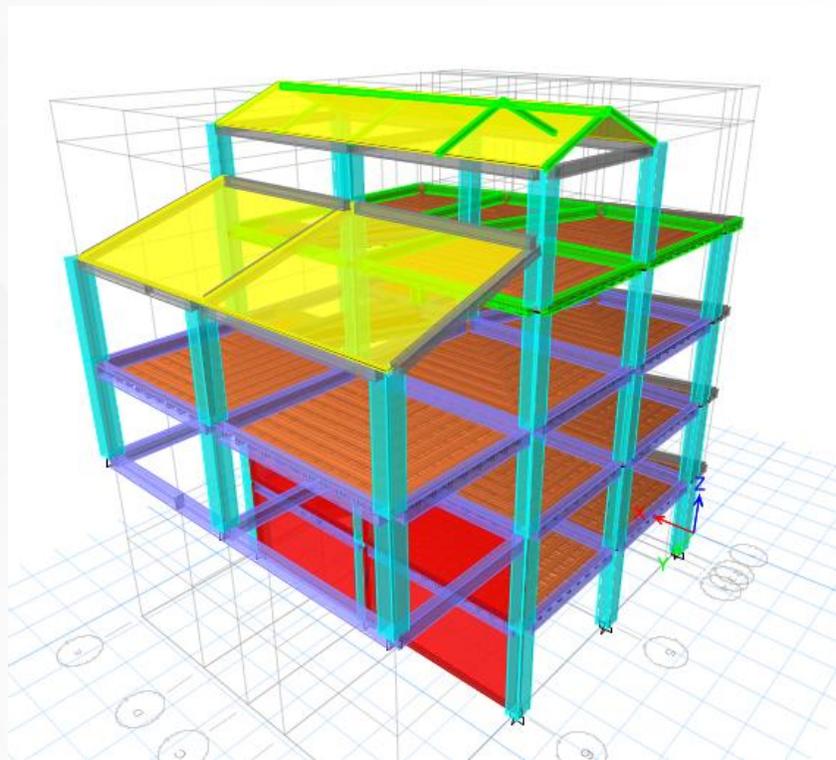


# PROYECTO “RESIDENCIA QUINABANDA”

## MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL



MEMORIA TÉCNICA

MARZO DEL 2023

## 1. DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

La característica principal del cálculo y diseño de la presente estructura, es la relacionada a la fuerza del sismo con la naturaleza plástica basado en la teoría de la **ÚLTIMA RESISTENCIA**.

Se trata del cálculo estructural de una edificación que consiste en un bloque de construcción de cuatro niveles con terraza accesible y tapa gradas en estructura de hormigón armado, todos los niveles están destinados para vivienda unifamiliar. No existen desniveles en la cimentación y losas.

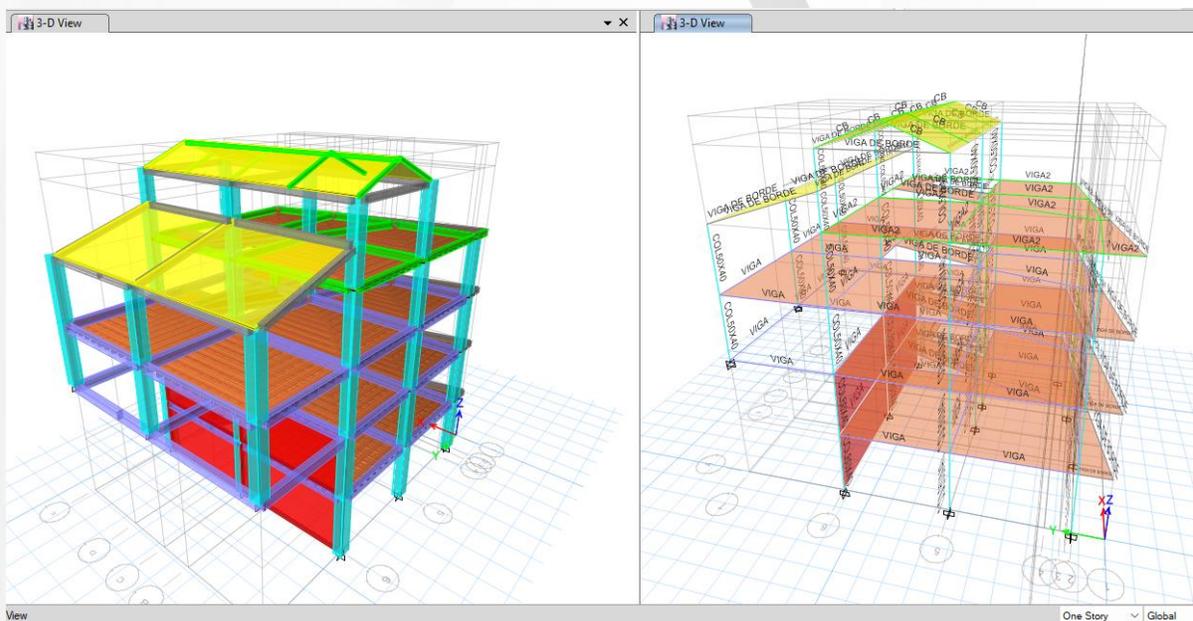
La cimentación consta de zapatas corridas y cadenas de amarre. El esfuerzo del suelo de acuerdo al sitio donde se implanta el proyecto se toma 14,67 Ton/m<sup>2</sup> (1,467 kg/cm<sup>2</sup>) a una cota de desplante de -1.80m respecto al nivel natural del terreno.

La estructura planteada es en hormigón armado conformado por columnas, muros de sótano, vigas peraltadas y losas alivianadas bidireccionales de h=0.15m y una carpeta de compresión de 0.05m, el hormigón utilizado en todos los elementos tendrá una resistencia  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup>.

La cimentación consiste de zapatas combinadas que serán unidas en la parte superior del cabezal con cadenas de hormigón armado, apoyadas sobre mesas de hormigón ciclópeo.

Las columnas y pórticos se basan en elementos de hormigón armado que sirven de soporte para losas nervadas bidireccionales con alivianamientos de bloque de pómez.

### Esquema de modelo espacial



## 2.- NORMAS CONSIDERADAS

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC\_SE\_CG (2014)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC\_SE\_HM (2014)
- ACI-318-2014

## 3.- MATERIALES UTILIZADOS:

Para los materiales se consideraron las siguientes especificaciones:

### HORMIGÓN ARMADO:

Los materiales utilizados para los elementos de hormigón armado responden a las exigencias de las normas ACI-318-2014 y al NEC-SE-HM

Para el caso de los replantillos, se utilizará hormigón simple de  $f'c=180 \text{ Kg/cm}^2$ ; para hormigón estructural en cimentaciones, columnas, cadenas de amarre, muros, vigas y losas hormigón  $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ .

La armadura de refuerzo en los elementos de hormigón armado será de un límite de fluencia de  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

## 4. ACCIONES PREVISTAS PARA EL CÁLCULO

En el análisis de las estructuras se ha considerado todas las acciones que actúan o pueden actuar por razón de uso. Estas acciones se han clasificado de la siguiente forma:

### 4.1 Acciones Gravitatorias

Son aquellas producidas por el peso de los elementos constructivos, por personas y cargas que pueden actuar en la vida útil de la estructura.

### LOSAS ENTREPISOS:

CARGAS MUERTAS	PESO	UNIDAD
Recubrimientos	60	Kg/cm <sup>2</sup>
Mamposterías	200	Kg/cm <sup>2</sup>
Instalaciones	28	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>288</b>	Kg/cm <sup>2</sup>

**LOSA TERRAZA ACCESIBLE:**

<b>CARGAS MUERTAS</b>	<b>PESO</b>	<b>UNIDAD</b>
Masillados	30	Kg/m <sup>2</sup>
Acabados	10	Kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	10	Kg/m <sup>2</sup>
Mampostería	100	Kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL</b>	<b>150</b>	Kg/m <sup>2</sup>

**4.2 CARGAS VIVAS O SOBRECARGAS:**

Las cargas vivas se tomaron en cuenta las dictadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.2. Cargas Vivas en la tabla N°9

<b>CARGAS VIVAS</b>	<b>PESO</b>	<b>UNIDAD</b>
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200	Kg/m <sup>2</sup>
Cubiertas Planas	100	Kg/m <sup>2</sup>

**4.3. APLICACIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS:**

En razón que el cálculo y diseño se realizó cumpliendo con lo reglamentado en el NEC-SE-CG, se han definido las siguientes combinaciones básicas.

- D = Carga muerta  
 L = Sobrecarga viva  
 E = Carga de Sismo

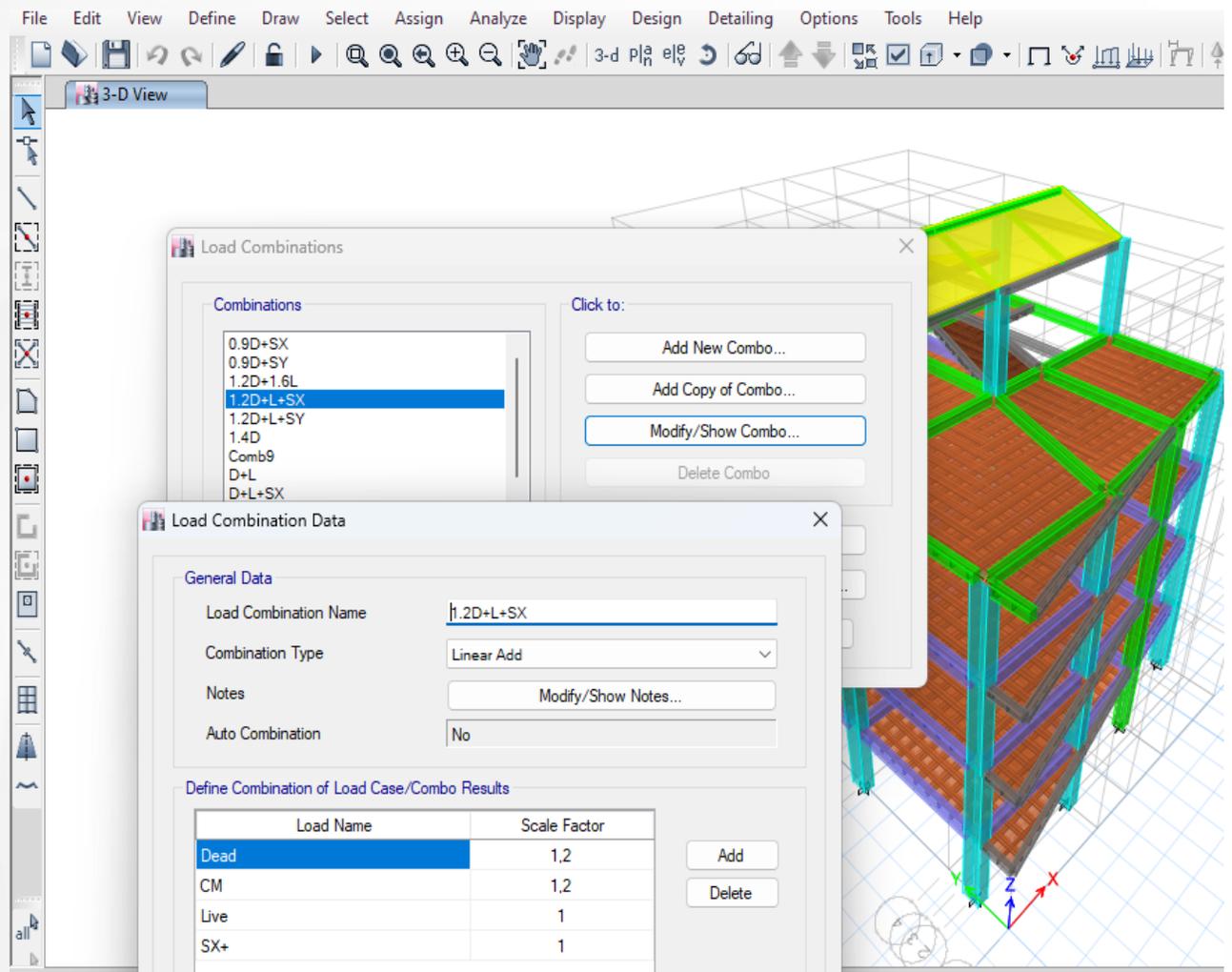
**COMBINACIONES BASICAS:**

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S ; R]
- 1.2 D + 1.6 max[Lr; S ; R]+ max[L ; 0.5W]
- 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr; S ; R]
- 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
- 0.9 D +1.0 W
- 0.9 D + 1.0 E

\*Para las combinaciones 3, 4 y 5:  $L=0.5 \text{ kN/m}^2$  si  $L0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$  (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Se entiende que las acciones horizontales o fuerzas sísmicas y de viento actúan en los dos sentidos.

Con las combinaciones de carga mencionadas se cubren todas las posibilidades de sollicitación, procediéndose a diseñar todos y cada uno de los elementos que conforman las estructuras con los mayores valores arrojados por las antedichas combinaciones.



## 5. ANALISIS Y DISEÑO (PROGRAMA UTILIZADO)

La estructura se la analizó como pórticos espaciales, se empleó el software ETABS V16.2.0 en la que se utilizó el elemento FRAME dentro del modelo matemático en un programa de elementos finitos probados y se las introdujo en el computador con los diferentes tipos de miembros y estados de carga. Se utilizó el ACI 318-2014 para el análisis y diseño de todos los elementos de hormigón armado.

## 6. ANALISIS ESTRUCTURAL

### 6.1 Generalidades

Para realizar este análisis fue necesario establecer el criterio de estructuración general, guardando relación con el proyecto arquitectónico original; para lo cual previamente se ha propuesto la estructuración básica.

Luego de realizar un pre dimensionamiento de los elementos estructurales se llegó a establecer la estructuración definitiva.

A continuación, se describen los procedimientos seguidos para el análisis estructural, para los elementos de la estructura.

El análisis estructural se refiere a la cuantificación y localización de los efectos producidos que actúan sobre la estructura durante el uso de la edificación y por las que son provocadas por la acción sísmica.

La solicitación sísmica ha sido considerada y valorada a través de las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Los efectos sísmicos fueron evaluados mediante consideraciones estáticas y dinámicas. Para dicho estudio se emplearon las técnicas de análisis correspondiente y se adoptaron los criterios y los parámetros pertinentes.

### 6.2 Análisis de la carga vertical

Para el estudio de la carga vertical se analizó la estructura considerándola como un conjunto de pórticos espaciales, compuestas por las vigas y columnas bidireccionales. Los resultados de este análisis se combinan con los obtenidos por efecto de la carga horizontal.

### 6.3 Análisis de carga sísmica

La carga horizontal proviene de la acción sísmica exclusivamente. Para el análisis estructural sísmico se aplicó el método de las cargas estáticas equivalentes calculadas a partir de la fuerza cortante basal (V) en caso del análisis estático.

La carga sísmica se procede a calcular según la Norma Ecuatoriana de la construcción, los valores de los coeficientes se indica a continuación:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Dónde:

V= corte total en la base de la estructura

I: factor de importancia

W: carga reactiva

Sa= Valor del espectro de aceleración de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T.

R: Factor de reducción de respuesta estructural

$\phi_p$ ,  $\phi_e$ : Factores de configuración estructural en planta y en elevación

Carga de Sismo			
Parámetro	Valor	Observ.	Referencia
Factor de Importancia (I)=	1		Tabla 6, Sec.4.1
Factor de Reduccion de Respuesta( R )=	8		Tabla 16,Sec.6.3.4
Relación de amplificación espectral (η)=	2,48		Sec.3.3.1
Zona Sísmica =	V	(alta)	Fig. 1, Sec.3.1.1
Factor de Zona(Z)=	0,4		Tabla 1, Sec.3.1.1
Tipo de Suelo =	D		Tabla 2, Sec.3.2.1
Coficiente Ct =	0,055		Sec. 6.3.3.a
Altura Total del Edificio(Hn)=	15	m	Planos Arquitectonicos
Coficiente para Calculo de Periodo(α)	0,9		Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibracion(T)=	0,63	seg	Sec. 6.3.3.a
Factor de Sitio (Fa)=	1,20		Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de Sitio (Fd)=	1,19		Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de Comportamiento Inelastico del Suelo(Fs)=	1,28		Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo Tc =	0,70		Sec.3.3.1
Factor en el Espectro para Diseño Elástico ( r )=	1,00		Sec.3.3.1
Aceleracion Espectral (Sa)=	1,19		Sec.3.3.1
Factor de Irregularidad en Planta(Øp)=	0,9		Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de Irregularidad en Elevacion(Øe)=	0,9		Tabla 14, Sec.5.2.3
% de Carga Muerta para Sismo=	0,18	%	Sec. 6.3.2
Periodo To=	0,13		Sec.3.3.1
Periodo Tc=	0,70		Sec.3.3.1
Factor de Reduccion (f) =	0,15		Sec. 6.3.2

**Desarrollo:**

<u>2.7.2.2 METODO 1</u>			
<u>2.2.7.2.1</u>			
$T = C_t h_n^\alpha$			(2-20)
Ct =	0,055		
α=	0,90		
hn=	15		
<b>T=</b>	<b>0,629</b>		
<u>2.5.4.5 TIPOS DE PERFIL DE SUELO</u>			
TIPO DE SUELO =	<b>D</b>		
<u>ZONIFICACION</u>			
Z=	0,4 IV	PICHINCHA	

**2.5.4.8 COEFICIENTES DE AMPLIFICACION O DE AMPLIFICACION DINAMICA**

**DE PERFILES DE SUELO  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$**

F <sub>a</sub> =	1,2
F <sub>d</sub> =	1,19
F <sub>s</sub> =	1,28

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d \quad (2-9) \text{ y } (2.10)$$

No obstante, para los perfiles de Suelo Tipo D y E, los valores de T<sub>L</sub> se limitaran a un valor maximo de 4 segundos

T <sub>c</sub> =	0,698
T <sub>L</sub> =	2,856

**2.5.5. ESPECTROS ELASTICOS DE DISEÑO**

**2.5.5.1 ESPECTROS ELASTICOS DE DISEÑO EN ACELERACIONES**

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2-7)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c \quad (2-8)$$

TIPO DE SUELO	r
TODOS EXECTO TIPO DE SUELO E	1.00
SUELO E	1.50

Valores de $\eta$	
1.80	Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del

$\eta$ =	2,48
Z=	0,40
F <sub>a</sub> =	1,20
F <sub>d</sub> =	1,19
F <sub>s</sub> =	1,28
T=	0,63
T <sub>c</sub> =	0,70
r=	1,00

<b>S<sub>a</sub> =</b>	<b>1,1904</b>
------------------------	---------------

**CORTANTE BASAL**

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad (2-19)$$

I=	1,00
Sa=	1,1904
R=	8,00
Øp=	0,90
Øe=	0,90

CARGA MUERTA	350,832	ETABS
SOBRECARGA	124,043	ETABS

Valores T (s)	k
≤0,5	1,0
0,5<T≤2,5	0,75+0,5T
>2,5	2,0

V=	0,184	W
V=	87,236	Ton
k=	1,00	

CORTANTE ETABS	83,265	Ton
----------------	--------	-----

F corrección	0,1925
--------------	--------

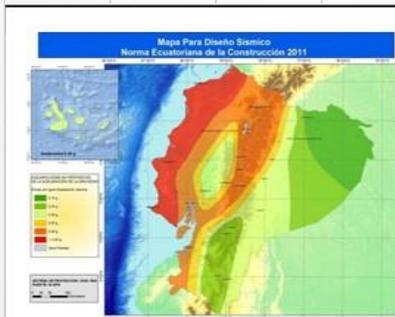
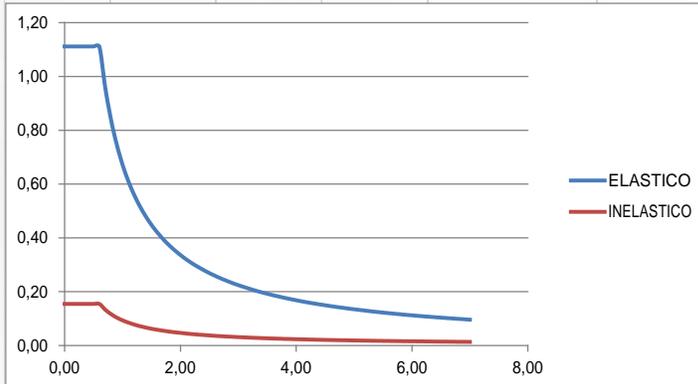


Figura 2.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

**DETERMINACION DEL CORTE BASAL**

**PERIODO DE VIBRACION ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO**

Ct =	0,055	η =	2,48
α =	0,9	r =	1,00
hn =	15		

T=	0,629	Sa =	1,1904
----	-------	------	--------

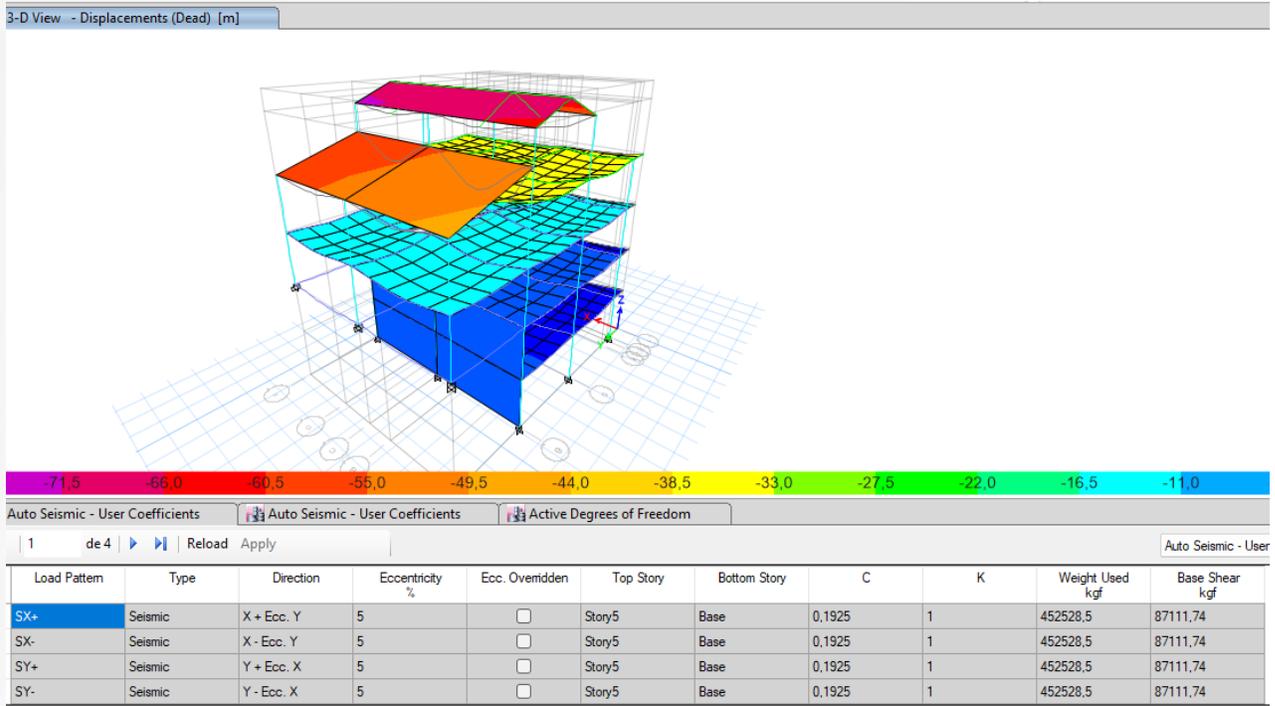
**TIPO DE SUELO CORTANTE BASAL**

Z=	0,4	I=	1,00
		Sa=	1,19
		R=	8,00
		Øp=	0,90
		Øe=	0,90

**COEF. DEL SUELO**

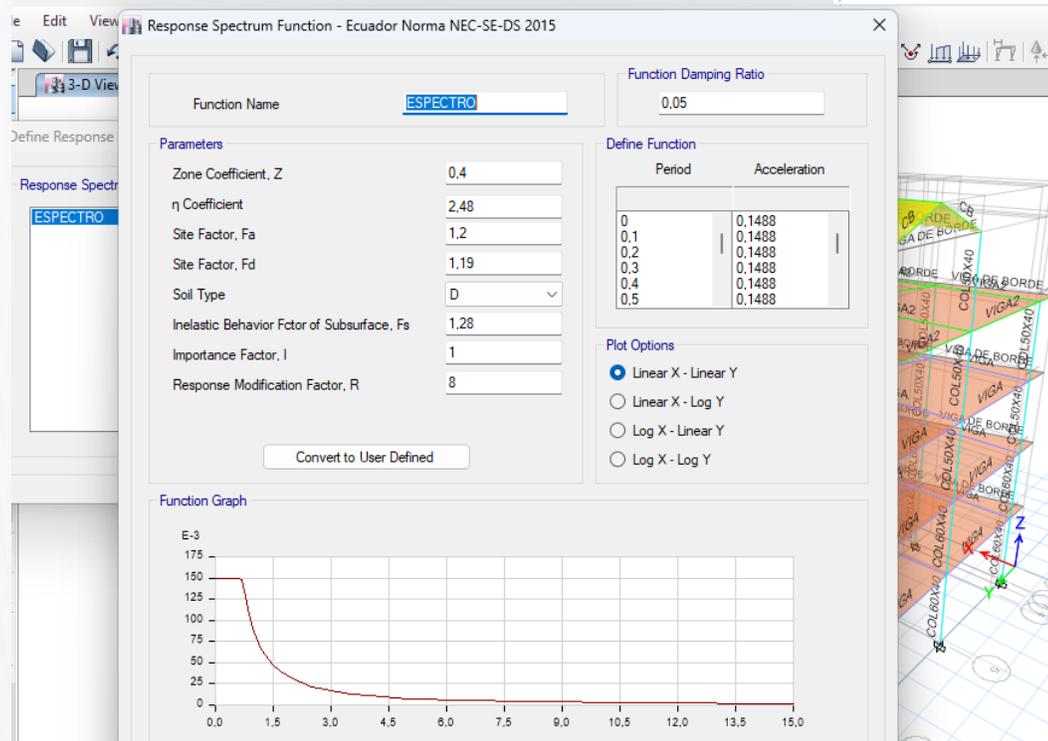
Fa=	1,20
Fd=	1,19
Fs=	1,28
Tl=	2,86
Tc=	0,70

V=	0,1837
V corregido=	0,1925



Se puede observar que el Basal es similar al calculado anteriormente con respecto al resultado del programa

Para el análisis dinámico se consideró el espectro de respuesta acoplado a las condiciones de la zona. Para el objeto se empleó el programa de análisis estructural



## 7. EVALUACIÓN DE RESULTADOS:

El análisis y diseño estructural se realizó para cada uno de los elementos, con los esfuerzos más críticos, resultantes de la combinación de cargas indicadas anteriormente; de igual manera, el análisis de desplazamientos se realizó en base a estas mismas combinaciones de cargas, comparados con los que se recomiendan en los códigos.

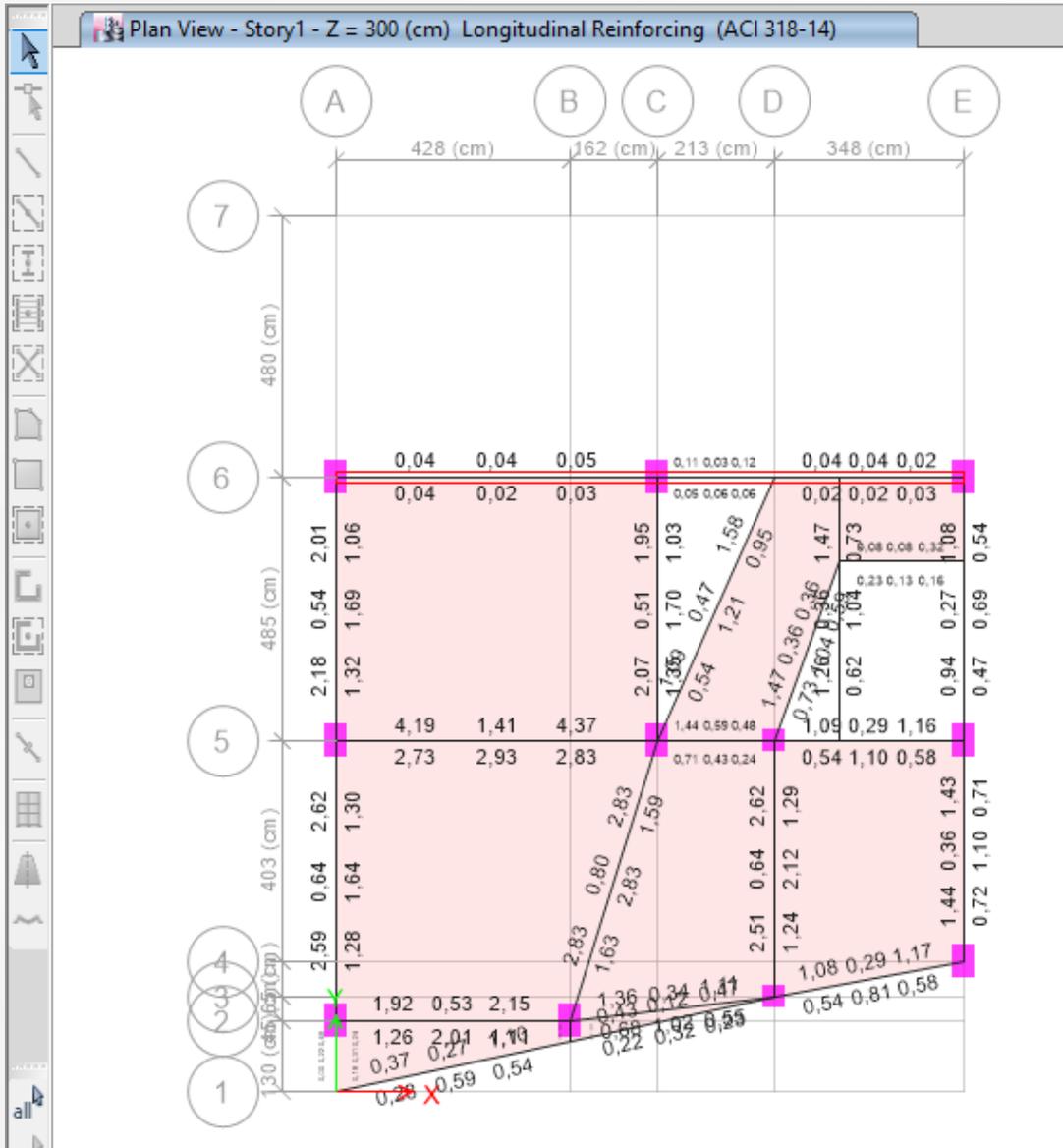
La cimentación se la evaluó tomando en consideración las acciones que se producen en la base de las columnas y que serán absorbidas por un sistema de plintos aislados, según se indica en los planos, elementos que a su vez son los encargados de transmitir estas acciones al estrato firme de suelo, de una capacidad portante apropiada, de acuerdo a las recomendaciones del estudio de suelos realizado.

Las características sísmo resistentes del diseño tienen que garantizarse mediante una práctica constructiva acorde con las normas y especificaciones técnicas para la construcción, con el cumplimiento de los detalles constructivos de los planos estructurales y a través de una rigurosa supervisión técnica durante la construcción de la parte estructural del proyecto.

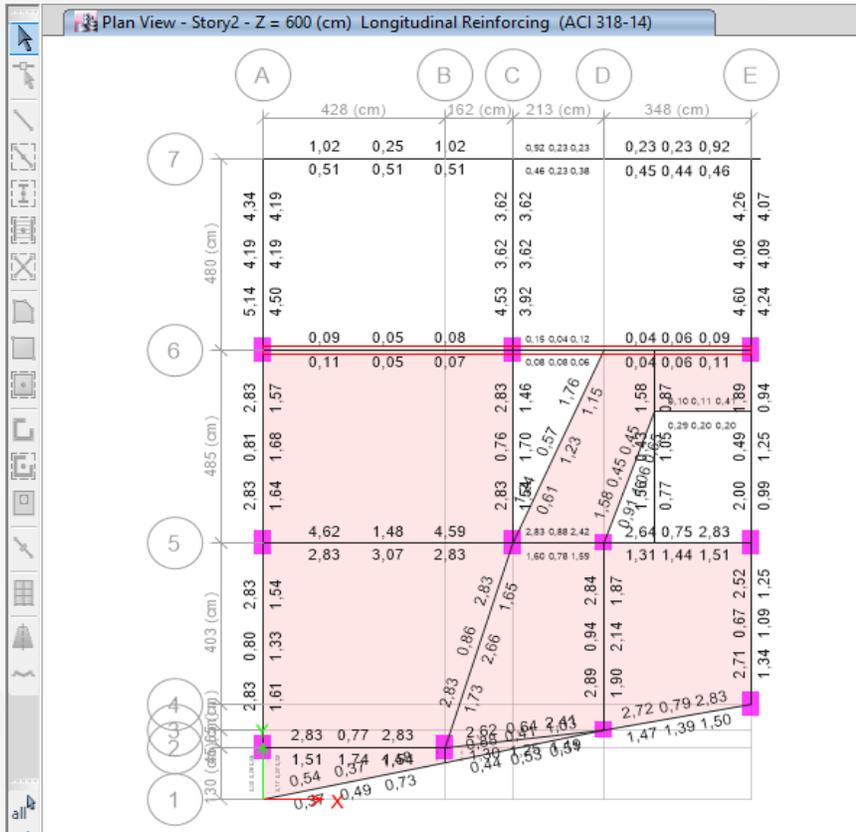
8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS:

CUANTIAS DE ACERO:

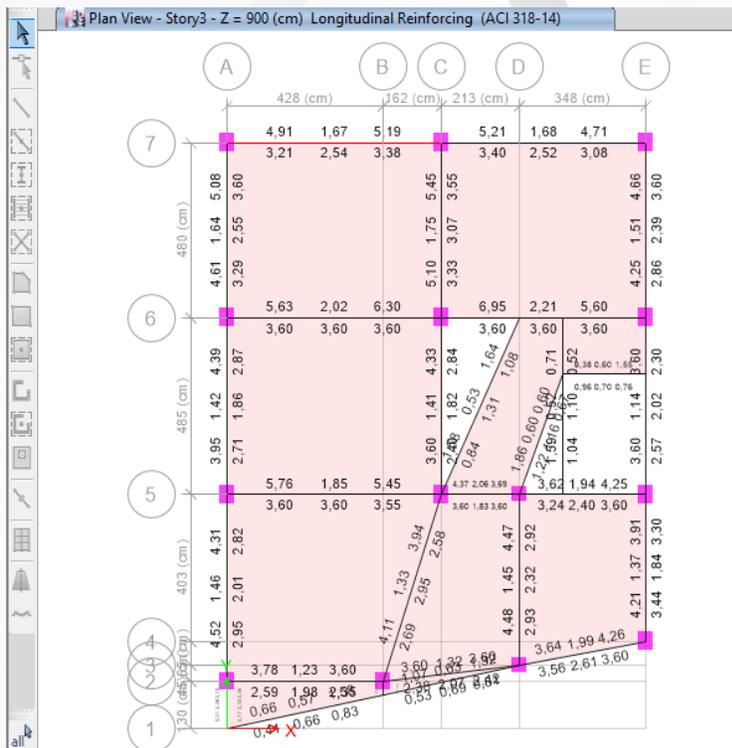
Losa N-2.88m



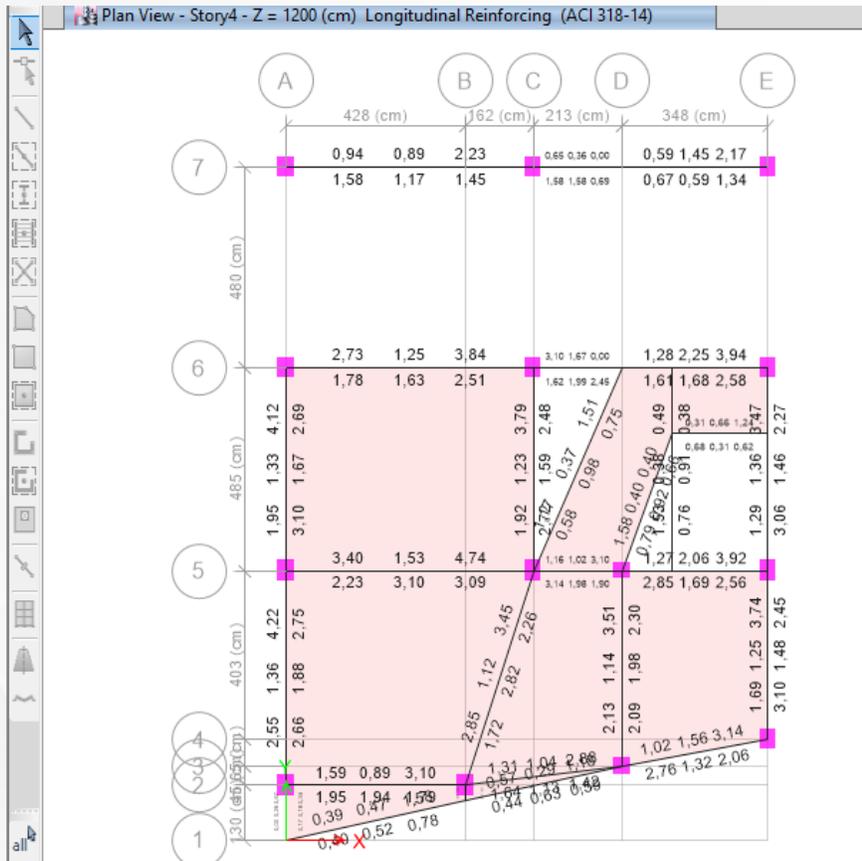
Losa N+0.18m



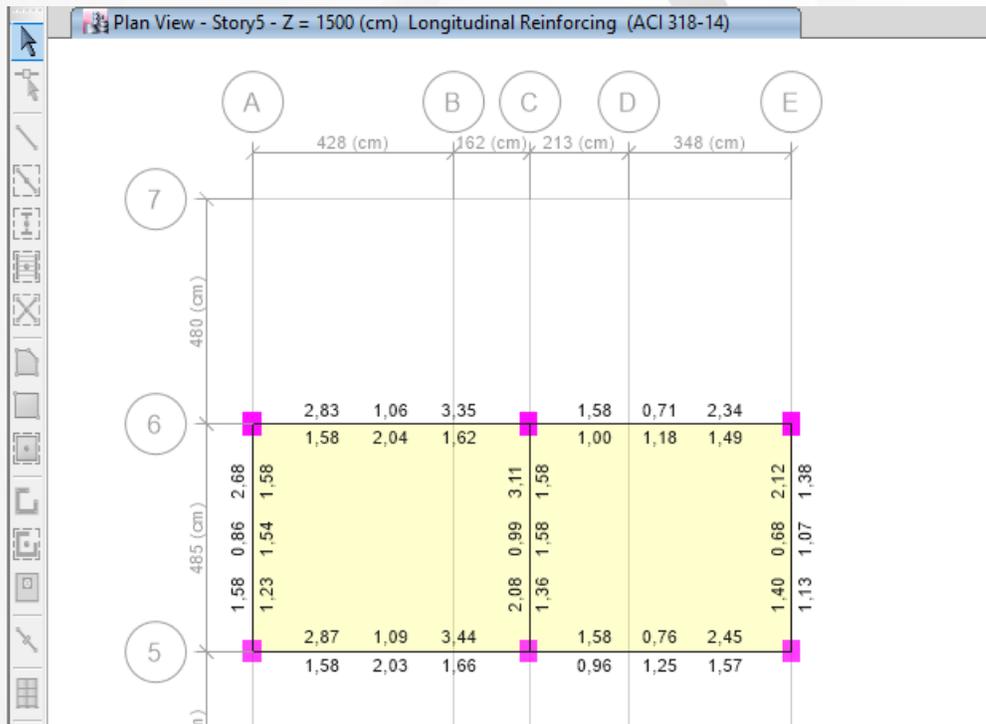
Losa N+3.24m



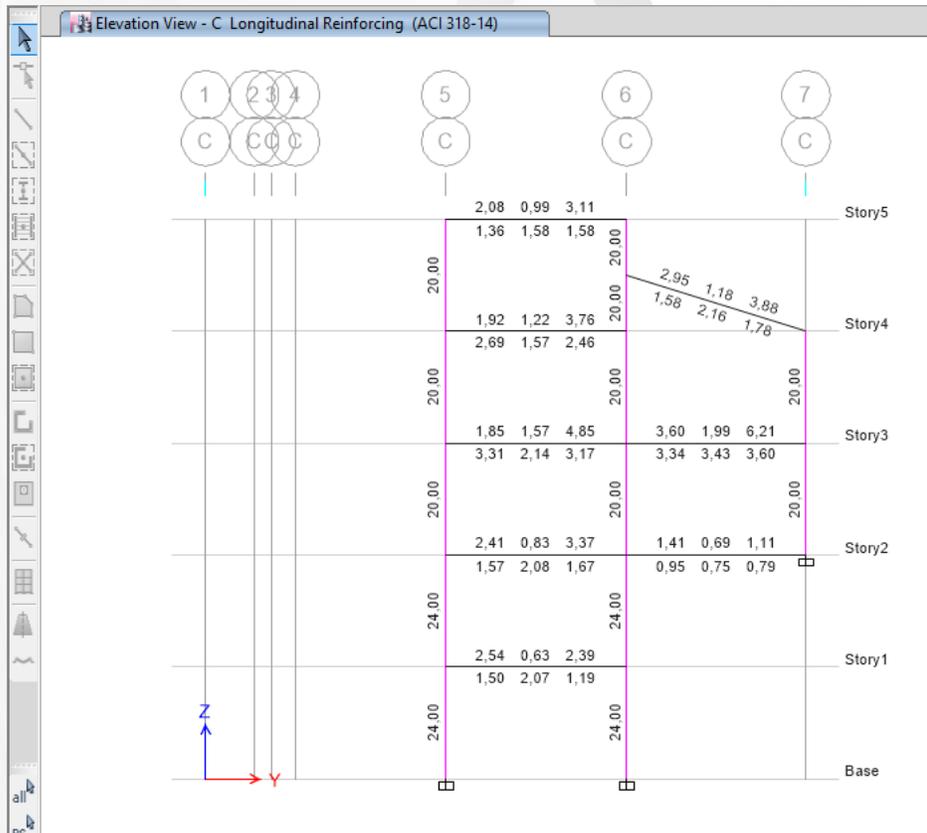
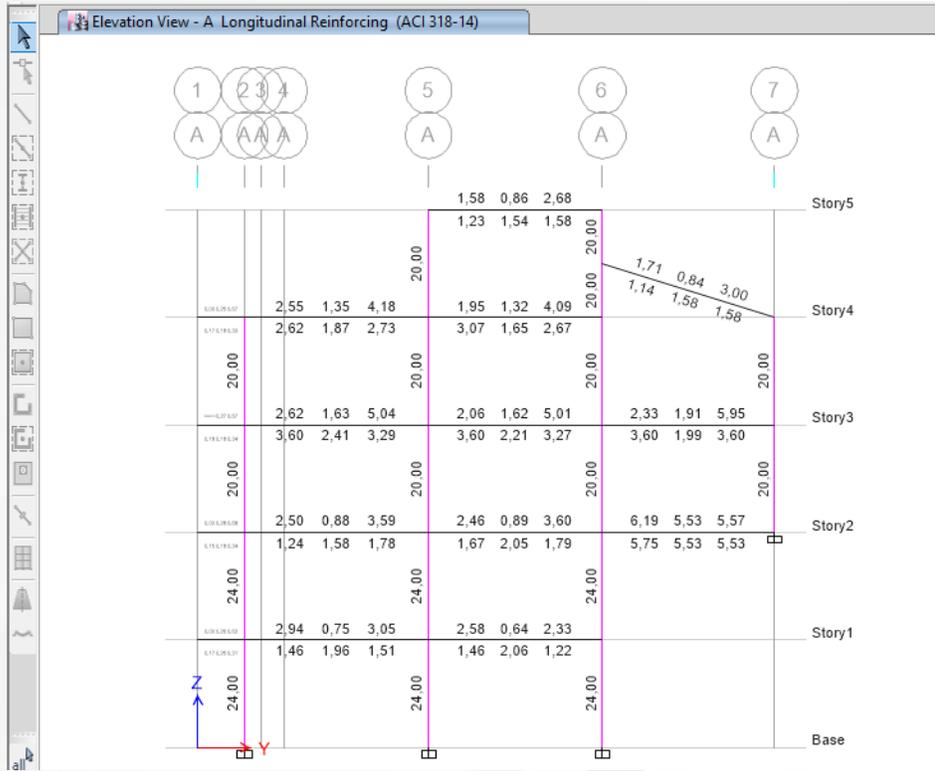
Losa N+6.30m



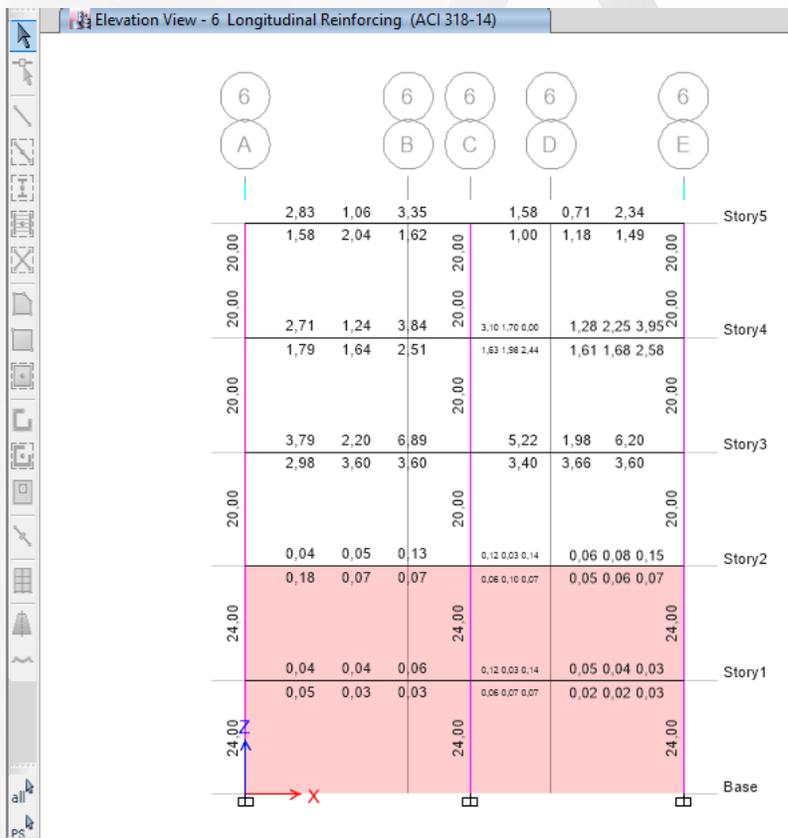
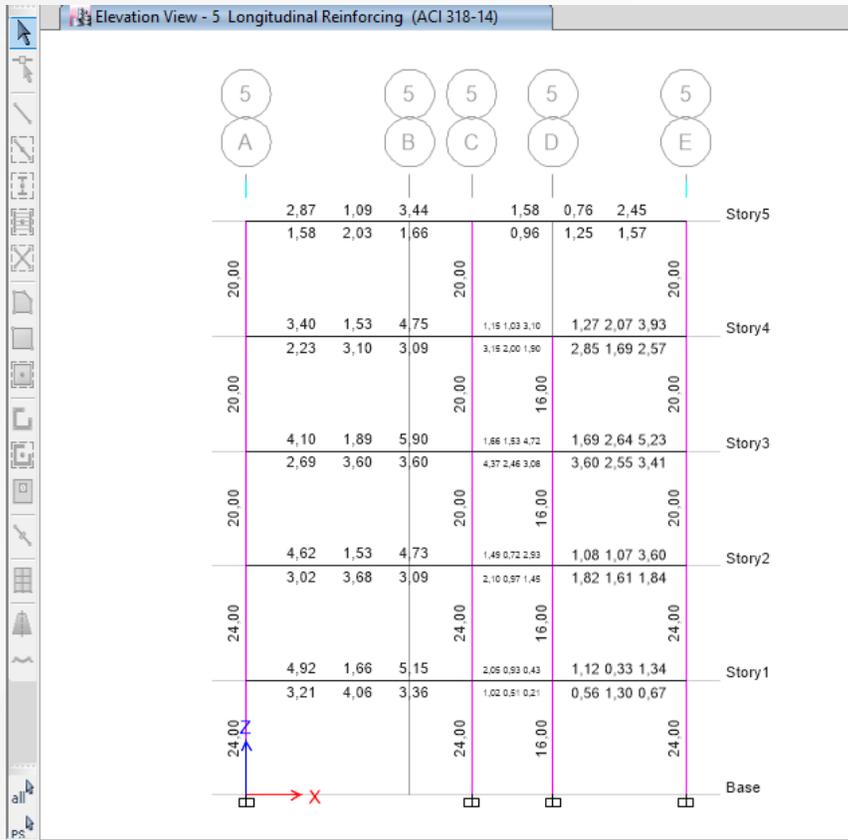
Planta N+9.10m



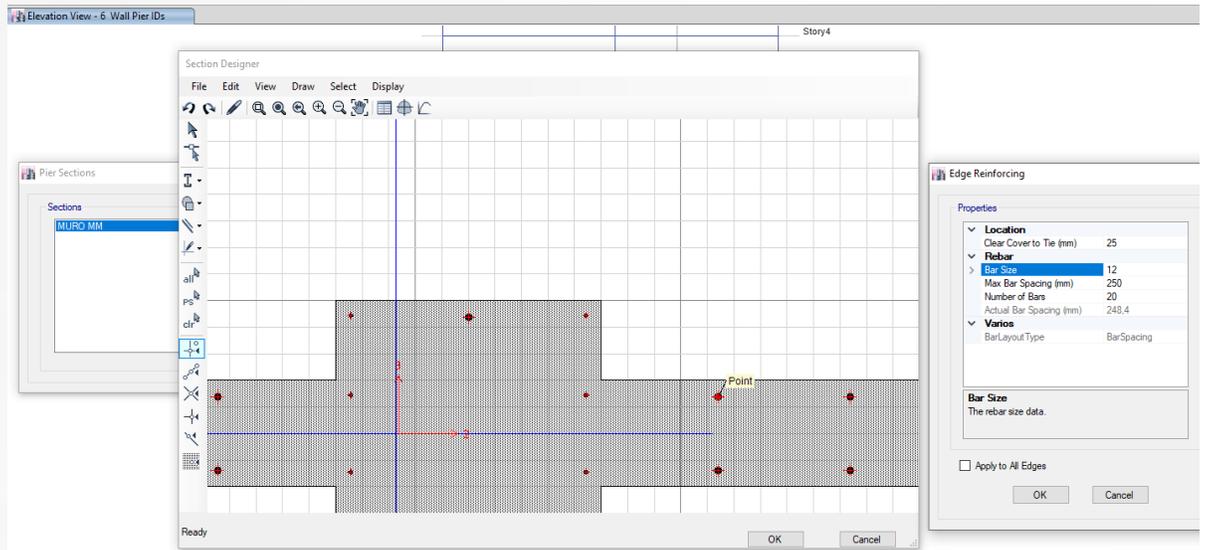
COLUMNAS



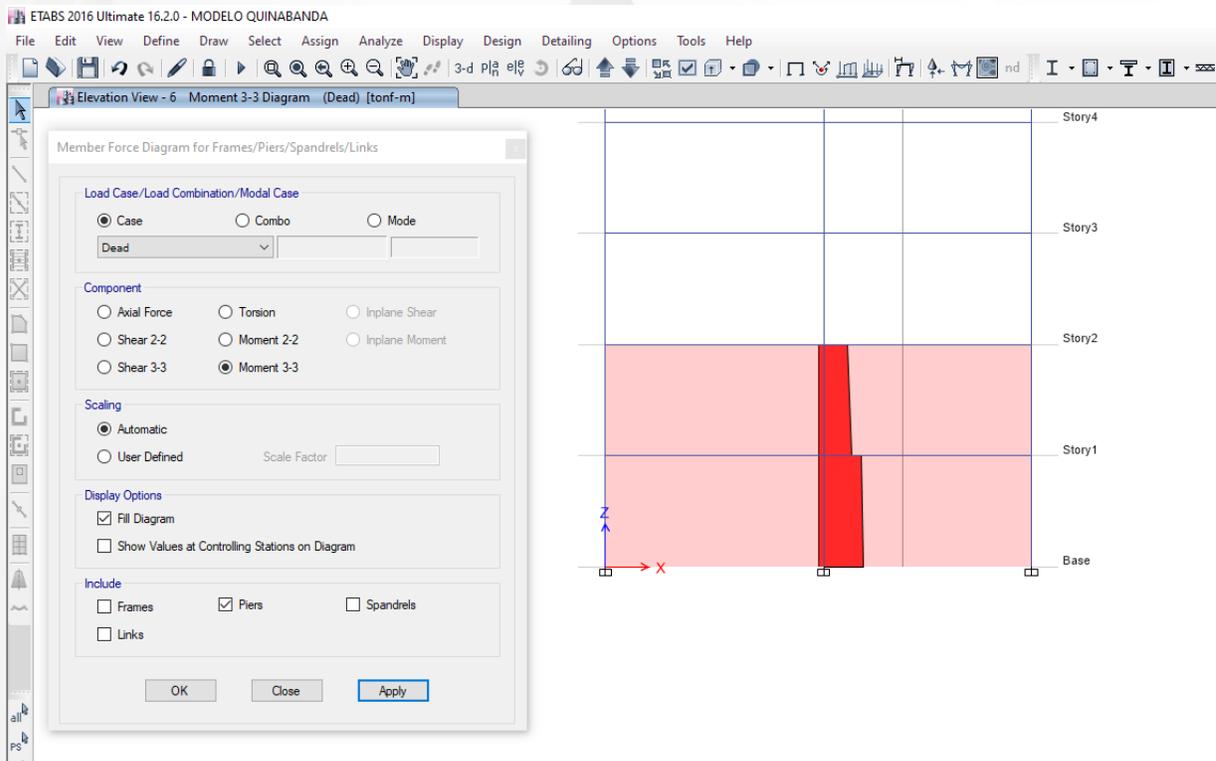
# MEMORIA TÉCNICA | ING. ESTRUCTURAL



9. DISEÑO DE MUROS:



Acoplamiento de muro en el eje 6



Esfuerzos en el muro

# MEMORIA TÉCNICA | ING. ESTRUCTURAL

ETABS 2016 Ultimate 16.2.0 - MODELO QUINABANDA

ETABS 2016 16.2.0 License #\*1B7DTXYRVKL9YC9

### ETABS 2016 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	LLRF
Story2	MURO 1	5767.6	11280	11510	249.5	0.509

Material Properties

$E_c$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	LT.Wt Factor (Unitless)	$f_s$ (kgf/mm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (kgf/mm <sup>2</sup> )
2534.56	2.81	1	42.18	42.18

Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_c$	$\Phi_v$	$\Phi_s$ (Seismic)	IP <sub>MAX</sub>	IP <sub>MIN</sub>	P <sub>MAX</sub>
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X <sub>1</sub> mm	Left Y <sub>1</sub> mm	Right X <sub>2</sub> mm	Right Y <sub>2</sub> mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	11280	11510	11280	11510	200
Bottom	Leg 1	0	11280	11510	11280	11510	200

Flexural Design for P<sub>u</sub>, M<sub>u2</sub> and M<sub>u3</sub>

Station Location	Required Rebar Area (mm <sup>2</sup> )	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u2</sub> tonf-m	M <sub>u3</sub> tonf-m	Pier A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
Top	6730	0.0025	0.0032	DWal18	100.1383	-12.9395	-21.9843	2692000
Bottom	6730	0.0025	0.0032	DWal18	116.7001	3.8246	-20.2484	2692000

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-m	V <sub>u</sub> tonf	$\Phi V_c$ tonf	$\Phi V_s$ tonf
Top	Leg 1	500	DWal6	153.2136	-39.7427	37.0063	225.8564	371.3184
Bottom	Leg 1	500	DWal6	174.7852	-149.3137	37.0063	228.8921	374.5541

Tabla de resultados

ETABS 2016 Ultimate 16.2.0 - MODELO QUINABANDA

Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_c$	$\Phi_v$	$\Phi_s$ (Seismic)	IP <sub>MAX</sub>	IP <sub>MIN</sub>	P <sub>MAX</sub>
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X <sub>1</sub> mm	Left Y <sub>1</sub> mm	Right X <sub>2</sub> mm	Right Y <sub>2</sub> mm	Length mm	Thickness mm
Top	Leg 1	0	11280	11510	11280	11510	200
Bottom	Leg 1	0	11280	11510	11280	11510	200

Flexural Design for P<sub>u</sub>, M<sub>u2</sub> and M<sub>u3</sub>

Station Location	Required Rebar Area (mm <sup>2</sup> )	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u2</sub> tonf-m	M <sub>u3</sub> tonf-m	Pier A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>
Top	6730	0.0025	0.0032	DWal18	100.1383	-12.9395	-21.9843	2692000
Bottom	6730	0.0025	0.0032	DWal18	116.7001	3.8246	-20.2484	2692000

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm <sup>2</sup> /m	Shear Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-m	V <sub>u</sub> tonf	$\Phi V_c$ tonf	$\Phi V_s$ tonf
Top	Leg 1	500	DWal6	153.2136	-39.7427	37.0063	225.8564	371.3184
Bottom	Leg 1	500	DWal6	174.7852	-149.3137	37.0063	228.8921	374.5541

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

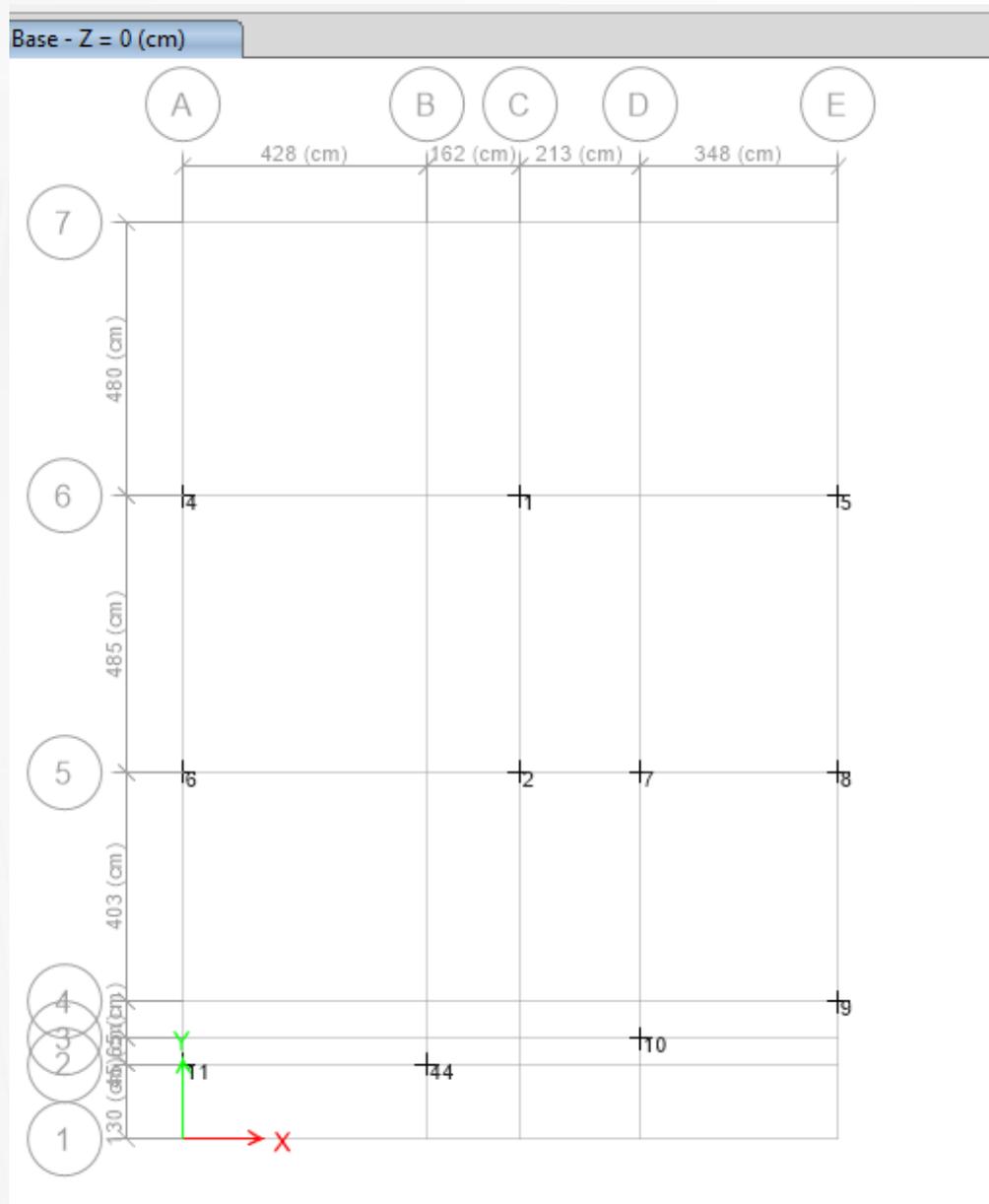
Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-m	Stress Comp kgf/mm <sup>2</sup>	Stress Limit kgf/mm <sup>2</sup>	C Depth mm	C Limit mm
Top-Left	Leg 1	Not Required	DWal9	155.2689	-28.0878	0.07	0.56	756.9	2557.8
Top-Right	Leg 1	Not Required	DWal9	152.8973	-14.4209	0.06	0.56	755.2	2557.8
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	DWal9	178.8705	-33.9855	0.08	0.56	799.8	2557.8
Bottom-Right	Leg 1	Not Required	DWal9	174.4689	85.1158	0.1	0.56	795.1	2557.8

## 10. PARÁMETROS DE SUELO - CIMENTACIÓN.

Como se explicó anteriormente para el diseño del sistema de cimentación, se utiliza como característica general el valor de la capacidad portante según estudio de suelos de **Qadm= 14.67 T/m<sup>2</sup> (Capacidad de Carga Admisible)** y un **coeficiente de Balasto de 3.01 Kg/cm<sup>3</sup>**, y se lo realiza mediante el programa Safe vs 16 exclusivo para el cálculo de cimentaciones de edificaciones.

A continuación, se presenta las descargas de las estructuras, datos utilizados para el dimensionamiento de la cimentación.

### CIMENTACION

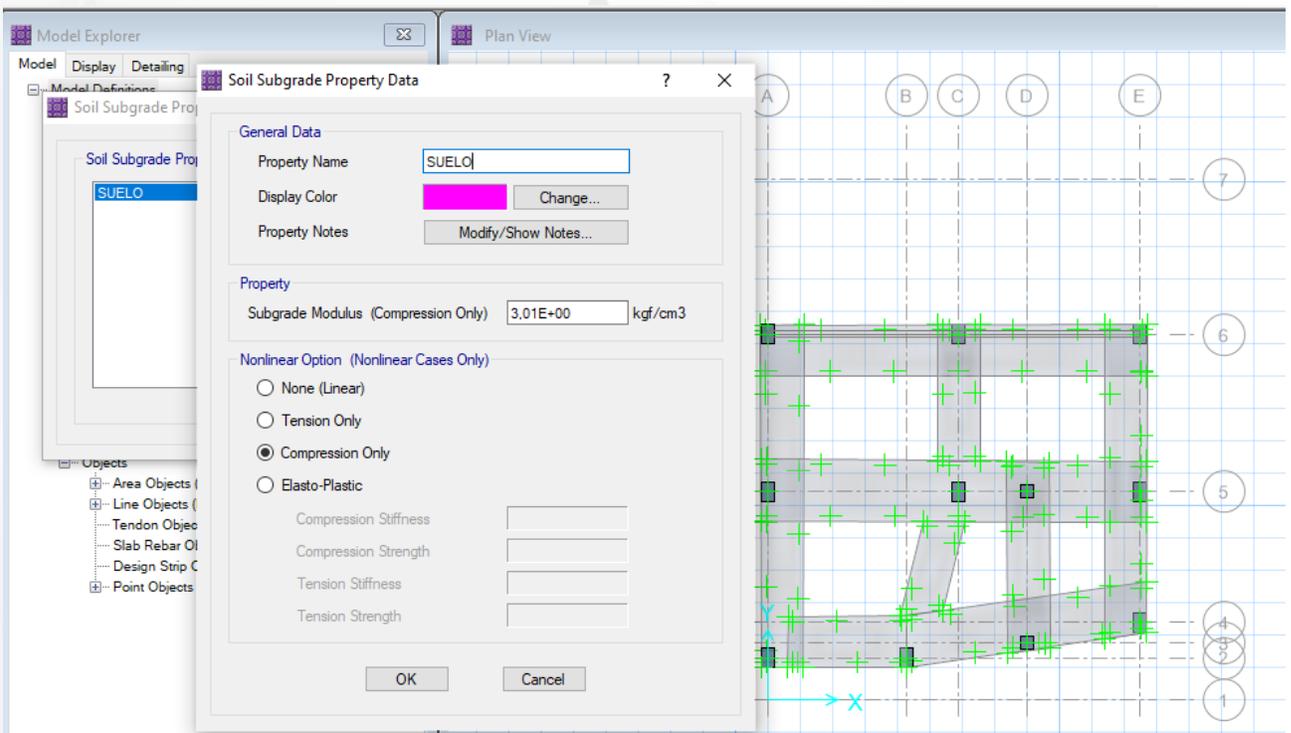


Descargas para la Cimentación:

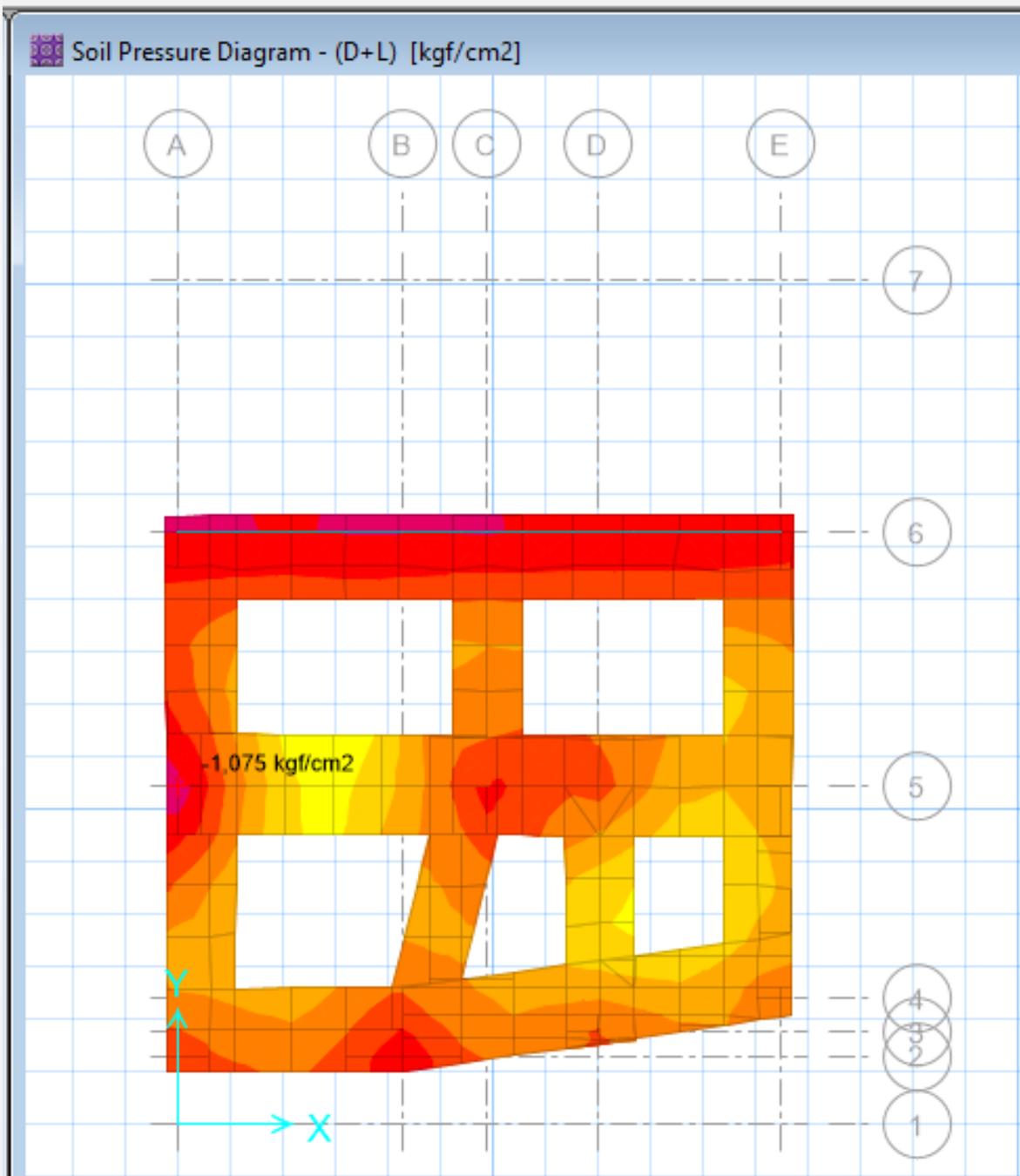
TABLE: Joint Reactions

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	1	1	ENVOLVENTE Max	0,9065	0,4038	109,5668	2,1987	0,0669	0,0028
Base	2	3	ENVOLVENTE Max	-1,0038	0,4483	104,0155	0,6538	-0,9628	0,0028
Base	4	7	ENVOLVENTE Max	5,6957	0,2658	68,0596	1,7335	1,8476	0,0161
Base	5	9	ENVOLVENTE Max	-1,9801	0,3522	93,6077	1,2054	-0,3991	0,0015
Base	6	11	ENVOLVENTE Max	2,7996	0,5742	77,9775	0,4432	2,7221	0,0028
Base	7	13	ENVOLVENTE Max	0,2818	-0,0282	55,2766	0,5623	0,2737	0,0013
Base	8	15	ENVOLVENTE Max	-0,2841	0,4395	35,4113	0,7337	-0,2629	0,0028
Base	9	17	ENVOLVENTE Max	-0,2528	0,8487	29,6205	0,1191	-0,2263	0,0028
Base	10	19	ENVOLVENTE Max	-0,1234	1,2084	46,3184	-0,4715	-0,1063	0,0013
Base	11	21	ENVOLVENTE Max	1,1917	1,1204	47,9952	-0,2516	1,1559	0,0028
Base	44	42	ENVOLVENTE Max	-0,1443	1,8206	70,6067	-0,6341	-0,1203	0,0028

Características de Suelo:

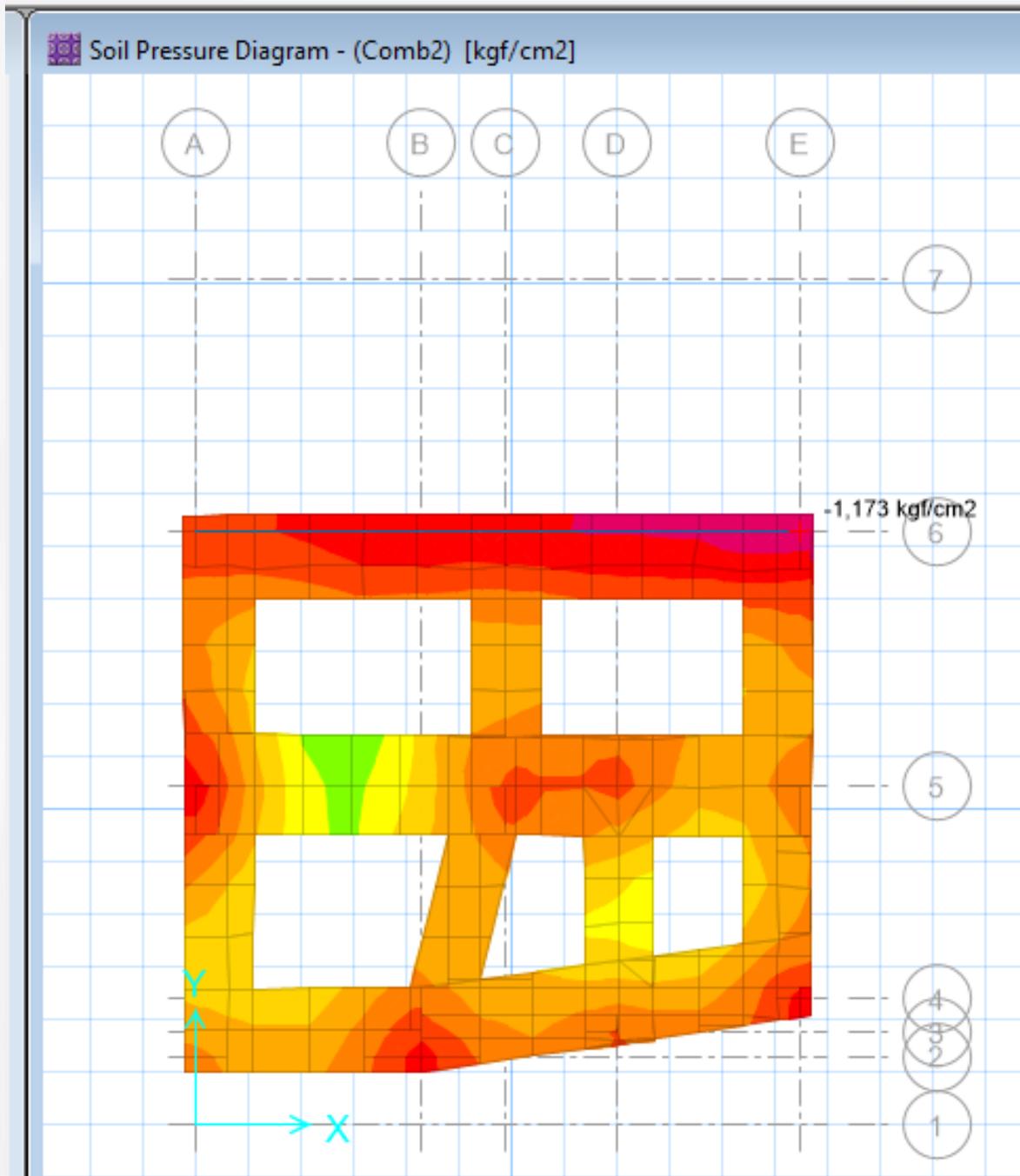


## Diseño de la cimentación D + L:



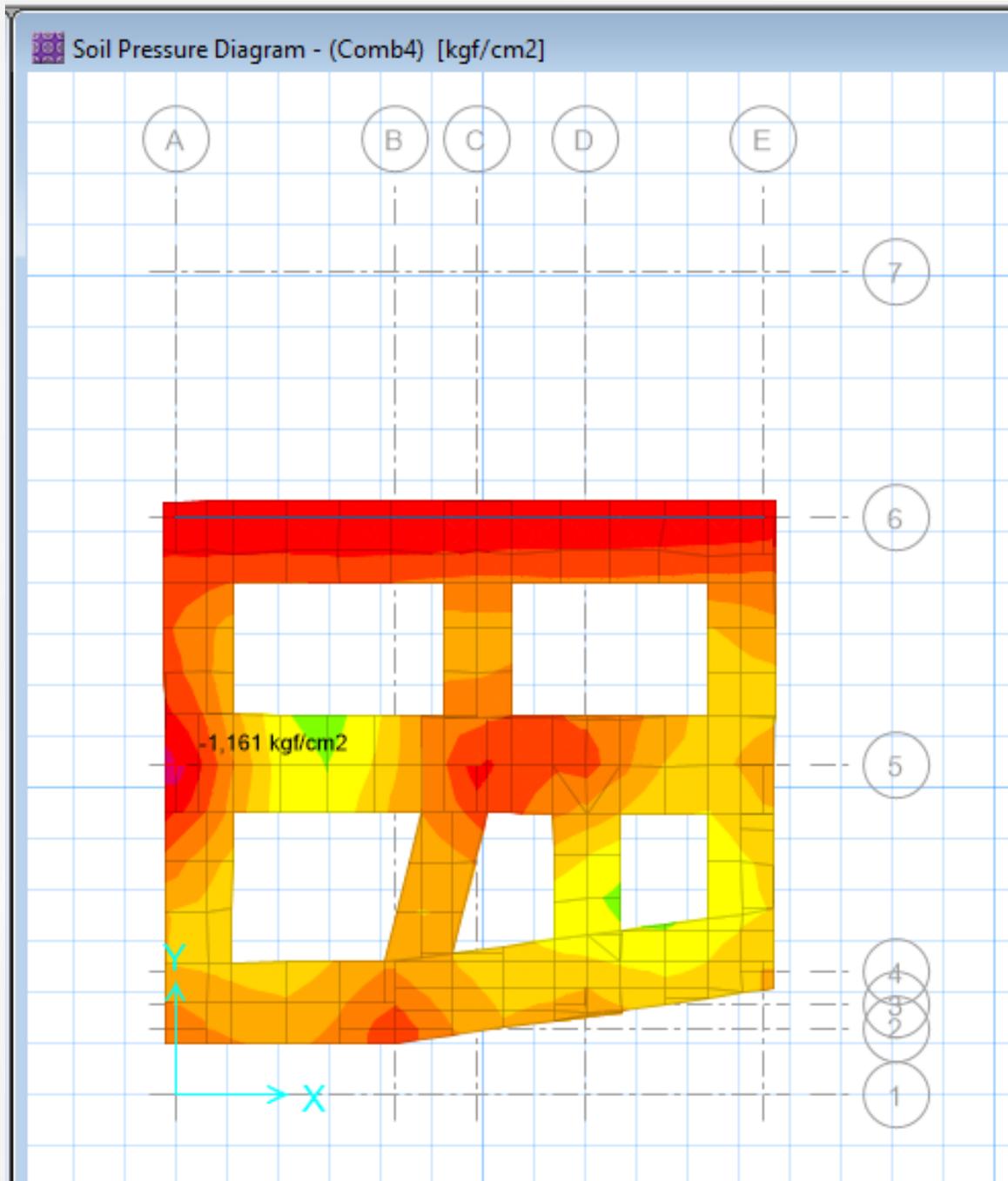
Se puede observar que la capacidad de  $1.075\text{kg/cm}^2$  es menor que el  $Q_{adm} = 1.467\text{kg/cm}^2$ ; por lo que se acepta el diseño.

## Comprobación D + L + SX:



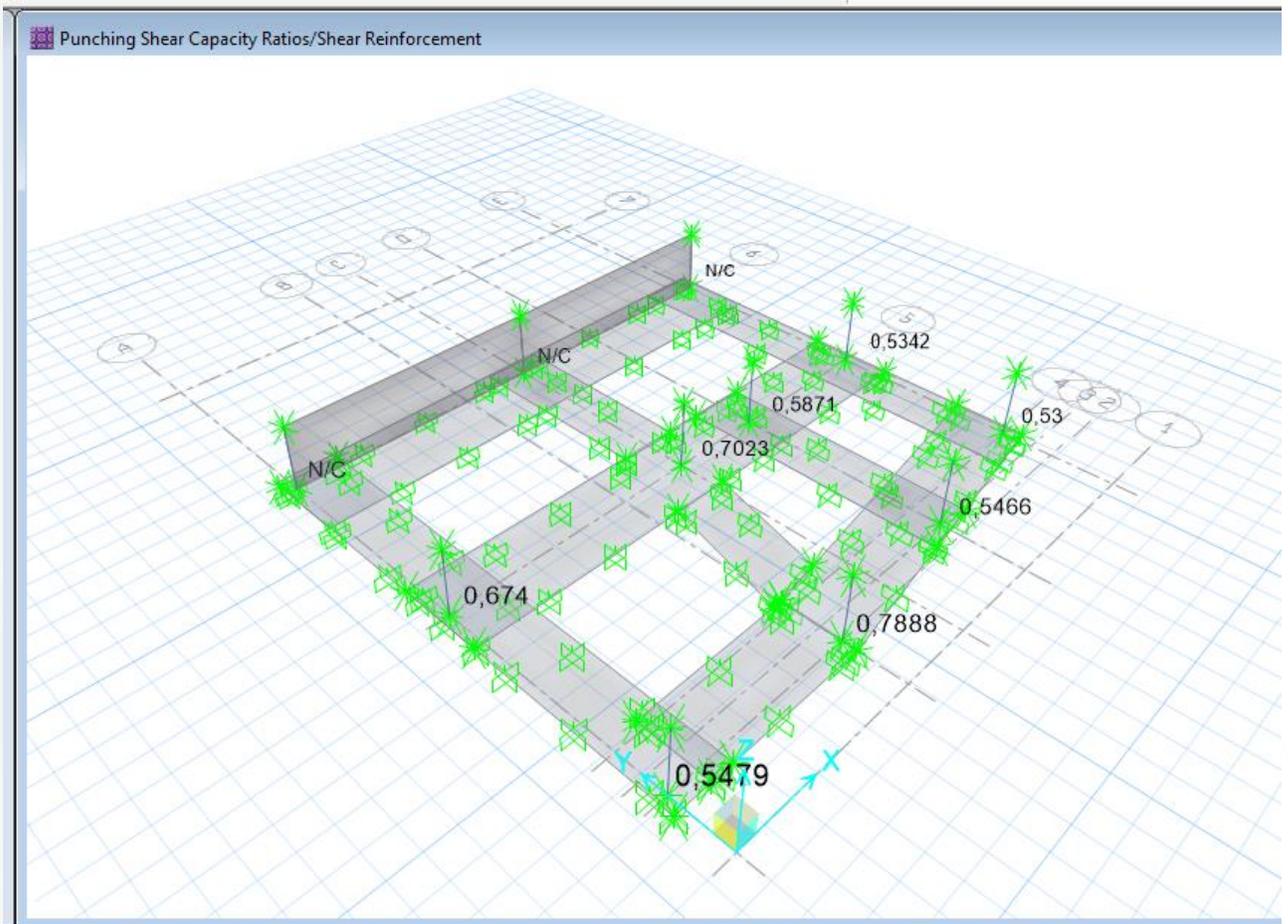
Se puede observar que la capacidad de **1.173 kg/cm<sup>2</sup>** es menor que **1.30Qadm = 1.91 kg/cm<sup>2</sup>**; por lo que se acepta el diseño.

## Comprobación D + L + SY:



Se puede observar que la capacidad de  $1.161 \text{ kg/cm}^2$  es menor que  $1.30Q_{adm} = 1.91 \text{ kg/cm}^2$ ; por lo que se acepta el diseño.

## CHEQUEO POR CORTE Y PUNZONAMIENTO

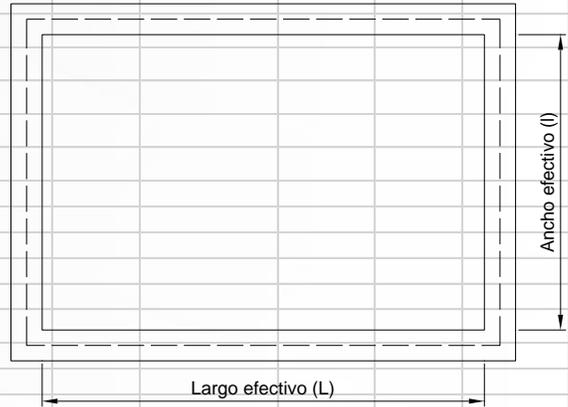


Se obtiene valores son menores que **1.00**, por lo que las secciones son correctas por demanda - capacidad.

**DISEÑO DE LA CISTERNA**

el proyecto contempla la implementación de un tanque para el abastecimiento de agua por lo que se presenta a continuación:

Diseño del tanque	
Altura del tirante de agua (m)	h= 2,00
Largo interior L (m)	b= 2,40
Ancho interior l (m)	c= 2,40
Res. Hormigón (Kg/cm <sup>2</sup> )	f'c= 240
Res. Acero (Kg/cm <sup>2</sup> )	fy= 4200
Espesor preliminar muro (m)	e= 0,2
Peso unitario suelo (T/m <sup>3</sup> )	γ= 2,68
Peso unitario hormigón (T/m <sup>3</sup> )	γ= 2,4
Peso unitario agua (T/m <sup>3</sup> )	γ= 1,00
Recubrimiento (cm)	r= 5
Altura total cisterna (m)	α= 3,00



**ESPESOR LOSA DE FONDO (cm)**

$$e = \frac{\text{Perimetro}}{150}$$

$$e = 6,93333$$

e asumido (cm)	e= 20
Altura efectiva (cm)	d= 15
Largo efectivo (m)	L= 2,6
Ancho efectivo (m)	l= 2,6

**DISEÑO DE MUROS (Caso crítico: Tanque vacío)**

Relación de longitudes (m)	Relación altura y longitudes	Presión máxima para la flexión en por agua (T/m <sup>2</sup> )	
$\alpha = \frac{L+l}{2}$	$\partial = \frac{6h^4}{\alpha^4}$	$p = \gamma h \frac{\partial}{\partial + 1}$	
α= 2,6	∂= 2,10	p= 1,35	
Pmax empuje para flexión por empuje (T/m <sup>2</sup> )	Pmax carga agua losa de fondo (T/m <sup>2</sup> )	Marcos horizontales	Carga horizontal (T/m)
$q = \gamma h \frac{1}{\partial + 1}$	$q = \gamma b h_{\text{agua}}$	1er marco	1,35
q= 0,65	q= 2,00	2do marco	0,90
		3er marco	0,45

Momentos y cortantes en los marcos horizontales			
Relación de lados	$k = \frac{l}{L} = 1,000$	12,5 0,9615	
Momento en las esquinas (T*m)	$M_E = -\frac{1}{12} p \frac{L^2 + kL^2}{k+1}$		
Momento en el centro lado largo (T*m)	$M_L = \frac{1}{8} pL^2 - M_E$	Primer marco: en el fondo	Segundo marco:
Momento en el centro lado corto (T*m)	$M_I = \frac{1}{8} pL^2 - M_E$	ME= -0,763 T*m ML= 0,382 T*m MI= 0,382 T*m TL= 1,761 T TI= 1,761 T	ME= -0,509 T*m ML= 0,254 T*m MI= 0,254 T*m TL= 1,174 T TI= 1,174 T
Cortante lado largo (T)	$T_L = \frac{pL}{2}$		Tercer marco
Cortante lado corto (T)	$T_I = \frac{pL}{2}$		ME= -0,254 T*m ML= 0,127 T*m MI= 0,127 T*m TL= 0,587 T TI= 0,587 T

**Momentos mayorados de diseño**

Tabla: Coeficientes de durabilidad según la PCA

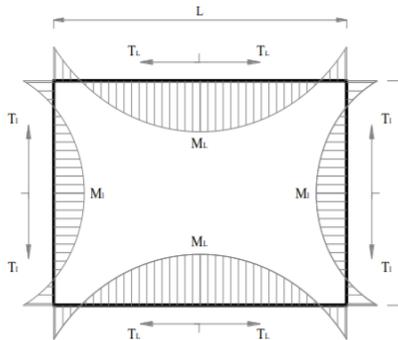
Solicitaciones	Coefficientes de durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1.30
Refuerzo provisto para resistir tensión pura	1.65
Refuerzo provisto por corte	1.3(V <sub>c</sub> - ØV <sub>c</sub> )
Hormigón sometido a compresión	1.00

Tabla: Momentos y Tensiones marco horizontales T. Enterrado

Esfuerzos (T*m)	M. mayorados marcos		
	1	2	3
ME	-1,588	-1,058	-0,529
ML	0,794	0,529	0,265
MI	0,794	0,529	0,265
	Tensiones (T)		
TL	4,650	3,100	1,550
TI	4,650	3,100	1,550

**Verificación del cortante**

Cortante muro corto (T)	TI= 4,650
Espesor asumido (cm)	e= 20
Recubrimiento (cm)	rec= 5
Altura efectiva (cm)	d= 15
Factor reducción corte	Φ= 0,75
Ancho unitario (cm)	bw= 100
Área de hormigón (cm <sup>2</sup> )	Ag= 2000



**Resistencia al corte del hormigón**

Cortante admisible lado corto

$$V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{Ec. 11.3 ACI 318S-11}$$

Condición V<sub>c</sub> > V<sub>u</sub>

V <sub>c</sub> =	9,24	T
V <sub>u</sub> =	4,65	T

**CUMPLE**

Cortante admisible lado corto

$$V_c = 0.53 \phi \left(1 - \frac{T_l}{35A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Ec. 11.8 ACI 318S-11}$$

Condición V<sub>c</sub> > V<sub>u</sub>

V <sub>c</sub> =	8,62	T
V <sub>u</sub> =	4,65	T

**CUMPLE**

**Acero de refuerzo por flexión**

$A_s = \frac{k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi k d}} \right]$		Tabla: Acero de refuerzo por flexión (cm2/ml)			
	$k = 0.85 f'_c b d$	<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>As flexión (cm2/ml)</b>		
			1	2	3
k=	306000	ME	2,748	1,843	0,927
		ML	1,414	0,939	0,468
		MI	1,414	0,939	0,468
		<b>As corte (cm2/ml)</b>			
		TL	1,230	0,820	0,410
		TI	1,230	0,820	0,410
$A_{s,tension} = \frac{T}{\phi F_y}$					

**Acero de refuerzo total**

$A_{s,Total} = A_{s,flexión} + A_{s,tensión}$		Cuantía mínima para flexión		
Tabla: Acero de refuerzo+Tensión		$\rho = \frac{14}{f_y} = 0,0033$		
<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>As flexión (cm2/ml)</b>			Armadura mínima para flexión
	1	2	3	
ME	2,748	1,843	0,927	$A_{s,flex} = \rho b d = 5,000 \text{ cm}^2/\text{m}$
ML	2,644	1,760	0,878	
MI	2,644	1,760	0,878	

**Corrección de armadura respecto a la armadura mínima**

Tabla: Acero mínimo			
<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>As flexión (cm2/ml)</b>		
	1	2	3
ME	5,000	5,000	5,000
ML	5,000	5,000	5,000
MI	5,000	5,000	5,000

**Corrección de armadura respecto a la armadura mínima**

Tabla: Número de barras				<b>Acero transversal</b> $A_s = 0.0025 * b * t$	
<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>Nº de barras</b>			$A_s =$	4,950
	<b>Primer marco</b>	<b>Segundo marco</b>	<b>Tercer marco</b>		
ME	5φ12mm	5φ12mm	5φ12mm		
ML	5φ12mm	5φ12mm	5φ12mm		
MI	5φ12mm	5φ12mm	5φ12mm		

<b>DISEÑO DE LOSA DE FONDO UNIÓN EMPOTRADA (Caso crítico: tanque lleno)</b>			
Momentos en los pórticos en unión verticales		Tabla: Momento en marcos verticales	
$M_A = -\frac{1}{6}qh^2$	0,43 T*m	<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>M. mayorados (T*m)</b>
Momento en el centro de luz en la losa de fondo		<b>MA</b>	0,89
Lado largo		<b>M'F</b>	1,27
$M''_F = \frac{qL^2}{24} - M_A =$	0,61 T*m	<b>M''F</b>	1,27
Lado corto		<b>Tracción(T)</b>	
$M''_F = \frac{qL^2}{24} - M_A =$	0,61 T*m	<b>F</b>	1,70
Tensión en losa de fondo por metro de ancho		<b>Acero de refuerzo por flexión</b>	
$T = \frac{qh}{2} =$	0,65 T	$A_{s,Total} = A_{s,flexión} + A_{s,tensión}$	
		<b>Esfuerzos (T*m)</b>	<b>As refuerzo (cm2)</b>
		<b>MA</b>	2,045
		<b>M'F</b>	2,730
		<b>M''F</b>	3,552

**Corrección armadura respecto a armadura mínima**

Tabla: Acero de refuerzo mínimo

Esfuerzos (T*m)	As refuerzo (cm2)	Nº de barras
<b>MA</b>	5,000	5φ12mm
<b>M'F</b>	5,000	5φ12mm
<b>M''F</b>	5,000	5φ12mm

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA TAPA**

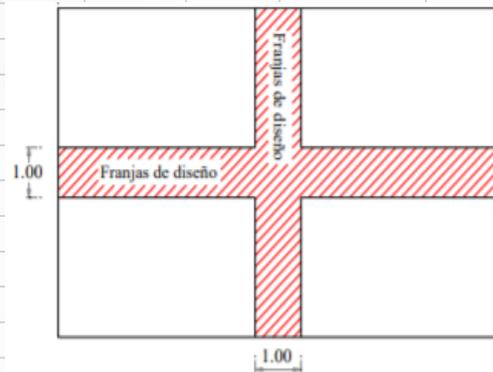
**ESPESOR LOSA (cm)**

$e = \frac{Perimetro}{150} =$	6,93333		
Espesor de losa tapa asumido (cm)	e=	20	
Área de apoyo de la losa cubierta (m2)	A=	7,84	
Peso de la tapa por m2 (T/m2)	Pp=	0,48	
Carga muerta (T/m2)	CM=	0,20	
Carga viva (T/m2)	CV=	0,20	Asumida
Carga mayorada (T/m2)	U=	0,56	T/m2
Altura efectiva (cm)	d=	16	
$k = 0.85f'_c bd$	k=	326400	

**Momentos flectores y fuerza cortante**

Cargas de diseño

Lado corto	Lado largo
$q_{corto} = \frac{L_c^4}{L_c^4 + L_l^4} * U$	$q_{largo} = \frac{L_l^4}{L_c^4 + L_l^4} * U$
q= 0,280 T/m	q= 0,280 T/m
$M_u = \frac{qL^2}{8}$	$M_u = \frac{qL^2}{8}$
Mu= 0,237 T*m	Mu= 0,237 T*m
$V_u = \frac{qL}{2}$	$V_u = \frac{qL}{2}$
Vu= 0,364 T	Vu= 0,364 T
$A_s = \frac{k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi k d}} \right]$	$A_s = \frac{k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi k d}} \right]$
As= 0,392 cm2	As= 0,392 cm2



Cuantía mínima de diseño

$$\rho = \frac{14}{f_y} = 0,0033$$

Armadura mínima flexión

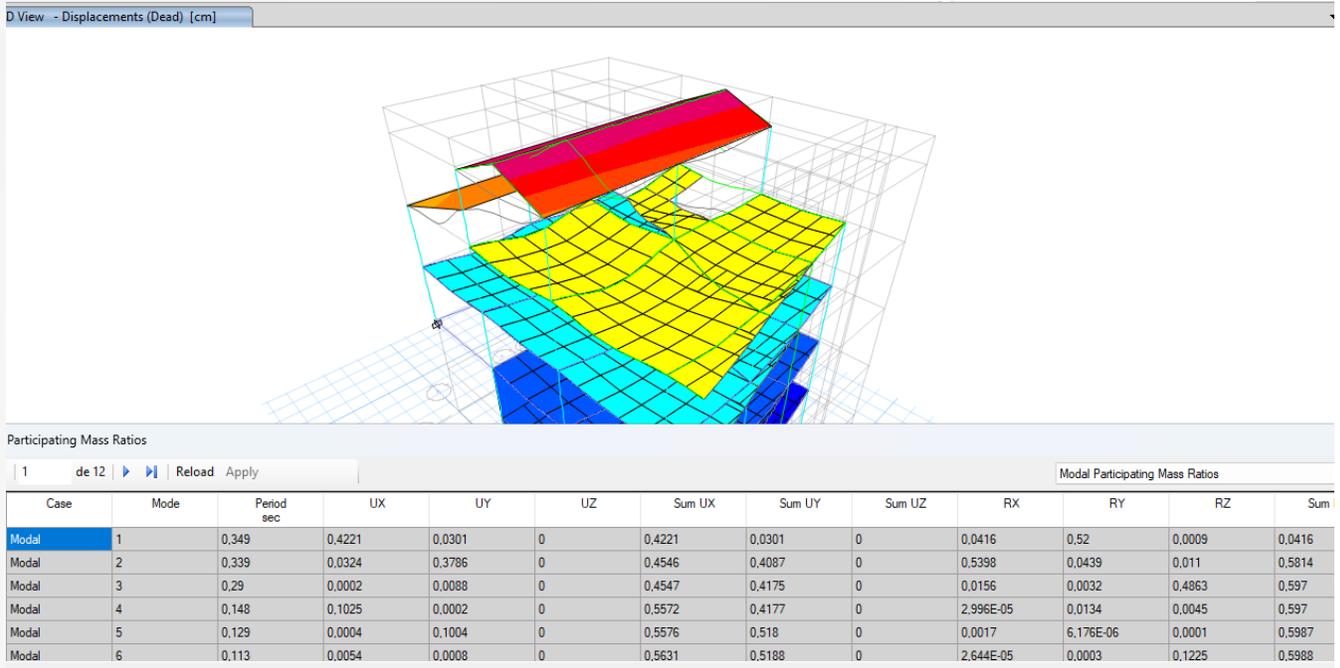
$$A_{s,flex} = \rho b d = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**5φ12mm**

**11. TORSION EN PLANTA**

Para el análisis de las torsiones se considera los dos modos de periodo fundamental y se calcula en porcentaje mediante la siguiente formula:

$$T_u = \frac{\sum Rz}{(U_x + U_y)}$$



**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0,349	0,4221	0,0301	0	0,4221	0,0301	0	0,0416	0,52	0,0009	0,0416	0,52	0,0009
Modal	2	0,339	0,0324	0,3786	0	0,4545	0,4087	0	0,5398	0,0439	0,011	0,5814	0,5639	0,0119
Modal	3	0,29	0,0002	0,0088	0	0,4547	0,4175	0	0,0156	0,0032	0,4863	0,597	0,5672	0,4982
Modal	4	0,148	0,1025	0,0002	0	0,5572	0,4177	0	3,00E-05	0,0134	0,0045	0,597	0,5806	0,5027
Modal	5	0,129	0,0004	0,1004	0	0,5576	0,518	0	0,0017	6,18E-06	0,0001	0,5987	0,5806	0,5028
Modal	6	0,113	0,0054	0,0008	0	0,563	0,5188	0	2,64E-05	0,0003	0,1225	0,5988	0,5809	0,6253
Modal	7	0,092	0,2011	0,0059	0	0,7641	0,5247	0	0,0033	0,1251	0,142	0,6021	0,706	0,7673
Modal	8	0,08	0,0583	0,0105	0	0,8224	0,5353	0	0,0104	0,0555	0,0833	0,6124	0,7616	0,8506
Modal	9	0,075	0,0385	0,0777	0	0,8609	0,613	0	0,0157	0,0037	1,33E-05	0,6282	0,7653	0,8506
Modal	10	0,071	0,0229	0,3452	0	0,8838	0,9583	0	0,3425	0,0018	0,01	0,9707	0,7671	0,8606
Modal	11	0,068	0,0194	0,0089	0	0,9032	0,9671	0	0,0237	0,0086	0,0038	0,9944	0,7757	0,8644
Modal	12	0,057	0	0,0015	0	0,9032	0,9686	0	0,0002	0	0,0003	0,9946	0,7757	0,8647

Aplicando la fórmula anteriormente descrita en los resultados de los dos primeros modos de vibrar se obtienen los siguientes resultados:

**Modo # 1: 0.20%**

**Modo #2: 2.68%**

Lo cual demuestra que existe una leve torsión no considerable. Análisis del periodo.

“Se puede observar que en el modal 10 cumple con más del 90% de la participación de la masa, por lo cual se cumple con lo establecido en la NEC\_SE\_DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción EN 6.2.2 LITERAL e).”

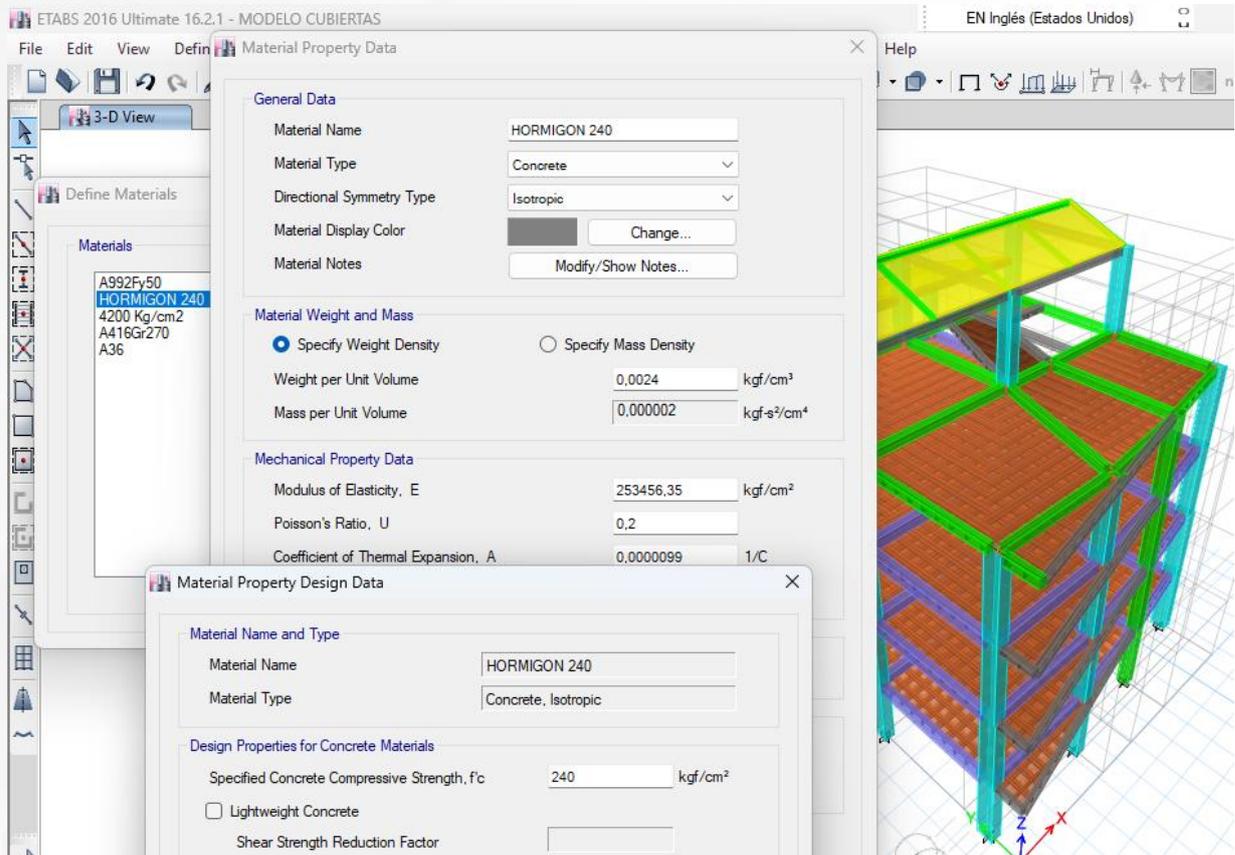
Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,
- todos 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.

# ANEXOS

## DEFINICION DE MATERIALES

HORMIGON  $f_c=240\text{kg/cm}^2$ 

Donde el módulo de elasticidad del hormigón será calculado de acuerdo a la siguiente expresión:

En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la **NEC-SE-DS**, el módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal tal como sigue:

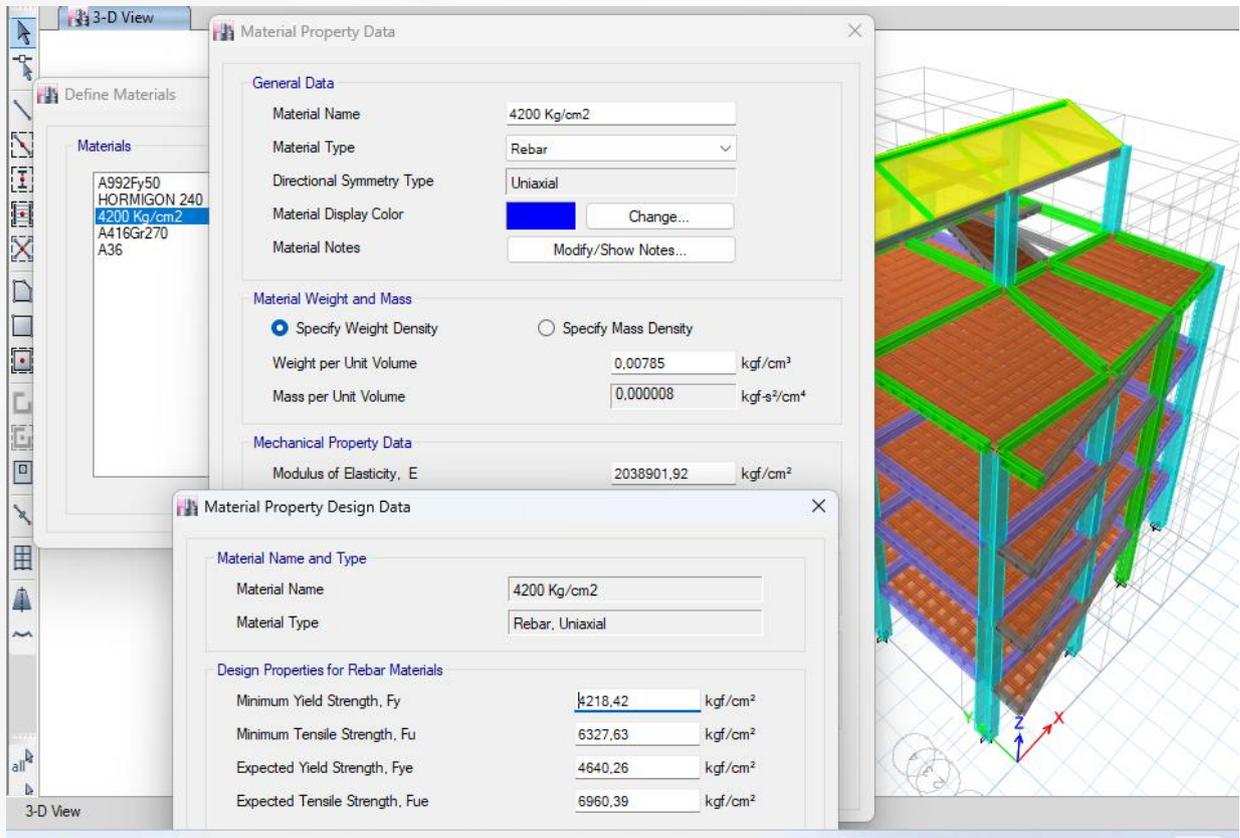
$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

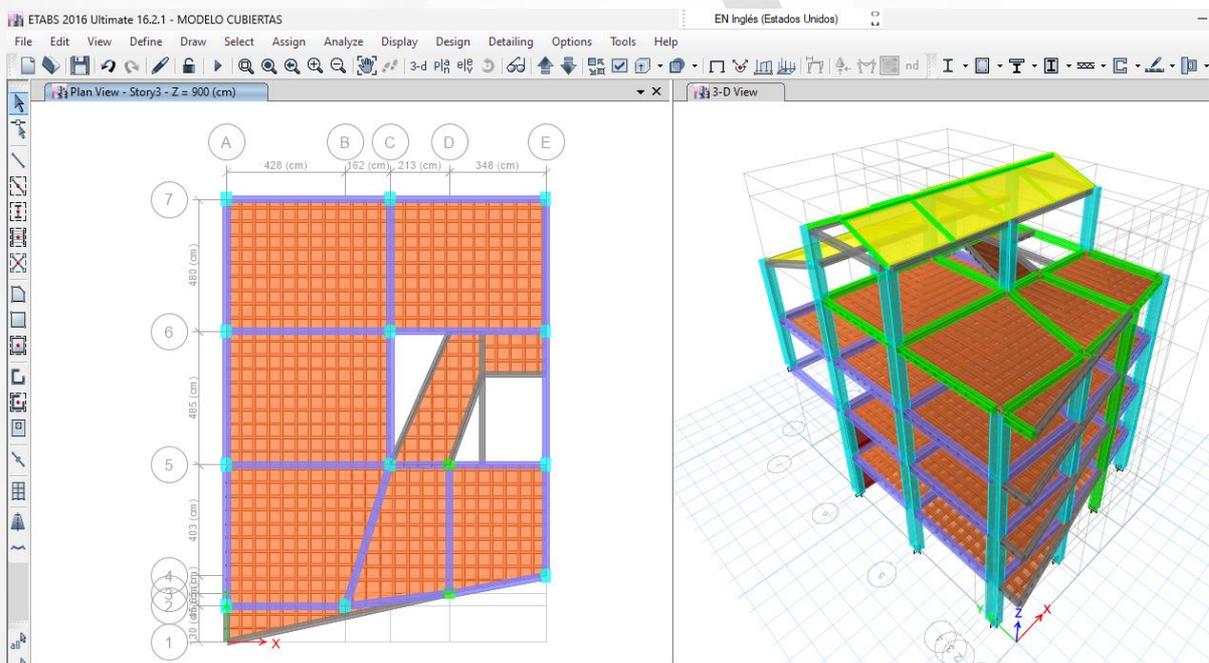
$E_c$  Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

$f'_c$  Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

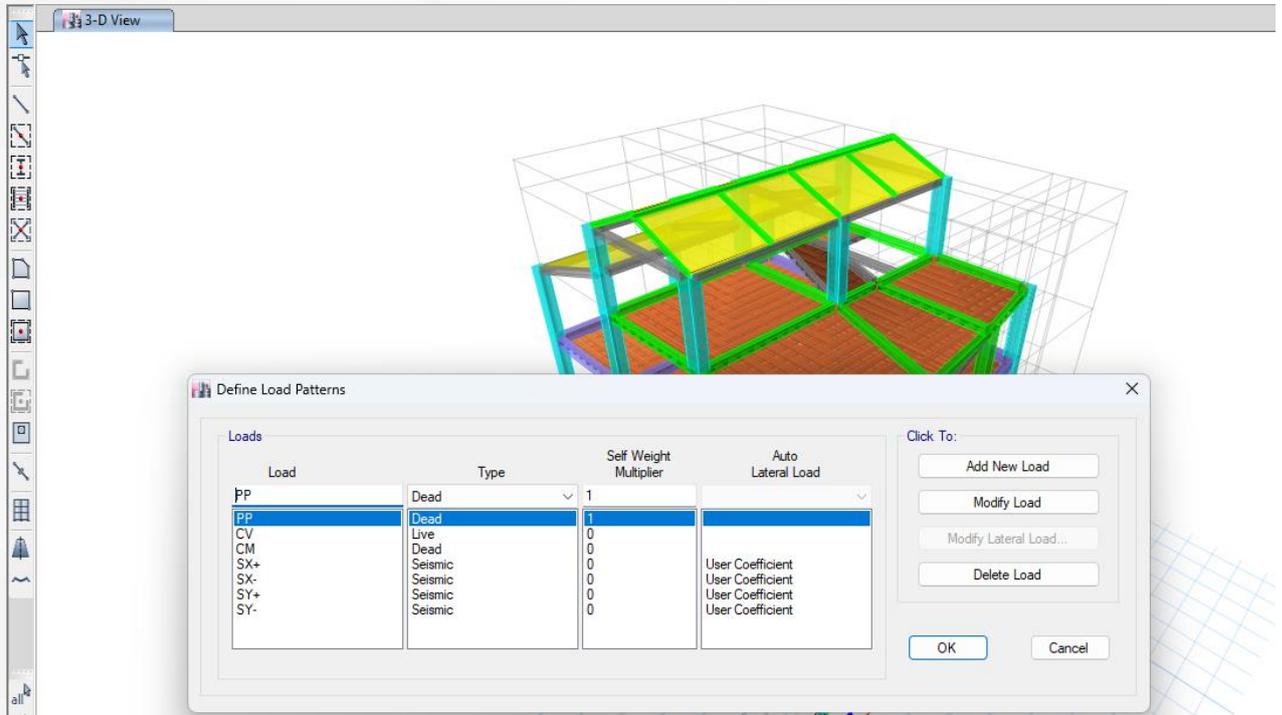
ACERO DE REFUERZO



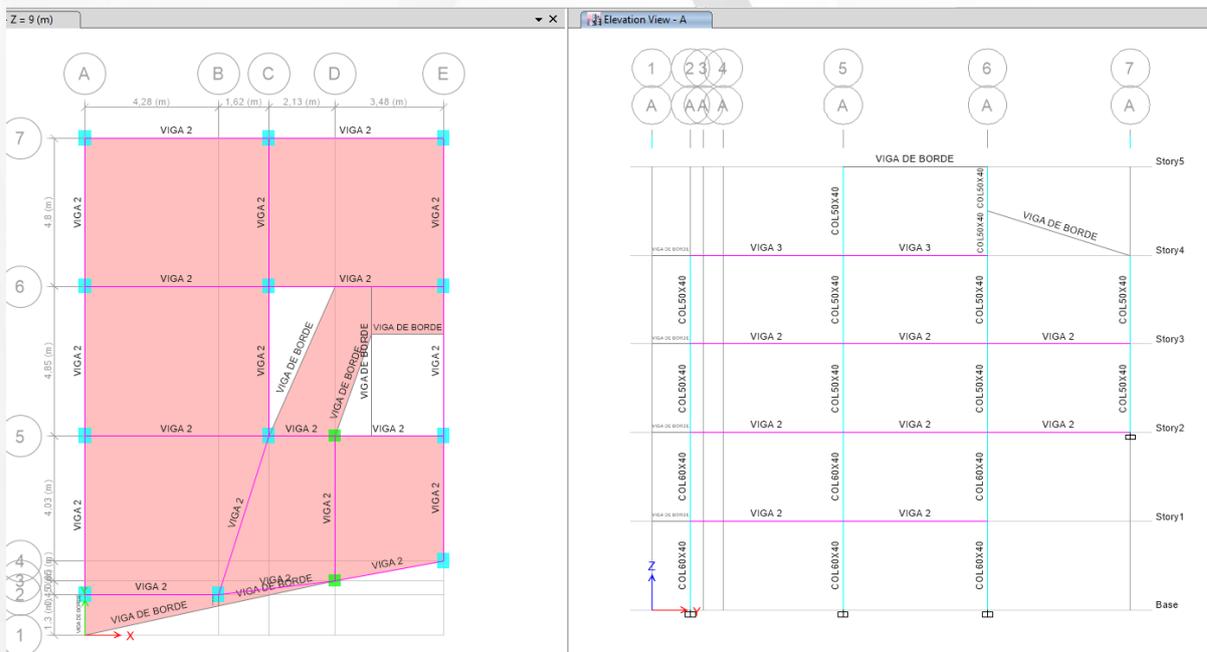
MODELO ESTRUCTURAL 3D



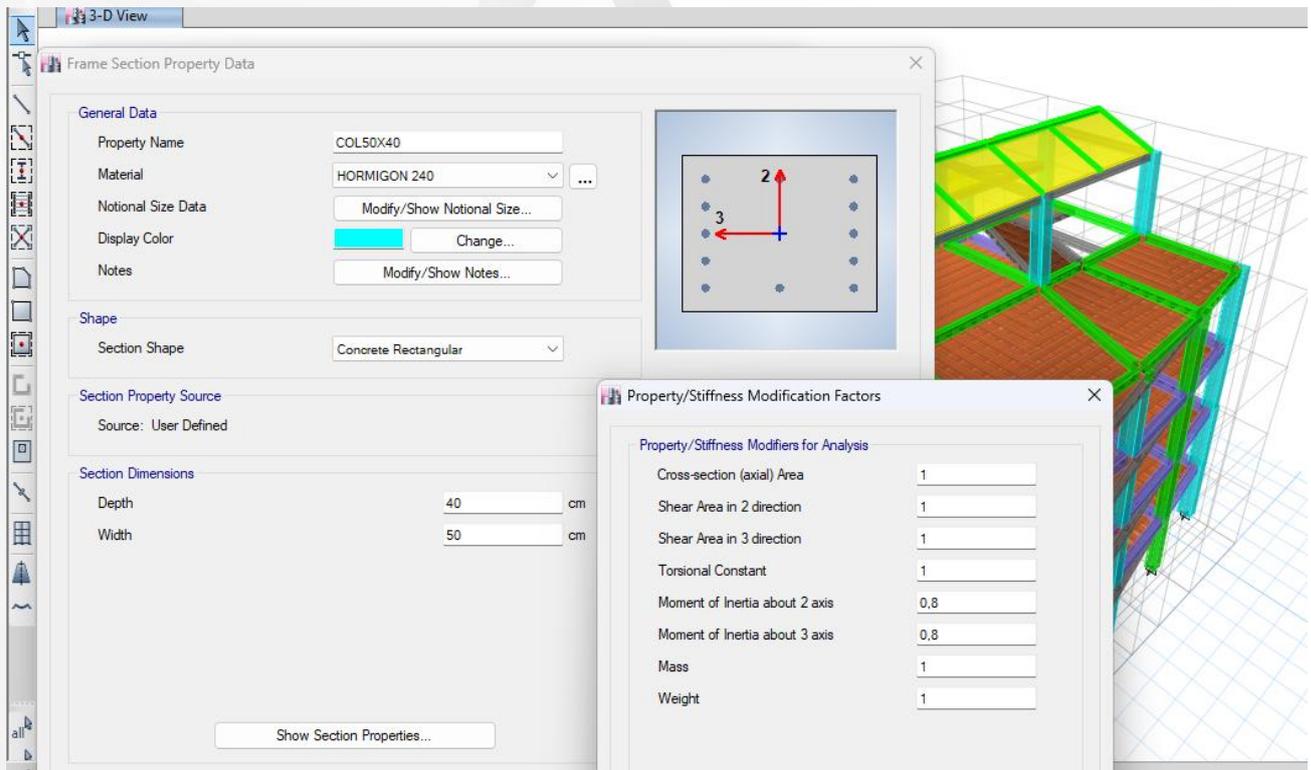
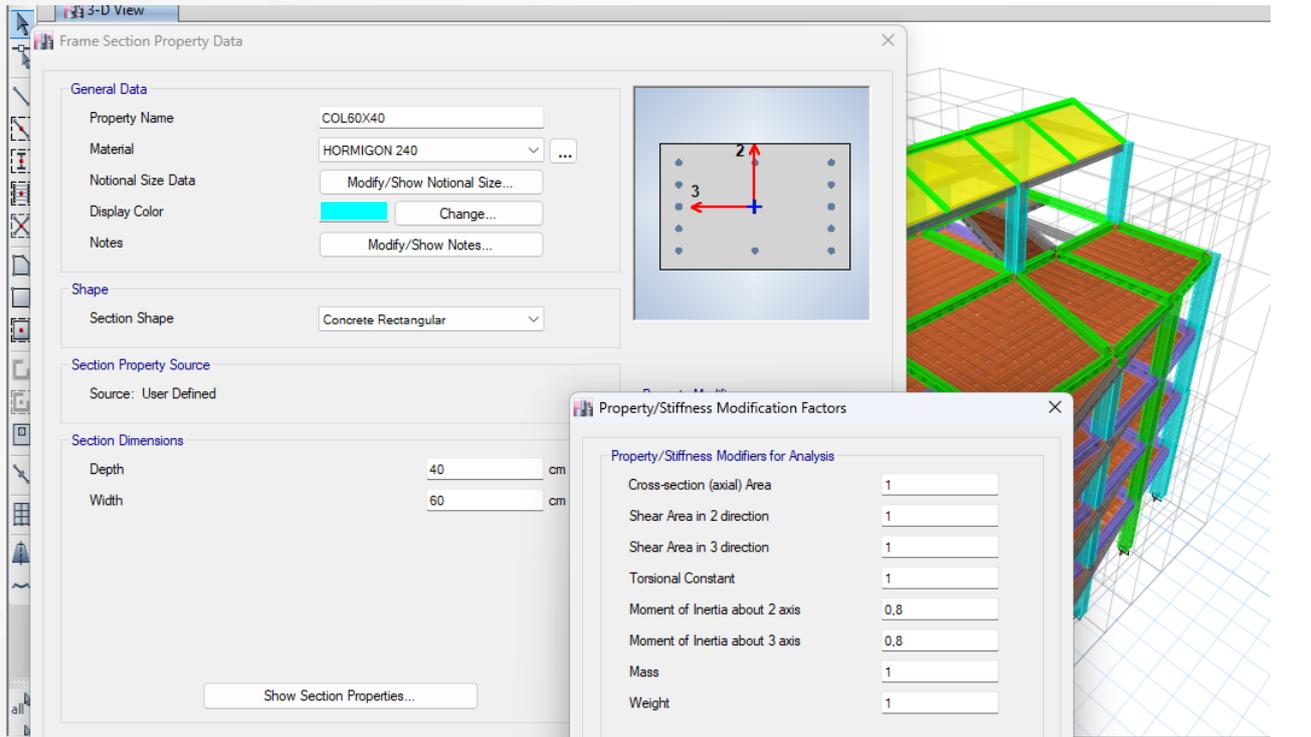
ESTADOS DE CARGA



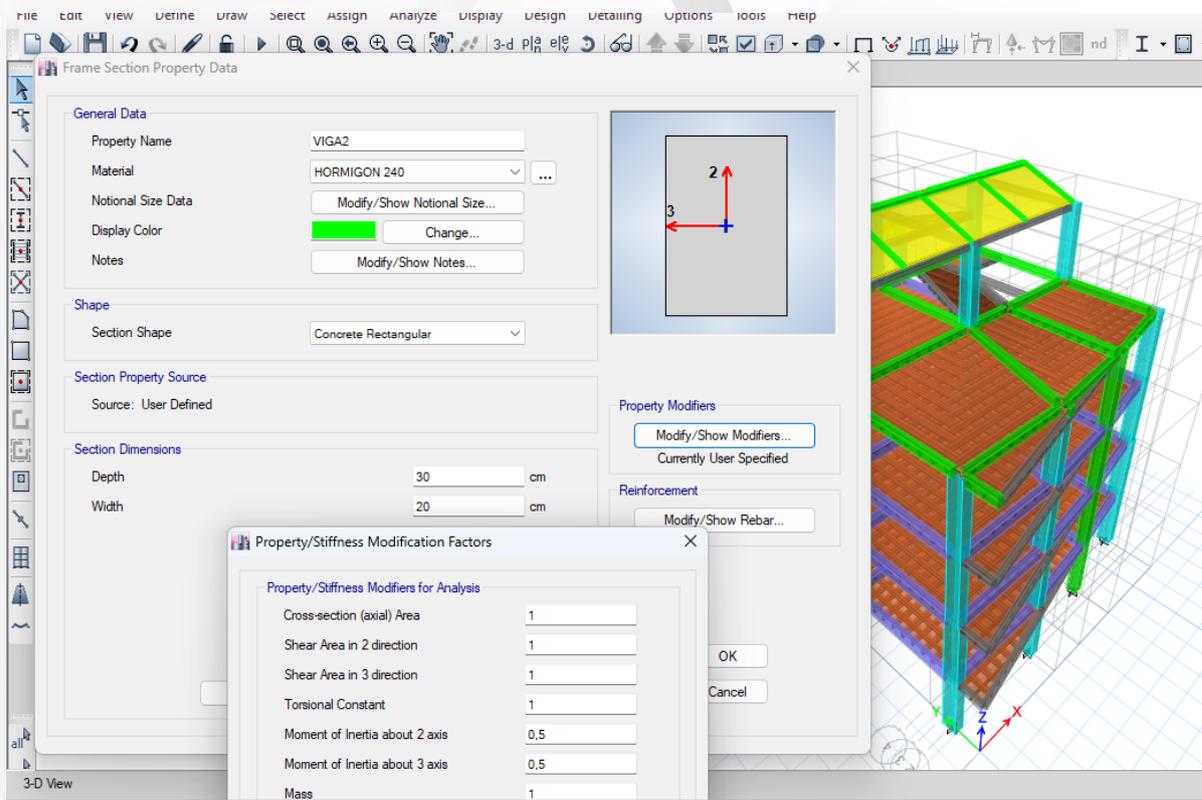
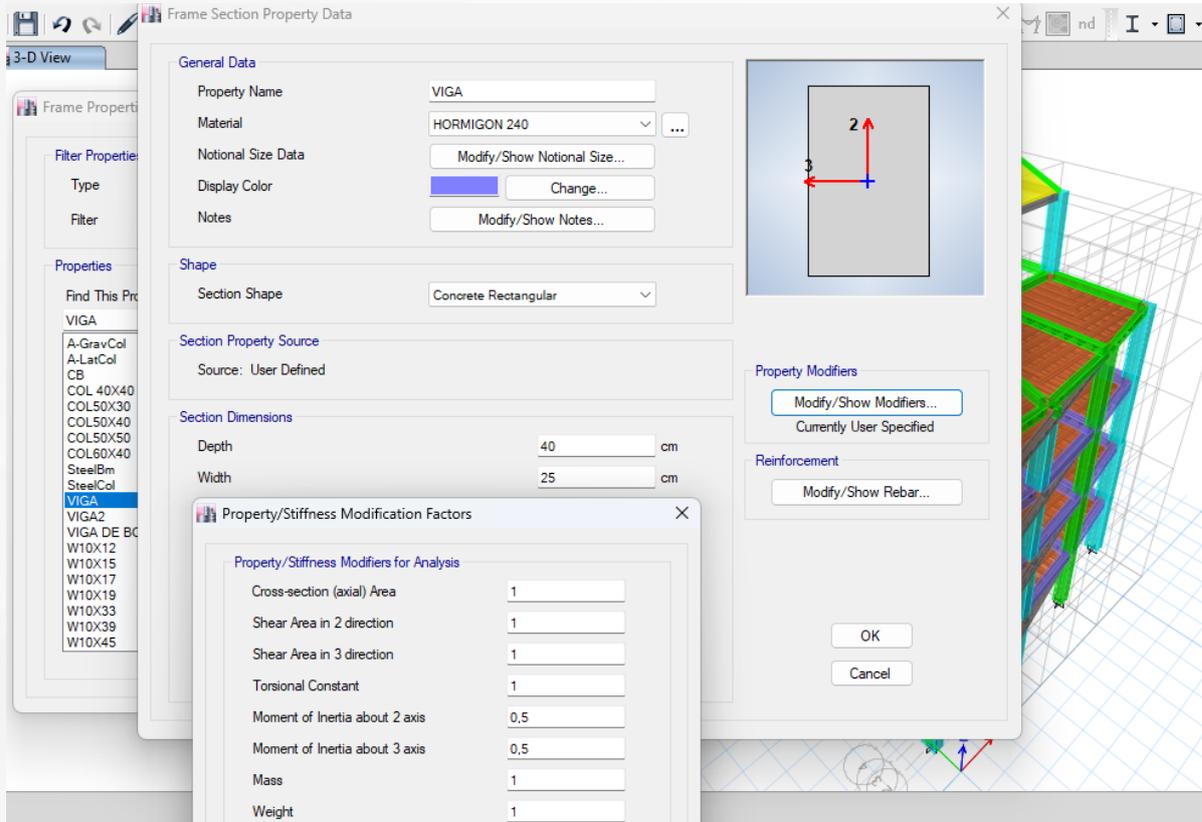
SECCIONES DE ELEMENTOS VIGAS Y COLUMNAS



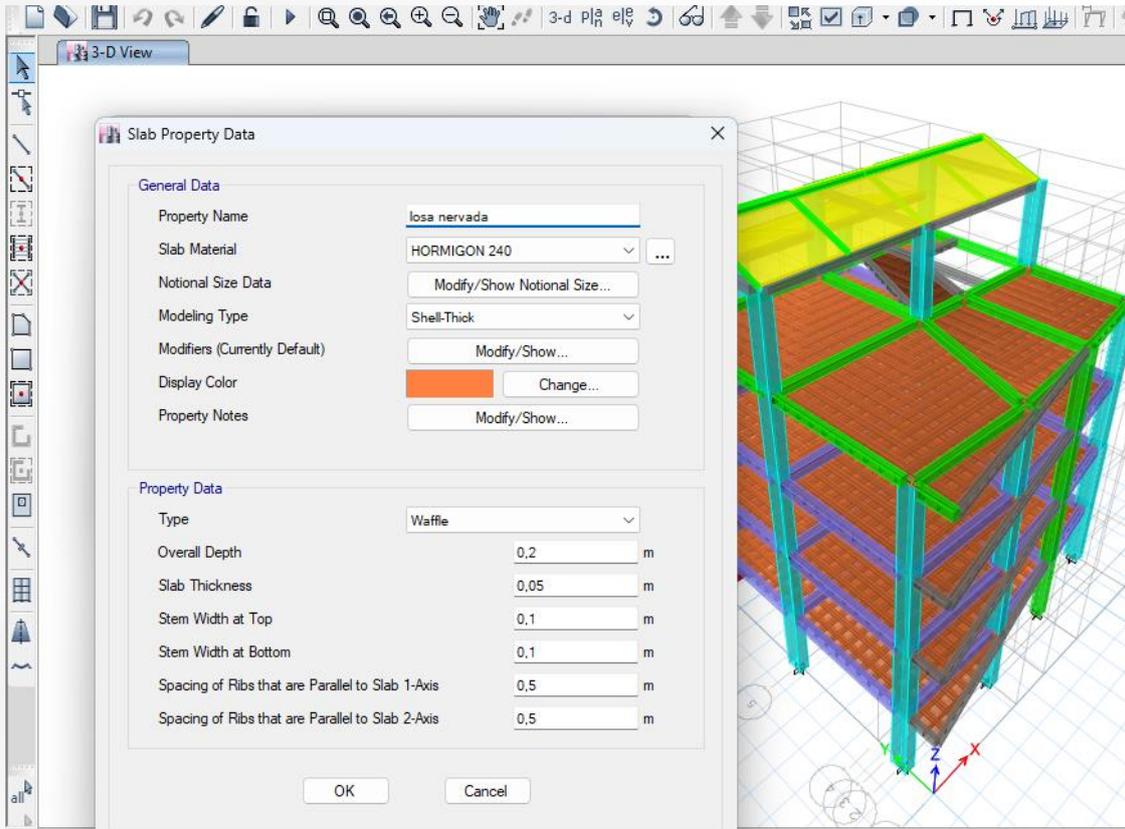
COLUMNAS HORMIGON  $f_c=240\text{kg/cm}^2$



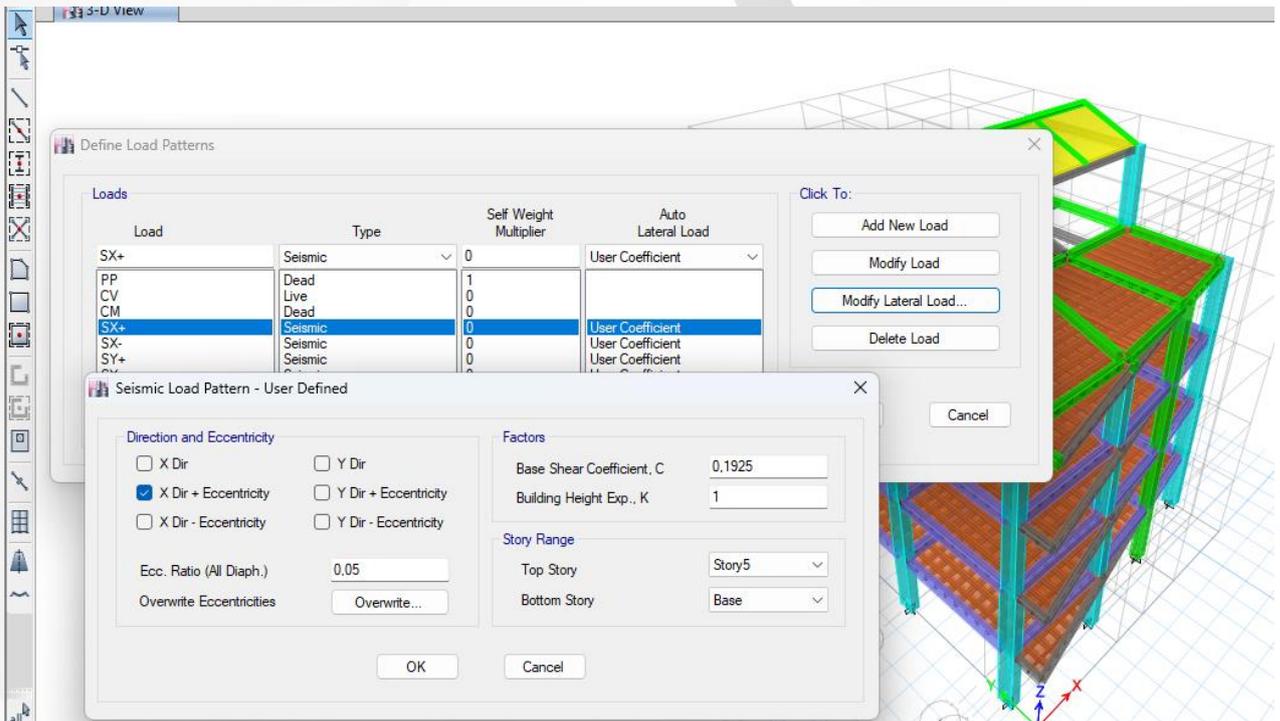
VIGAS HORMIGON  $f'c=240\text{kg/cm}^2$



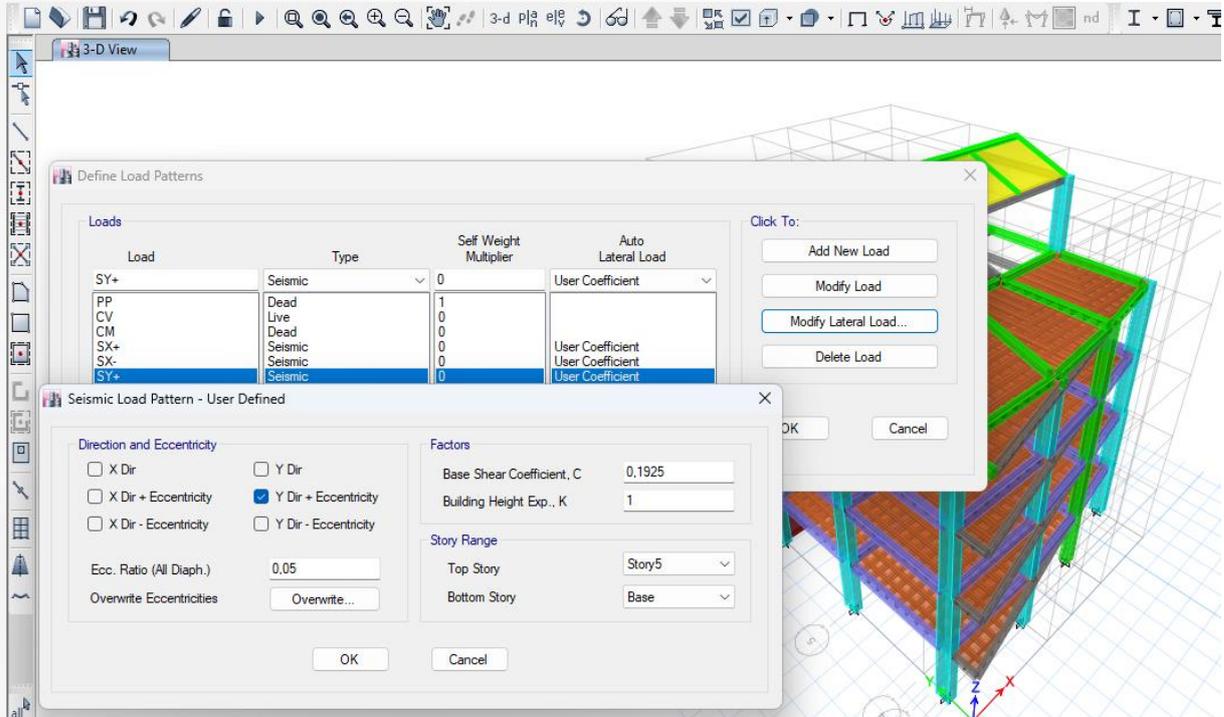
LOSAS HORMIGON  $f'c=240\text{kg/cm}^2$



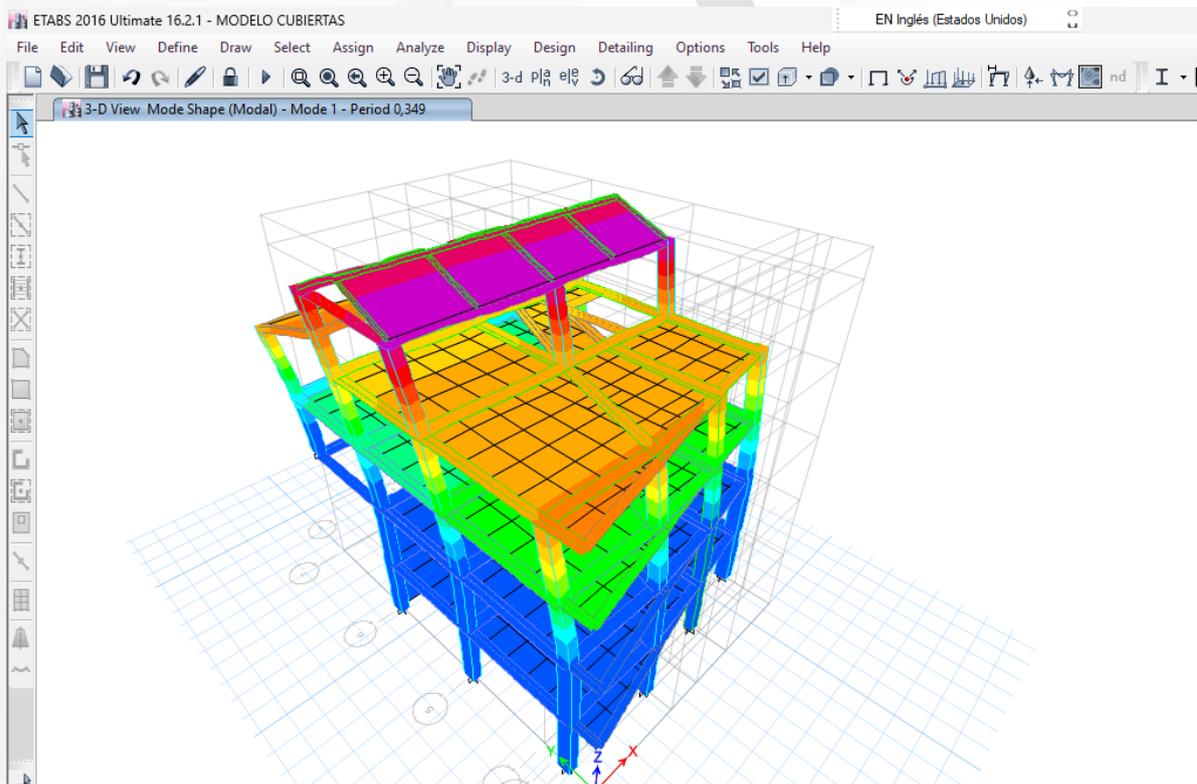
INGRESO DE PORCENTAJE DE CARGA MUERTA PARA SISMO EN X  
(CORREGIDO)



INGRESO DE PORCENTAJE DE CARGA MUERTA PARA SISMO EN Y



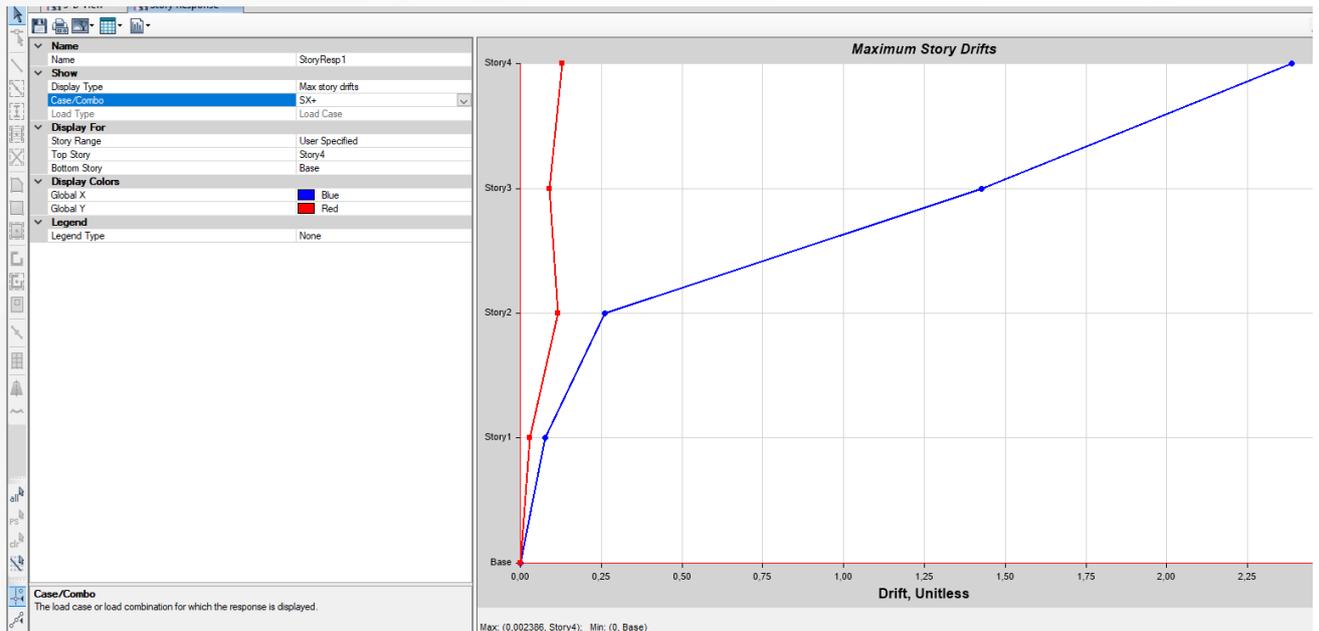
PERIODOS DE VIBRACION



**1. PERIODOS DE VIBRACION**

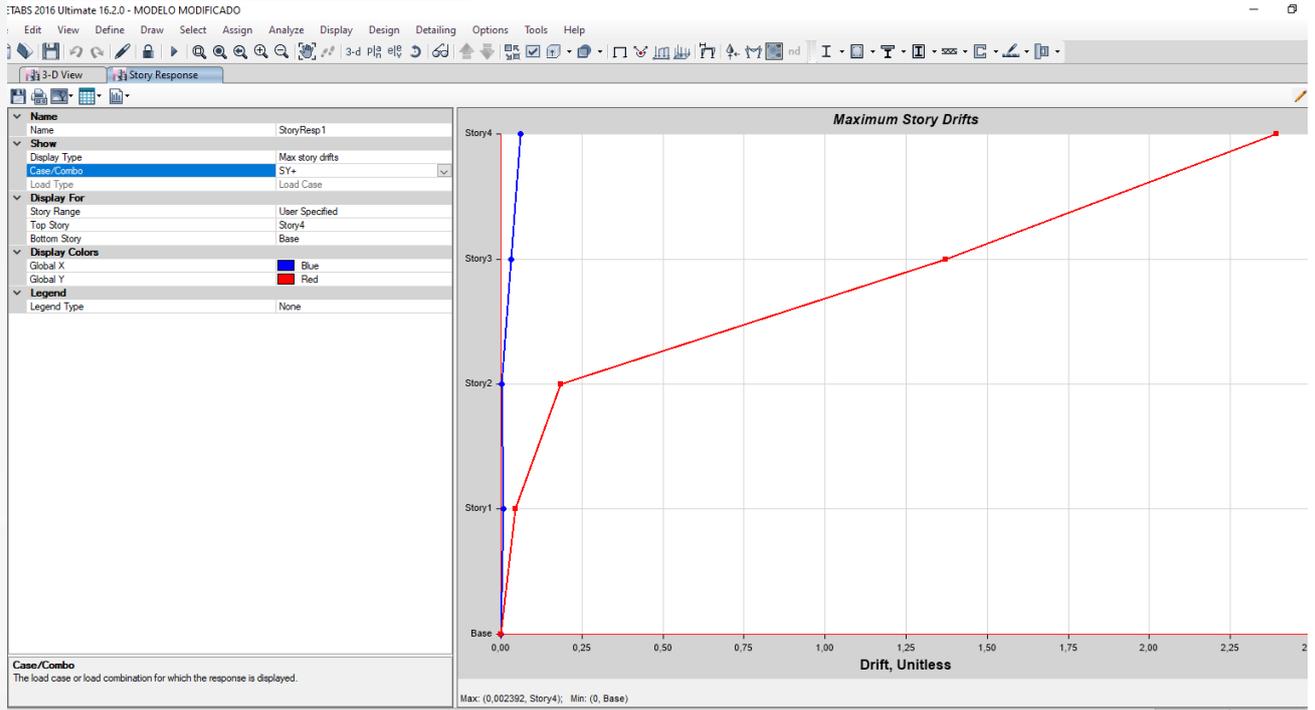
T Modal1=	0,349	
T1 caculado=	0,629	
1,3T1=	0,818	cumple

**CALCULO DE DERIVAS MAXIMAS**



**CALCULO DE DERIVA MAXIMA SENTIDO "X"**

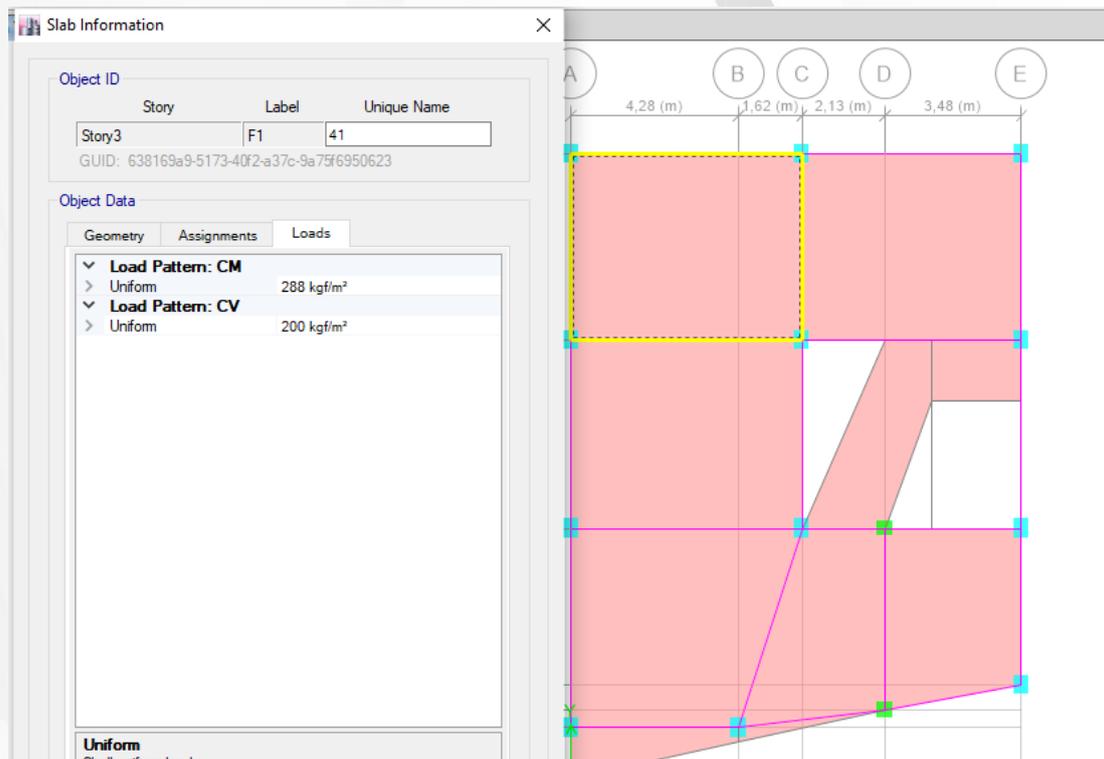
$\Delta E =$	0,002386			
$R =$	8,00			
$\Delta M = R \times 0,75 \times \Delta E$	<	0,020	<b>NEC 2015</b>	
$\Delta M =$	<b>0,014</b>	<	<b>0,020</b>	<b>OK</b>



**CALCULO DE DERIVA MAXIMA SENTIDO "Y"**

$\Delta E =$	0,002392			
$R =$	8,00			
$\Delta M = R \times 0,75 \times \Delta E$	<	0,020	NEC 2015	
$\Delta M =$	0,014	<	0,020	OK

**EVIDENCIA DE CARGA DEL MODELO**



SOLICITACIONES ENVOLVENTE

