frac{d}{4}$	s =	8.125	cm
	s =	11.2	cm
$s = 8 * \phi_{Varilla\ longitudinal}$	s =	24	cm
$s = 24 * \phi_{Estribo}$	s =	30	cm
$s = 300\ mm$	s =	8.125	cm
	s2 =	16.25	cm

8	cm
16	cm

Diseño de estribos por capacidad

Vcm =	2 t
L =	3.375 m

Datos programa As (cm²)

5.34	5.34
3.39	3.39

$$a = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

a(cm)

7.85	7.85
4.99	4.99

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) / 1.02 * 10^6$$

8.01	8.01
5.35	5.35

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right)$$

Vp(t)

3.96	3.96
------	------

Vp = 3.96 T

Si $V_p \geq 0.50 V_u$ entonces $V_c = 0$

Va = 1.80 T 56473.79 N

$V_u = V_a + V_p$

Vu = 5.76 T 56473.79 N

OK $V_p > 0.5V_u$ entonces $V_c = 0$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{f_y * d}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \geq 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

$A_v = 0.000563 \text{ m}^2$
 $A_v = 5.63 \text{ cm}^2$
 $A_{vmin}(\text{cm}^2/\text{cm}) = 0.11$
 $A_{vmin}(\text{cm}^2/\text{cm}) = 0.14$

$A_v/s = 0.70 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$\phi_{estribo} = 10 \text{ mm}$
 $\#_{ramas} = 2$
 $A = 1.57 \text{ cm}^2$
 $s = 8 \text{ cm}$
 $\# = 0.45$

$1 \text{ e } \phi 10 \text{ mm @ } 8 \text{ cm}$

∴ El espaciamiento será a cada @81.25mm para estribos $\phi 10\text{mm}$ para su primer tercio y 162.5 mm para su segundo tercio de luz. Dichos valores resultan del cálculo, pero por razones contractivas, esos valores serán suavizados a sus valores más cercanos como máximos enteros o fracciones del mismo, 80 mm & 160 mm, respectivamente.

- SV2-20x35

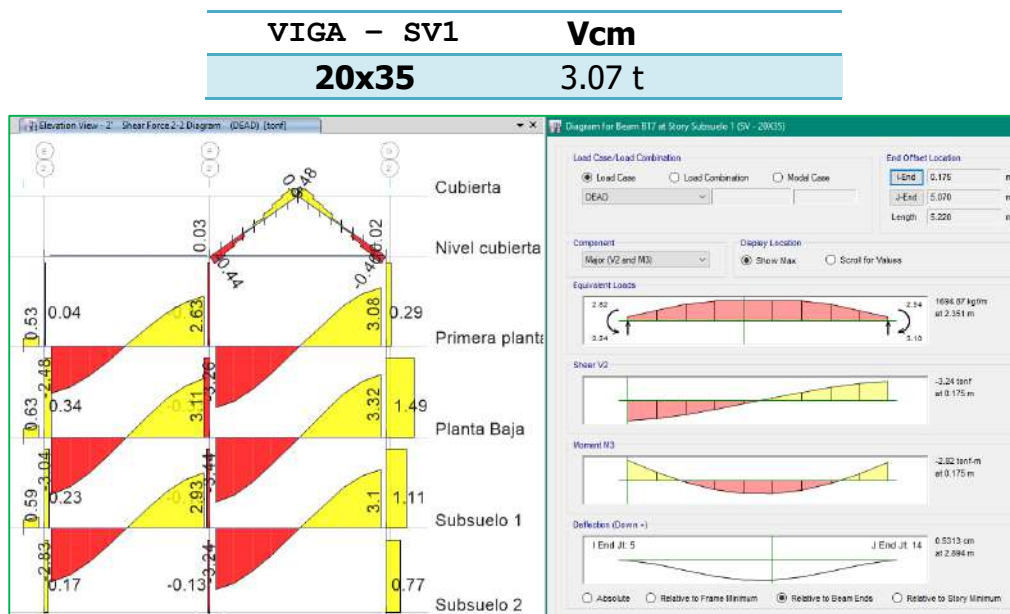


Fig. Shear Force (Dead)

Diseño a corte

$\phi_{estribo} =$	10	mm
$\phi_{varilla \text{ longitudinal}} =$	16	mm

$$s = \frac{d}{4}$$

$$s = 8 * \phi \text{ Varilla longitudinal}$$

$$s = 24 * \phi \text{ Estribo}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

s=	8.125	cm			
s=	12.8	cm			
s=	24	cm			
s=	30	cm			
s=	8.125	cm	8	cm	
s2=	16.25	cm	16	cm	

Diseño de estribos por capacidad

Vcm=	3.24 t
L=	4.895 m

Datos programa As (cm²)

6.28	6.28
3.39	3.39

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

a(cm)

9.24	9.24
4.99	4.99

$$M_p = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) / 1.02 \cdot 10^6$$

9.20	9.20
5.35	5.35

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right)$$

Vp(t)

2.97	2.97
------	------

Vp= 2.97 T

Si $V_p \geq 0.50 V_u$ entonces $V_c = 0$

Va= 2.92 T 57738.78 N

$V_u = V_a + V_p$

Vu= 5.89 T 57738.78 N

OK $V_p > 0.5V_u$ entonces $V_c = 0$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{f_y \cdot d}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \geq 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Av= 0.000575 m²

Av= 5.75 cm²

Avmin(cm²/cm)= 0.11
0.14

Av/s= 0.72 $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

$\phi_{estribo}$ = 10 mm 1 e ϕ 10 mm @ 8 cm

#ramas= 2

A= 1.57 cm²

s= 8 cm

#= 0.46

∴ El espaciamiento será a cada @81.25mm para estribos $\phi 10\text{mm}$ para su primer tercio y 162.5 mm para su segundo tercio de luz. Dichos valores resultan del cálculo, pero por razones contractivas, esos valores serán suavizados a sus valores más cercanos como máximos enteros o fracciones del mismo, 80 mm & 160 mm, respectivamente.

- SV3- 30x35

VIGA - SV3	Vcm
30x35	3.08 t

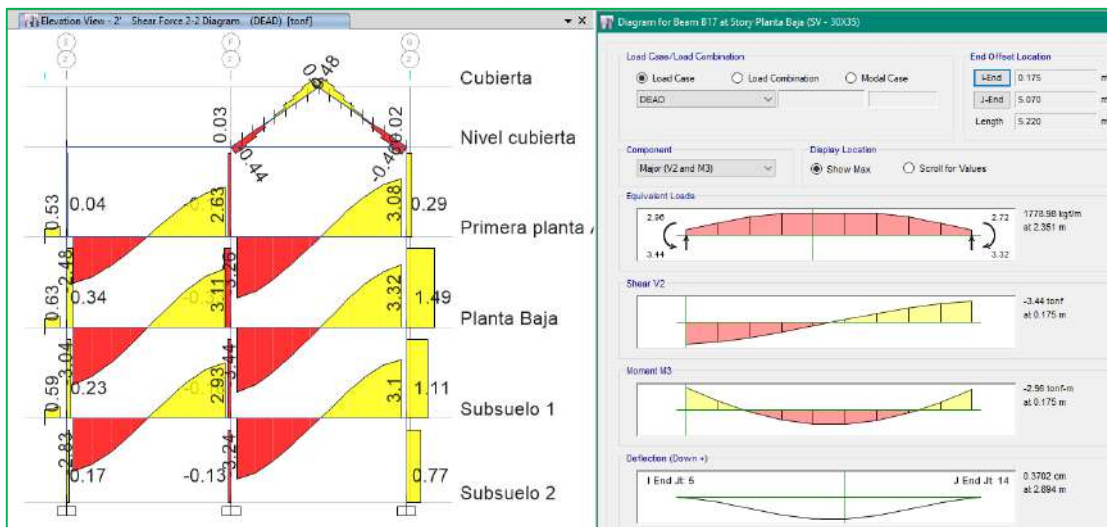


Fig. Shear Force (Dead)

Diseño a corte

$\phi_{\text{estribo}} =$	10	mm
$\phi_{\text{varilla longitudinal}} =$	16	mm

$s =$	8.125	cm
$s =$	12.8	cm
$s =$	24	cm
$s =$	30	cm
$s =$	8.125	cm
$s2 =$	16.25	cm

Diseño de estribos por capacidad

Vcm=	3.44 t
L=	4.895 m

Datos programa As (cm²)

8.29	8.29
6.03	6.03

a(cm)

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

8.13	8.13
5.91	5.91

$$M_p = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) / 1.02 \cdot 10^6$$

12.38	12.38
9.36	9.36

Vp(t)

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right)$$

4.44	4.44
------	------

Vp= 4.44 T

Si $V_p \geq 0.50 V_u$ entonces $V_c = 0$

Va= 3.10 T 73923.22 N

$V_u = V_a + V_p$

Vu= 7.54 T 73923.22 N

OK Vp > 0.5Vu entonces Vc=0

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{f_y \cdot d} \quad A_{vmin} = 0.0625 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \geq 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Av= 0.000736 m²

Av= 7.36 cm² Avmin(cm²/cm)= 0.17
0.20

Av/s= 0.92 $\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

$\phi_{estribo}$ = 10 mm 1 e ϕ 10 mm @ 8 cm

#ramas= 2

A= 1.57 cm²

s= 8 cm

#= 0.59

∴ El espaciamiento será a cada @81.25mm para estribos ϕ 10mm para su primer tercio y 162.5 mm para su segundo tercio de luz. Dichos valores resultan del cálculo, pero por razones contractivas, esos valores serán suavizados a sus valores más cercanos como máximos enteros o fracciones del mismo, 80 mm & 160 mm, respectivamente.

12.2. COLUMNAS

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 Nonlinear v2016.2.0, para determinar la capacidad última de las columnas y chequear que sean idóneas para resistir las solicitaciones.

12.2.1. DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Para el diseño del refuerzo transversal, se debe tener en cuenta que la columna sea capaz de resistir el corte actuante, que es constante en toda en toda su altura, el cual es calculado en base a su capacidad máxima a flexión, y que generalmente es el momento balanceado; además el refuerzo debe proporcionar el confinamiento necesario para asegurar a flexión de esta, se pueda desarrollar.

12.2.1.1. Consideraciones adoptadas de diseño:

- Refuerzo Longitudinal: [ACI. 21.4.3.1]

El área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que el 1% del área de la sección.

- Refuerzo transversal por Confinamiento: [ACI. 21.4.4.1]

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, no debe ser menor:

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_o \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_o \cdot f'_c}{f_y}$$

- Refuerzo transversal: [ACI. 7.10.5.3]

Ninguna barra longitudinal debe ser separada a más de 15 cm libres de una barra apoyada lateralmente.

- Límites de espaciamiento: [ACI. 21.4.4.2]

$$s = \min \left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot \varphi_c; 10cm \right) \text{ en } l_o$$

- Distribución del Refuerzo transversal: [ACI. 21.4.4.4]

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud "l_o" medida desde cada cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

$$l_o = \max \left(h; b; \frac{l_c}{6}; 45cm \right)$$

12.2.1.2. Solicitaciones para el diseño de columnas

- SC1 – 35x35

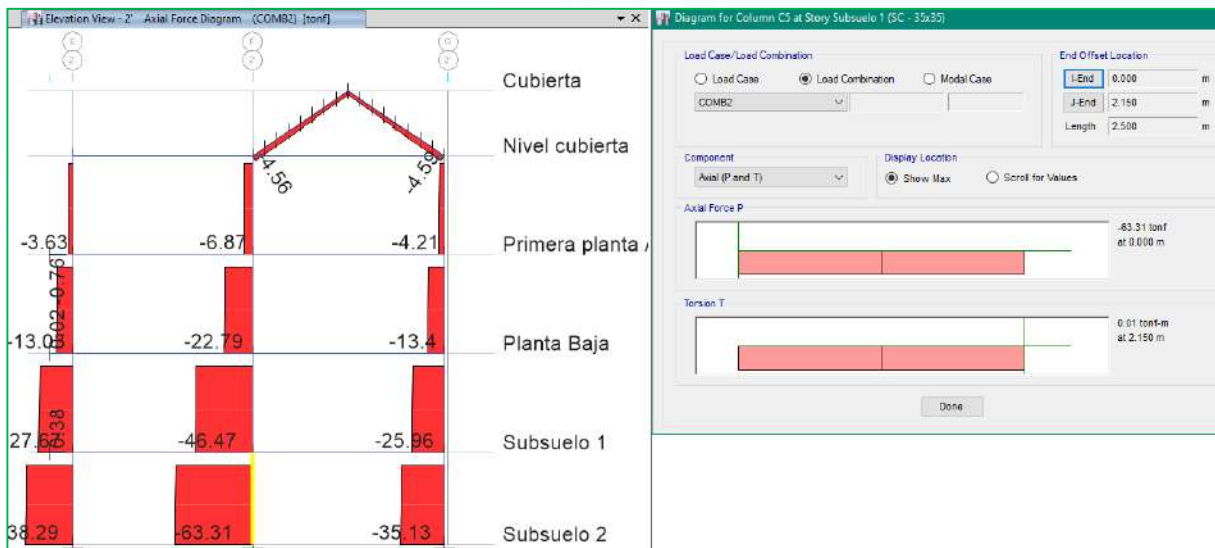


Fig. Cargas axial

Solicitaciones para los elementos más críticos, mismos que se tomaran como representativos a los que se encuentran ubicados bajo el nivel piso1, en los ejes F-2'.

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
53.61	-1.38	-5.88	1.38	1.38	1.51	0.688

COLUMNA – SC1	$P_u(-)$	$M_u(+/-)$
35x35	63.31 t	5.88 tm

$f'c=$	210	kg/cm ²
$x=$	35	cm
$y=$	35	cm
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$H=$	2.7	m

ϕ_l
min= 14 $0.01 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$

$A_{smin}=$	12.25	cm ²	$\phi_{es}=$	14	mm	$\# =$	4	$A_s=$	6.16	cm ²
$A_{smax}=$	36.75	cm ²	$\phi_{in}=$	14	mm	$\# =$	8	$A_s=$	12.32	cm ²

Confinamiento

$A_{st}= 18.47$ cm²

Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$Lo=$	La máxima dimensión de su sección transversal.	$Lo=$	450	mm	$\rho=$	0.015080
	450 mm.	$Lo=$	350	mm		
		$Lo=$	450	mm		
		$Lo=$	450	mm		

La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

S=

s_w definido por:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) [mm]$$

s= 87.5 mm

s= 84 mm

s= 150.00 mm

Donde:

s_0 = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_0 (mm); s_0 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

h_x = Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

hx= 20 cm

$$1. Ash = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{fyt} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$2. Ash = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{fyt}$$

s= 84.00 mm

s= 80 mm

s2= 8.4 cm

80 mm

1) Dirección x

Ash= 2.20 cm²

Dirección y

Ash= 2.20 cm²

2) Dirección x

Ash= 0.97 cm²

Dirección y

Ash= 0.97 cm²

En x Ash= 2.20 cm²/cm

En y Ash= 2.20 cm²/cm

En x ϕ = 10 mm

En y ϕ = 10 mm

= 4 A = 3.142 cm²

= 4 A = 3.142 cm²

COLUMNAS / ACI 318-14

MATERIALES:

HORMIGON: H_20

→ f_c = 21 MPa

e_c = 0.004

ACERO: ADN420

→ f_y = 420 MPa

E_s = 210000 Mpa

GEOMETRIA:

h = 35 cm

$A_s = A'_s$ = 6.2 cm²

A_{sE} = 6.158

b = 35 cm

A_{st} = 18.5 cm²

A_{sL} = 12.315

d' = 4 cm

A_g = 1225 cm²

d = 31 cm

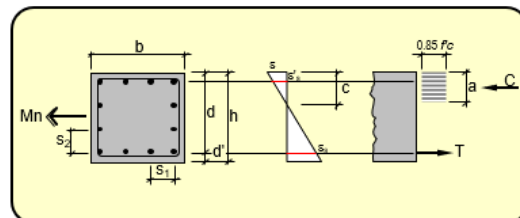
ρ = 1.51%

ARMADURA DE DISEÑO:

Barra Extremas: 4 ϕ 14

Barra Laterales: 8 ϕ 14

Estribos: ϕ 10 @ 80mm



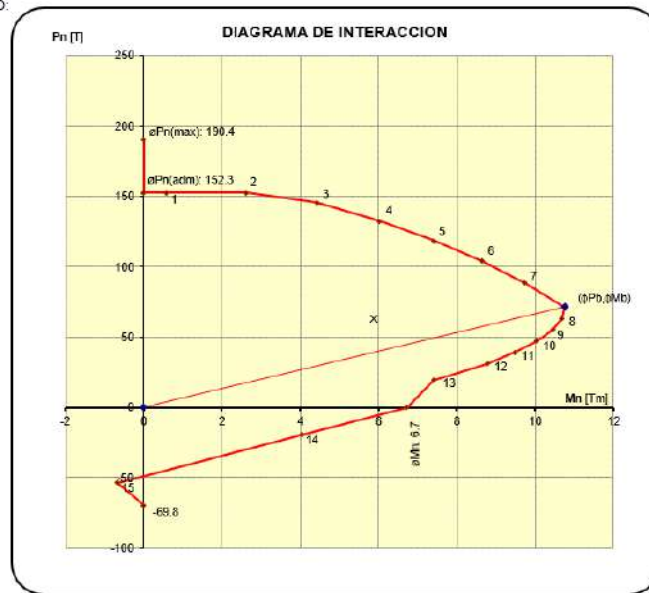
Punto	$(\beta_1 = 0.85)$		Armadura Traccionada			Armadura Comprimida			Hormigon		Pn [T]	Mn [Tm]	e [cm]	ϕ	ϕPn [T]	ϕMn [Tm]
	c [cm]	a [cm]	ϵ_s	fs [Mpa]	As.fs [T]	ϵ'_s	fs [Mpa]	A's.fs [T]	C = 0.85 fc.a.b [T]							
Pn_{max}										292.9	0.0	0.00	0.65	190.4	0.0	
Padm									234.4	0.0	0.00	0.65	152.3	0.0		
1	42	35.7	-0.0010	-220	-13.5	0.0036	420	25.9	223.04	262.4	0.9	0.00	0.65	152.3	0.6	
2	39.0	33.1	-0.0008	-171.5	-10.6	0.0036	420	25.9	206.85	243.3	4.0	0.02	0.65	152.3	2.6	
3	35.9	30.5	-0.0005	-114.7	-7.1	0.0036	420	25.9	190.67	223.6	6.8	0.03	0.65	145.3	4.4	
4	32.9	27.9	-0.0002	-47.48	-2.9	0.0035	420	25.9	174.48	203.3	9.3	0.05	0.65	132.1	6.0	
5	29.8	25.3	0.0002	33.546	2.1	0.0035	420	25.9	158.30	182.1	11.4	0.06	0.65	118.4	7.4	
6	26.8	22.7	0.0006	133.02	8.2	0.0034	420	25.9	142.12	159.8	13.3	0.08	0.65	103.9	8.6	
7	23.7	20.2	0.0012	258.07	15.9	0.0033	420	25.9	125.93	135.9	15.0	0.11	0.65	88.3	9.7	
Pb	20.667	17.6	0.0020	420	25.9	0.0032	420	25.9	109.75	109.7	16.5	0.15	0.65	71.3	10.8	
8	18.3	15.6	0.0028	420	25.9	0.0031	420	25.9	97.30	97.3	16.4	0.17	0.65	63.2	10.7	
9	16.0	13.6	0.0038	420	25.9	0.0030	420	25.9	84.86	84.9	16.1	0.19	0.65	55.2	10.4	
10	13.6	11.6	0.0051	420	25.9	0.0028	420	25.9	72.42	72.4	15.5	0.21	0.65	47.1	10.0	
11	11.3	9.6	0.0070	420	25.9	0.0026	420	25.9	59.98	60.0	14.6	0.24	0.65	39.0	9.5	
12	9.0	7.6	0.0099	420	25.9	0.0022	420	25.9	47.53	47.5	13.5	0.28	0.65	30.9	8.8	
13	6.6	5.6	0.0148	420	25.9	0.0016	331.529	20.4	35.09	29.6	11.4	0.38	0.65	19.3	7.4	
P=0	4.26	3.6	0.0251	420	25.9	0.0002	52.1822	3.2	22.65	0.0	7.5	∞	0.90	0.0	6.7	
14	3.20	2.7	0.0348	420	25.9	-0.0010	-210.42	-13.0	16.99	-21.8	4.5	-0.21	0.90	-19.6	4.0	
15	2.13	1.8	0.0541	420	25.9	-0.0035	-735.64	-45.3	11.32	-59.8	-0.7	0.01	0.90	-53.9	-0.7	
M=0	Tracción Pura									-77.6	0.0	0.00	0.90	-69.8	0.0	

Falla por Compresión

Falla por Tracción

CARGAS DE DISEÑO:

Nu [T]	Mu [Tm]
63.31	5.88



∴ El diseño satisface las condiciones balanceadas para momento y axial simultáneamente.

- SC2 - 30x40

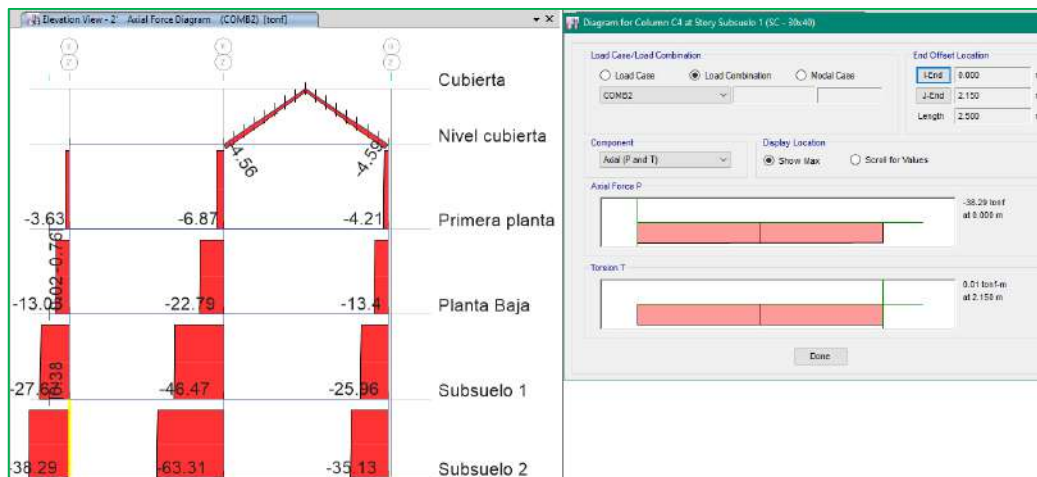


Fig. Cargas axial

Solicitaciones para los elementos más críticos, mismos que se tomaran como representativos a los que se encuentran ubicados bajo el nivel planta 1, en los ejes E-2'.

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}						
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
36.78	-7.31	0.89	1	0.89	1.28	0.72

COLUMNA - SC2	$P_u(-)$	$M_u(+/-)$
30x40	38.29 t	7.31 tm

$f'c=$	210	kg/cm ²
$x=$	30	cm
$y=$	40	cm
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$H=$	2.7	m

ϕ
min= 14 $0.01 \leq \frac{As}{b \cdot h} \leq 0.03$

$As_{min}=$	12	cm ²	$\phi_{es}=$	14	mm	$\# =$	4	$As =$	6.16	cm ²
$As_{max}=$	36	cm ²	$\phi_{in}=$	14	mm	$\# =$	6	$As =$	9.24	cm ²

Confinamiento

$A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$

Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$Lo=$	La máxima dimensión de su sección transversal. 450 mm.	$Lo=$	450 mm	$\rho =$	0.012828
		$Lo=$	400 mm		
		$Lo=$	450 mm		
		$Lo=$	450 mm		

La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

$S=$	s_{pr} definido por:	$s=$	75 mm
	$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) [mm]$	$s=$	84 mm
		$s=$	150.00 mm

Donde:

s_p = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud Lo (mm); s_p no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

h_x = Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

$hx=$ 20 cm

$s=$	75.00 mm
$s=$	70 mm
$s_2=$	8.4 cm 80 mm

1. $A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$

2. $A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yt}}$

1) Dirección x

$A_{sh} = 1.63 \text{ cm}^2$

Dirección y

$A_{sh} = 2.37 \text{ cm}^2$

Dirección x
Ash= 0.69 cm²
Dirección y
Ash= 1.01 cm²

En x Ash= 1.63 cm²/cm
En y Ash= 2.37 cm²/cm

En x $\phi = 10$ mm
En y $\phi = 10$ mm
= 3 A= 2.356 cm²
= 4 A= 3.142 cm²

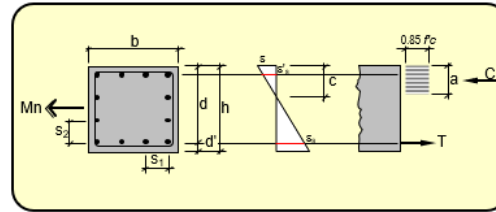
COLUMNAS / ACI 318-14

MATERIALES:

HORMIGON: **H_20** → $f_c = 21$ MPa $\epsilon_c = 0.004$
ACERO: **ADN420** → $f_y = 420$ MPa $E_s = 210000$ Mpa

GEOMETRIA:

h = 30 cm $\epsilon_s = A's = 5.4$ cm² $A_{S_c} = 6.158$
b = 40 cm $A_{st} = 15.4$ cm² $A_{S_t} = 9.236$
d' = 4 cm $A_g = 1200$ cm²
d = 26 cm $\rho = 1.28\%$

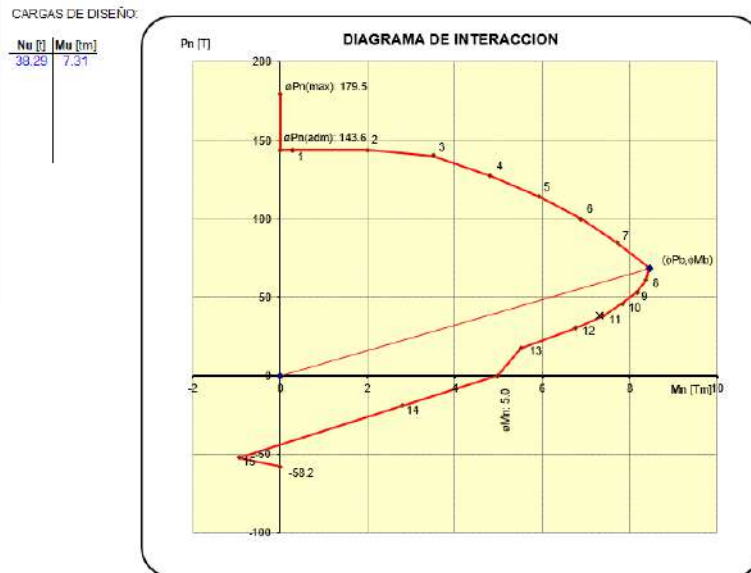


ARMADURA DE DISEÑO:

Barras Extremas: **4 ϕ 14**
Barras Laterales: **6 ϕ 14**
Estribos: **ϕ 10 @ 708**mm

Punto	$(\beta_1 = 0.85)$		Armadura Tractionada			Armadura Comprimida			Hormigon	P_n	M_n	e	ϕ	ϕP_n	ϕM_n
	c	a	ϵ_s	f_s	$A_s f_s$	ϵ_s	f_s	$A's f_s$	$C = 0.85 f_c a b$	[T]	[Tm]	[cm]		[T]	[Tm]
	[cm]	[cm]		[Mpa]	[T]		[Mpa]	[T]	[T]						
P_{nmax}										$P_n(max) = 276.1$	0.0	0.00	0.65	179.5	0.0
P_{adm}										$P_n(adm) = 220.9$	0.0	0.00	0.65	143.6	0.0
1	36	30.6	-0.0011	-233.3	-12.6	0.0036	420	22.6	218.48	253.7	0.5	0.00	0.65	143.6	0.3
2	33.3	28.3	-0.0009	-184.8	-10.0	0.0035	420	22.6	202.30	234.9	3.1	0.01	0.65	143.6	2.0
3	30.7	26.1	-0.0006	-127.8	-6.9	0.0035	420	22.6	186.12	215.6	5.4	0.03	0.65	140.2	3.5
4	28.0	23.8	-0.0003	-60	-3.2	0.0034	420	22.6	169.93	195.8	7.4	0.04	0.65	127.3	4.8
5	25.3	21.5	0.0001	22.105	1.2	0.0034	420	22.6	153.75	175.2	9.1	0.05	0.65	113.9	5.9
6	22.7	19.3	0.0006	123.53	6.7	0.0033	420	22.6	137.56	153.5	10.6	0.07	0.65	99.8	6.9
7	20.0	17.0	0.0012	252	13.6	0.0032	420	22.6	121.38	130.4	11.9	0.09	0.65	84.8	7.7
P_b	17.333	14.7	0.0020	420	22.6	0.0031	420	22.6	105.20	105.2	13.0	0.12	0.65	68.4	8.5
8	15.4	13.1	0.0027	420	22.6	0.0030	420	22.6	93.56	93.6	12.9	0.14	0.65	60.8	8.4
9	13.5	11.5	0.0037	420	22.6	0.0028	420	22.6	81.91	81.9	12.6	0.15	0.65	53.2	8.2
10	11.6	9.8	0.0050	420	22.6	0.0026	420	22.6	70.27	70.3	12.1	0.17	0.65	45.7	7.8
11	9.7	8.2	0.0068	420	22.6	0.0023	420	22.6	58.63	58.6	11.4	0.19	0.65	38.1	7.4
12	7.7	6.6	0.0094	420	22.6	0.0019	406.053	21.9	46.99	46.2	10.4	0.22	0.65	30.1	6.8
13	5.8	5.0	0.0139	420	22.6	0.0013	263.155	14.2	35.35	26.9	8.5	0.32	0.65	17.5	5.5
$P=0$	3.91	3.3	0.0226	420	22.6	-0.0001	-20.061	-1.1	23.71	0.0	5.5	∞	0.90	0.0	5.0
14	2.93	2.5	0.0315	420	22.6	-0.0015	-306.75	-16.5	17.78	-21.4	3.1	-0.15	0.90	-19.2	2.8
15	1.95	1.7	0.0492	420	22.6	-0.0042	-880.12	-47.4	11.85	-58.2	-1.0	0.02	0.90	-52.4	-0.9
$M=0$	Tracción Pura									-64.7	0.0	0.00	0.90	-58.2	0.0

Falla por Compresión
Falla por Tracción



∴ El diseño satisface las condiciones balanceadas para momento y axial simultáneamente.

12.2.2. DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

A continuación, se revisa los resultados obtenidos en el programa ETABS Nonlinear v2016.2.0, para el diseño de columnas considerando la interacción P_u , M_{ux} y M_{uy} (Chequeo a Flexo-Compresión) y mediante el siguiente programa se hizo el chequeo a Flexo-Compresión de todas las columnas de la estructura, cumpliéndose que en todas las columnas el agotamiento de las mismas se produzca en el acero (falla dúctil). Se analiza la estructura con el armado real de las columnas.

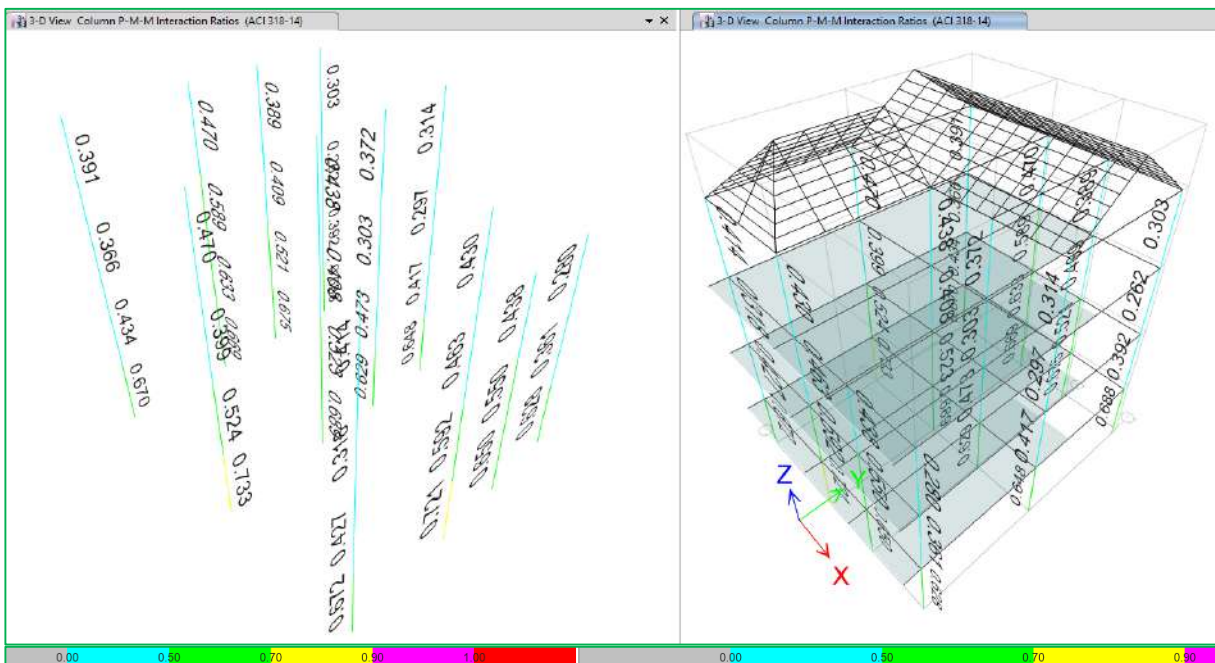


Fig. Demanda/Capacidad (Flexo-Compresión).

*Se asume un correcto dimensionamiento de columnas en base a los cálculos antes mencionados y cabe recalcar que los valores de radio, Demanda/ Capacidad son inferiores a 1.

12.2.2.1. Longitudinal reinforcing

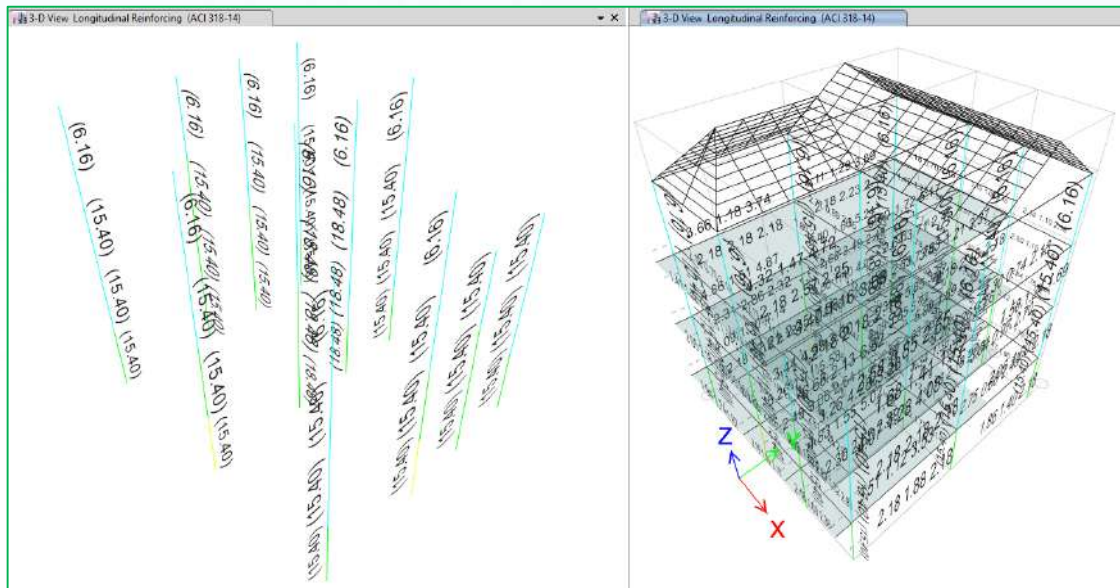


Fig. Longitudinal reinforcing

12.2.2.2. Cuanías.

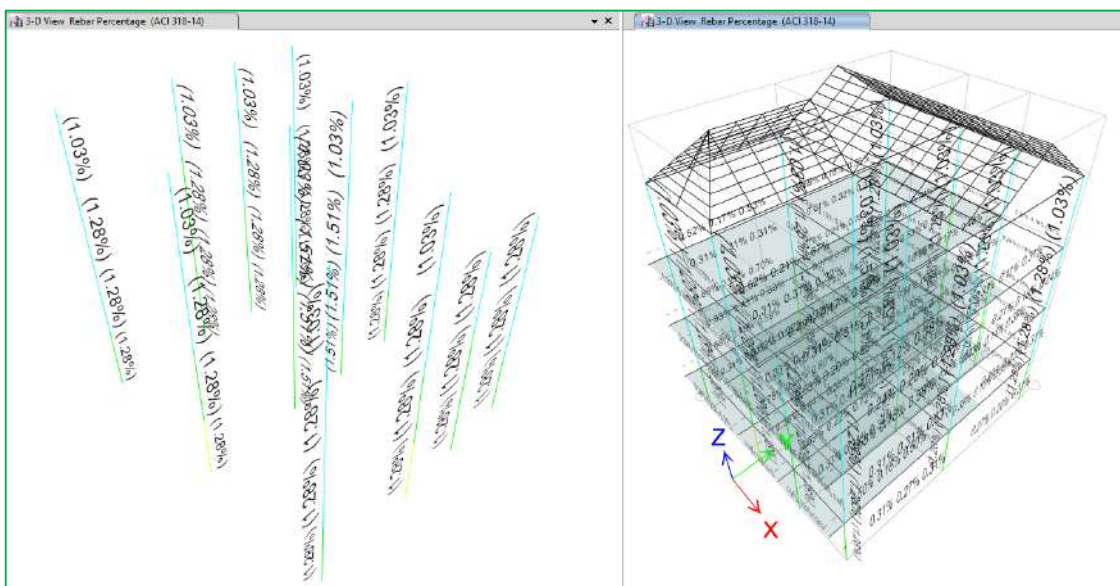


Fig. Rebar percentage

12.3. CONEXIÓN VIGA – COLUMNA / CVC

Se realiza el chequeo de la conexión Viga - Columna en la estructura del proyecto ampliatorio "Residencia – Sr. Manuel Chisaguano – Bloque 2."; para lo cual usamos el programa ETABS Nonlinear v206.2.0, el mismo que se lo realiza internamente en base a la normativa del capítulo 21 A.C.I 318-14.

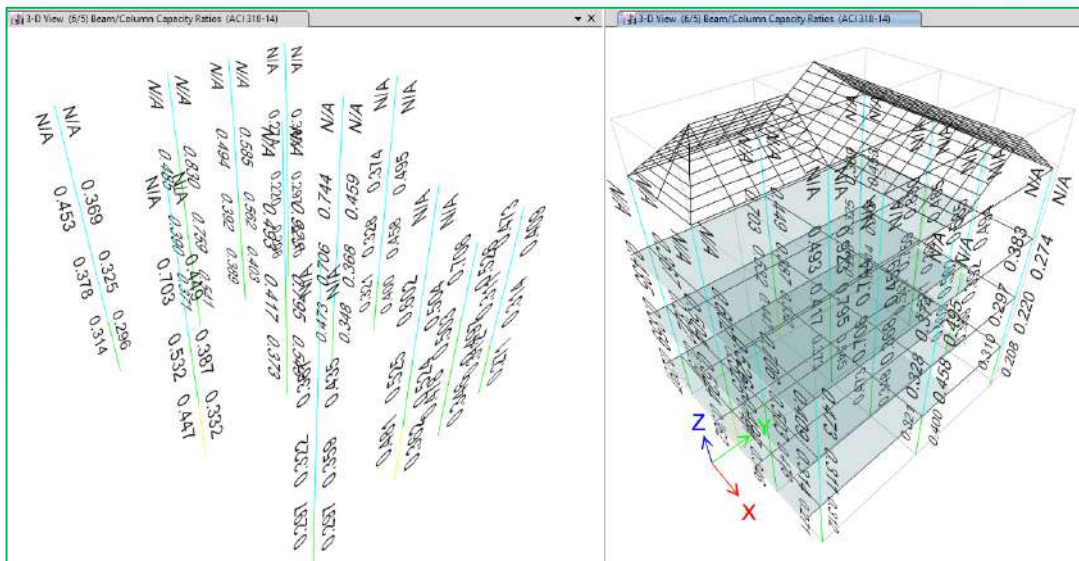


Fig. (6/5) Beam/Column Capacity Ratios

El chequeo de conexión viga-columna, se puede observar que la capacidad nominal a flexión de las columnas es mayor a la capacidad de las vigas

$$\sum Mc > 1.2 * \sum Mv \quad \text{O.K}$$

13.RESUMEN

A continuación, se presenta los resultados obtenidos el software de diseño ETABS v2016.2.0

13.1. SECCIONES UTILIZADAS

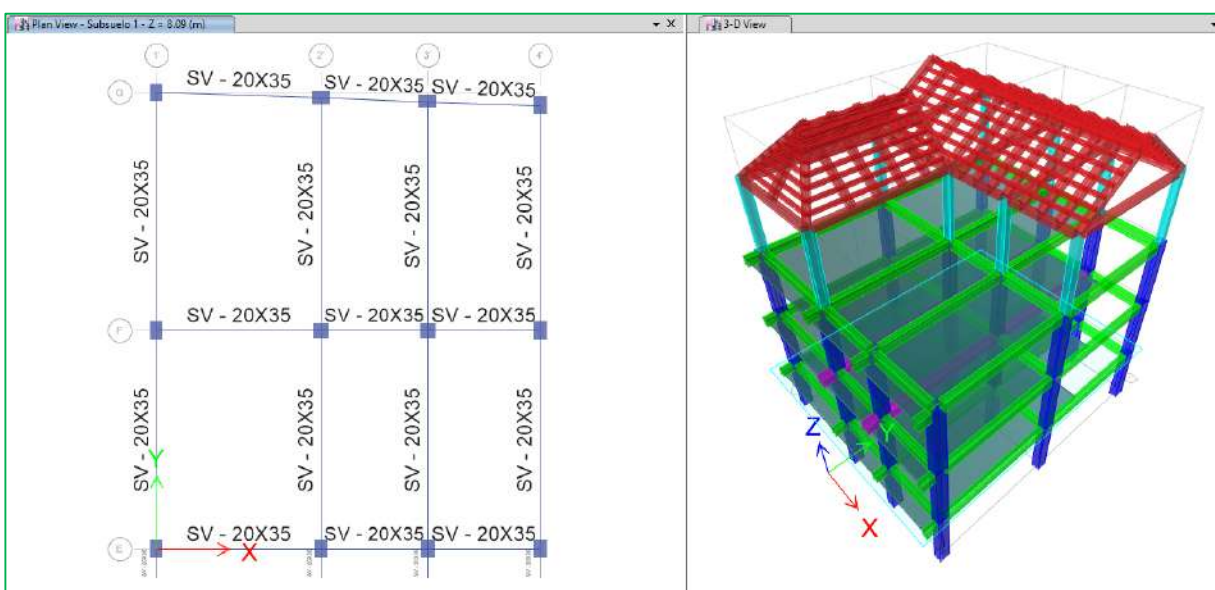


Fig. Secciones – Subsuelo 1

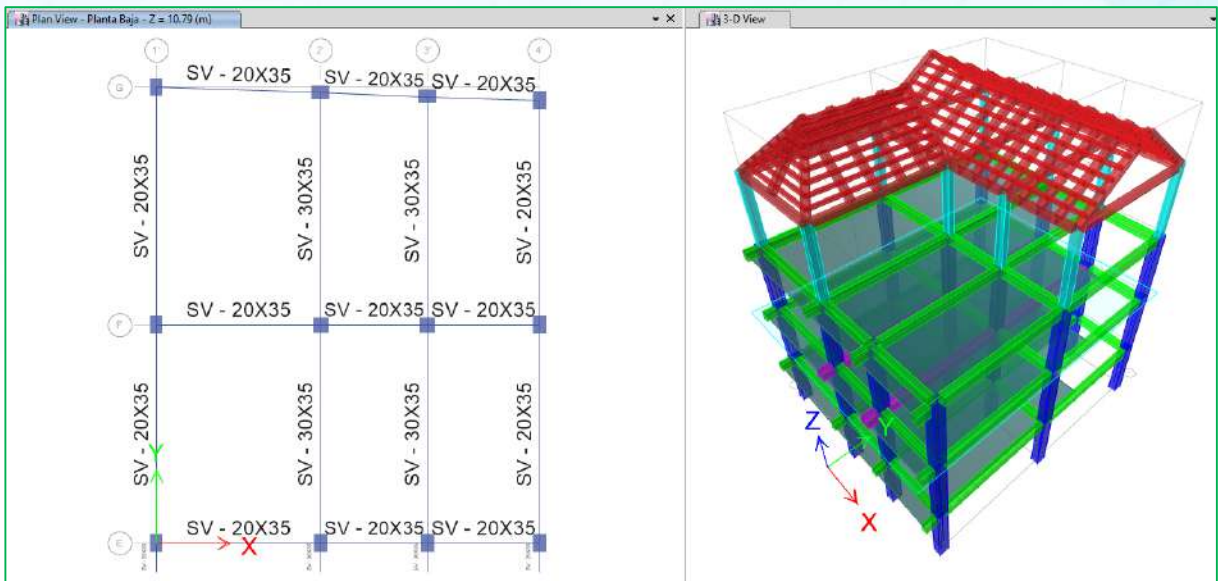


Fig. Secciones – Planta baja

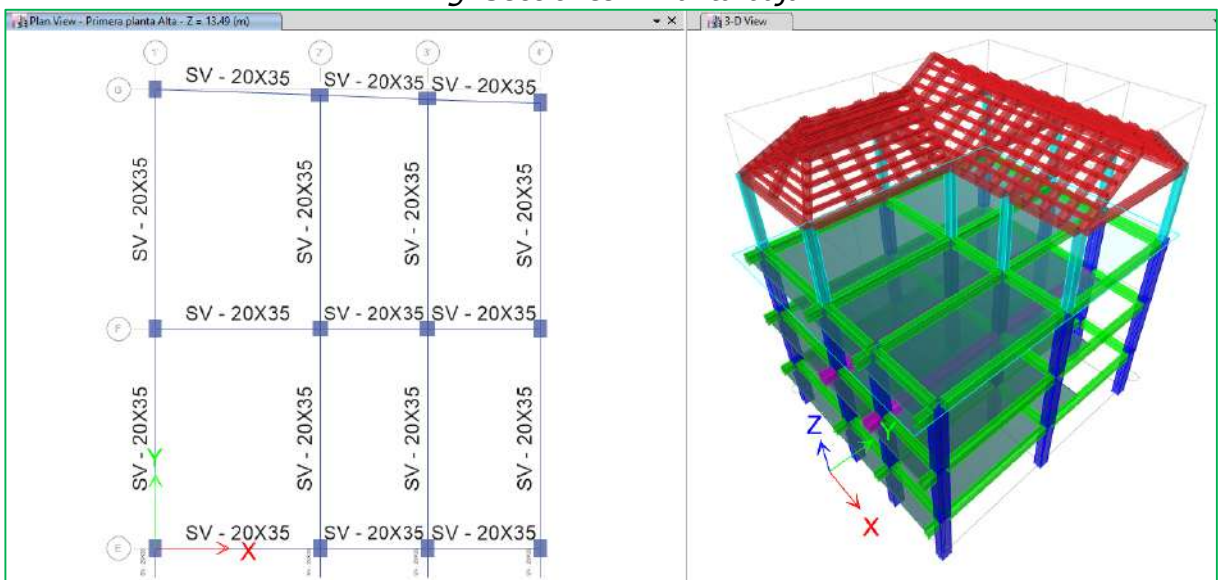


Fig. Secciones – Primera planta alta

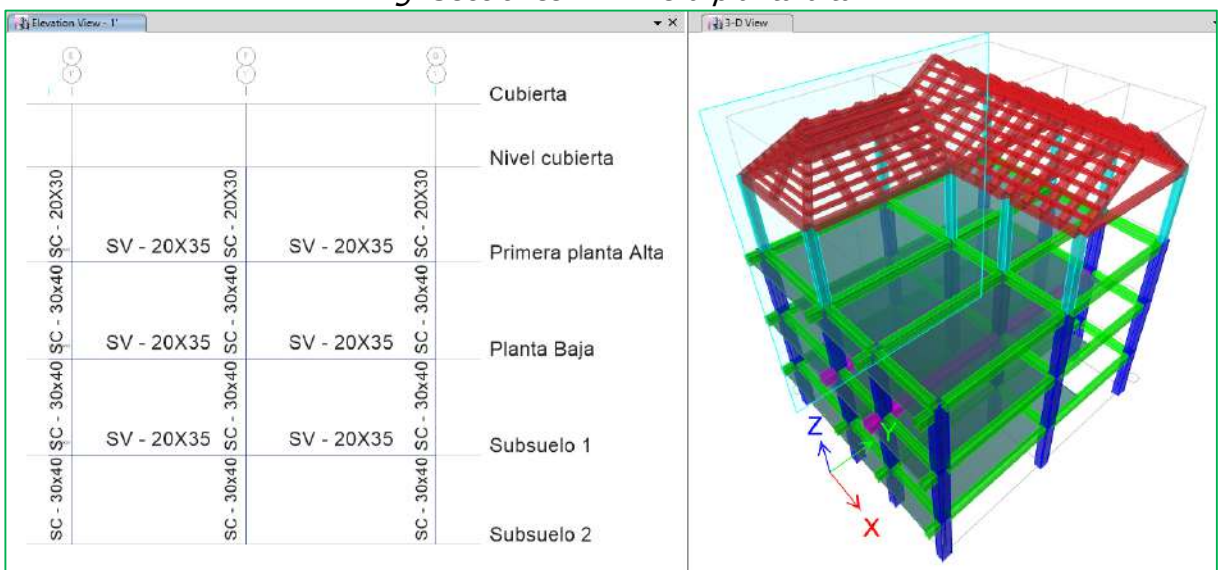


Fig. Secciones – Eje 1'

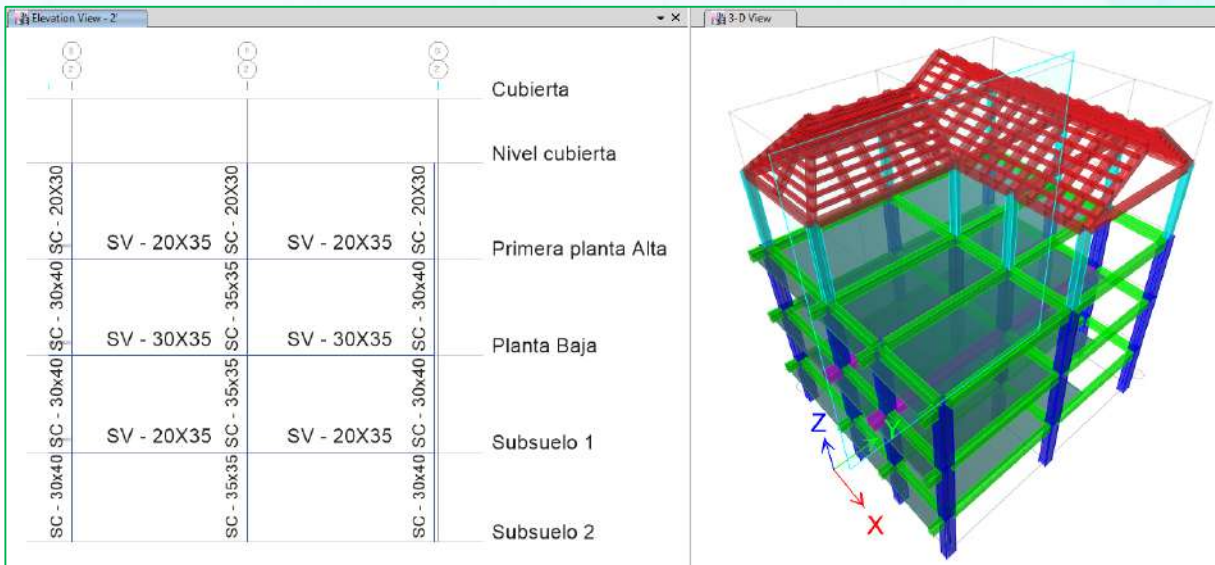


Fig. Secciones – Eje 2'

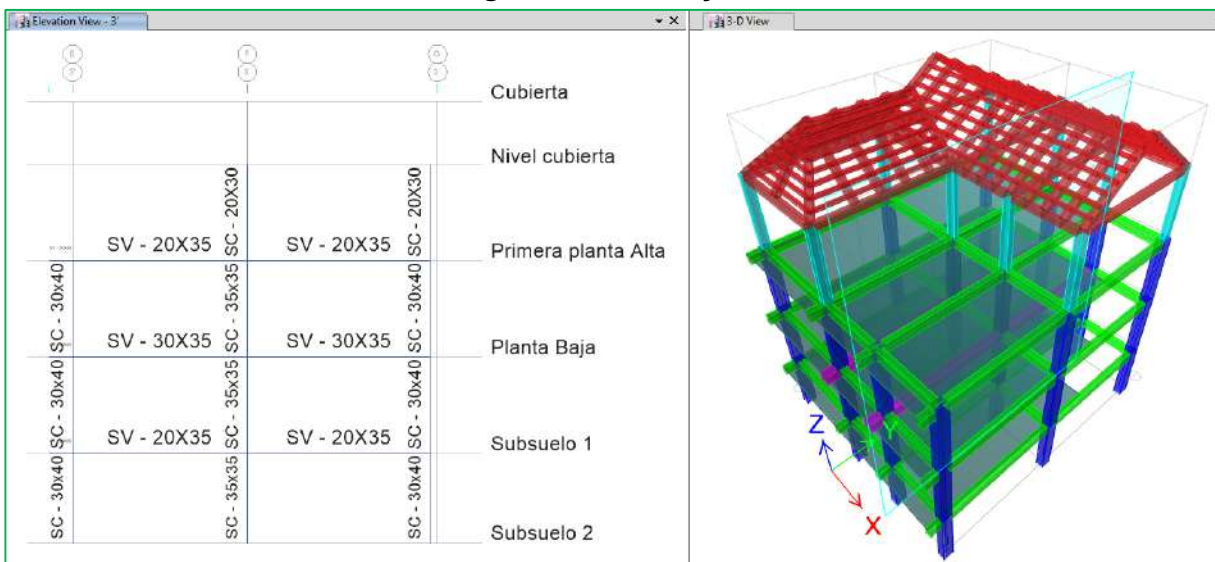


Fig. Secciones – Eje 3'

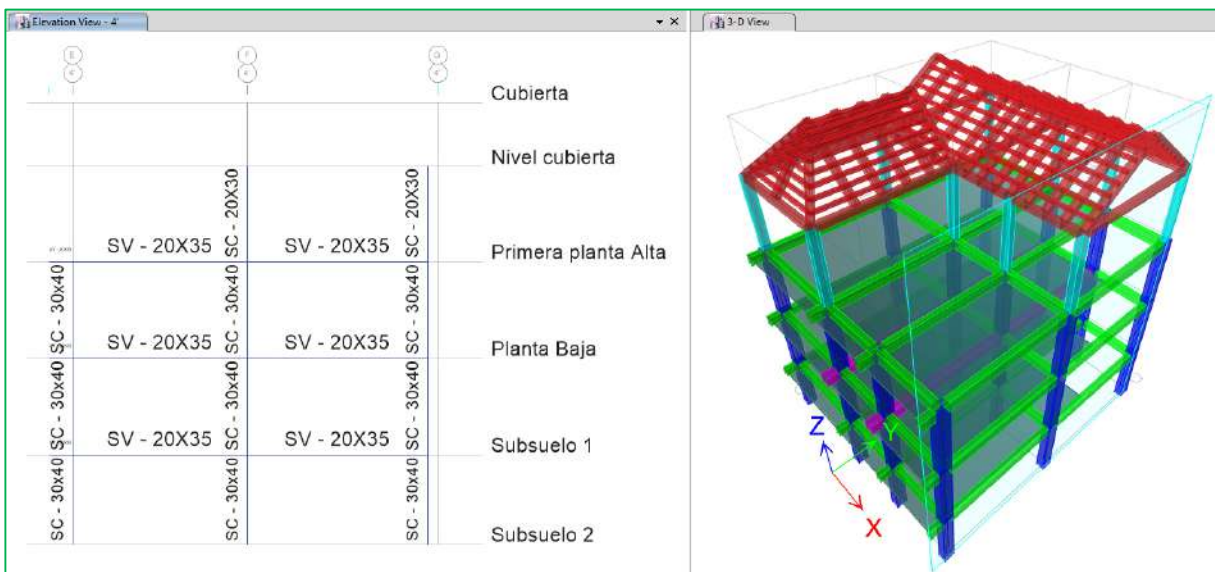


Fig. Secciones – Eje 4'

13.2. CAPACIDAD COLUMNAS

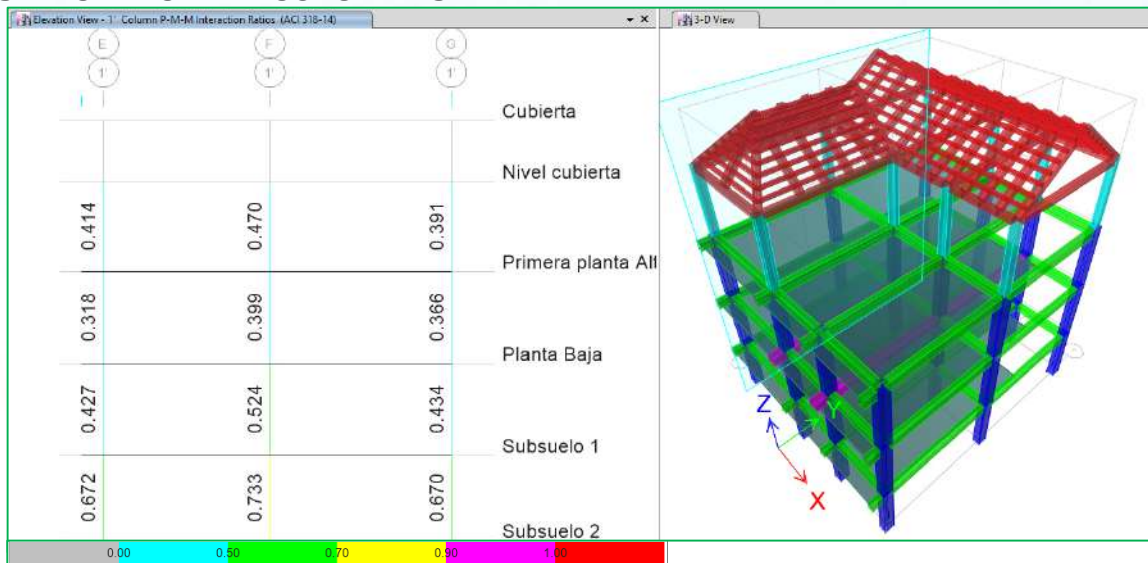


Fig. Column P-M-M – Eje 1'

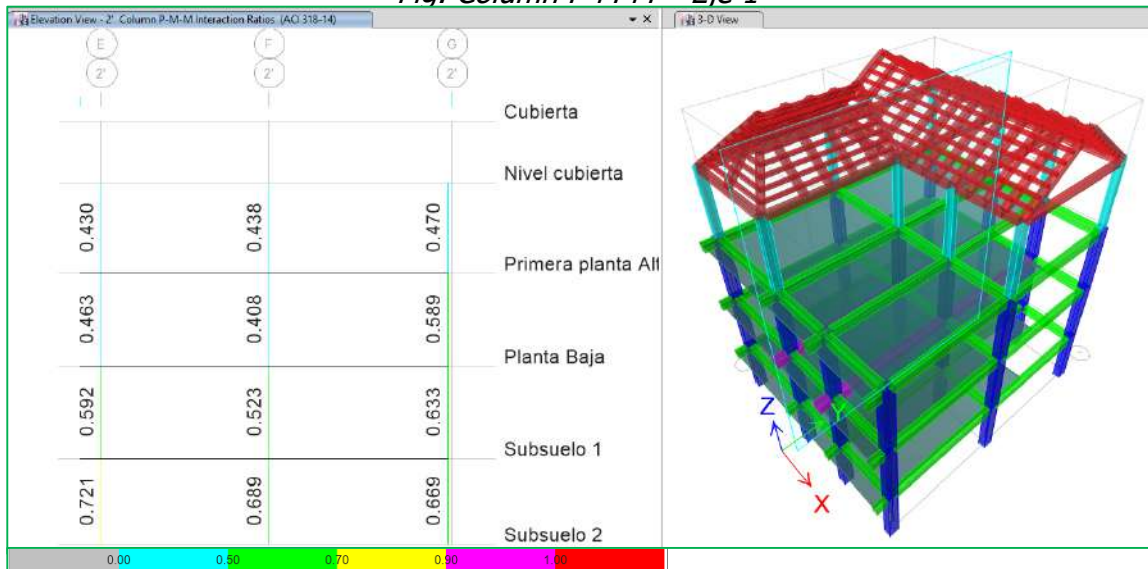


Fig. Column P-M-M – Eje 2'

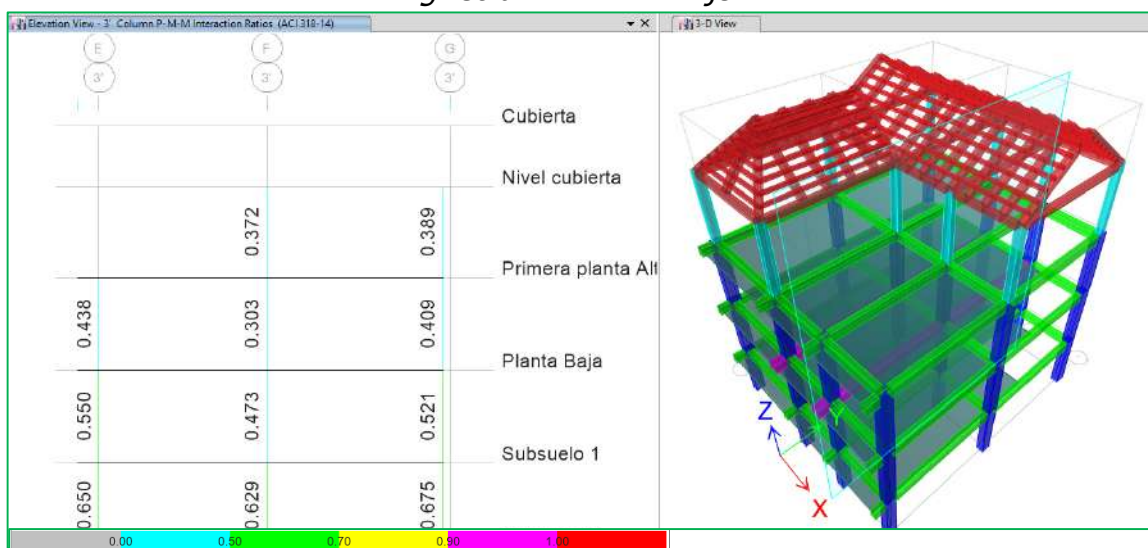


Fig. Column P-M-M – Eje 3'

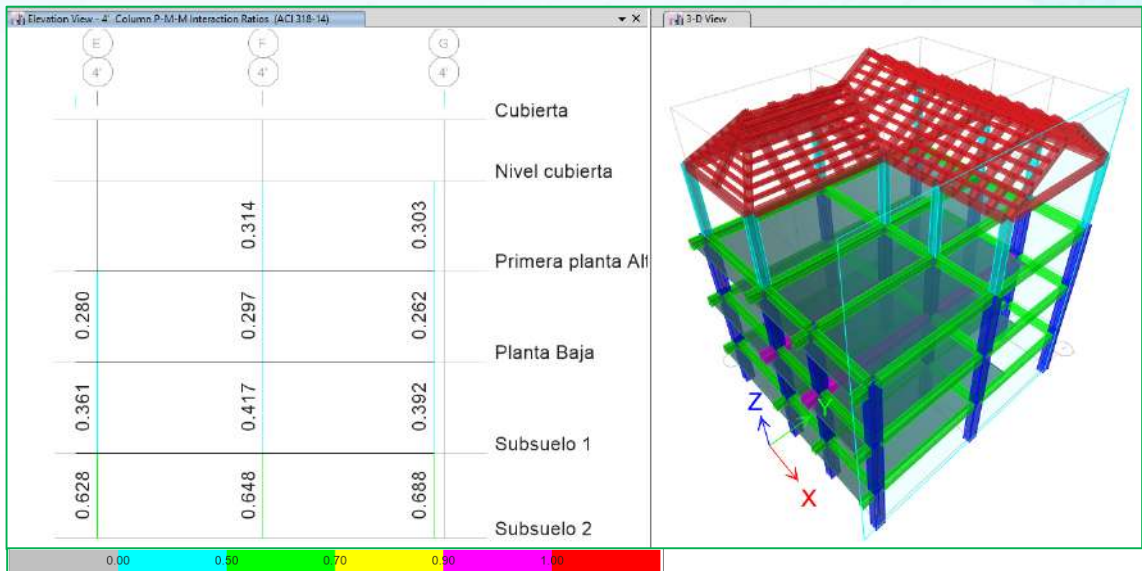


Fig. Column P-M-M – Eje 4'

13.3. ACERO REQUERIDO

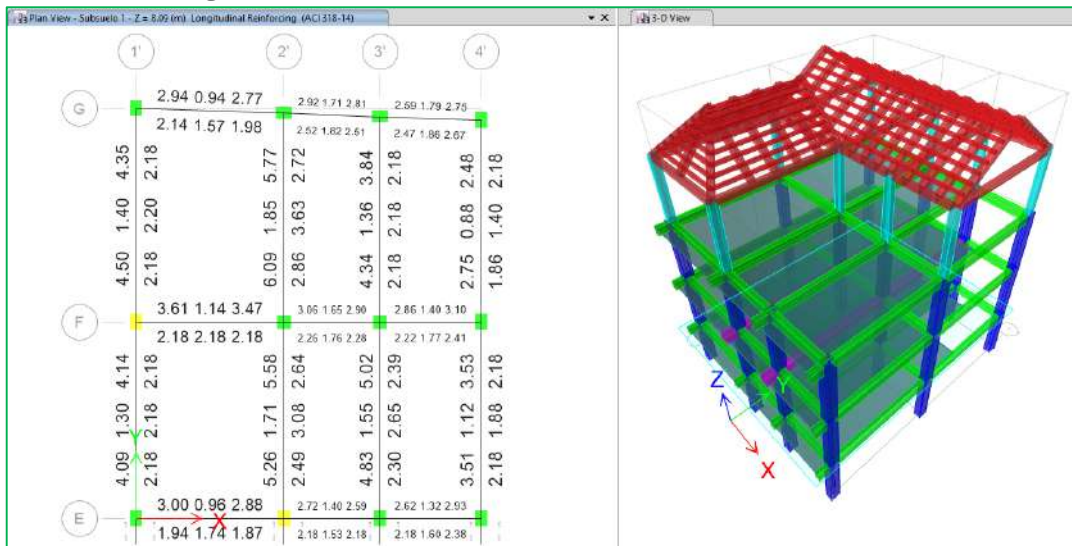


Fig. Elementos estructurales – Subsuelo 1

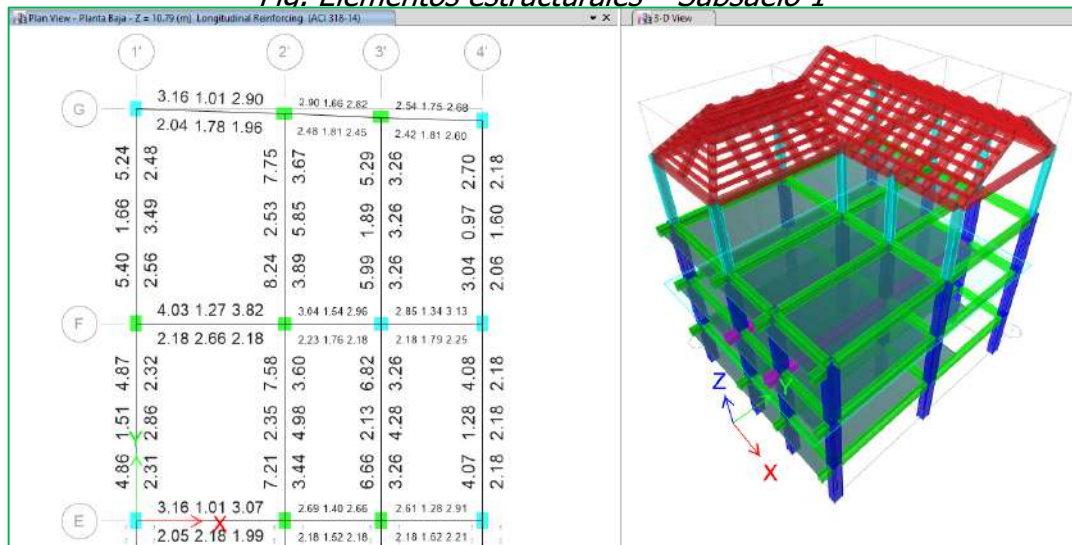


Fig. Elementos estructurales – Planta baja

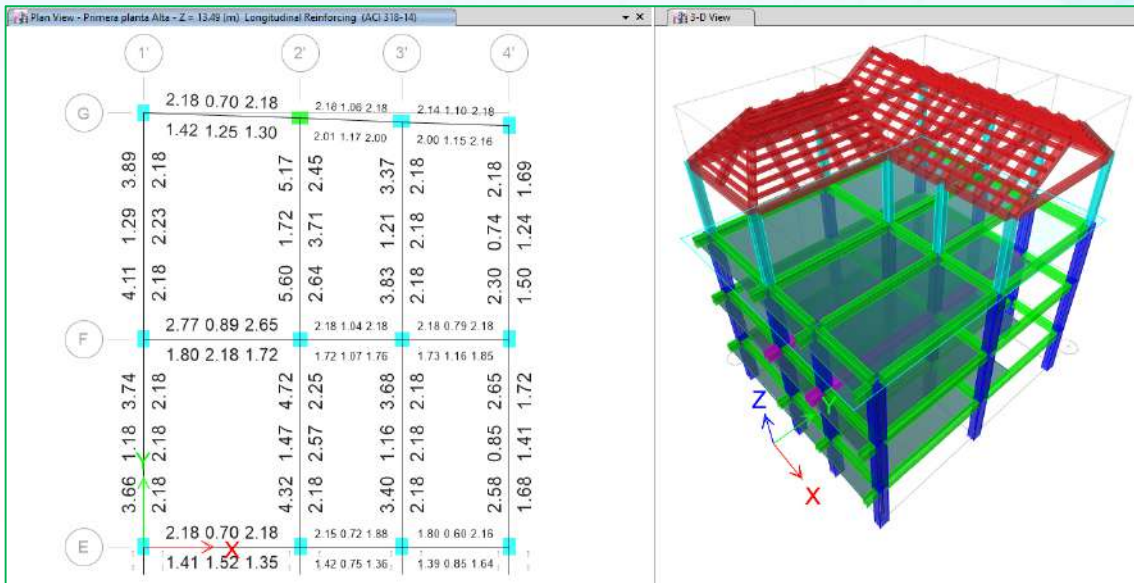


Fig. Elementos estructurales – Primera planta alta

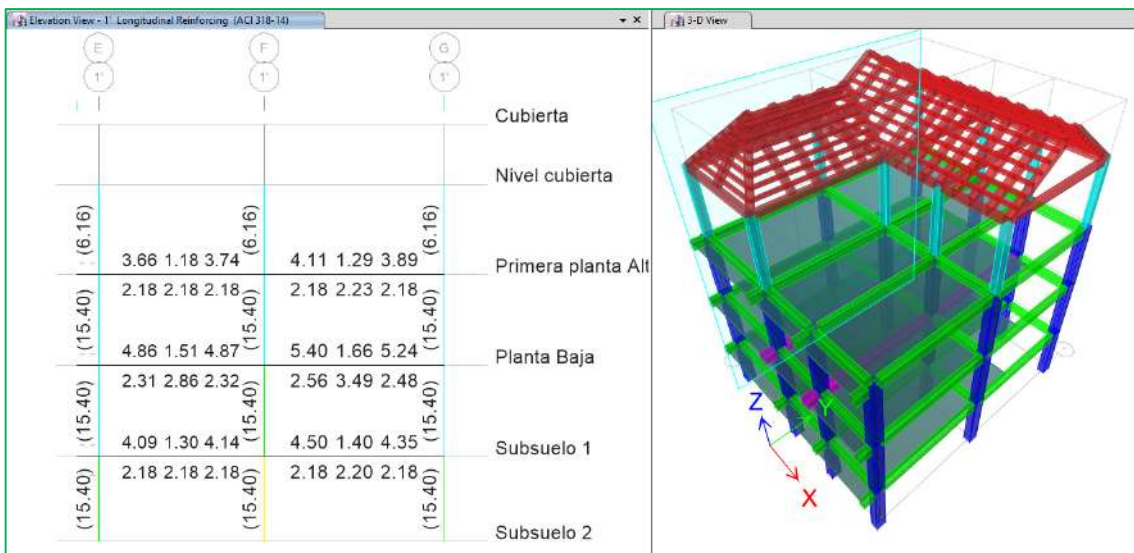


Fig. Elementos estructurales – Eje 1'

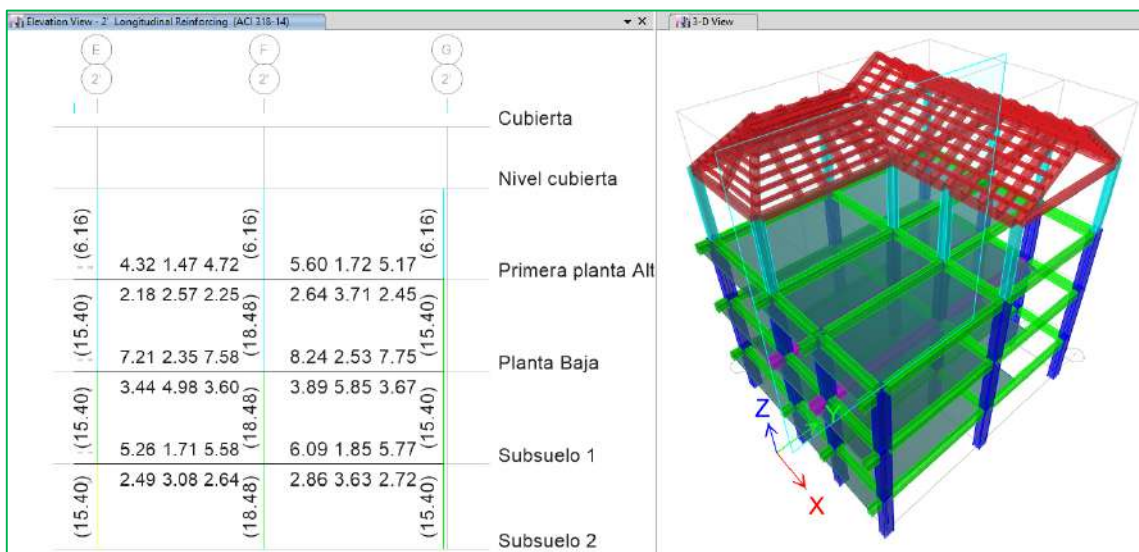


Fig. Elementos estructurales – Eje 2'

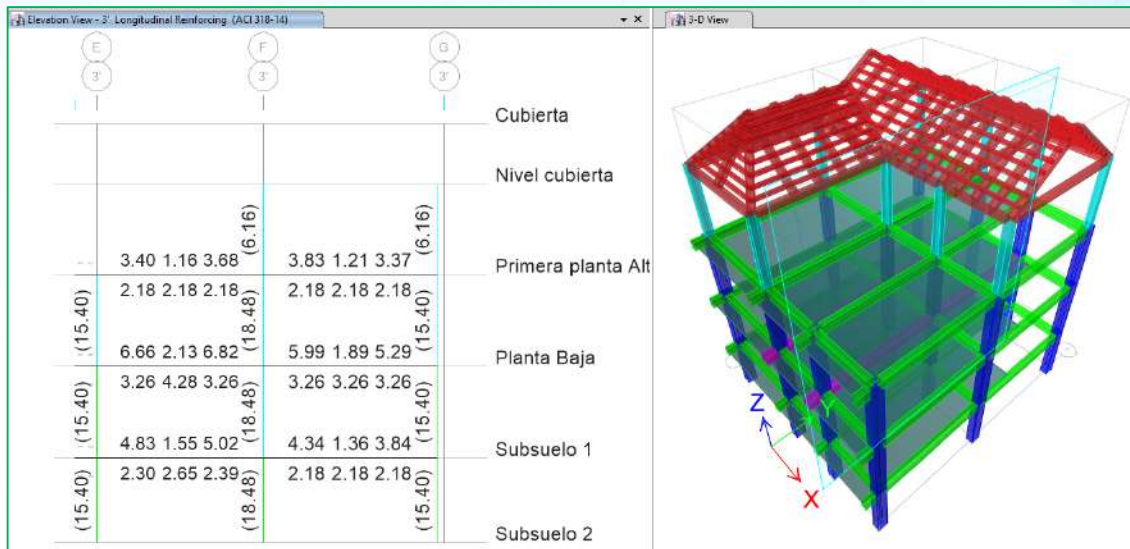


Fig. Elementos estructurales – Eje 3'

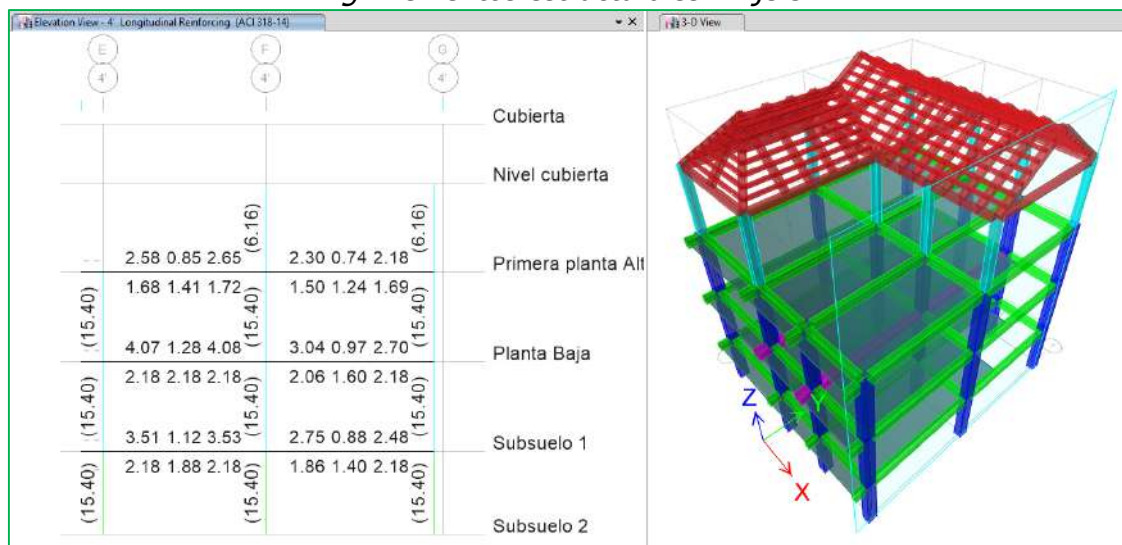


Fig. Elementos estructurales – Eje 4'

13.4. CUANTÍAS (%)

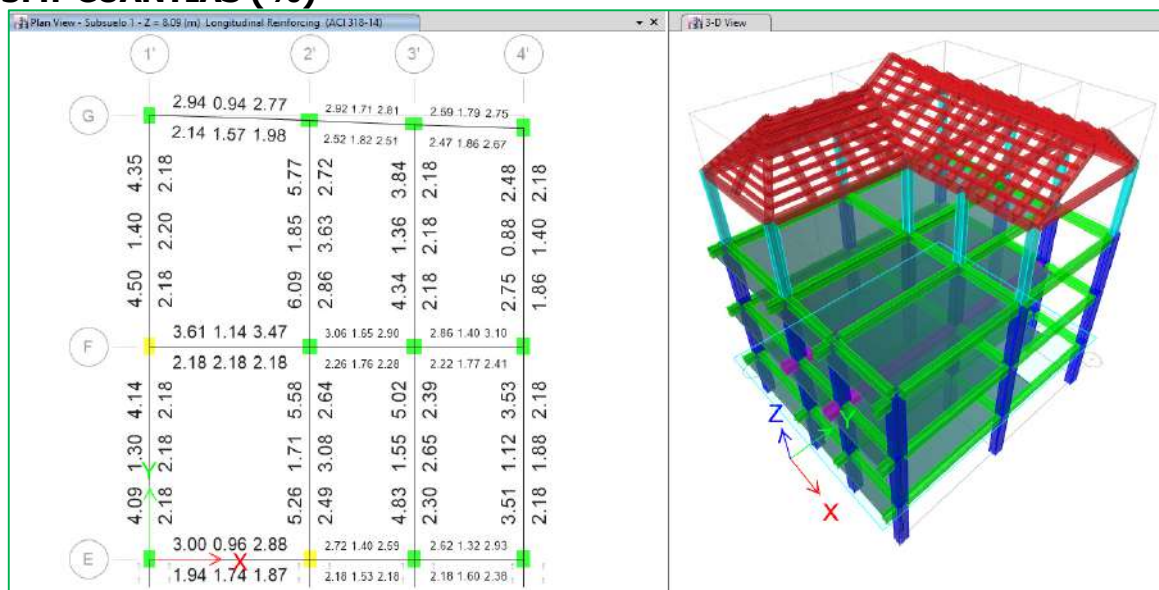


Fig. Cuantías % – Subsuelo 1

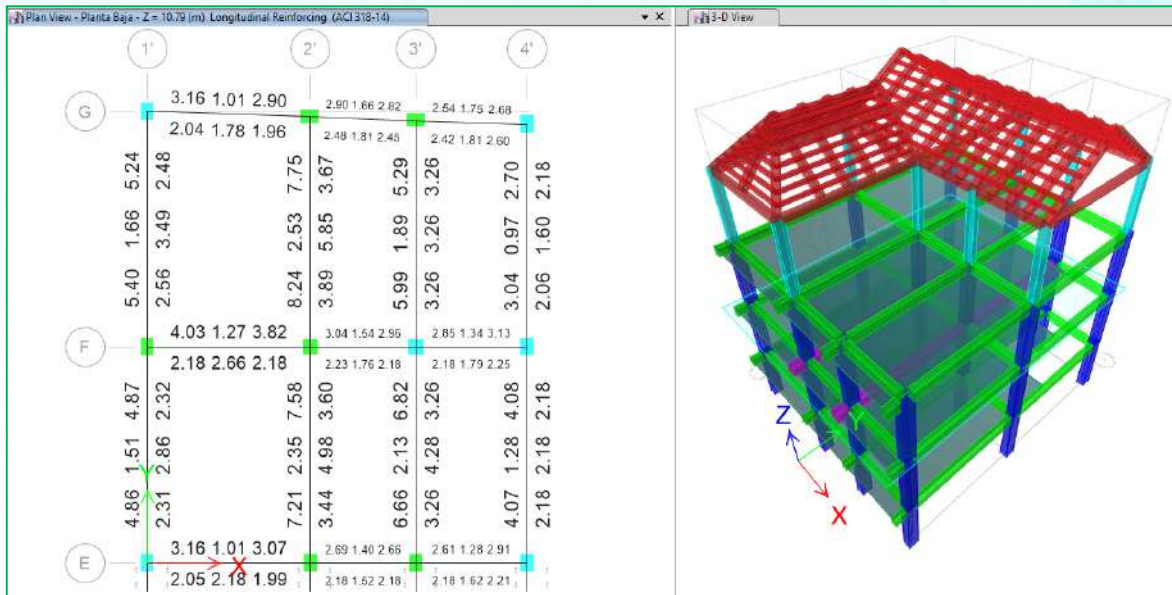


Fig. Cuantías % – Planta Baja

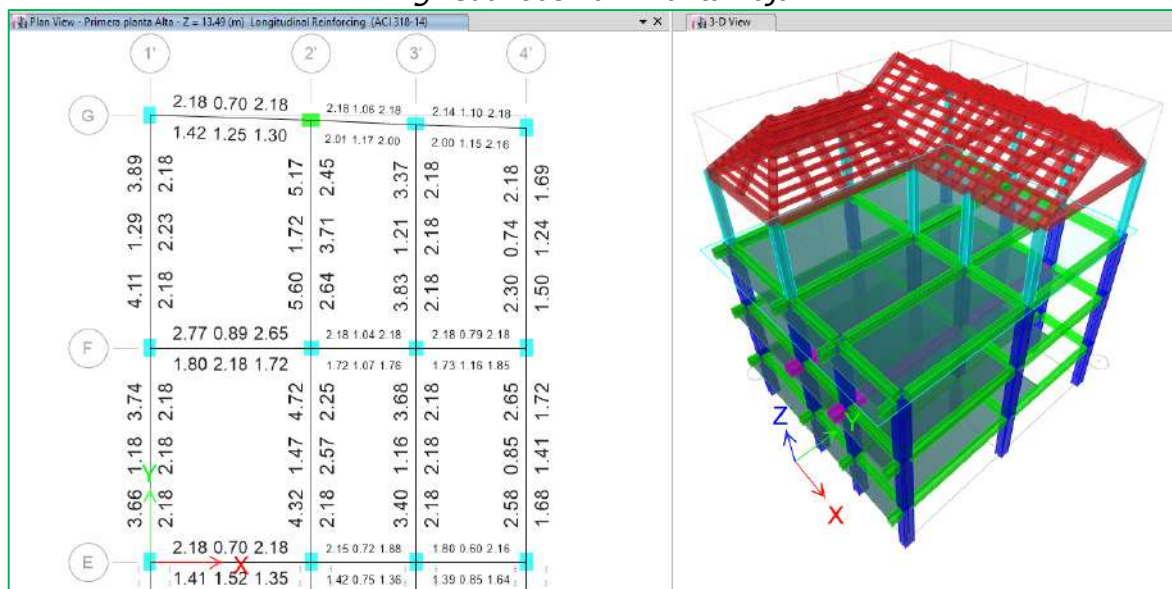


Fig. Cuantías % – Primera planta alta

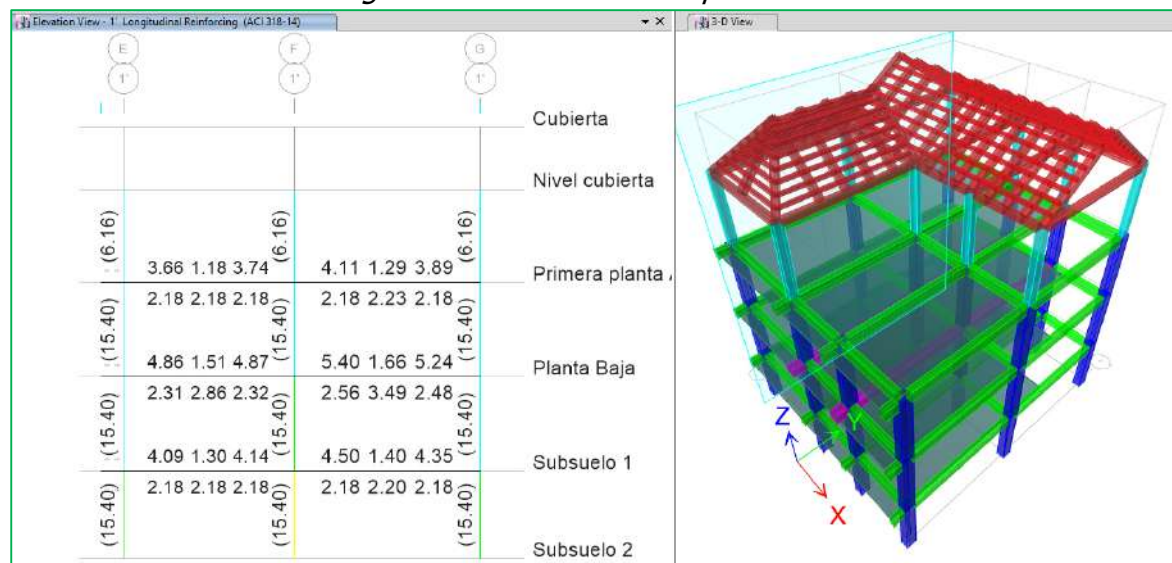


Fig. Cuantías % – Eje 1'

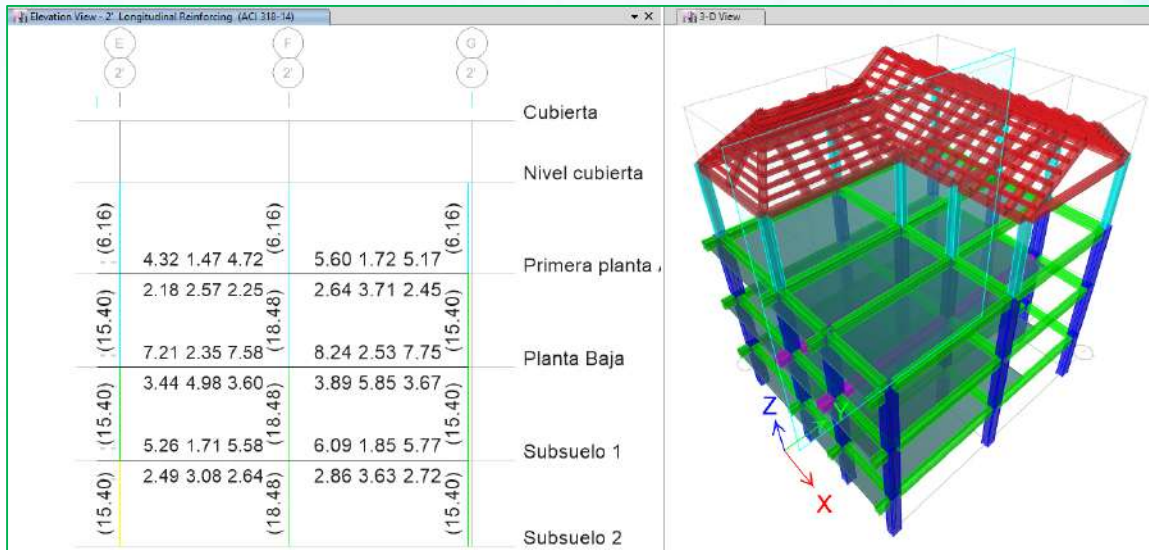


Fig. Cuantías % – Eje 2'

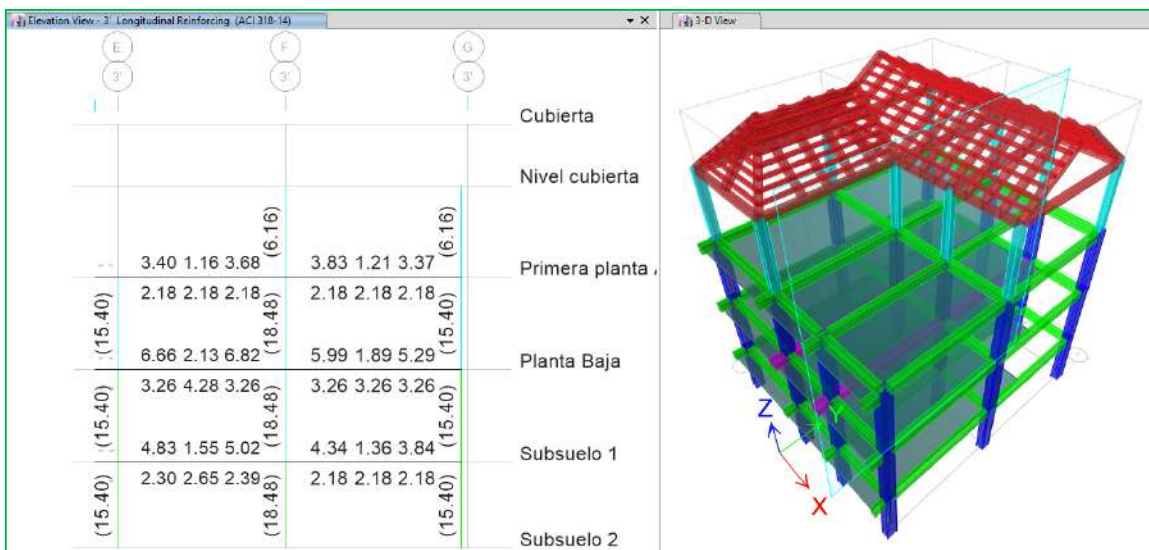


Fig. Cuantías % – Eje 3'

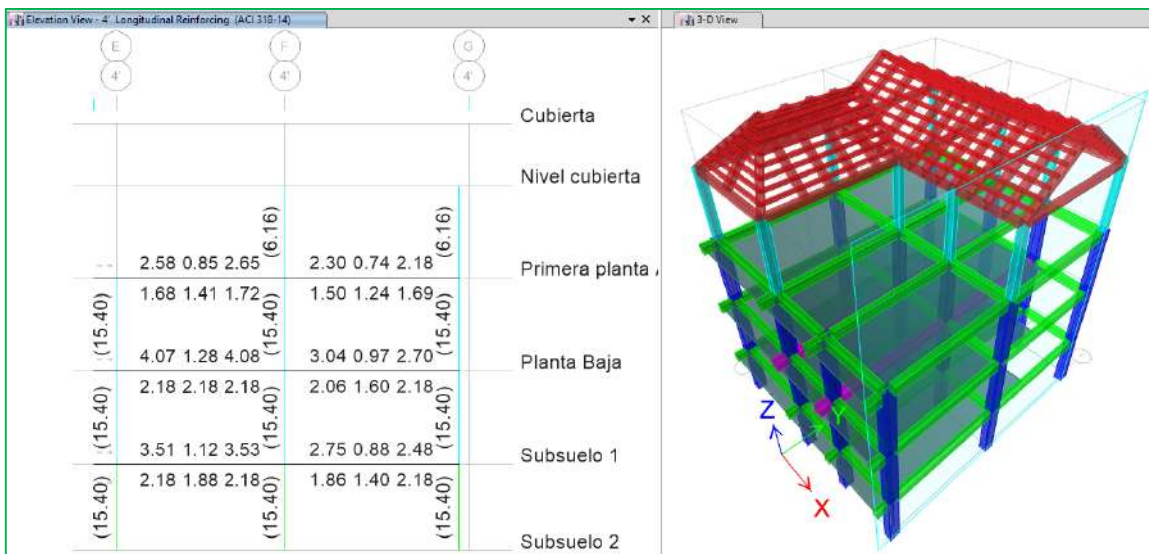


Fig. Cuantías % – Eje 4'

13.5. CONEXIÓN VIGA – COLUMNA / CVC

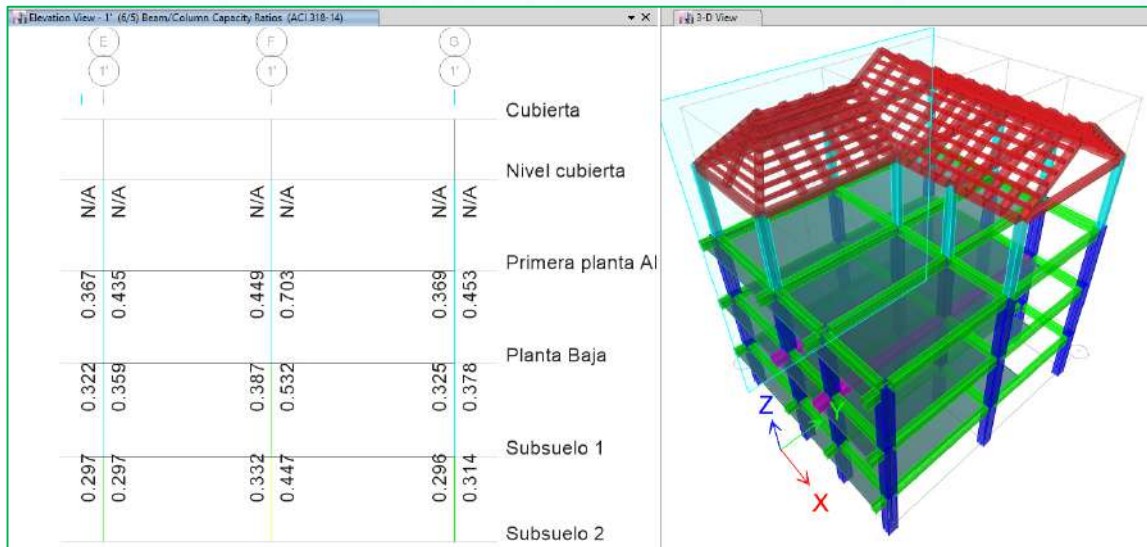


Fig. (6/5) Beam/Column Capacity Ratios – Eje 1'

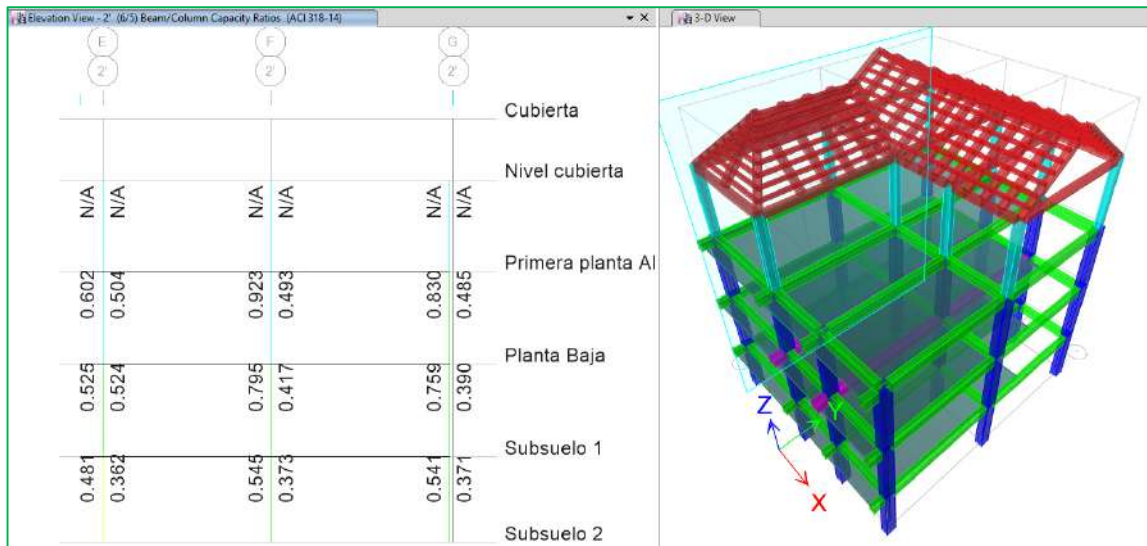


Fig. (6/5) Beam/Column Capacity Ratios – Eje 2'

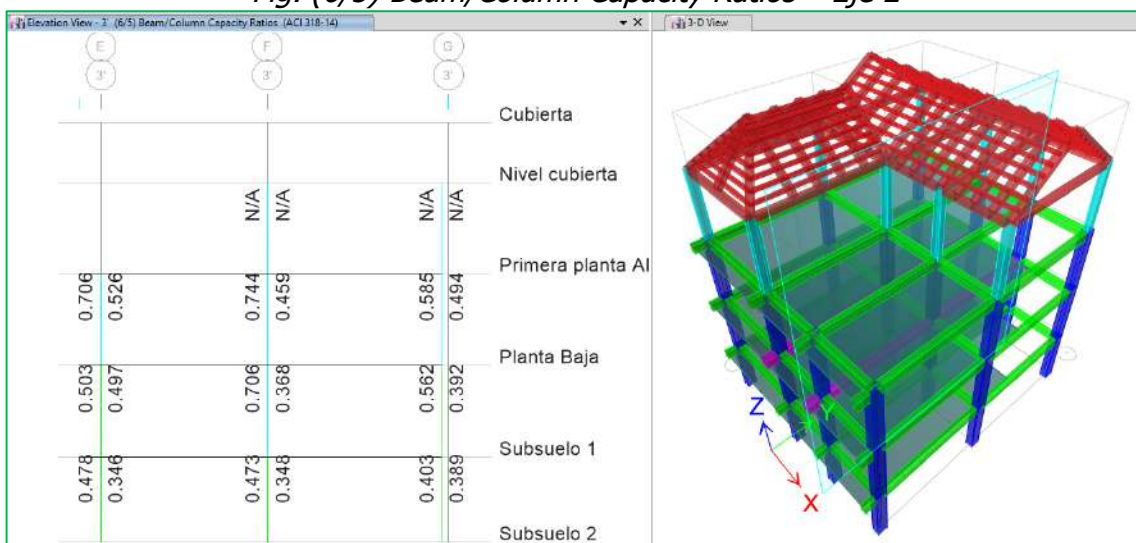


Fig. (6/5) Beam/Column Capacity Ratios – Eje 3'

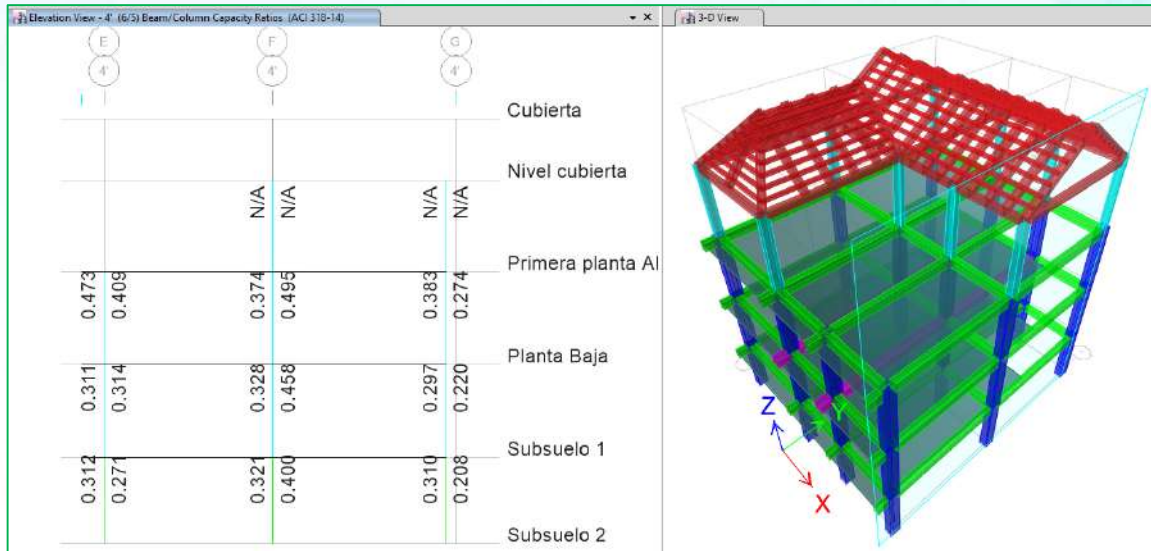
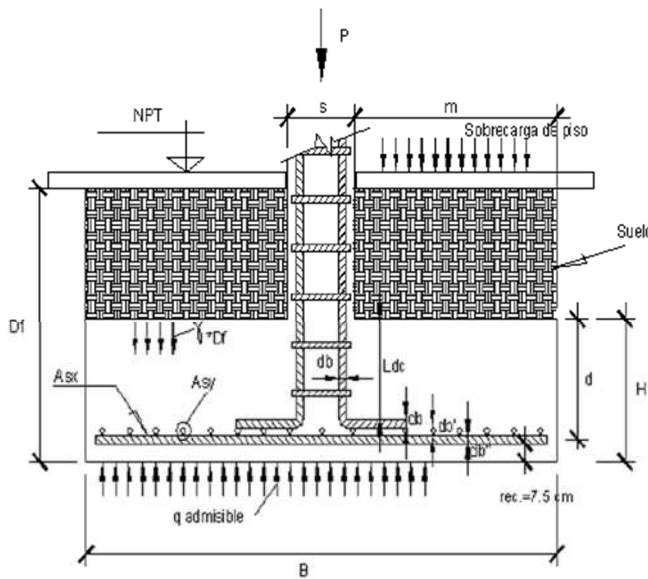


Fig. (6/5) Beam/Column Capacity Ratios – Eje 4'

14.CIMENTACIÓN

Son estructuras que soportan una sola columna, constructivamente pueden estar centradas o excéntricas. En condiciones normales son las más económicas y fáciles de construir.



ELEMENTOS BASICOS:

- A, B = Dimensiones en planta de la zapata
- s,t = Dimensiones en planta de la columna
- m = Longitud del volado de la zapata
- H = peralte de la zapata
- P = carga axial actuante

- qadm = capacidad de carga admisible del suelo
- Ld = longitud de anclaje por compresión (o tracción) del acero de columna
- γ = Peso específico promedio del relleno
- Df = profundidad de cimentación
- s/c piso = sobrecarga de piso = 500 kg/m²

Fig. Elementos para el diseño de zapata aislada.

14.1. REACCIONES SOBRE APOYOS

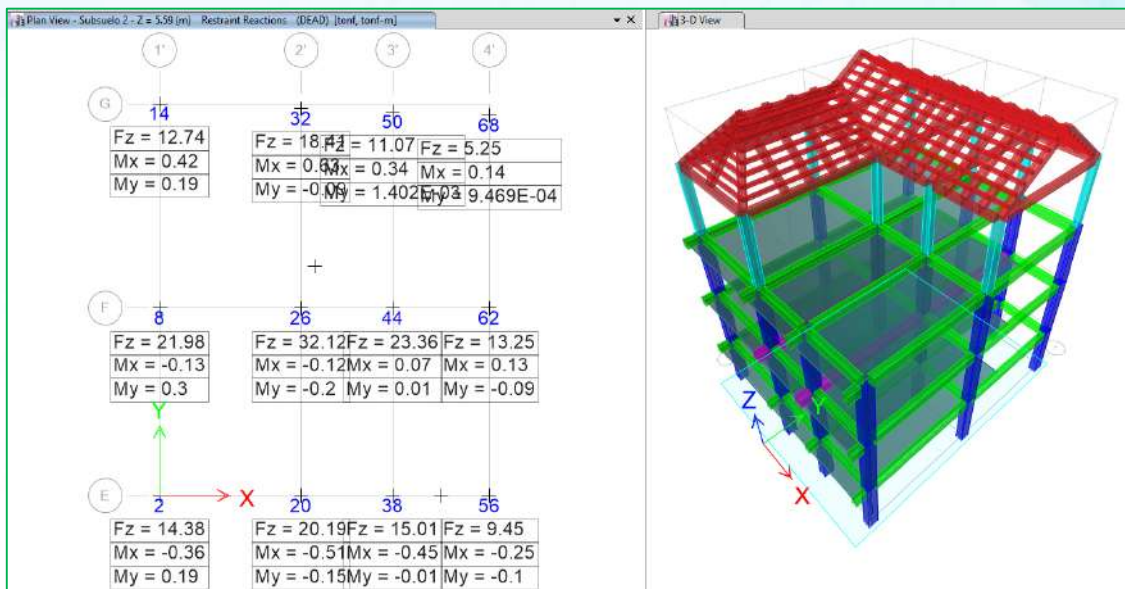


Fig. Carga Muerta

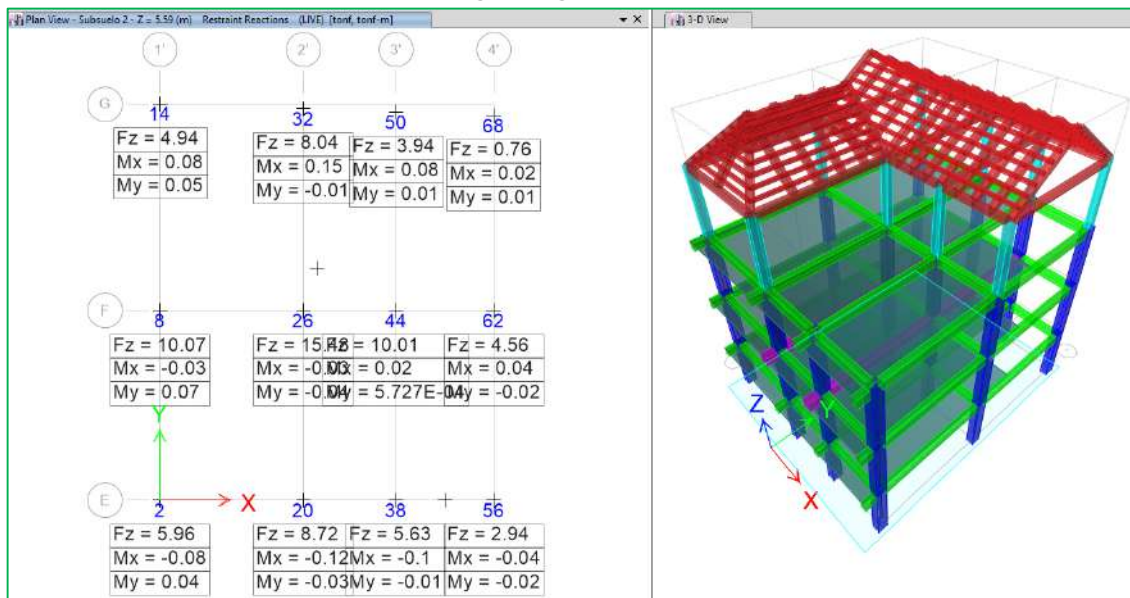


Fig. Carga Viva

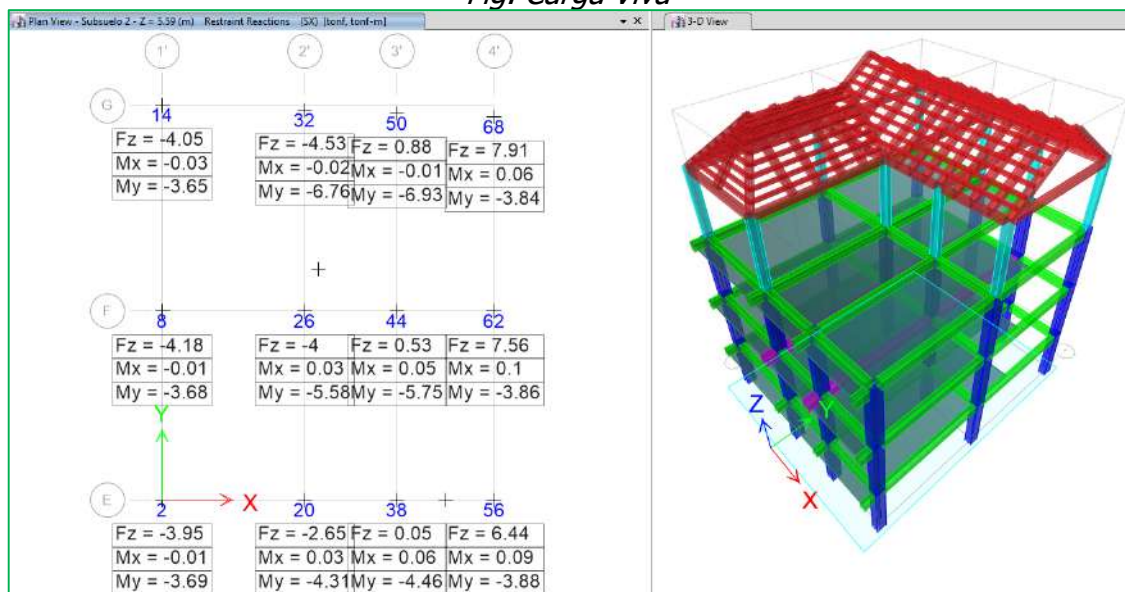


Fig. Carga Sismo x

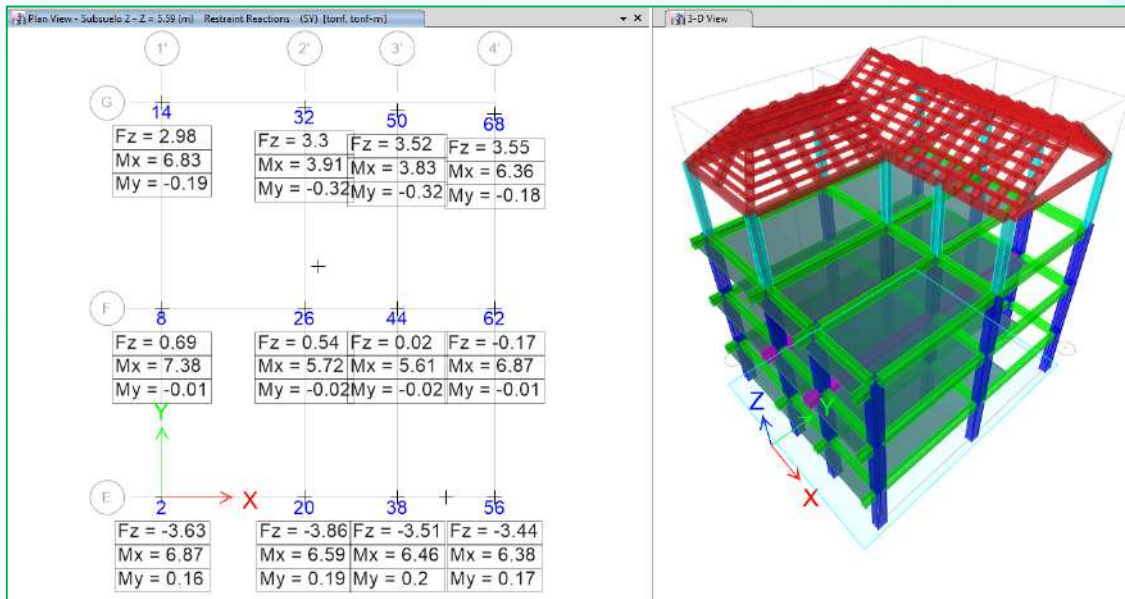


Fig. Carga Sismo y

14.2. COMPROBACIÓN DE DISEÑO DE ZAPATA

Se procede a la comprobación según los valores de mayores solicitaciones, en este caso corresponden a las cargas según el análisis estructural realizado con la ayuda del programa ETABS Nonlinear v2016.2.0.

- ZAPATA P1 – 2.20 x 2.20 x 0.35 m.

Ejes: G2',F1',F2',F3',E2'

Cargas

Pcm=	32.12	t	Mycm=	-0.2	Tm	Mxcm=	-0.12	Tm
Pcv=	15.48	t	Mycv=	-0.04	Tm	Mxcv=	-0.03	Tm
Psx=	4	t	Mysx=	-5.58	Tm	Mxsx=	0.03	Tm
Psy=	0.54	t	Mysy=	-0.02	Tm	Mxsy=	5.72	Tm

Capacidad del suelo

qa=	12.925	t/m ²	0.13	Mpa	f'c=	210	kg/cm ²	20.59	Mpa
1,33qa=	17.19	t/m ²	0.17	Mpa	fy=	4200	kg/cm ²	411.88	Mpa
Columna				qadm=	15	T/m ²			
x=	35	cm			Df=	1.5	m		
y=	35	cm			δ=	1.25	[t/m ³]		

	P(t)	Mx(t*m)	My(t*m)	P(KN)	Mx(kN*m)	My(kN*m)
Comb1=	47.60	-0.15	-0.24	466.80	-1.47	-2.35
Comb2=	51.60	-0.12	-5.82	506.02	-1.18	-57.07
Comb3=	48.14	5.57	-0.26	472.09	54.62	-2.55

$$A = \frac{FM(P \text{ servicio vertical})}{qa}$$

$$A = \frac{4.05}{4.05} \text{ m}^2$$

Si; B=L

$$B = 2.01 \text{ m}$$

Se adopta

$$B = 2.2 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = 0.00504 \text{ m}$$

$$L = 2.2 \text{ m}$$

Carga vertical

e= 0.11279 m Carga vertical + Sismo
 L/6= 0.37
 Carga Vertical, ok Carga vertical + sismo, ok

$$q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.098 Mpa	$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.14 Mpa
$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.095 Mpa	$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.07 Mpa
$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.17
$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.17

Si d= 0.35 m

Wzapata= 4.07 t 39.8699 kN

A= 3.9973 m ²	B= 2.2 m
B= 1.9993 m	L= 2.2 m

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.106 Mpa	$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.15 Mpa
$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.103 Mpa	$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.08 Mpa
$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.17
$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.17

Cargas Últimas

Pcm=	36.1856	t	Mycm=	-0.2	Tm	Mxcm=	-0.12	Tm
Pcv=	15.48	t	Mycv=	-0.04	Tm	Mxcv=	-0.03	Tm
Psx=	4	t	Mysx=	-5.58	Tm	Mxsx=	0.03	Tm
Psy=	0.54	t	Mysy=	-0.02	Tm	Mxsy=	5.72	Tm

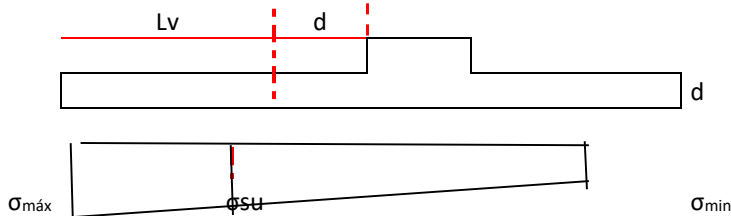
	P(t)	Mx(t*m)	My(t*m)	P(KN)	Mx(kN*m)	My(kN*m)
Comb1=	68.19	-0.19	-0.30	668.72	-1.88	-2.98
Comb2=	62.90	-0.14	-5.86	616.86	-1.41	-57.47
Comb3=	59.44	5.55	-0.30	582.93	54.39	-2.94

$$e = \frac{M}{P}$$

e= 0.00446 m Carga vertical
 e= 0.09316 m Carga vertical + Sismo

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.124 Mpa	$\sigma_{m\acute{a}x} =$	0.16 Mpa
$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.123 Mpa	$\sigma_{m\acute{i}n} =$	0.10 Mpa
$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{a}x} <$	0.17
$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.13	$\sigma_{m\acute{i}n} <$	0.17

Corte 1 direcci3n



Vcu= 0.771 Mpa
 Distancia desde cara columna= 0.925 m

Carga Vertical

qsu=	0.138	+	0.002	d	[Mpa]
Vuu=	0.28	-0.305	d	-0.002	d ²

$$0.771 = \frac{0.283 - 0.305 d - 0.002 d^2}{0,75 * B * d}$$

$$0.0017 d^2 + 1.577 d - 0.283 = 0$$

d = 0.18 m

Distancia desde cara columna = 0.925 m

Carga Vertical + Sismo

qsu = 0.133 + 0.029 d [Mpa]

Vuu = 0.3 - 0.292 d - 0.032 d^2

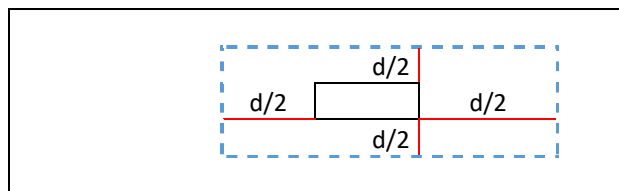
$$0.771 = \frac{0.298 - 0.29173 d - 0.032 d^2}{0,75 * B * d}$$

$$0.032 d^2 + 1.5647 d - 0.2976 = 0$$

d = 0.19 m

d = 0.19 m

Corte 2 direcciones



Carga Vertical

qsu_{pr} = 0.138 Mpa

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b}$$

V_{ub} = 669 - 0.138 * (d+x) * (d+y) * 10³

- 1 $0.33 \lambda \sqrt{f'c}$
 - 2 $0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c}$
- $\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}}$

- 3 $0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'c}$
- b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas
- Columna interior α_s = 0.40
- Columna de borde α_s = 0.30
- Columna de esquina α_s = 0.20
- λ = Valor de 1 para hormigón normal

- 1) v_{ub} = 1.50 Mpa
- 2) v_{ub} = 1.54 Mpa
- β = 1
- 3) v_{ub} = 1.41 Mpa

α_s = 20

v_{ub} = 1.41 Mpa

$$4382.17 d^2 + 1582.12 d - 651.80 = 0$$

d = 0.25 m

Carga vertical + Sismo

qsu_{pr} = 0.127 Mpa

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b}$$

V_{ub} = 617 - 0.13 * (d+x) * (d+y) * 10³

v_{ub} = 1.41 Mpa

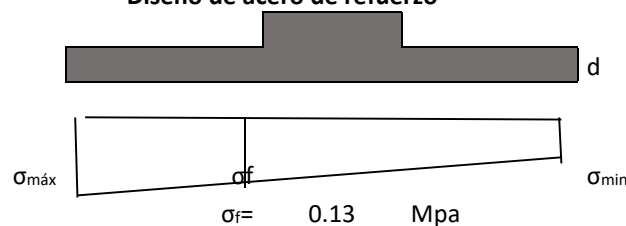
$$4371.46 d^2 + 1574.62 d - 601.25 = 0$$

d = 0.23 m

d = 0.25 m

Por lo tanto d = 0.35 m

Diseño de acero de refuerzo



Mu= 64.4955 kN*m

Revisión de altura por flexión

f'c (MPa)	Ru (MPa)
20.59	3.89
23.54	4.45
27.46	5.19
29.42	5.56
34.32	6.49

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

Ru= 3.89 Mpa

d= 0.14 m

ok

Acero mínimo

Amín= 6.75 cm²/m

$$A_{mín} = 0.0018 b \cdot h$$

Acero requerido

$$A_s = 0.85 \cdot \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

As= 0.000506 m²

As= 6.75 cm²/m

φ= 14 mm #= 4.38

A= 1.54 cm² #= 6 @ 17.32 cm

1 φ 14 mm @ 15 cm

- ZAPATA P2 -1.40x1.80x0.35 m.

Ejes: G1',E1',G3',E3',E4',F4',G4'

Cargas

Pcm=	14.38	t	Mycm=	0.19	Tm	Mxcm=	-0.36	Tm
Pcv=	5.96	t	Mycv=	0.04	Tm	Mxcv=	-0.08	Tm
Psx=	3.95	t	Mysx=	-3.69	Tm	Mxsx=	-0.01	Tm
Psy=	3.63	t	Mysy=	0.16	Tm	Mxsy=	6.87	Tm

Capacidad del suelo

qa=	12.925	t/m ²	0.13	Mpa	f'c=	210	kg/cm ²	20.59	Mpa
1,33qa=	17.19	t/m ²	0.17	Mpa	fy=	4200	kg/cm ²	411.88	Mpa
Columna					Qadm=	15	T/m ²		
x=	30	cm			Df=	1.5	m		
y=	40	cm			δ=	1.25	[t/m ³]		

	P(t)	Mx(t*m)	My(t*m)	P(KN)	Mx(kN*m)	My(kN*m)
Comb1=	20.34	-0.44	0.23	199.47	-4.31	2.26
Comb2=	24.29	-0.45	-3.46	238.20	-4.41	-33.93
Comb3=	23.97	6.43	0.39	235.07	63.06	3.82

$$A = \frac{FM(P \text{ servicio vertical})}{qa}$$

A= 1.73 m²

Si; B=L B= 1.32 m Se adopta

B= 1.4 m

L= 1.8 m

$$e = \frac{M}{P}$$

e= 0.02163 m

Carga vertical

e= 0.14245 m

Carga vertical + Sismo

L/6= 0.23

Carga Vertical,

ok

Carga vertical + sismo, ok

$$q_{s1,2} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{\text{máx}}=$	0.086 Mpa	$\sigma_{\text{máx}}=$	0.15 Mpa
$\sigma_{\text{min}}=$	0.072 Mpa	$\sigma_{\text{min}}=$	0.04 Mpa
$\sigma_{\text{máx}} <$	0.13	$\sigma_{\text{máx}} <$	0.17
$\sigma_{\text{min}} <$	0.13	$\sigma_{\text{min}} <$	0.17
Si	d= 0.35 m		
Wzapata=	2.12 t	20.7587	kN
	A= 1.7375 m ²	B= 1.4 m	
	B= 1.3181 m	L= 1.8 m	

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{\text{máx}}=$	0.095 Mpa	$\sigma_{\text{máx}}=$	0.162 Mpa
$\sigma_{\text{min}}=$	0.079 Mpa	$\sigma_{\text{min}}=$	0.04 Mpa
$\sigma_{\text{máx}} <$	0.13	$\sigma_{\text{máx}} <$	0.17
$\sigma_{\text{min}} <$	0.13	$\sigma_{\text{min}} <$	0.17

Cargas Últimas

Pcm=	16.4968 t	Mycm=	0.19 Tm	Mxcm=	-0.36 Tm
Pcv=	5.96 t	Mycv=	0.04 Tm	Mxcv=	-0.08 Tm
Psx=	3.95 t	Mysx=	-3.69 Tm	Mxsx=	-0.01 Tm
Psy=	3.63 t	Mysy=	0.16 Tm	Mxsy=	6.87 Tm

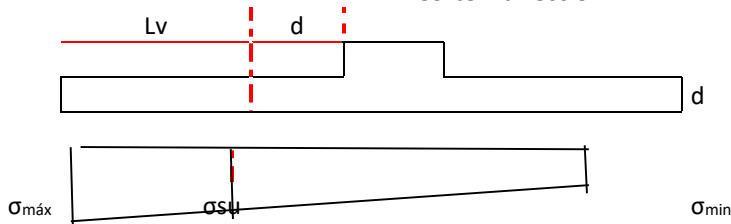
	P(t)	Mx(t*m)	My(t*m)	P(KN)	Mx(kN*m)	My(kN*m)
Comb1=	29.33	-0.56	0.29	287.65	-5.49	2.86
Comb2=	29.71	-0.52	-3.42	291.32	-5.12	-33.56
Comb3=	29.39	6.36	0.43	288.18	62.35	4.20

$e = \frac{M}{P}$

e= 0.01909 m Carga vertical
 e= 0.11519 m Carga vertical + Sismo

Carga Vertical		Carga vertical + sismo	
$\sigma_{\text{máx}}=$	0.123 Mpa	$\sigma_{\text{máx}}=$	0.167 Mpa
$\sigma_{\text{min}}=$	0.105 Mpa	$\sigma_{\text{min}}=$	0.06 Mpa
$\sigma_{\text{máx}} <$	0.13	$\sigma_{\text{máx}} <$	0.17
$\sigma_{\text{min}} <$	0.13	$\sigma_{\text{min}} <$	0.17

Corte 1 dirección



Vcu= 0.771 Mpa
 Distancia desde cara columna= 0.55 m

Carga Vertical

$$q_{su} = 0.116 + 0.013 d \quad [\text{Mpa}]$$

$$V_{uu} = 0.12 - 0.209 d - 0.012 d^2$$

$$0.771 = \frac{0.119 - 0.209 d - 0.012 d^2}{0.75 * B * d}$$

$$0.0120 d^2 + 1.019 d - 0.119 = 0$$

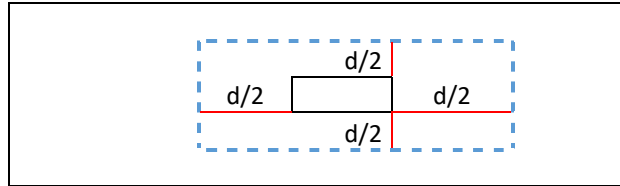
d= 0.12 m

Distancia desde cara columna= 0.55 m

Carga Vertical + Sismo

$$\begin{aligned}
 q_{su} &= 0.128 + 0.082 d \quad [\text{Mpa}] \\
 V_{uu} &= 0.12 d - 0.23 d - 0.073 d^2 \\
 0.771 &= \frac{0.116 d - 0.2301 d^2}{0.75 * B * d} - 0.073 d^2 \\
 0.073 d^2 &+ 1.0401 d - 0.1157 = 0 \\
 d &= 0.11 \text{ m} \quad \boxed{d = 0.12 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Corte 2 direcciones



Carga Vertical

$q_{supr} = 0.114 \text{ Mpa}$

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b}$$

$V_{ub} = 288 - 0.114 * (d+x) * (d+y) * 10^3$

1 $0.33 \lambda \sqrt{f'c}$

2 $0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c}$

$\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}}$

3 $0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'c}$

b_o = Perimetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas

Columna interior $\alpha_s = 0.40$

Columna de borde $\alpha_s = 0.30$

Columna de esquina $\alpha_s = 0.20$

λ = Valor de 1 para hormigón normal

1) $v_{ub} = 1.50 \text{ Mpa}$

2) $v_{ub} = 1.16 \text{ Mpa}$

$\beta = 1.3333333$

3) $v_{ub} = 1.22 \text{ Mpa}$

$\alpha_s = 20$

$v_{ub} = 1.16 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}
 3585.76 d^2 &+ 1294.97 d - 273.95 = 0 \\
 d &= 0.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Carga vertical + Sismo

$q_{supr} = 0.116 \text{ Mpa}$

Esfuerzo bidireccional último

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{\phi \cdot A_b}$$

$V_{ub} = 291 - 0.12 * (d+x) * (d+y) * 10^3$

$v_{ub} = 1.16 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}
 3587.22 d^2 &+ 1295.99 d - 277.45 = 0 \\
 d &= 0.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$d = 0.15 \text{ m}$

Por lo tanto $d = 0.35 \text{ m}$

Diseño de acero de refuerzo



$\sigma_f = 0.13 \text{ Mpa}$

$M_u = 23.8562 \text{ kN*m}$

Tabla 21: Valores Ru

f'c (MPa)	Ru (MPa)
20.59	3.89
23.54	4.45
27.46	5.19
29.42	5.56
34.32	6.49

Revisión de altura por flexión.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

Ru= 3.89 Mpa

d= 0.08 m
ok

Acero mínimo

Amín = 0.0018 b*h

Amín= 6.75

cm²/m

Acero requerido

$$A_s = 0.85 \cdot \frac{f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

As= 0.000185 m²

As= 6.75 cm²/m

φ= 14 mm

#= 4.38

A= 1.54 cm²

#= 6 @

17.32 cm

1 φ 14 mm @ 15 cm

Se ratifica las dimensiones existentes, mismas que están contemplados en los planos.

ZAPATA TIPO	L	B	
P1	2,20 m	2,20 m	1φ14mm@15cm
P2	1,40 m	1,80 m	1φ14mm@15cm

Se procede a comprobar los esfuerzos en todas las zapatas, por medio del programa Safe.

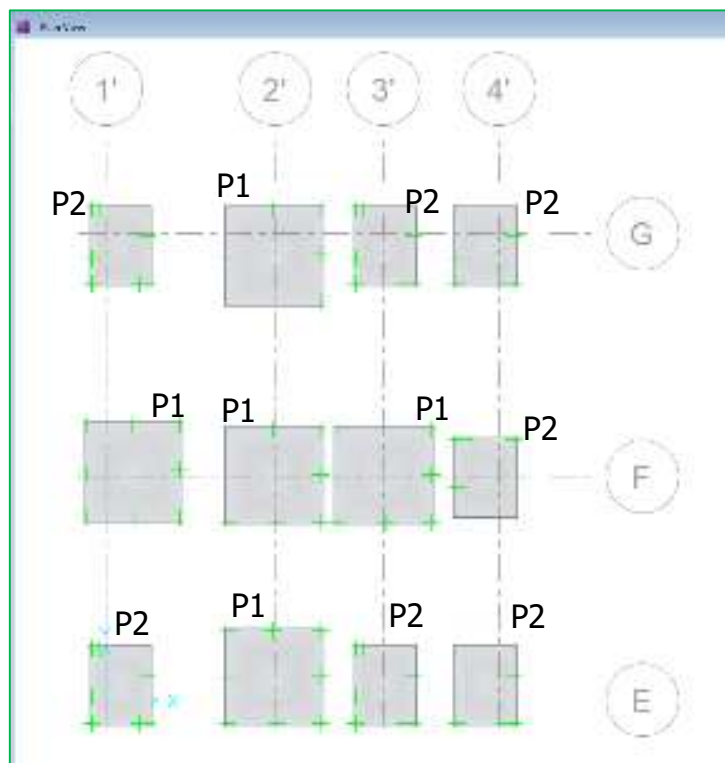


Fig. Distribución de zapatas, planta.

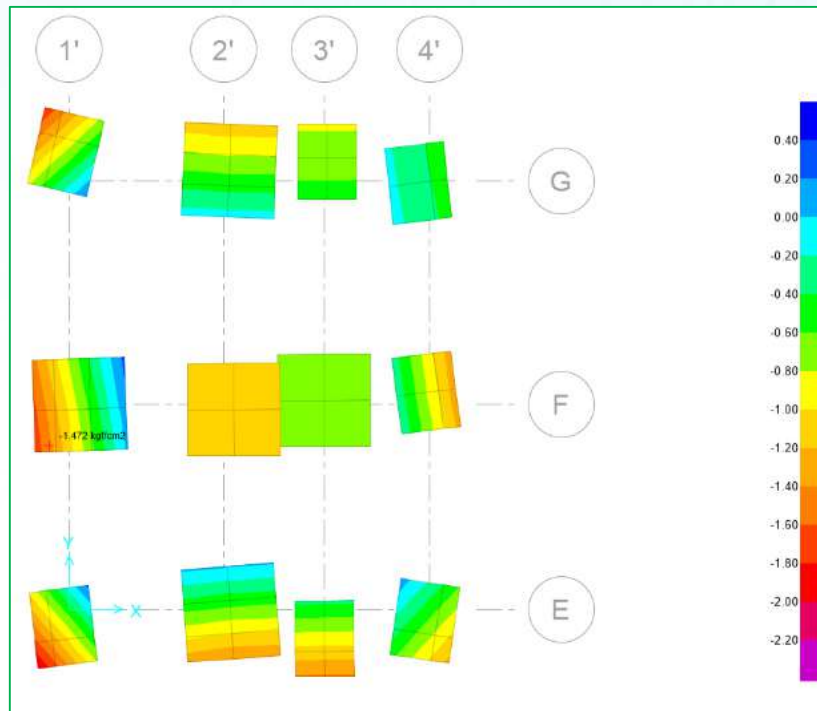


Fig. Distribución máxima de esfuerzos en zapatas.

$$1.472 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} (1.5 \text{ kg/cm}^2)$$

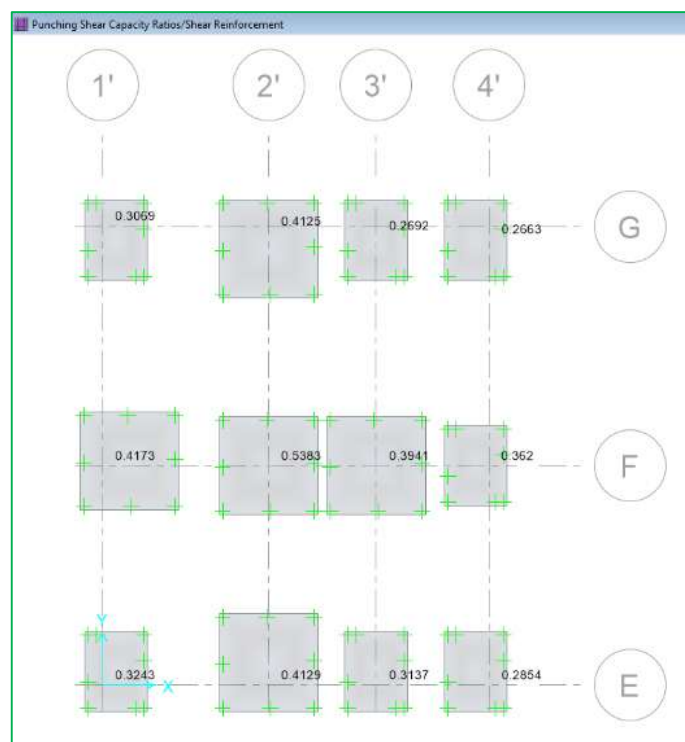


Fig. Capacidad para Punzonamiento. <1; OK

