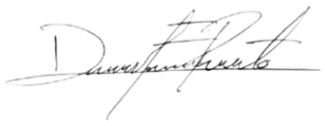
DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA ADECUACIÓN Y REMODELACIÓN DEL PARQUE PRINCIPAL MUNICIPIO DE VETAS



DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA ADECUACIÓN Y REMODELACIÓN DEL PARQUE PRINCIPAL MUNICIPIO DE VETAS

DIRIGIDO A:
MUNICIPIO DE VETAS



_____

INGENIERO DISEÑADOR:
DAVID FERNANDO FONSECA PRIETO
MAT:15202-43226 8BYC

TABLA DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES 6
2. DATOS DEL PROYECTO 6
3. MUROS DE CONTENCION 7
3.1 METODO DE DISEÑO 7
3.2 MATERIALES DE CONSTRUCCION 7
3.3. CARGAS DE DISEÑO: 7
3.3.1 Carga Peso propio 7
3.3.2 Empuje horizontal del relleno (ER) 7
3.3.3 Sobrecarga (Esc) 8
3.3.4 Empuje activo por fuerza de sismo (Efs) 8
3.3.5 Fuerza inercial por masa del muro (Em) 8
3.4. COEFICIENTES DE ZONA 8
3.5 COMBINACIONES DE CARGA (NSR-10 B.2.4) 9
3.5.1 Condición de servicio 9
3.5.2 Condición ultima 9
3.5.3 Condición extrema 9
3.6. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION 10
3.6.1 MC1-CT2 10
3.6.2 MC1 – CT1 15
3.6.3 MC2 19
3.6.4 MC3, MC5, MC6 22
3.6.5 MC4 25
4. DISEÑO ESCALERA 29
4.1 DISEÑO DE LOSA SENDERO PEATONAL 29
4.2 DISEÑO ESCALERA DE ANTEPISO 29
5. DISEÑO DE MUROS EN MAMPOSTERIA CONFINADA 31
5.1 NORMA DE DISEÑO ESTRUCTURAL 31
5.2 MÉTODO DE DISEÑO 31
5.3 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN 31
5.4 PARAMETROS SÍSMICOS 31
5.5 CARGAS DE DISEÑO 31
5.5.1 Cargas muertas 31
5.5.2 Fuerzas de viento 31
5.5.3 Fuerzas sísmicas 32
5.6 COMBINACIONES DE CARGA 32
5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL 32
5.7.1 Predimensionamiento 32

5.7.2 Columnas de confinamiento ... 33
5.7.3 Vigas de confinamiento ... 33
5.7.4 Requisitos de Análisis de diseño ... 33
6. DISEÑO DE CAFETERIA ... 35
6.1 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS ... 35
6.1.1 Secciones del pórtico ... 35
6.1.2 Apoyos ... 36
6.1.3 NE+2.40 m ... 36
6.1.4 CORTES TRANSVERSALES ... 36
6.1.5 CORTES LONGITUDINALES ... 37
6.2 CARGAS O SOLICITACIONES ... 38
6.2.1 CARGAS MUERTAS Y VIVAS: CAPITULO B.3 (NSR-10) ... 38
6.3 ESPECTRO DE DISEÑO ... 38
6.3.1 DATOS OBTENIDOS DE LA NSR-10 COLOMBIA ... 38
6.4 PROPIEDADES DEL MODELO ... 40
6.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ... 40
6.5 ESPECTRO DE DISEÑO ... 41
6.6 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN (A.3.3) ... 41
6.7 COMBINACIONES DE CARGA (NSR-10 B.2.4) ... 42
6.8 ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ... 43
6.9 CORTANTE BASAL ESTÁTICO ... 44
6.10 FACTOR DE MODIFICACIÓN ... 44
6.11 CÁLCULO DERIVA ... 46
6.12 PERIODOS DE VIBRACIÓN Y PORCENTAJES DE PARTICIPACIÓN DE MASA ... 48
6.13 CHEQUEO DE LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA ... 49
6.13.1 FUERZAS EN LOS ELEMENTOS ... 50
6.14 DISEÑO DE CIMENTACIÓN ... 52
6.14.1 REACCIONES EN LOS APOYOS B.2.4 ... 52
6.14.2 DISEÑO DE ZAPATAS ... 53
6.15 DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS ... 56
7. DISEÑO DE CONTENEDORES DE AGUA ... 11
7.1 PROPIEDADES DE MODELO ... 11
7.2 MODELO 3D ... 11
7.3 PATRONES DE CARGA ... 12
7.3 ESPECTRO DE RESPUESTA ... 12
7.4 COMBINACIONES DE CARGA ... 13
7.5 ASIGNACION DE CARGAS ... 13
7.6 CHEQUEO DE ELEMENTOS ... 16

1. GENERALIDADES

El presente proyecto consiste en el diseño de cafetería, muros de contención, mampostería confinada, losetas de antepiso, escaleras y bordillos necesarios para las obras de remodelación del parque de Vetas, Santander.

El diseño estructural se realizó por medio de hojas de cálculo teniendo en cuenta las cargas impuestas al terreno y las propiedades del mismo, con el objetivo de asegurar la estabilidad de las obras a realizar en el proyecto.

El proyecto se rige de acuerdo al reglamento colombiano de construcción Sismo Resistente NSR-10.

Los muros de contención serán en voladizo con zapata corrida a lo largo de toda la longitud del muro. La capacidad portante del terreno según el estudio de suelos no debe ser mayor a 29Ton/m2.

Las combinaciones de carga se desarrollarán usando el método de la resistencia establecido en el reglamento Colombiano NSR-10 (B.2.4).

2. DATOS DEL PROYECTO

- ✓ Grupo de uso 2, Estructuras de ocupación especial.
- ✓ Cuidad: Vetas, Santander
- ✓ Zona de amenaza sísmica: Alta
- ✓ Perfil del suelo: D

3. MUROS DE CONTENCION

3.1 METODO DE DISEÑO

Para muros de contención se requiere realizar chequeo de deslizamiento, volcamiento, y corte de muro de contención en talón y voladizo, estos cálculos se realizan por medio de estática en el punto externo del talón en sentido antihorario.
Para el diseño de muros de contención se debe realizar los chequeos necesarios para asegurar que no se rebasen los estados límites de falla, deslizamiento, volcamiento, capacidad de carga y rotura estructural con sus respectivos factores de seguridad. Estos cálculos se realizan por medio de estática en el punto externo de la base en sentido anti horario donde se consideran las cargas presentadas por la estructura, el peso del relleno seleccionado, el empuje del terreno natural y se analiza la fuerza sísmica para la carga con el método de Mononobe-Okabe.

3.2 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Concretos:
Para la estructura se requieren concretos con resistencia de 3000psi para voladizo vertical y talón de muro.
En todos los casos el uso del concreto debe basarse en los siguientes parámetros:

a) Verificar el estrato y las características generales de lugar de implementación.
b) El tamaño máximo de agregado grueso es igual a 3/4" para todas las actividades.
c) La mezcla deberá cumplir con un diseño previo a la fundida de la mezcla y comprobable con la interventoría.
d) La arena y el triturado deberán estar libres de cualquier materia orgánica, polvo, entre otros.
e) Utilizar desmoldante tipo reofinish 255 y/o equivalente.
f) Todos los elementos de concreto se deben curar durante 7 días.
g) A todos los concretos se les debe aplicar vibrado.

Acero:
En el diseño todas las barras de refuerzo son corrugadas con resistencia a la fluencia (fy) de 420MPa.

3.3. CARGAS DE DISEÑO:

Se realiza el cálculo de los muros para las siguientes cargas:

3.3.1 Carga Peso propio

Se considera el peso propio de las estructuras de concreto teniendo en cuenta su volumen y el peso unitario del concreto de 2.4 Ton/m3.

3.3.2 Empuje horizontal del relleno (ER)

Según el estudio de suelos otorgado se obtiene que el peso unitario del relleno en estado seco es de $\gamma s=1.80 Ton/m3$ y que presenta un coeficiente de presión activa de 0.259. Esta presión se determina mediante $P=Ka* \gamma s*Hs$.

3.3.3 Sobrecarga (Esc)
Para el diseño del muro se considera una sobrecarga de manera que se ejerce una presión horizontal uniforme sobre los muros. El valor de la sobrecarga considerado es de 5KN/m2.

3.3.4 Empuje activo por fuerza de sismo (Efs)
Para este item se requiere de conocer el valor del coeficiente de presión activa en condición pseudoestatica Kae=0.5 y el peso unitario del suelo en estado seco Ɣs = 1.88Ton/m3.
El empuje horizontal generado por la carga sísmica se determina mediante la diferencia de la condición activa pseudoestatica y la condición estática. Se especifica que es de tipo continuo y se determina mediante la siguiente ecuación Efs=(Kae-Ka)* Ɣs*Hs.

3.3.5 Fuerza inercial por masa del muro (Em)
El efecto que genera la masa del muro afectado por la aceleración del suelo ante algún evento sísmico se debe aplicar a este As=Fpga*PGA donde se tiene que PGA=0.25 y que Fpga es de 1.3, por lo tanto, se le aplica a la estructura una fuerza inercial por masa de muro de 0.325.

3.4. COEFICIENTES DE ZONA

Para el diseño del proyecto se tuvo en cuenta el espectro del diseño dado el municipio de Vetas, Santander con los datos obtenidos en la NSR-10, la cual nos da los siguientes datos.

DATOS OBTENIDOS DE LA NSR-10 COLOMBIA

- ✓ Aa: coeficiente de coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- ✓ Av: coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- ✓ Fa: coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debido a los efectos de sitio, adimensional.
- ✓ Fv: coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debido a los efectos de sitio, adimensional.
- ✓ I: coeficiente de importancia definido en A.2.5.2.
- ✓ Sa: valor del espectro de aceleraciones de diseño para u 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. está definido en A.2.6.1.
- ✓ Sv: valor del espectro de velocidades de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T. está definido en A.2.6.2.
- ✓ TC: periodo de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendiente del mismo.
- ✓ TL: periodo de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para periodo largos.
- ✓ TO: periodo de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.

Datos del desarrollo del Espectro de diseño del municipio Vetas.:

FACTORES DE FORMA	
Aa	0.25

Av	0.25
Ae	0.09
Ad	0.05
Grupo de uso	2
Fa	1.30
Fv	1.90
Perfil de suelo	D

3.5 COMBINACIONES DE CARGA (NSR-10 B.2.4)

A continuación, se muestran las combinaciones de carga utilizadas en este modelo.

3.5.1 Condición de servicio

Esta combinación se usa para determinar los máximos esfuerzos en el suelo en condiciones de servicio, por lo tanto, se usa la combinación de carga:

Servicio = 1.0PP + 1.0ER + 1.0Esc

3.5.2 Condición ultima

Esta combinación se realiza por el método de la resistencia que tiene el muro por la combinación:

RESISTENCIA = 1.5PP + 1.5Empuje suelo + 1.5 Empuje sobrecarga

3.5.3 Condición extrema

La importancia de esta combinación es para que la estructura tenga baja probabilidad de colapso, al verse sometida a eventos sísmicos, por lo tanto, se usa la siguiente ecuación.

EXTREMA = 1.0PP + 1.0 Empuje suelo + 1.0 Empuje sobrecarga +
1.0Empuje activo por sismo + 1.0 Fuerza inercial por masa del Muro.

3.6. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION

3.6.1 MC1-CT2

Altura de muro, propiedades del suelo, del concreto y el acero:

h [m]	2.35
Sobrecarga qok [KN/m2]	5
γ suelo [KN/m3]	18
φ °	36
δ °	24.00
θ °	0
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

3.6.1.1 PROPIEDADES Y PREDIMENSIONAMIENTO.

Se realiza el predimensionamiento del muro a partir de la altura total del muro definida por las cotas relacionadas en planos, luego se aproximan las dimensiones al mayor múltiplo de 5cm.

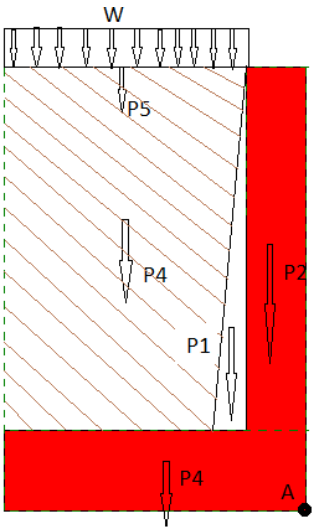
Ancho base escogido	0.350
Ancho superior muro escogido	0.250
Ancho inferior muro escogido	0.250
Largo base muro escogido	0.000
Largo talon escogido	1.250
Largo total base	1.500

3.6.1.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Seguidamente se realiza el análisis de estabilidad que contempla el volcamiento con respecto al punto A y el del deslizamiento a lo largo de la base de sustentación.

a) Volcamiento
   Evaluación de cargas verticales y su momento contra volcamiento con respecto al punto A

Cargas	[KN]	Brazo	Momento
P1	0.00	0.00	0.00
P2	12.00	0.13	1.50
P3	12.60	0.75	9.45
P4	45.00	0.88	39.38
P5	6.25	0.88	5.47
W	75.85	**Ma+**	**55.79**



Evaluación de las cargas horizontales y su momento de volcamiento con respecto al punto A. Se utiliza el procedimiento de asimilación de la sobrecarga aplicada sobre el relleno a una sobre altura del mismo relleno.

$$h' = \frac{w}{\gamma}$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma k_A (h^2 + 2hh')$$

$$p' = \gamma k_A (h + h')$$

$$Brazo = \frac{h}{3} * \frac{P_{(h+h')} + 2p'}{P_{(h+h')} + p'}$$

$$F.S. = \frac{{M_A}^+}{{M_A}^-}$$

h' [m]	0.28
Ea	15.92
p' [KN/m2]	1.30
P (h+h')	12.25
Brazo [m]	0.86
Ma-	**13.66**
Factor de seguridad	
α	**4.08**
ok F.S. >3	

El factor de seguridad al volcamiento debe ser mayor o igual a 3.0, en este caso obtenemos un valor de 4.08.

Adicionalmente, el muro puede volcarse si el estrato de soporte bajo la base de sustentación fallará; luego se debe verificar que las reacciones del terreno bajo esta base estén dentro de limites admisibles.

$$X_A = \frac{\sum M_A}{\sum F_V}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{\sum F_v}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	

Sum M (A)	42.13
X (A)	0.555
e	0.195
σ max	89.909
σ min	11.224
ok	

El esfuerzo máximo sobre la base es de 89.909KN/m2, el cual no supera los 284KN/m2 de capacidad del suelo.

b) deslizamiento
La verificación por este concepto consiste en obtener el factor de seguridad resultante de la oposición entre la fuerza de fricción en la base de sustentación y la componente horizontal del empuje.

$$F.S._{desl} = \frac{F}{Ea}$$

b) Deslizamiento - Estatico	
F	37.93
F.S.	2.38
ok desplazamiento	

El factor de seguridad al desplazamiento debe ser mayor o igual a 2.0. en este caso obtenemos un valor de 2.38.

ANALISIS POR ESTABILIDAD PSEUDO ESTATICO

$$Kh = \frac{2}{3} a_g F_a$$

$$Kh = \frac{4}{9} a_g F_a$$

$$n = \tan^{-1}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos(\emptyset - \theta - n)^2}{\cos(n)\cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + n)\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \propto - n)}{\cos(\delta + \theta + n)\cos(\alpha - \theta)}}\right)^2}$$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - Kv)$$

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_{ae}$$

$$h = \frac{E_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta E_{ae}(0.6H)}{E_{ae}}$$

$$F.S._{desl} = \frac{F}{E_{ae}}$$

a) Volcamiento - Pseudo Estatico	
Fuerzas sismicas	
Aa	0.25
Fa	1.30
φ [rads]	0.6283
δ ° [rads]	0.4189
θ [rads]	0.0000
a [rads]	0.0000
Kh	0.15
Kv	0.1
n	0.1651
Kae arriba	0.5786
Eae [KN]	25.88
ΔEae	9.97
h [m]	1.025
M Eae [KN*m]	26.52
Factor de seguridad	
α	**2.10**
ok F.S.>2	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	29.27
X (A)	0.386
e	0.364
σ max	124.202
σ min	0.016
ok	

b) Deslizamiento - Pseudo Estatico	
F	37.93
F.S.	1.47
ok desplazamiento	

Los factores de seguridad establecidos en la tabla H.6.9-1 nos indican que para el análisis estático a volcamiento debemos obtener un F.S mayor o igual a 3.0, mientras que para el análisis seudo estático a volcamiento el F.S debe ser mayor o igual a 2.0. En cuanto al análisis estático para deslizamiento el F.S. debe ser mayor o igual a 1.60, mientras que para el análisis seudo estático para deslizamiento el F.S. debe ser mayor o igual a 1.05. Con el objetivo de obtener resultados mas conservadores para el análisis estático a deslizamiento consideramos que el F.S. debe ser mayor o igual a 2.0

H.6.9 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS

Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.5.1.2 y siguientes, deben ser, como mínimo, los indicados en la tabla H.6.9-1.

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ 1/4
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Titulo C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

3.6.1.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se analizan los dos voladizos, el del muro y el del talón.

$$\mathrm{E} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - Kv)$$

$$E' = w k_A h$$

a) Muro	
E	25.88
E'	3.04
E total	**28.93**

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.17 \sqrt{f'_c} bd$$

Cortante	
V [KN]	28.93
Vu [KN]	43.39
φ Vc [KN]	99.33
OK V	

$$Mu = \emptyset \, fy \, \rho \, b \, d^2 (1 - \frac{fy \, \rho}{1.7 \, f'c})$$

Flexion	
Ma-c	19.33
φ Mn [KNm]	28.99
ρ	0.0011
φ Mn [KNm]	28.99
ρ min	0.0020
As longitudinal [mm2] cara relleno	500.00
As suministrado cara relleno	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4

Separacion	0.20

As longitudinal [mm2] cara externa	500.00
As suministrado cara externa	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.20

As transversal [mm2]	799
As suministrado	852
Cantidad	12
diametro	#3
Separacion	0.20

c) Voladizo del talon	
Cortante	
σ c-e	76.79
Vce [KN]	6.74
Vu [KN]	10.11
φ Vc [KN]	157.76
ok	

Flexion	
Mc-e	6.20
φ Mn [KNm]	9.31
ρ	0.0003
φ Mn [KNm]	9.31
ρ min	0.002

As longitudinal [mm2]	700
As suministrado [mm2]	774.00
Cantidad	6.00
diametro	#4
Separacion	0.17

As transversal [mm2]	700
As suministrado [mm2]	774.00
Cantidad	6.00
diametro	#4
Separacion	0.20

3.6.2 MC1 – CT1

3.6.2.1 PROPIEDADES Y PREDIMENSIONAMIENTO

h [m]	1.4
Sobrecarga qok [KN/m2]	5
γ suelo [KN/m3]	18

φ °	36
δ °	24.00
θ °	0
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

3.6.2.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Evaluacion de cargas verticales			
a) Volcamiento (A) Estatico			
Cargas	[KN]	Brazo	Momento
P1	0.00	0.00	0.00
P2	5.28	0.10	0.53
P3	6.12	0.43	2.60
P4	12.87	0.53	6.76
P5	3.25	0.53	1.71
W	27.52	**Ma+**	**11.59**

Evaluacion de cargas horizontales	
Asimilacion de la sobrecarga aplicada sobre el relleno	
h' [m]	0.28
Ea	6.38
p' [KN/m2]	1.30
P (h+h')	7.82
Brazo [m]	0.53
Ma-	**3.40**
Factor de seguridad	
α	**3.41**
ok F.S. >3	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	8.19
X (A)	0.298
e	0.127
σ max	61.485
σ min	3.268
ok	

b) Deslizamiento - Estatico	
F	13.76
F.S.	2.16
ok desplazamiento	

ANALISIS POR ESTABILIDAD PSEUDO ESTATICO
a) Volcamiento - Pseudo Estatico

Fuerzas sismicas	
Aa	0.15
Fa	1.5
φ [rads]	0.6283
δ ° [rads]	0.4189
θ [rads]	0.0000
a [rads]	0.0000
Kh	0.15
Kv	0.1
n	0.1651
Kae arriba	0.5786
Eae [KN]	9.19
ΔEae	2.80
h [m]	0.581
M Eae [KN*m]	5.33
Factor de seguridad	
α	**2.17**
ok F.S.>2	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	6.26
X (A)	0.227
e	0.198
σ max	77.533
σ min	0.088
ok	

b) Deslizamiento - Pseudo Estatico	
F	13.76
F.S.	1.50
ok desplazamiento	

3.6.2.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se analizan tres voladizos, el del muro, el de la base y el del talon

a) Muro	
E	9.19
E'	1.81
E total	**11.00**

Cortante	
V [KN]	11.00
Vu [KN]	16.50
φ Vc [KN]	70.11
OK V	

Flexion	
Ma-c	4.60
φ Mn [KNm]	6.90
ρ	0.0004

φ Mn [KNm]	6.90
ρ min	0.0020
As longitudinal [mm2] cara relleno	400.00
As suministrado cara relleno	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As longitudinal [mm2] cara externa	400.00
As suministrado cara externa	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As transversal [mm2]	336
As suministrado	426
Cantidad	6
diametro	#3
Separacion	0.25

c) Voladizo del talon	
Cortante	
σ c-e	47.79
Vce [KN]	4.21
Vu [KN]	6.31
φ Vc [KN]	128.54
ok	

Flexion	
Mc-e	1.42
φ Mn [KNm]	2.13
ρ	0.0001
φ Mn [KNm]	2.13
ρ min	0.002

As longitudinal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.20

As transversal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.25

3.6.3 MC2

3.6.3.1 PROPIEDADES Y PREDIMENSIONAMIENTO

h [m]	1
Sobrecarga qok [KN/m2]	10
γ suelo [KN/m3]	18
φ °	36
δ °	24.00
θ °	0
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

Ancho base escogido	0.300
Ancho superior muro escogido	0.200
Ancho inferior muro escogido	0.200
Largo base muro escogido	0.000
Largo talon escogido	0.500
Largo total base	0.700

3.6.3.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD

ANALISIS POR ESTABILIDAD ESTATICO
Evaluacion de cargas verticales

a) Volcamiento (A) Estatico			
Cargas	[KN]	Brazo	Momento
P1	0.00	0.00	0.00
P2	3.36	0.10	0.34
P3	5.04	0.35	1.76
P4	6.30	0.45	2.84
P5	5.00	0.45	2.25
W	19.70	**Ma+**	**7.19**

Evaluacion de cargas horizontales

Asimilacion de la sobrecarga aplicada sobre el relleno	
h' [m]	0.56
Ea	4.92
p' [KN/m2]	2.59
P (h+h')	7.25
Brazo [m]	0.42
Ma-	**2.07**
Factor de seguridad	
α	**3.47**
ok F.S. >3	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	

Sum M (A)	5.11
X (A)	0.260
e	0.090
σ max	49.963
σ min	6.322
ok	

b) Deslizamiento - Estatico	
F	9.85
F.S.	2.00
ok desplazamiento	

ANALISIS POR ESTABILIDAD PSEUDO ESTATICO

a) Volcamiento - Pseudo Estatico	
Fuerzas sismicas	
Aa	0.15
Fa	1.5
φ [rads]	0.6283
δ ° [rads]	0.4189
θ [rads]	0.0000
a [rads]	0.0000
Kh	0.15
Kv	0.1
n	0.1651
Kae arriba	0.5786
Eae [KN]	4.69
ΔEae	-0.23
h [m]	0.320
M Eae [KN*m]	1.50
Factor de seguridad	
α	**4.79**
ok F.S.>2	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	5.69
X (A)	0.289
e	0.061
σ max	42.956
σ min	0.169
ok	

b) Deslizamiento - Pseudo Estatico	
F	9.85
F.S.	2.10
ok desplazamiento	

3.6.3.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se analizan tres voladizos, el del muro, el de la base y el del talon

a) Muro	
E	4.69
E'	2.59
E total	**7.28**

Cortante	
V [KN]	7.28
Vu [KN]	10.91
φ Vc [KN]	70.11
OK V	

Flexion	
Ma-c	2.51
φ Mn [KNm]	3.76
ρ	0.0002
φ Mn [KNm]	3.76
ρ min	0.0020
As longitudinal [mm2] cara relleno	400.00
As suministrado cara relleno	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As longitudinal [mm2] cara externa	400.00
As suministrado cara externa	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As transversal [mm2]	240
As suministrado	284
Cantidad	4
diametro	#3
Separacion	0.28

c) Voladizo del talon	
Cortante	
σ c-e	37.49
Vce [KN]	3.95
Vu [KN]	5.92
φ Vc [KN]	128.54
ok	

Flexion	
Mc-e	0.74
φ Mn [KNm]	1.11

ρ	0.0001
φ Mn [KNm]	1.11
ρ min	0.002

As longitudinal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.20

As transversal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.25

3.6.4 MC3, MC5, MC6

3.6.4.1 PROPIEDADES Y PREDIMENSIONAMIENTO

h [m]	1.8
Sobrecarga qok [KN/m2]	5
γ suelo [KN/m3]	18
φ °	36
δ °	24.00
θ °	0
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

Ancho base escogido	0.300
Ancho superior muro escogido	0.200
Ancho inferior muro escogido	0.200
Largo base muro escogido	0.000
Largo talon escogido	0.900
Largo total base	1.100

3.6.4.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD

ANALISIS POR ESTABILIDAD ESTATICO
Evaluacion de cargas verticales

a) Volcamiento (A) Estatico			
Cargas	[KN]	Brazo	Momento
P1	0.00	0.00	0.00
P2	7.20	0.10	0.72

P3	7.92	0.55	4.36
P4	24.30	0.65	15.80
P5	4.50	0.65	2.93
W	43.92	**Ma+**	**23.80**

Evaluacion de cargas horizontales

Asimilacion de la sobrecarga aplicada sobre el relleno	
h' [m]	0.28
Ea	9.88
p' [KN/m2]	1.30
P (h+h')	9.69
Brazo [m]	0.67
Ma-	**6.63**
Factor de seguridad	
α	**3.59**
ok F.S. >3	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	17.17
X (A)	0.391
e	0.159
σ max	74.585
σ min	5.269
ok	

b) Deslizamiento - Estatico	
F	21.96
F.S.	2.22
ok desplazamiento	

ANALISIS POR ESTABILIDAD PSEUDO ESTATICO

a) Volcamiento - Pseudo Estatico	
Fuerzas sismicas	
Aa	0.15
Fa	1.5
φ [rads]	0.6283
δ ° [rads]	0.4189
θ [rads]	0.0000
a [rads]	0.0000
Kh	0.15
Kv	0.1
n	0.1651
Kae arriba	0.5786
Eae [KN]	15.18
ΔEae	5.30
h [m]	0.768
M Eae [KN*m]	11.66
Factor de seguridad	

α	**2.04**
ok F.S.>2	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	12.14
X (A)	0.276
e	0.274
σ max	99.508
σ min	0.050
ok	

b) Deslizamiento - Pseudo Estatico	
F	21.96
F.S.	1.45
ok desplazamiento	

3.6.4.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se analizan tres voladizos, el del muro, el de la base y el del talón

a) Muro	
E	15.18
E'	2.33
E total	**17.52**

Cortante	
V [KN]	17.52
Vu [KN]	26.27
φ Vc [KN]	70.11
OK V	

Flexion	
Ma-c	9.18
φ Mn [KNm]	13.77
ρ	0.0008
φ Mn [KNm]	13.77
ρ min	0.0020
As longitudinal [mm2] cara relleno	400.00
As suministrado cara relleno	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As longitudinal [mm2] cara externa	400.00
As suministrado cara externa	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As transversal [mm2]	432

As suministrado	568
Cantidad	8
diametro	#3
Separacion	0.24

c) Voladizo del talon	
Cortante	
σ c-e	61.98
Vce [KN]	5.02
Vu [KN]	7.53
φ Vc [KN]	128.54
ok	

Flexion	
Mc-e	3.18
φ Mn [KNm]	4.77
ρ	0.0003
φ Mn [KNm]	4.77
ρ min	0.002

As longitudinal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.20

As transversal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.25

3.6.5 MC4

3.6.5.1 PROPIEDADES Y PREDIMENSIONAMIENTO

h [m]	1
Sobrecarga qok [KN/m2]	5
γ suelo [KN/m3]	18
φ °	36
δ °	24.00
θ °	0
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

Ancho base escogido	0.300
Ancho superior muro escogido	0.200
Ancho inferior muro escogido	0.200
Largo base muro escogido	0.000
Largo talon escogido	0.400
Largo total base	0.600

3.6.5.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD

ANALISIS POR ESTABILIDAD ESTATICO

Evaluacion de cargas verticales

a) Volcamiento (A) Estatico			
Cargas	[KN]	Brazo	Momento
P1	0.00	0.00	0.00
P2	3.36	0.10	0.34
P3	4.32	0.30	1.30
P4	5.04	0.40	2.02
P5	2.00	0.40	0.80
W	14.72	**Ma+**	**4.45**

Evaluacion de cargas horizontales

Asimilacion de la sobrecarga aplicada sobre el relleno	
h' [m]	0.28
Ea	3.63
p' [KN/m2]	1.30
P (h+h')	5.96
Brazo [m]	0.39
Ma-	**1.42**
Factor de seguridad	
α	**3.12**
ok F.S. >3	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	3.02
X (A)	0.205
e	0.095
σ max	47.742
σ min	1.325
ok	

b) Deslizamiento - Estatico	
F	7.36
F.S.	2.03
ok desplazamiento	

ANALISIS POR ESTABILIDAD PSEUDO ESTATICO

a) Volcamiento - Pseudo Estatico
Fuerzas sismicas

Aa	0.15
Fa	1.5
φ [rads]	0.6283
δ ° [rads]	0.4189
θ [rads]	0.0000
a [rads]	0.0000
Kh	0.15
Kv	0.1
n	0.1651
Kae arriba	0.5786
Eae [KN]	4.69
ΔEae	1.06
h [m]	0.394
M Eae [KN*m]	1.85
Factor de seguridad	
α	**2.41**
ok F.S.>2	

Revision por capacidad Portante	
Sumatoria de momentos	
Sum M (A)	2.60
X (A)	0.177
e	0.123
σ max	54.751
σ min	0.130
ok	

b) Deslizamiento - Pseudo Estatico	
F	7.36
F.S.	1.57
ok desplazamiento	

3.6.5.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Se analizan tres voladizos, el del muro, el de la base y el del talon

a) Muro	
E	4.69
E'	1.30
E total	**5.98**

Cortante	
V [KN]	5.98
Vu [KN]	8.97
φ Vc [KN]	70.11
OK V	

Flexion	
Ma-c	1.86
φ Mn [KNm]	2.79
ρ	0.0002
φ Mn [KNm]	2.79

ρ min	0.0020
As longitudinal [mm2] cara relleno	400.00
As suministrado cara relleno	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As longitudinal [mm2] cara externa	400.00
As suministrado cara externa	426.00
Cantidad	6.00
diametro	#3
Separacion	0.17

As transversal [mm2]	240
As suministrado	355
Cantidad	5
diametro	#3
Separacion	0.21

c) Voladizo del talon	
Cortante	
σ c-e	32.27
Vce [KN]	3.20
Vu [KN]	4.80
φ Vc [KN]	128.54
ok	

Flexion	
Mc-e	0.48
φ Mn [KNm]	0.72
ρ	0.0000
φ Mn [KNm]	0.72
ρ min	0.002

As longitudinal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.20

As transversal [mm2]	600
As suministrado [mm2]	645.00
Cantidad	5.00
diametro	#4
Separacion	0.25

4. DISEÑO ESCALERA

4.1 DISEÑO DE LOSA SENDERO PEATONAL.

En este capítulo se encuentra el diseño de escalera de ante piso para el parque principal, de acuerdo al estudio de suelos a nivel superficial se encuentra un suelo orgánico entre 10 y 50cm. Debido a que se tiene estrato compuesto orgánico se debe cambiar a un material de mejores condiciones. Se recomienda usar un suelo mejorado compactado al 90% que es una capacidad por encima de la actual en el terreno, dicha condición debe ser avalada por el geotecnista. Entre esta capa y la escalera de antepiso se le coloca una capa de solado de limpieza de 5cm.
Con base en lo anterior, y usando las recomendaciones de la NSR-10 se tiene como resistencia del suelo subbase 5.0 Ton/m2.

Por consiguiente, el esfuerzo dado al terreno de fundación será:

$$\sigma = \frac{W}{A}$$

Para el diseño de la losa se tomará como modelo una viga simplemente apoyada con una carga distribuida de 0.5Ton/m2 y longitud de 1 metro.

4.2 DISEÑO ESCALERA DE ANTEPISO

L de diseño [m]	1
f'c [KN/m2]	21000
fy [KN/m2]	420000

Dimensiones Losa maciza	
simplemente apoyados	
hplaca escogida	0.1
recubrimiento [m]	0.02
Diametro de varillas de refuerzo	
db [m]	0.012
d[m]	0.0740
b [m]	1

$$Wu = 1.2(Wacabados + Peso\ Placa) + 1.6(Wviva)$$

W Viva [KN/m2]	5
W Acabados [KN/m2]	1
Peso placa [KN/M2]	2.40

$$Mu = W\frac{h^2}{2}$$

Wu [KN/m]	12.08
Mu [KNm]	6.04

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset b d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}}\right)$$

$$As = \rho b d$$

φ	0.9
Rn max	8925
Rn	1225.5499
ρ	0.0030257
ρ minima	0.002

Acero en la direccion mas corta	
As [m2/m]	0.0002239
As [mm2/m]	223.90022
Espac max	0.3
Acero suministrado según tabla	
barras	7MM
Area barra	38.48
Espaciamiento	0.15
Cantidad	6.67
Acero suministrado	256.53

Acero en la direccion mas larga	
Acero de retraccion y temperatura	
Smax	0.4500
Area [m2/m]	0.0001332
Area [mm2/m]	133.2
Acero suministrado según tabla	
barras	7MM
Area barra	38.48
Espaciamiento	0.15
Cantidades	6.67
Acero suministrado	256.53333

5. DISEÑO DE MUROS EN MAMPOSTERIA CONFINADA

En la construcción del parque principal ubicado en el municipio de Vetas, departamento de Santander, basados en los diseños arquitectónicos se realizará la construcción de muros en mampostería confinada.

5.1 NORMA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño se determina bajo los requerimientos mínimos exigidos en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

5.2 MÉTODO DE DISEÑO

Para este tipo de mampostería estructural se debe revisar los requisitos generales para los elementos de confinamiento, columnas de confinamiento, vigas y requerimientos de análisis y diseño.

5.3 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Densidad mampostería	18KN/m3
Densidad del concreto	24KN/m3
Solados	17Mpa
Ciclopeos 60-40	17Mpa
Vigas	21Mpa
Columnas	21Mpa
Acero (fy)	420Mpa

F’m: resistencia a la compresión de la mampostería = 5Mpa

5.4 PARAMETROS SÍSMICOS

Aa	0.25
Av	0.25
Ae	0.09
Ad	0.05
Grupo de uso	2
Fa	1.30
Fv	1.90
Perfil de suelo	D

5.5 CARGAS DE DISEÑO

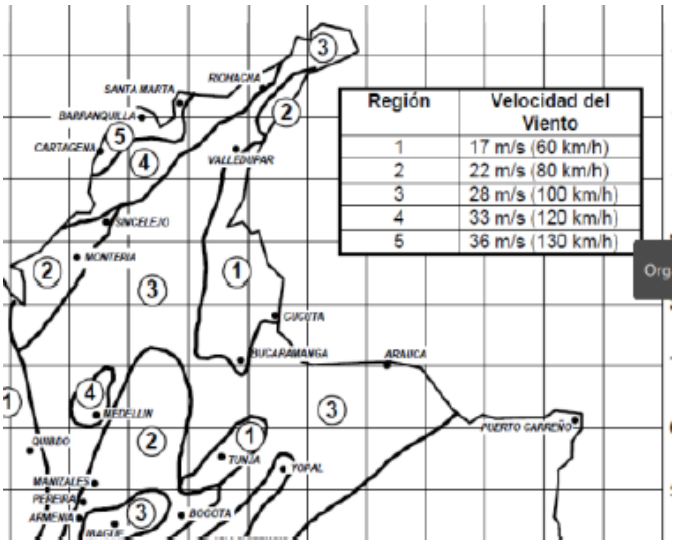
Se realiza el cálculo de muros confinados para las siguientes cargas:

5.5.1 Cargas muertas

En las cargas muertas se consideraron únicamente aquellas que se deben al peso propio de los elementos que constituyen el muro.

5.5.2 Fuerzas de viento

La fuerza producida por el viento en muro se calculo de acuerdo con la NSR-10 titulo B6.
Según la figura B.6.4.1 zona de amenaza eólica se encuentra en la región 1.



Región	Velocidad del Viento
1	17 m/s (60 km/h)
2	22 m/s (80 km/h)
3	28 m/s (100 km/h)
4	33 m/s (120 km/h)
5	36 m/s (130 km/h)

V: Velocidad del viento 60Km/h
Fh: Fuerzas de viento 0.45KN/m2

5.5.3 Fuerzas sísmicas

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas se consideraron las masas aferentes en cada nodo obteniéndose:

$$Vs = Sa * g * M$$
$$Fs = Sa * g * M$$
$$Fs = 2.5 * Aa * Fa * I * g * M$$

Donde:
Sa: Valor del espectro de aceleración
Aa: Aceleracion efectiva
Fa: Coeficiente de amplificación
I: Importancia
Peso: g*M
R: Coeficiente de reducción sísmica R=2.5

5.6 COMBINACIONES DE CARGA

1.4D
1.2D
1.2D+0.333EX+0.1EY
1.2D+0.1EX+0.333EY
0.9D
0.9D+0.333EX+0.1EY
0.9D+0.1EX+0.333EY

5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.7.1 Predimensionamiento

	base	altura
VIGA CIMENTACION	0.30	0.30
VIGA CONFINAMIENTO	0.15	0.15
COLUMNETAS	0.15	0.15
ESPESOR DE MURO	0.15	

5.7.2 Columnas de confinamiento

COLUMNETA	
base [m]	0.15
altura[m]	0.15
area [m2]	0.0225

Refuerzo longitudinal	
ρ min	0.0075
Area de refuerzo [mm2]	168.75
Cantidad de barras	4
Barras	#3
Refuerzo suministrado [mm2]	284

Refuerzo Transversal	
No confinado	
Barras	#2
Separacion [m]	0.2
Confinado	
Barras	#2
Separacion [m]	0.1
Long confinada	0.45

5.7.3 Vigas de confinamiento

VIGA DE CONFINAMIENTO	
base [m]	0.15
altura[m]	0.15
area [m2]	0.0225

Refuerzo longitudinal	
ρ min	0.0033
Área de refuerzo [mm2]	74.25
Cantidad de barras	2
Barras	#3
Refuerzo suministrado [mm2]	142

Refuerzo Transversal	
Barras	#3
Separación [m]	0.2

5.7.4 Requisitos de Análisis de diseño

φ compresion	0.65
φ traccion	0.85
φ flexion	0.85
φ cortante	0.85

$$P_{nc} = 0.80[0.85f'_c(A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Aci	0.0225
Ast	0.000516
Pnc [KN]	487.30752

Resistencia nominal a la compresion de la mamposteria

$$P_{nd} = 0.80(0.80f'_m(A_{md})R_e)$$

f'm [KN/m2]	5
Amd [m2]	0.405
Re1	0.92
Re2	3.24
Pnd [KN]	1.19232

Resistencia a flexo compresion despreciando la contribucion de la mamposteria

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui}$$

Pu [KN]	59.26
Mu [KN*m]	0.2262248
Vu [KN]	0.455
Puc [KN]	29.63
Puc<Pnc	

Resistencia a flexo compresion teniendo en cuenta la distribucion de la mamposteria

$$A_{se} = \left(\frac{A_s f_y + P_u}{f_y}\right)$$

$$M_n = A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

As [m2]	0.000258
a [m]	0.1125
d[m]	0.12
Ase [m2]	0.000399095
Mn [KN*m]	10.69
Mu<Mn	

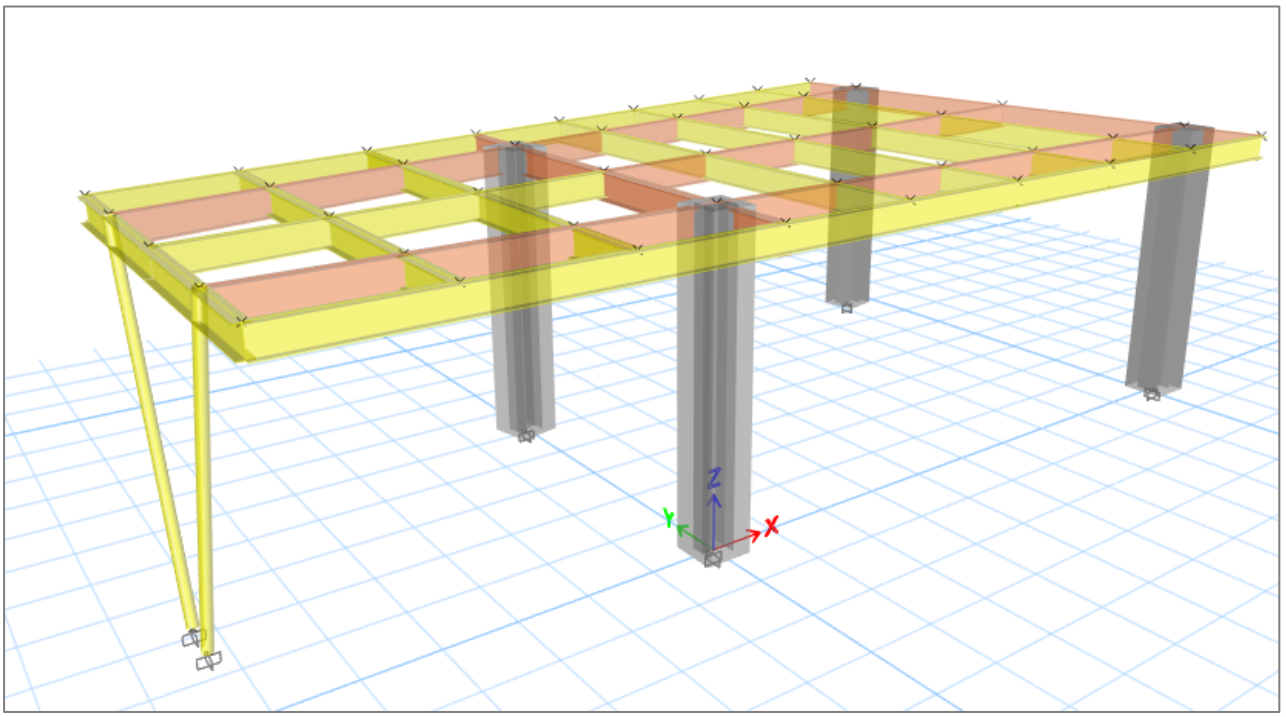
Diseño a cortante del muro en la direccion paralela a su plano

$$V_n = \left(\frac{1}{12}\sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e}\right) A_{mv}$$

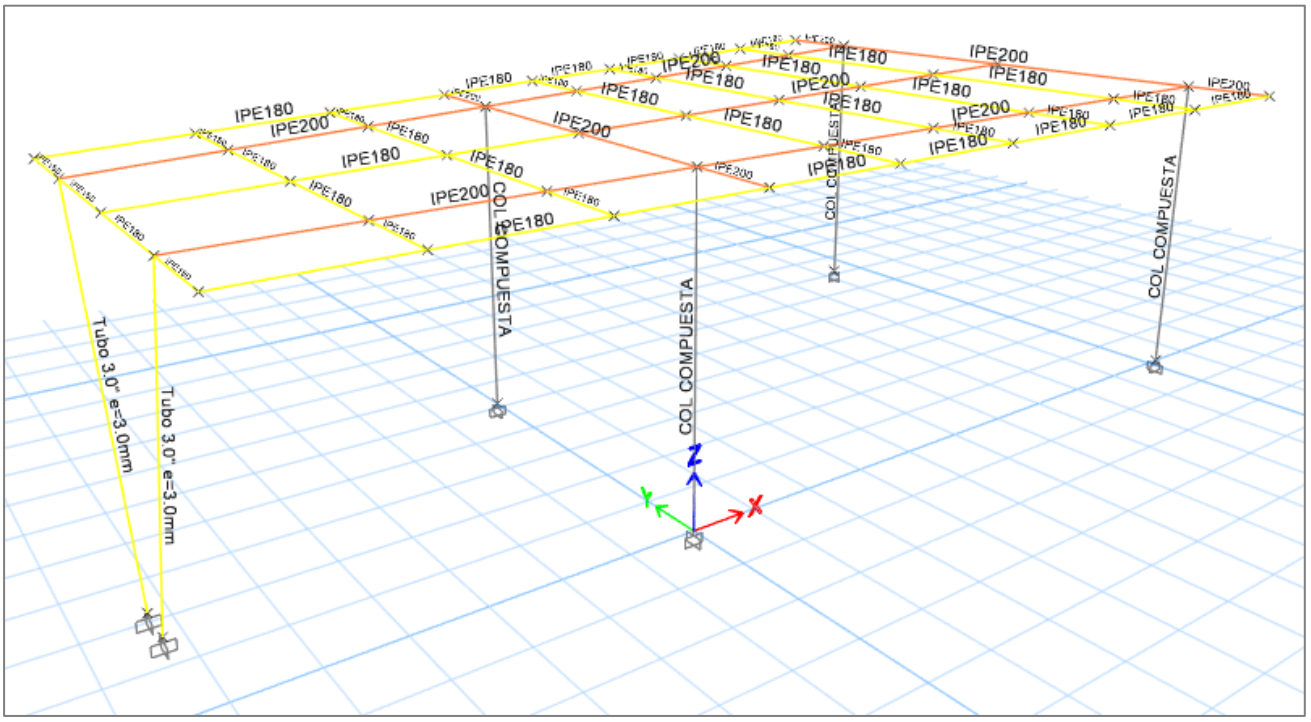
Vn	36.72
Vu<Vn	

6. DISEÑO DE CAFETERIA

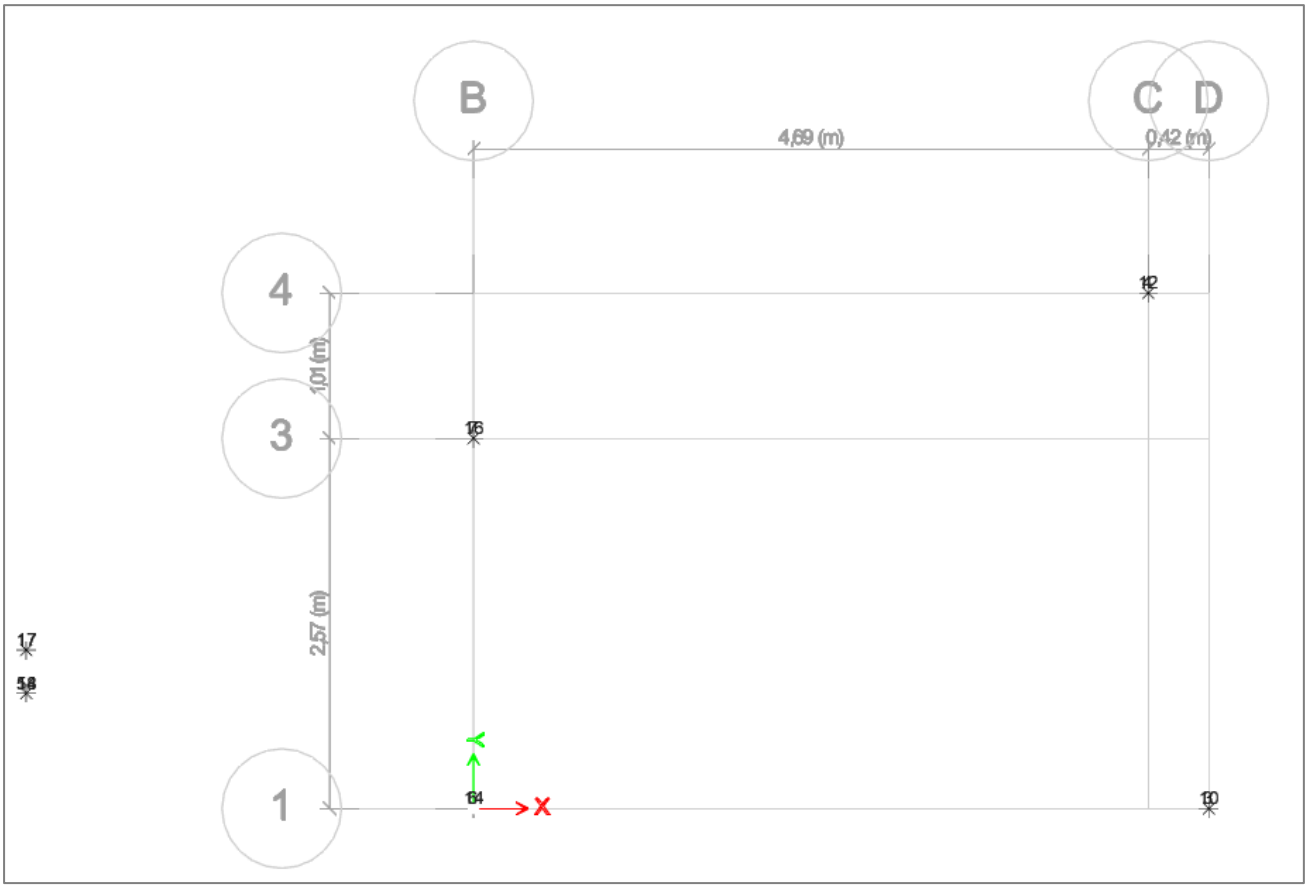
6.1 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS



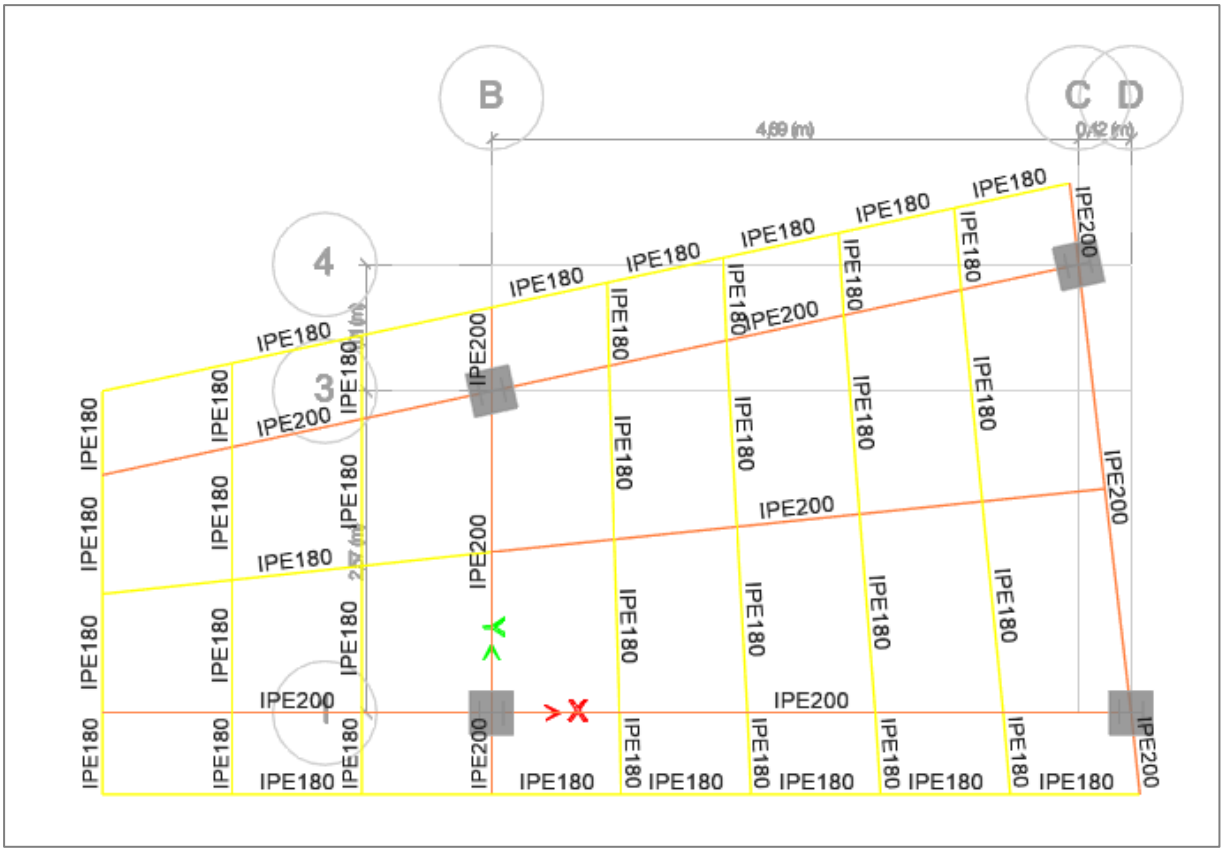
6.1.1 Secciones del pórtico



6.1.2 Apoyos



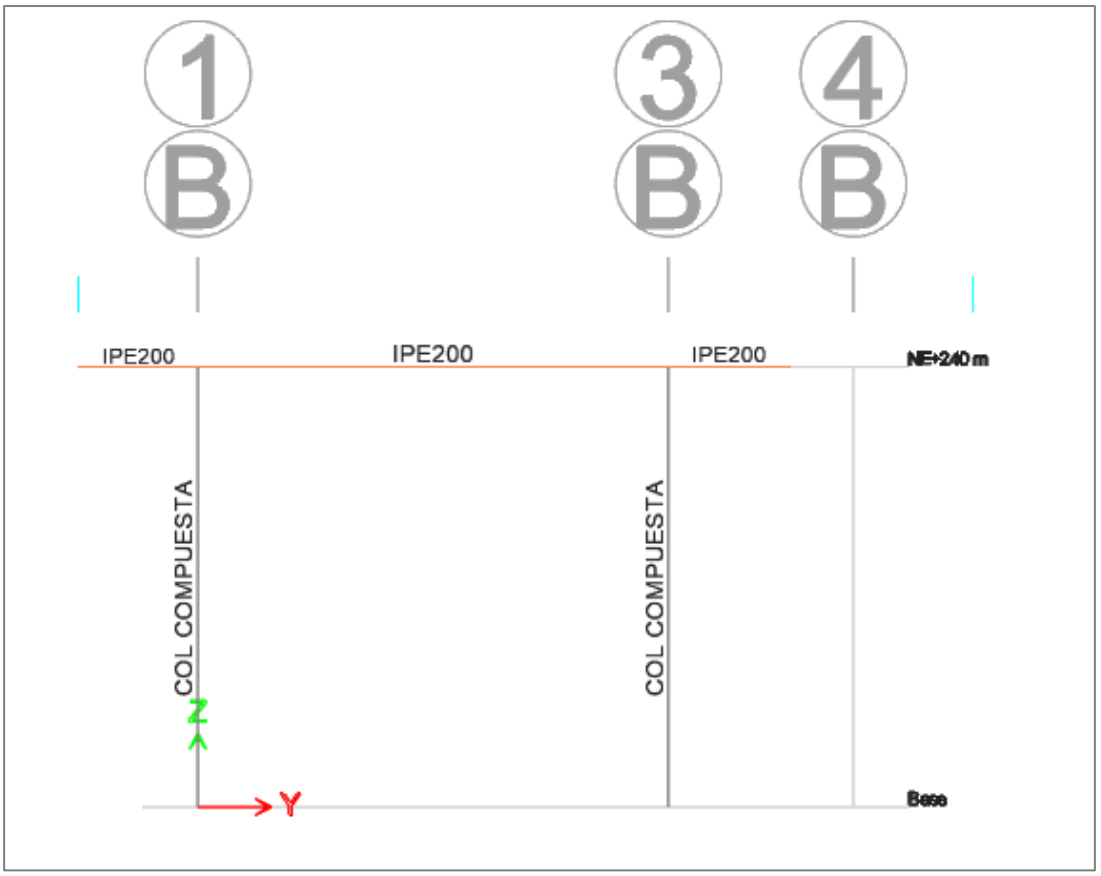
6.1.3 NE+2.40 m



6.1.4

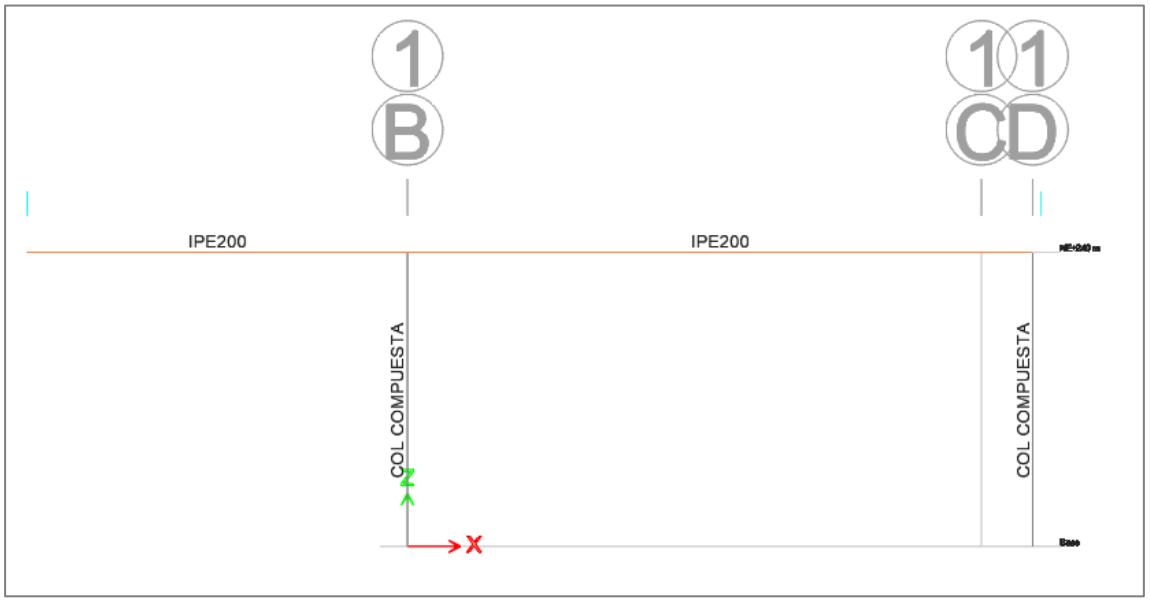
CORTES TRANSVERSALES

CORTE TRANSVERSAL EJE B



6.1.5 CORTES LONGITUDINALES

CORTE TRANSVERSAL EJE 1



6.2 CARGAS O SOLICITACIONES

6.2.1 CARGAS MUERTAS Y VIVAS: CAPITULO B.3 (NSR-10)

CARGAS MUERTAS CUBIERTA [KN/m2]	
Acabados en cubierta	2.00
CARGA MUERTA	2.00

CARGA VIVA CUBIERTA [KN/m2]	
Carga viva en la cubierta	1.8
CARGA VIVA	1.8

CARGA VIENTO [KN/m2]	
CARGA VIENTO	0.40
CARGA VENTO	0.40

CARGA GRANIZO [KN/m2]	
CARGA VIENTO	1.00
CARGA GRANIZO	1.00

6.3 ESPECTRO DE DISEÑO

Para el diseño del proyecto se tuvo en cuenta el espectro del diseño dado el municipio de Vetas, Santander con los datos obtenidos en la NSR-10, la cual nos da los siguientes datos.

6.3.1 DATOS OBTENIDOS DE LA NSR-10 COLOMBIA

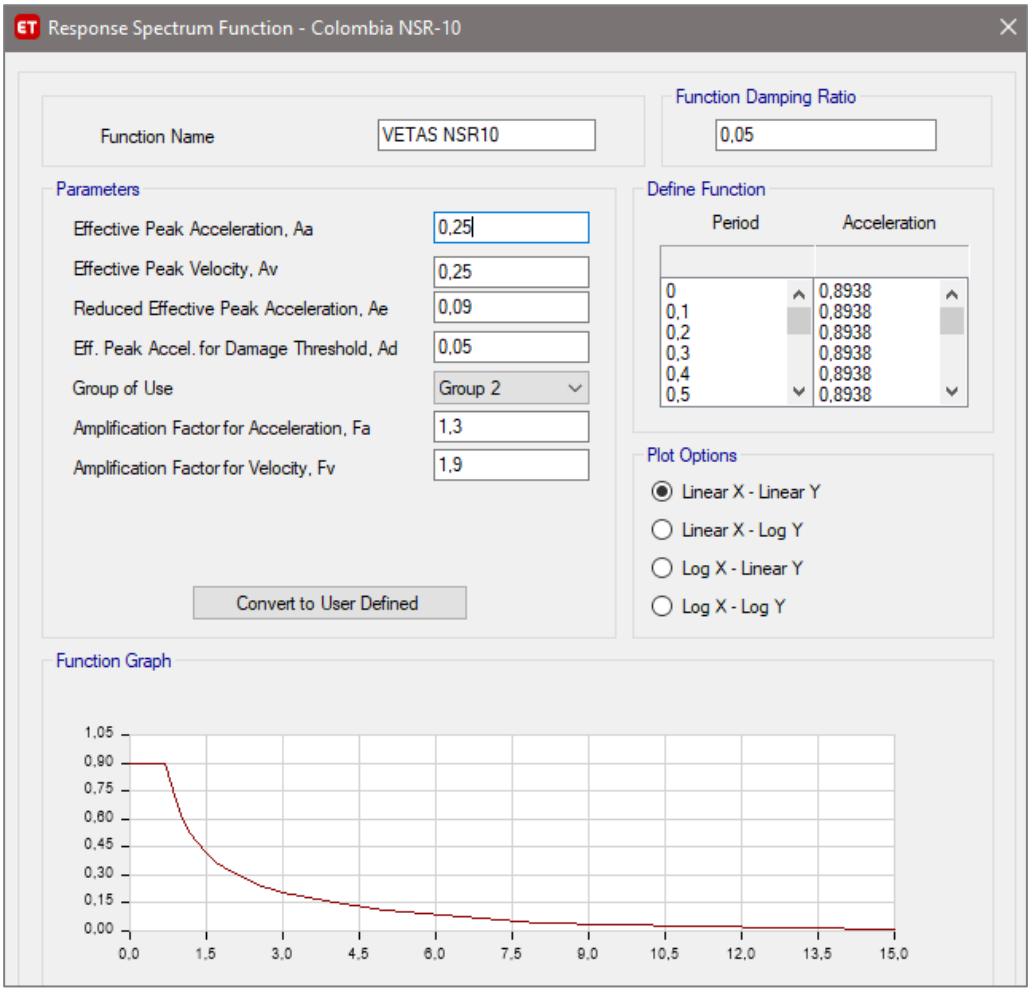
- ✓ **Aa:** coeficiente de coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- ✓ **Av:** coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.
- ✓ **Fa:** coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debido a los efectos de sitio, adimensional.
- ✓ **Fv:** coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debido a los efectos de sitio, adimensional.
- ✓ **I:** coeficiente de importancia definido en A.2.5.2.
- ✓ **Sa:** valor del espectro de aceleraciones de diseño para u 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. está definido en A.2.6.1.
- ✓ **Sv:** valor del espectro de velocidades de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T. está definido en A.2.6.2.
- ✓ **TC:** periodo de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendiente del mismo.
- ✓ **TL:** periodo de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para periodo largos.

- ✓ **TO:** periodo de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.

Datos del desarrollo del Espectro de diseño del municipio Vetas.:

FACTORES DE FORMA

Aa	0.25
Av	0.25
Ae	0.09
Ad	0.05
Grupo de uso	2
Fa	1.30
Fv	1.90
Perfil de suelo	D



El espectro de diseño señalado anteriormente para la cuidad de Vetas, es el mostrado en la imagen desarrollada en el programa ETABS, obtenido gracias a la norma NSR-10 de Colombia, esta grafica cuenta con sus respectivos coeficientes, valores y periodos de vibración que rigen para este proyecto.

6.4 PROPIEDADES DEL MODELO

6.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Material	Peso Unitario	E	G	U12
	kN/m³	kN/m²	kN/m²	
3000Psi	23,56	21525500	8968958,33	0,2
A416Gr270	76,97	196500599,9		
A615Gr60	76,97	199947978,8		
A992Fy50	76,97	199947978,8	76903068,77	0,3

Material	Type	SymType	Grade
3000Psi	Concrete	Isotropic	f'c 3000 psi
A416Gr270	Tendon	Uniaxial	Grade 270
A615Gr60	Rebar	Uniaxial	Grade 60
A992Fy50	Steel	Isotropic	Grade 50

6.4.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS

-Elementos metálicos IPE y HEA

Name	Material	Total Depth	Top Flange Width	Top Flange Thickness	Web Thickness	Bottom Flange Width	Bottom Flange Thickness
		m	m	m	m	m	m
HE200A	A992Fy50	0,19	0,2	0,01	0,0065	0,2	0,01
IPE180	A992Fy50	0,18	0,091	0,008	0,0053	0,091	0,008
IPE200	A992Fy50	0,2	0,1	0,0085	0,0056	0,1	0,0085

-Sección circular

Name	Material	Outside Diameter	Wall Thickness
		m	m
Tubo 3.0" e=3.0mm	A992Fy50	0,0762	0,003

-Elementos compuestos

Name	Material	Area	Depht	Width
		m²	m	m
COL COMPUESTA	Concrete 3000 psi	0,0177	0,35	0,35

6.5 ESPECTRO DE DISEÑO

SISTEMA ESTRUCTURAL PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS CON CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DES.

- ✓ Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para el sistema estructural pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía DES, de concreto y acero Ro = 7.0
- ✓ Coeficiente de sobre resistencia Ωo = 3.00

6.6 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN (A.3.3)

Φa	**IRREGULARIDADES EN LA ALTURA A.3.3.5.**		**Presenta**
0.9	1aA	Piso Flexible (Irregularidad en la rigidez)	NO
0.8	1bA	Piso Flexible (Irregularidad Extrema en la rigidez)	NO
0.9	2A	Irregularidad en la distribución de masas	NO
0.9	3A	Irregularidad Geométrica	NO
o.8	4A	Desplazamientos Dentro del plano de acción	NO
0.9	5aA	Piso débil- Discontinuidad en la resistencia	NO
0.8	5aB	Piso débil- Discontinuidad Extrema en la resistencia	NO

Φp	**IRREGULARIDADES EN PLANTA A.3.3.4.**		**Presenta**
0.9	1aP	Irregularidad Torsional	NO
0.8	1bP	Irregularidad torsional extrema	NO
0.9	2P	Retrocesos Excesivos en las esquinas	NO
0.9	3P	Discontinuidades en el diafragma	NO
0.8	4P	Desplazamientos en el plano de acción de elementos verticales	NO
0.9	5P	Sistema No paralelos	SI

Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por las irregularidades en planta **Φp.**

Φp	0.9

A.3.3.8 – AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA.

A.3.3.8.2 En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES) – Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción d resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica Φr, se le puede asignar un valor de la unidad Φr=1, cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

(c) **En sistemas de pórtico resistente a momentos** – La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del

33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP)

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica Φr, se le debe asignar un valor de Φr=0.75. Aunque no se cumplan las condicione enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φr, se le debe asignar un valor igual a la unidad (Φr=1.0) si todos los pisos que resistan más del 35% del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia estructural sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales.

En este proyecto contamos con tan solo un vano compuesto en dirección de X por lo tanto Φr=0.75.

Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica (A.3.3.8): De acuerdo a la evaluación del cumplimiento de los requerimientos descritos en A.3.3.8.1 y A.3.3.8.2. Para el sistema estructural se determina el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causados por la ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica.

Φr	0.75

Coeficiente de disipación de energía para ser utilizado en el diseño de los elementos de resistencia sísmica (R).

$$R = \Phi\mathbf{a} * \Phi\mathbf{p} * \Phi\mathbf{r} * \mathbf{Ro}$$

R	4.725

6.7 COMBINACIONES DE CARGA (NSR-10 B.2.4)

A continuación, se muestran las combinaciones de carga utilizadas en este modelo.

COMBINACIONES DE CARGA			
Name	**Type**	**Load Name**	**SF**
0.9D+1.0Ex	Linear Add	Dead	0,9
0.9D+1.0Ex		acabados	0,9
0.9D+1.0Ex		Ex	1
0.9D+1.0EY	Linear Add	Dead	0,9
0.9D+1.0EY		acabados	0,9
0.9D+1.0EY		Ey	1
0.9D+1.6W	Linear Add	Dead	0,9
0.9D+1.6W		acabados	0,9
0.9D+1.6W		viento	1,6
1,4D	Linear Add	Dead	1,4
1,4D		acabados	1,4
1.2D+1.0Ex+1.0L	Linear Add	Dead	1,2
1.2D+1.0Ex+1.0L		acabados	1,2
1.2D+1.0Ex+1.0L		Live	1

1.2D+1.0Ex+1.0L		Ex	1
1.2D+1.0Ey+1.0L	Linear Add	Dead	1,2
1.2D+1.0Ey+1.0L		acabados	1,2
1.2D+1.0Ey+1.0L		Live	1
1.2D+1.0Ey+1.0L		Ey	1
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W	Linear Add	Dead	1,2
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W		acabados	1,2
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W		Live	1
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W		viento	0,8
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W		Lr	1,6
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W		Granizo	1,6
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr	Linear Add	Dead	1,2
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr		acabados	1,2
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr		Live	1,6
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr		Lr	0,5
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr		Granizo	0,5
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr	Linear Add	Dead	1,2
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr		acabados	1,2
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr		Live	1
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr		viento	1,6
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr		Lr	0,5
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr		Granizo	0,5
ENVELOPE	Envelope	0.9D+1.0Ex	1
ENVELOPE		0.9D+1.0EY	1
ENVELOPE		0.9D+1.6W	1
ENVELOPE		1,4D	1
ENVELOPE		1.2D+1.0Ex+1.0L	1
ENVELOPE		1.2D+1.0Ey+1.0L	1
ENVELOPE		1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W	1
ENVELOPE		1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr	1
ENVELOPE		1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr	1

- D= Carga muerta
  Peso propio de los elementos. Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentes, así como también soportados por los elementos, incluyendo muros y particiones divisores de espacios, peso del equipo permanente.
- L= Cargas vivas debido al uso y ocupación de la edificación.
- E= Fuerza sísmica reducida de diseño (E=Fs/R).
- R=Ro* Φa* Φp* Φr, Donde:
- Ro= Coeficiente de capacidad de disipación de energía Básico. Véase el Capitulo A.3 NSR-10
- Φa= Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en la altura de la edificación véase: A.3.3.5.
- Φp= Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación véase: A.3.3.4.
- Φr= Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en la planta de cimentación véase: A.3.3.8.

6.8 ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO

La modelación, análisis y diseño de la estructura se realizó con el programa ETABS, en el cual se tuvo en cuenta cada indicación del análisis dinámico definido en el titulo A.5 de la NSR-10. Con este método se hace un análisis completo de los movimientos oscilatorios de la estructura, se chequean las derivas para proceder con el diseño del acero del proyecto. Para iniciar con el procedimiento del

método de análisis dinámico se realiza una revisión del evaluó de cargas, ya prescritas con anterioridad. Para la revisión de las solicitaciones de la estructura se tuvo en cuenta las indicaciones y requerimientos dados en el Titulo B.2 de la NSR -10.
Para comenzar el modelo para análisis estructural, se estableció la grilla con las coordenadas establecidas previamente. Se definieron las unidades y materiales, y luego las secciones de pre dimensionamiento. Se dibujó el esqueleto completo. Luego, manualmente se aplicaron las cargas establecidas, para simular la distribución real de las mismas a cada elemento modelado. Estas cargas son: muertas, vivas y viento. Posteriormente se ingresará el sismo de diseño para incluir las fuerzas sísmicas en el análisis. Se define la fuente de masa sísmica a partir del peso propio y las cargas muertas aplicadas, en la sección Define > Mass Source > From Element and Additional Masses and Loads que incluye el programa definiendo la carga muerta con un multiplicador de 1,0 para así tener el 100% de la misma como lo define el Capitulo A.5 de la NSR-10, después de realizar cada modelo se utiliza primero la opción Analyze > Check Model, para examinar si existe algún tipo de intersección entre las líneas o sobre posición de elementos o una errónea conexión.

6.9 CORTANTE BASAL ESTÁTICO

A pesar de que se usa análisis dinámico para el diseño, se calcula el cortante basal estático por el método de la fuerza horizontal equivalente como lo establece la NSR-10 en el capítulo A.4, para cumplir con las especificaciones de ajustes de resultados usando el cortante basal dinámico de acuerdo con A.5.4.5. Este cálculo se realiza a mano utilizando las ecuaciones del numeral A.4.2 y A.4.3 de la NSR-10, los resultados están en la tabla a continuación con su respectiva referencia.

CORTANTE BASAL DINAMICO				
CASO	**CaseType**	**StepType**	**VBD**	
Text	Text	Text	KN	
FX	LinRespSpec	Max	153.29	
FY	LinRespSpec	Max	133	

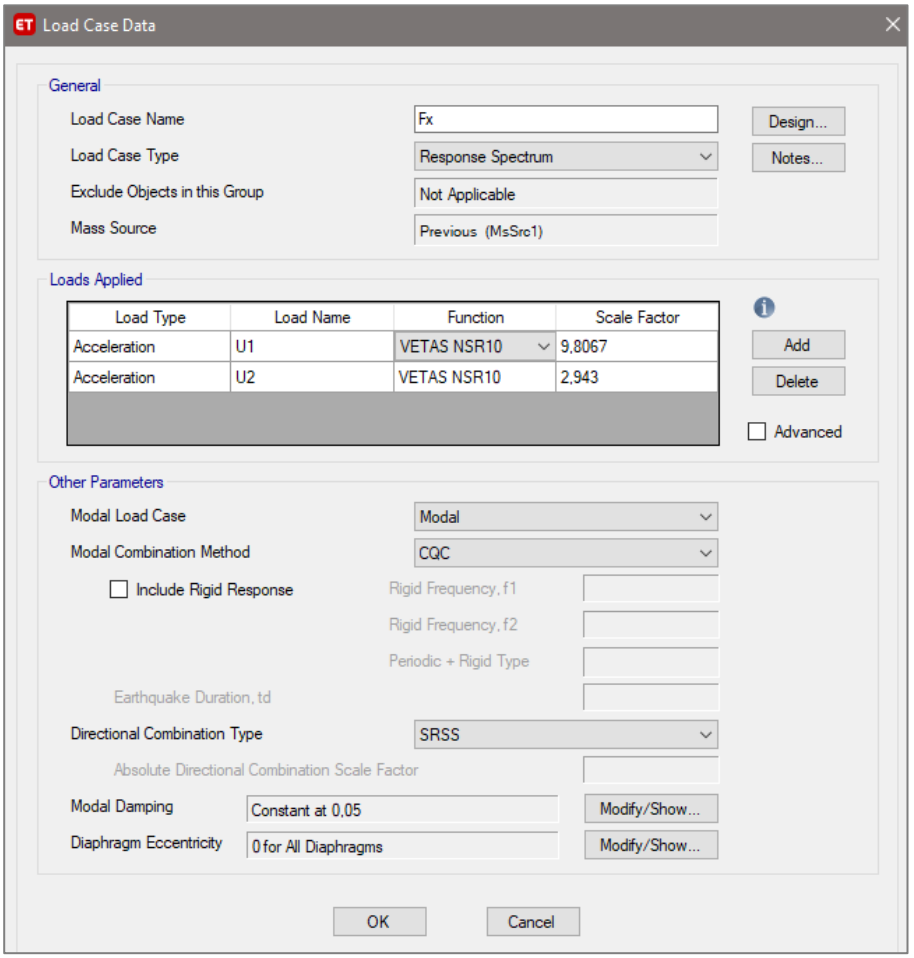
6.10 FACTOR DE MODIFICACIÓN

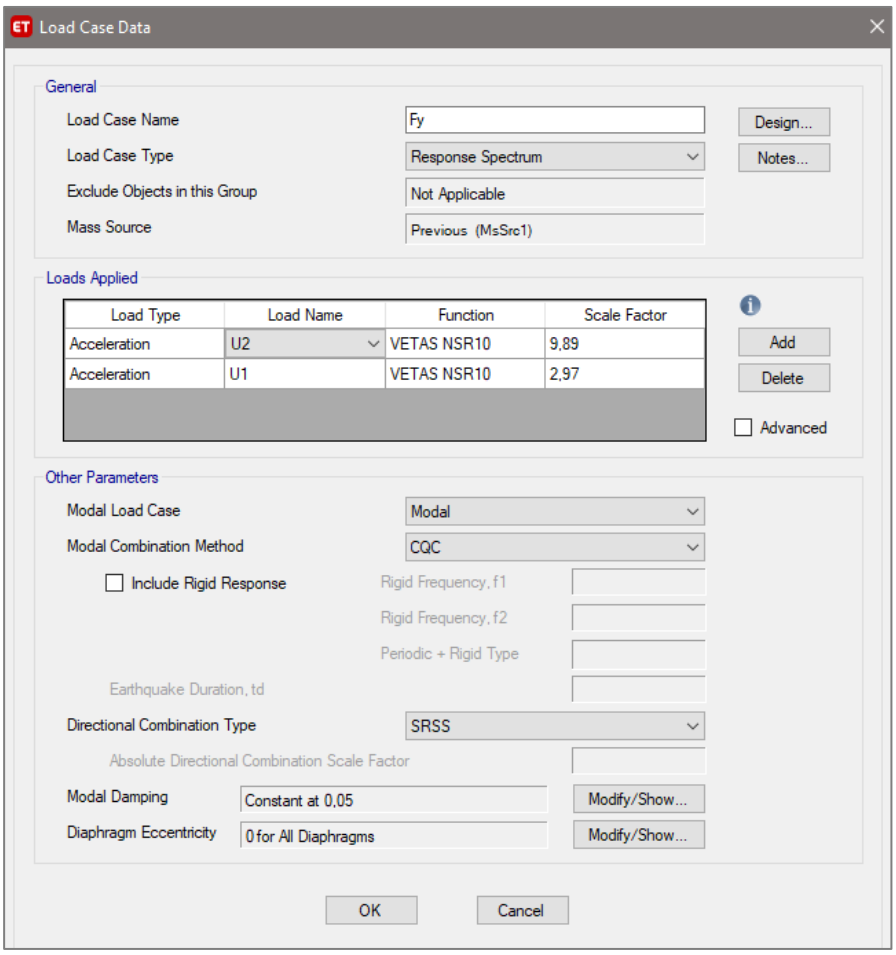
El cortante basal dinámico para estructuras irregulares no debe ser menor al 90% y para estructuras regulares al 80% del cortante basal estático según el numeral A.5.4.5 (b) de la NSR-10. Este factor se multiplicará al Scale Factor, es decir a la gravedad que es actuante en el modelo de SAP 2000.

	V [KN]	**% RESPECTO DE VS**	**F.A**	**F.A.*g**
Vtx	**153.29**	102.88%	-	-
Vty	**133**	89.26%	1.0083	9.89

	V [KN]	**% RESPECTO DE VS**	**F.A**	**F.A.*g**
Vtx	**153.29**	102.88.00%	1.0000	-
Vty	**134.14**	90.00%	1.0000	-

Al evaluar la estructura en dirección x el cortante basal dinámico corresponde al 102.88% del cortante basal estático por lo tanto no tiene que aplicar un factor de ajuste como lo muestra la tabla.
Al evaluar la estructura en dirección Y el cortante basal dinámico corresponde al 89.26% del cortante basal estático por lo tanto se tiene que aplicar un factor de ajuste como lo muestra la tabla, es decir que el nuevo factor de escala en dirección Y es de 1.0083


Load Case Data
General
Load Case Name
Fx
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Mass Source
Previous (MsSrc1)
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
VETAS NSR10
9,8067
Acceleration
U2
VETAS NSR10
2,943
Add
Delete
Advanced
Other Parameters
Modal Load Case
Modal
Modal Combination Method
CQC
Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1
Rigid Frequency, f2
Periodic + Rigid Type
Earthquake Duration, td
Directional Combination Type
SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor
Modal Damping
Constant at 0,05
Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity
0 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel


Load Case Data
General
Load Case Name
Fy
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Exclude Objects in this Group
Not Applicable
Mass Source
Previous (MsSrc1)
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U2
VETAS NSR10
9,89
Acceleration
U1
VETAS NSR10
2,97
Add
Delete
Advanced
Other Parameters
Modal Load Case
Modal
Modal Combination Method
CQC
Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1
Rigid Frequency, f2
Periodic + Rigid Type
Earthquake Duration, td
Directional Combination Type
SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor
Modal Damping
Constant at 0,05
Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity
0 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel

A.3.7 Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis Fs, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R.

G	9.81
E principal	2.08
E perpendic	0.62

Se debe aplicar el factor de ajuste en cada dirección según corresponda.
En dirección de X el factor de ajuste es 1.00, las fuerzas sísmicas ajustadas en la dirección mencionada se muestran e la siguiente tabla.

F.A.x	**1.00**
G	9.81
Ex	2.076
Ey	0.623

En dirección de Y el factor de ajuste es 1.008, las fuerzas sísmicas ajustadas en la dirección mencionada se muestran e la siguiente tabla.

F.A.y	**1.008**
G	9.81
Ey	2.093
Ex	0.628

6.11 CÁLCULO DERIVA

Por medio del programa ETABS, se calculan los desplazamientos debido a las fuerzas sísmicas. Para cumplir con la deriva estipulada en el numeral A.6.4.1 de la NSR-10, del 1% máximo de la altura del piso. Debido a que el chequeo de derivas requiere un cambio en las secciones de los elementos de cada estructura, influyendo en el peso total de la estructura, el cálculo es un proceso iterativo que solo se acaba en el momento en que cumplan todas las derivas, teniendo en cuenta el chequeo de los factores de corrección por diferencia entre el cortante basal estático y dinámico como lo establece el numeral A.5.4.5 de la NSR-10.

Deriva maxima x [m] SISMO X							
	Desp X	**Desp Y**	**Δx**	**Δy**	**Deriva**	**Der max**	**Verificación**
N+2,40	0,004360	0,000563	0,0044	0,0006	0,0044	0,024	**cumple**
N+0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

Deriva maxima x [m] SISMO Y							
	Desp X	**Desp Y**	**Δx**	**Δy**	**Deriva**	**Der max**	**Verificación**
N+2,40	0,001048	0,008964	0,0010	0,0090	0,0090	0,024	**cumple**
N+0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

Deriva maxima x FX							
	Desp X	**Desp Y**	**Δx**	**Δy**	**Deriva**	**Der max**	**Verificación**
N+2,40	0,004255	0,003348	0,0043	0,0033	0,0054	0,024	**cumple**
N+0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

Deriva maxima y FY							
	Desp X	Desp Y	Δx	Δy	Deriva	Der max	Verificación
N+2,40	0,002573	0,010436	0,0026	0,0104	0,0107	0,024	**cumple**
N+0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		

Tabla general de desplazamientos

TABLE: Joint Displacements				
Story	**Output Case**	**Ux**	**Uy**	**Uz**
		m	m	m
NE+2.40 m	Fx	0,004224	0,0011	0,000002
NE+2.40 m	Fy	0,002541	0,003147	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004329	0,000012	-0,000002
NE+2.40 m	Sx	0,004329	0,000012	-0,000002
NE+2.40 m	Sx	0,004329	0,000012	-0,000002
NE+2.40 m	Sy	-0,001037	0,00428	0,000001
NE+2.40 m	Sy	-0,001037	0,00428	0,000001
NE+2.40 m	Sy	-0,001037	0,00428	0,000001
NE+2.40 m	Fx	0,00418	0,001141	0,000003
NE+2.40 m	Fy	0,00226	0,00329	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004078	-0,000009	-0,000002
NE+2.40 m	Sx	0,004078	-0,000009	-0,000002
NE+2.40 m	Sx	0,004078	-0,000009	-0,000002
NE+2.40 m	Sy	0,000973	0,004517	-0,000001
NE+2.40 m	Sy	0,000973	0,004517	-0,000001
NE+2.40 m	Sy	0,000973	0,004517	-0,000001
NE+2.40 m	Fx	0,00424	0,0023	0,000001
NE+2.40 m	Fy	0,002557	0,00712	4,901E-07
NE+2.40 m	Sx	0,004345	-0,00034	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004345	-0,00034	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004345	-0,00034	0,000001
NE+2.40 m	Sy	-0,001039	0,00716	4,931E-07
NE+2.40 m	Sy	-0,001039	0,00716	4,931E-07
NE+2.40 m	Sy	-0,001039	0,00716	4,931E-07
NE+2.40 m	Fx	0,004169	0,002299	0,000001
NE+2.40 m	Fy	0,00153	0,00712	0,000000381
NE+2.40 m	Sx	0,004164	-0,000341	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004164	-0,000341	0,000001
NE+2.40 m	Sx	0,004164	-0,000341	0,000001
NE+2.40 m	Sy	0,00041	0,00716	-1,624E-07
NE+2.40 m	Sy	0,00041	0,00716	-1,624E-07

NE+2.40 m	Sy	0,00041	0,00716	-1,624E-07
NE+2.40 m	Fx	0,004255	0,003348	0,001105
NE+2.40 m	Fy	0,002573	0,010436	0,003421
NE+2.40 m	Sx	0,00436	-0,000561	-0,000124
NE+2.40 m	Sx	0,00436	-0,000561	-0,000124
NE+2.40 m	Sx	0,00436	-0,000561	-0,000124
NE+2.40 m	Sy	-0,001048	0,008964	0,002949
NE+2.40 m	Sy	-0,001048	0,008964	0,002949
NE+2.40 m	Sy	-0,001048	0,008964	0,002949
NE+2.40 m	Fx	0,004183	0,003347	0,001093
NE+2.40 m	Fy	0,001362	0,010434	0,003423
NE+2.40 m	Sx	0,004226	-0,000563	0,000241
NE+2.40 m	Sx	0,004226	-0,000563	0,000241
NE+2.40 m	Sx	0,004226	-0,000563	0,000241
NE+2.40 m	Sy	0,000034	0,008963	-0,002938
NE+2.40 m	Sy	0,000034	0,008963	-0,002938
NE+2.40 m	Sy	0,000034	0,008963	-0,002938

6.12 PERIODOS DE VIBRACIÓN Y PORCENTAJES DE PARTICIPACIÓN DE MASA

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	**Mode**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**
		sec				
Modal	1	0,181	0,0106	0,7928	0,0106	0,7928
Modal	2	0,138	0,9849	0,0149	0,9955	0,8077
Modal	3	0,122	0,0045	0,1923	1	1
Modal	4	0,013	0	0,000000811	1	1
Modal	5	0,008	0	0	1	1
Modal	6	0,008	0,000001516	0	1	1
Modal	7	0,007	5,239E-07	0	1	1
Modal	8	0,006	0	0,000002467	1	1
Modal	9	0,006	0	0	1	1
Modal	10	0,005	0	0	1	1
Modal	11	0,005	0	0	1	1
Modal	12	0,005	0	0	1	1

6.13 CHEQUEO DE LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA

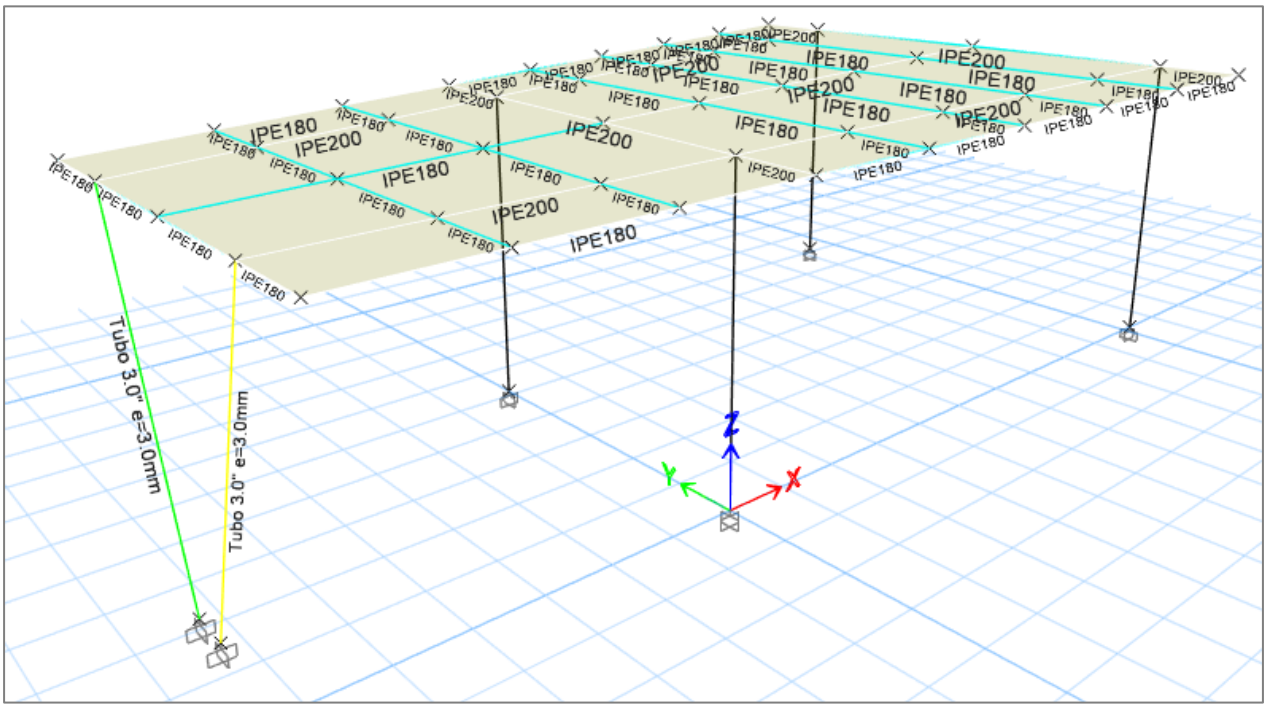


TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16						
Story	**Label**	**UniqueName**	**Design Type**	**Design Section**	**PMM Combo**	**PMM Ratio**
NE+2.40 m	B5	14	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,0002958
NE+2.40 m	B6	15	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,0002585
NE+2.40 m	B13	36	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,29
NE+2.40 m	B1	1	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,001
NE+2.40 m	B9	5	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,001
NE+2.40 m	B17	7	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,005
NE+2.40 m	B19	13	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,005
NE+2.40 m	B24	41	Beam	IPE200	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(C)	0,57
NE+2.40 m	B24	41	Beam	IPE200	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(T)	0,384
NE+2.40 m	B2	70	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,113
NE+2.40 m	B2	70	Beam	IPE200	ENVELOPE(T)	0,141
NE+2.40 m	B3	73	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,1
NE+2.40 m	B8	76	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,159
NE+2.40 m	B8	76	Beam	IPE200	ENVELOPE(T)	0,136
NE+2.40 m	B16	79	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,018
NE+2.40 m	B10	16	Beam	IPE200	(T)	0,371
NE+2.40 m	B12	19	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,403
NE+2.40 m	B12	19	Beam	IPE200	ENVELOPE(T)	0,407
NE+2.40 m	B47	51	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,008
NE+2.40 m	B47	51	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,008
NE+2.40 m	B48	52	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,004
NE+2.40 m	B48	52	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,059
NE+2.40 m	B49	53	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,004
NE+2.40 m	B49	53	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,061
NE+2.40 m	B50	54	Beam	IPE180	0.9D+1.0EY(C)	0,005
NE+2.40 m	B50	54	Beam	IPE180	0.9D+1.0EY(T)	0,008
NE+2.40 m	B51	55	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,01
NE+2.40 m	B51	55	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,008
NE+2.40 m	B52	56	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,072
NE+2.40 m	B52	56	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,075
NE+2.40 m	B53	57	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,073

NE+2.40 m	B53	57	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,077
NE+2.40 m	B55	59	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,01
NE+2.40 m	B55	59	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,008
NE+2.40 m	B56	60	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,092
NE+2.40 m	B56	60	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,104
NE+2.40 m	B57	61	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,094
NE+2.40 m	B57	61	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,107
NE+2.40 m	B59	63	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,009
NE+2.40 m	B59	63	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,009
NE+2.40 m	B60	64	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,112
NE+2.40 m	B60	64	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,127
NE+2.40 m	B61	65	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,115
NE+2.40 m	B61	65	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,13
NE+2.40 m	B78	67	Beam	IPE180	(T)	0,153
NE+2.40 m	B79	68	Beam	IPE180	(T)	0,154
NE+2.40 m	B80	82	Beam	IPE180	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(C)	0,207
NE+2.40 m	B80	82	Beam	IPE180	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(T)	0,221
NE+2.40 m	B96	85	Beam	IPE180	(T)	0,004
NE+2.40 m	B97	86	Beam	IPE180	(T)	0,014
NE+2.40 m	B98	87	Beam	IPE180	(T)	0,014
NE+2.40 m	B99	88	Beam	IPE180	(T)	0,004
NE+2.40 m	B100	89	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,004
NE+2.40 m	B101	90	Beam	IPE180	(T)	0,018
NE+2.40 m	B102	91	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,019
NE+2.40 m	B103	92	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,004
NE+2.40 m	B33	2	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,007
NE+2.40 m	B34	20	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,007
NE+2.40 m	B35	21	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,007
NE+2.40 m	B36	32	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,007
NE+2.40 m	B37	33	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B11	23	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,009
NE+2.40 m	B11	23	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,008
NE+2.40 m	B21	26	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,008
NE+2.40 m	B21	26	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,008
NE+2.40 m	B38	29	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,009
NE+2.40 m	B38	29	Beam	IPE180	ENVELOPE(T)	0,009
NE+2.40 m	B7	18	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B20	24	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B22	25	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B23	27	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B25	28	Beam	IPE180	ENVELOPE(C)	0,006
NE+2.40 m	B26	3	Beam	IPE200	ENVELOPE(C)	0,325
NE+2.40 m	D3	31	Brace	Tubo 3.0" e=3.0mm	ENVELOPE(C)	0,691
NE+2.40 m	D4	34	Brace	Tubo 3.0" e=3.0mm	ENVELOPE(C)	0,759

6.13.1 FUERZAS EN LOS ELEMENTOS

Elemento	Máx. de P	Máx. de V2	Máx. de V3	Máx. de T	Máx. de M2	Máx. de M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B1	0,8736	0,9609	0	0,0087	0	0
B10	1,7922	26,2225	0,0256	0,0044	0,0284	25,1877
B100	0,3465	0,9646	0	7,6637	0	0,2072
B101	0,1933	2,8709	0	0,3977	0	0,9396
B102	0,4171	2,8935	0	0,006	0	0,9513
B103	0,2246	0,9332	0	0,9082	0	0,1983
B11	0,6873	0,9341	0	0,0242	0	0,1985
B12	1,0044	19,7733	0,0154	0,0009	0,0251	27,4262
B13	3,2467	25,6859	0,0452	3,1153	0,049	19,5481
B16	1,674	1,758	0,0265	0,0805	0,0275	0,7668

B17	0,3153	1,2645	0	0,0413	0	0,2278
B19	0,4065	1,3359	0	0,0092	0	0,2408
B2	1,5427	16,5006	0,0236	2,0508	0,0368	9,3973
B20	1,2584	0,9669	0	1,2496	0	0,2724
B21	0,5901	0,9352	0	0,037	0	0,1988
B22	1,1489	0,9632	0	0,8908	0	0,2729
B23	1,4599	0,9593	0	0,5318	0	0,2734
B24	0,8868	28,5862	0,0351	0,0405	0,0346	38,892
B25	0,4188	0,9551	0	0,1714	0	0,2738
B26	3,4501	27,1071	0,0374	3,9036	0,0445	21,947
B3	1,6236	6,854	0,0221	3,2725	0,0234	4,9924
B33	1,2263	1,0547	0	0,102	0	0,2951
B34	1,4013	1,0599	0	0,0823	0	0,2957
B35	1,4493	1,0649	0	0,0552	0	0,2962
B36	1,5741	1,0697	0	0,0267	0	0,2966
B37	0,561	1,0743	0	0,0103	0	0,297
B38	0,9752	0,9367	0	0,0422	0	0,1991
B47	0,724	0,9572	0	0,1641	0	0,205
B48	1,0353	3,691	0	0,3021	0	1,4133
B49	0,9697	3,7693	0	0,0924	0	1,4501
B5	0,5059	0,5199	0	0,0283	0	0
B50	0,8317	0,9334	0	0,0165	0	0,1984
B51	0,7567	0,9519	0	0,0292	0	0,2035
B52	0,7844	4,1187	0	0,321	0	1,6846
B53	0,8629	4,2016	0	0,1661	0	1,7255
B55	0,5856	0,9471	0	0,0259	0	0,2021
B56	0,8548	4,5481	0	0,2366	0	2,2602
B57	0,8186	4,6349	0	0,1961	0	2,3176
B59	1,0118	0,9428	0	0,02	0	0,2008
B6	0,442	0,5197	0	0,0605	0	0
B60	0,7314	4,9786	0	0,1046	0	2,6127
B61	0,8305	5,069	0	0,1357	0	2,6752
B7	0,7383	0,9704	0	1,7707	0	0,2717
B78	3,0976	10,2057	0,0272	0,0108	0,0259	7,6466
B79	3,075	10,3038	0,0287	0,0073	0,0273	7,6883
B8	1,5388	12,713	0,0208	3,0825	0,0322	10,7447
B80	0,5052	12,3147	0,0245	0,0423	0,0256	11,108
B9	1,2286	0,984	0	0,1669	0	0
B96	0,3338	0,9664	0	6,9518	0	0,2078
B97	0,2354	2,3907	0	0,3912	0	0,709
B98	0,1814	2,4111	0	0,0055	0	0,7183
B99	0,3701	0,9332	0	0,9185	0	0,1983
Total general	3,4501	28,5862	0,0452	7,6637	0,049	38,892

6.14 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

6.14.1 REACCIONES EN LOS APOYOS B.2.4

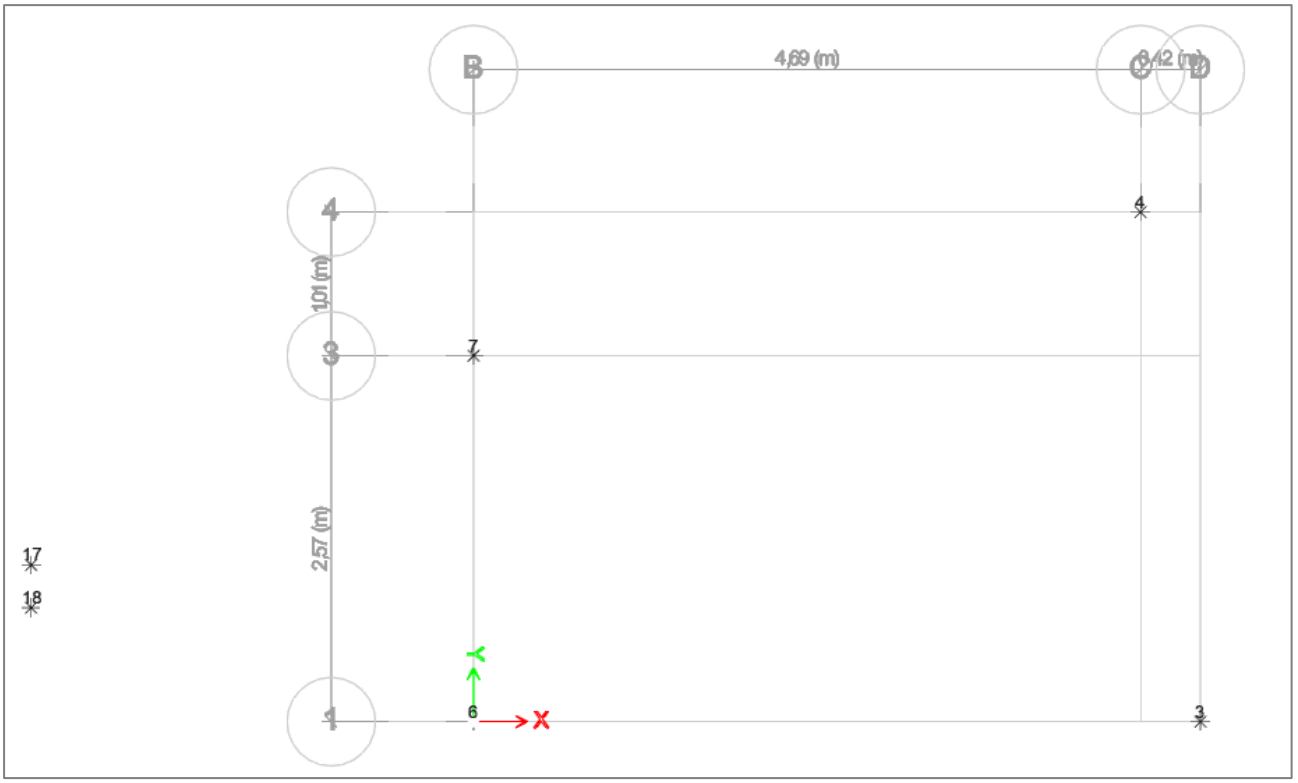
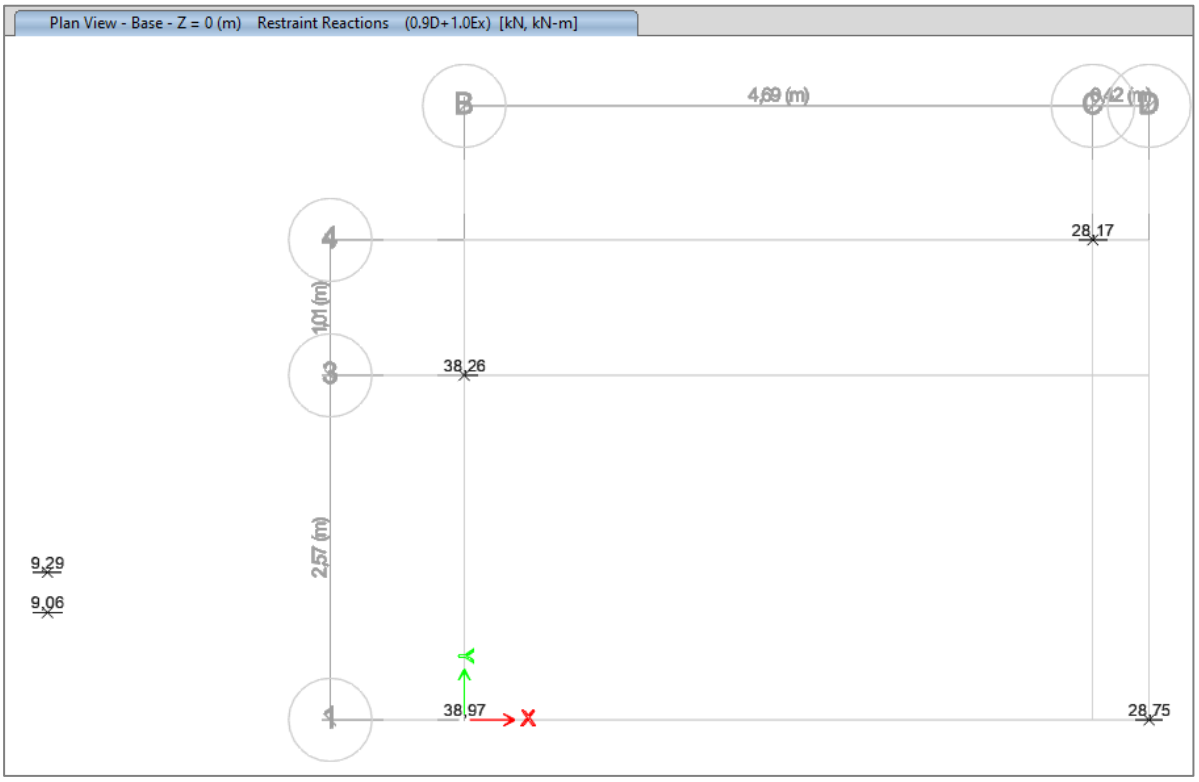


TABLE: Joint Reactions									
Story	**Label**	**Output Case**	**Step Type**	**FX**	**FY**	**FZ**	**MX**	**MY**	**MZ**
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Base	3	ENVELOPE	Max	2,2929	3,964	58,5568	9,8193	14,5103	2,2025
Base	3	ENVELOPE	Min	-16,7304	-4,5361	27,337	-10,4781	-18,7083	-2,0497
Base	4	ENVELOPE	Max	2,966	3,6457	56,9836	11,0969	14,6924	2,129
Base	4	ENVELOPE	Min	-15,3574	-6,0619	26,5938	-10,4188	-17,9147	-2,0507
Base	6	ENVELOPE	Max	17,8451	8,5758	83,6952	23,7485	28,4047	2,494
Base	6	ENVELOPE	Min	-3,1205	-11,0922	38,5422	-22,1513	-10,4076	-2,3911
Base	7	ENVELOPE	Max	16,0019	13,434	81,8456	21,3791	26,5143	2,5525
Base	7	ENVELOPE	Min	-3,9046	-7,8264	37,6536	-26,2111	-10,9479	-2,4069
Base	17	ENVELOPE	Max	0,0063	9,2987	23,2215	-0,4259	0,0307	0,0714
Base	17	ENVELOPE	Min	-0,1778	3,3667	8,2959	-1,2482	-0,1464	-0,0031
Base	18	ENVELOPE	Max	0,1788	-3,4177	22,6858	1,455	0,1657	0,0741
Base	18	ENVELOPE	Min	-0,0003	-9,3481	8,0422	0,5379	-0,0169	-0,0031



6.14.2 DISEÑO DE ZAPATAS

-Para columna combinada

b[m]	0,35
h[m]	0,35
Qadm [KN/m2]	284,49
f'c [KN/m2]	21000
fy [KN/m2]	420000

P [KN]	28,75
Area req [m2]	0,10
L [m]	0,32
L escogida [m]	1
σneta	28,75

P [KN]	38,97
σneta	38,97

M [KN-m]	2,06
ΦMn	3,09
ρ	0,0025
Φ	0,9
d	0,06
recubrimiento	0,075
h	0,15
h escogida	0,3

d	0,21
ρ	0,00018
M [KN-m]	3,09
As [m2]	0,00005
As [mm2]	54,53
As min [mm2]	600,00
As [mm2]	600,00
As suministrado	#4 c/14cm

V (d/2)	23,03
Vu (d/2)	34,54
bo	1,82
ΦVc	439,34
Vu<ΦVc	

αs	40
β	1
ΦVc	735,293303
Vu<ΦVc	

Accion como viga para seccion critica	
V(d)	4,39
Vu(d)	6,59
ΦVc	124,04
Vu<ΦVc	

-Para columnas tubulares

Columna	
D [m]	0,0762

fy [KN/m2]	420000
fc [KN/m2]	21000

Carga o reaccion en la zapata [KN]	9,06
recubrimiento [m]	0,075
Carga adm sobre el suelo	284,49
Areq [m2]	0,03
L1 [m] zapata	0,40

L2[m] zapata	0,70
A [m2]	0,28

P mayorada [KN]	9,29
$\sigma neta$ [KN/m2]	33,18

FLEXION EN DIRECCION MAS LARGA	
M flex	0,645533
$\emptyset \mathrm{Mn}$	0,968299
Φ	0,9
ρ	0,0025
d [m]	0,058
h [m]	0,143

d [m]	0,060
h [m]	0,145

ρ	0,00233
Mu [KN-m]	0,96
As [mm2]	55,82
As min [mm2]	115,80
As suministrado	115,80
As suministrado	#4 c/9cm

FLEXION EN DIRECCION MAS CORTA	
Asmin [mm2]	202,65
As [mm2]	97,68
As suministrado [mm2]	202,65
Acero franja central	
β	1,75
As central	147,3818
As suministrado	#4 c/8cm

6.15 DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS

Datos del proyecto

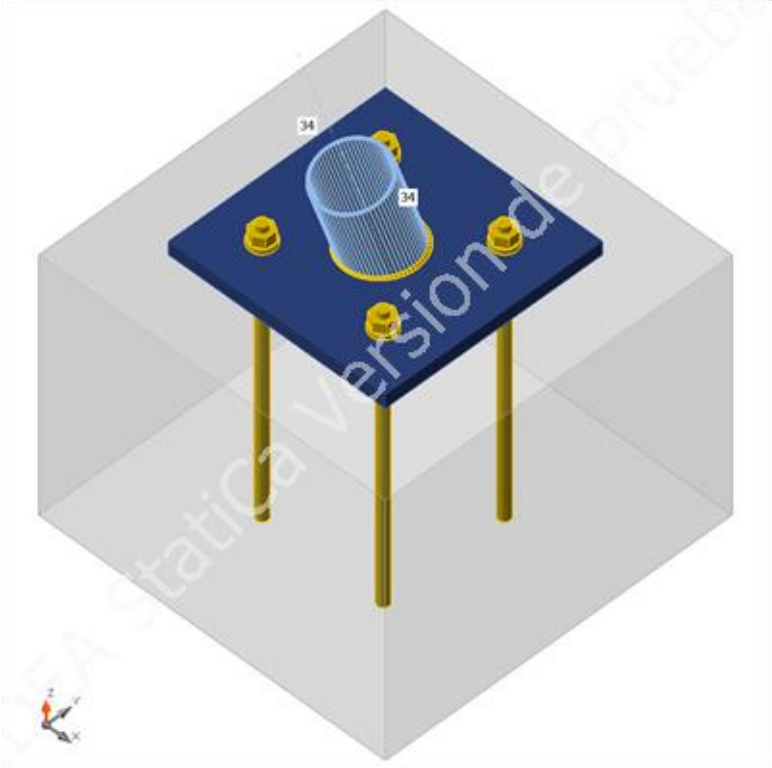
Nombre del proyecto Conexión de placa base
Autor
Descripción
Fecha 24/09/2021
Normativa de cálculo AISC 360-16

Material

Acero A992Fy50, A572 Gr.50,
Hormigón 4000 psi, 3000 psi

Ítem del proyecto 54

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamientox [mm]	Desplazamientoy [mm]	Desplazamientoz [mm]	Fuerzas en
34	1 - css	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posición



Secciones

Nombre	Material
1 - css	A992Fy50

Anclajes

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm^2]
1/2 A325	1/2 A325	13	827,4	127

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr(1)	34	-24,5	-0,1	1,7	0,0	-1,4	-0,1
0.9D+1.0EY(3)	34	-8,9	-0,1	0,8	0,0	-0,7	-0,1
0.9D+1.6W(4)	34	-10,8	-0,1	0,8	0,0	-0,7	-0,1
ENVELOPE(5)	34	-21,1	-0,2	1,6	0,0	-1,4	-0,2
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	34	-23,8	-0,1	1,7	0,0	-1,5	-0,1
0.9D+1.0Ex(2)	34	-8,9	-0,1	0,7	0,0	-0,6	-0,1
1,4D(7)	34	-14,4	-0,1	1,1	0,0	-1,0	-0,1
1.2D+1.0Ex+1.0L(8)	34	-18,8	-0,2	1,4	0,0	-1,2	-0,2
1.2D+1.0Ey+1.0L(9)	34	-18,8	-0,2	1,4	0,0	-1,2	-0,1
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	34	-21,9	-0,1	1,6	0,0	-1,3	-0,1

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	400 x 400	mm
Profundidad	300	mm
Anclaje	1/2 A325	
Longitud del anclaje	300	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Anclajes	No calculado	
Soldaduras	77,6 < 100%	OK
Bloque de hormigón	5,8 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	Material	F_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Estado de la verificación
34	A992Fy50	344,7	3,0	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	138,1	0,0	0,0	OK
BP1	A572 Gr.50	344,7	15,9	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	59,8	0,0	0,0	OK

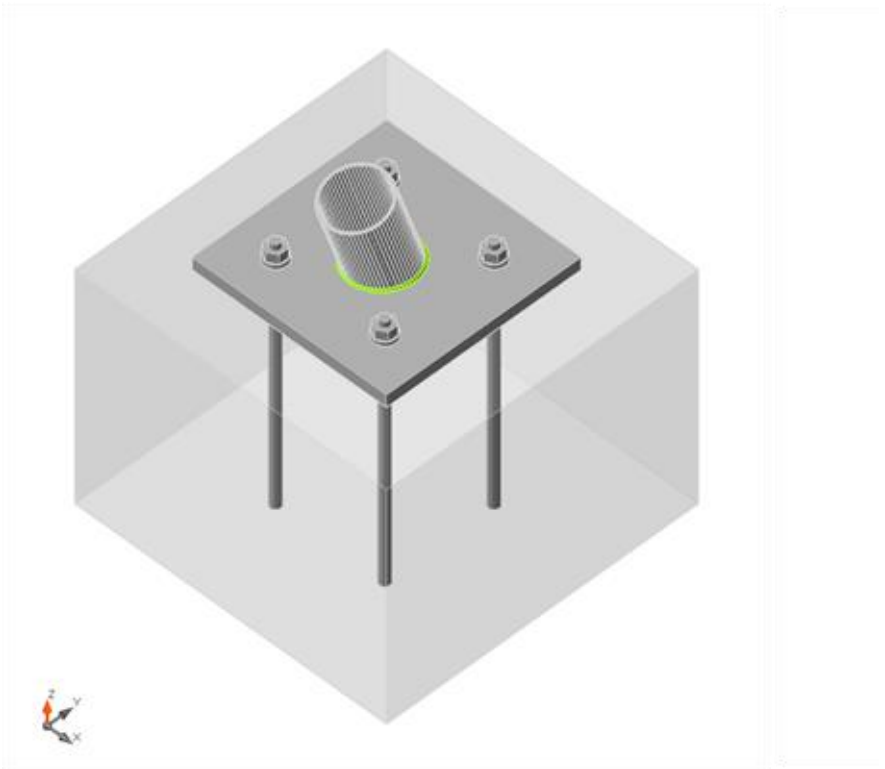
Datos de diseño

Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
A992Fy50	344,7	5,0
A572 Gr.50	344,7	5,0

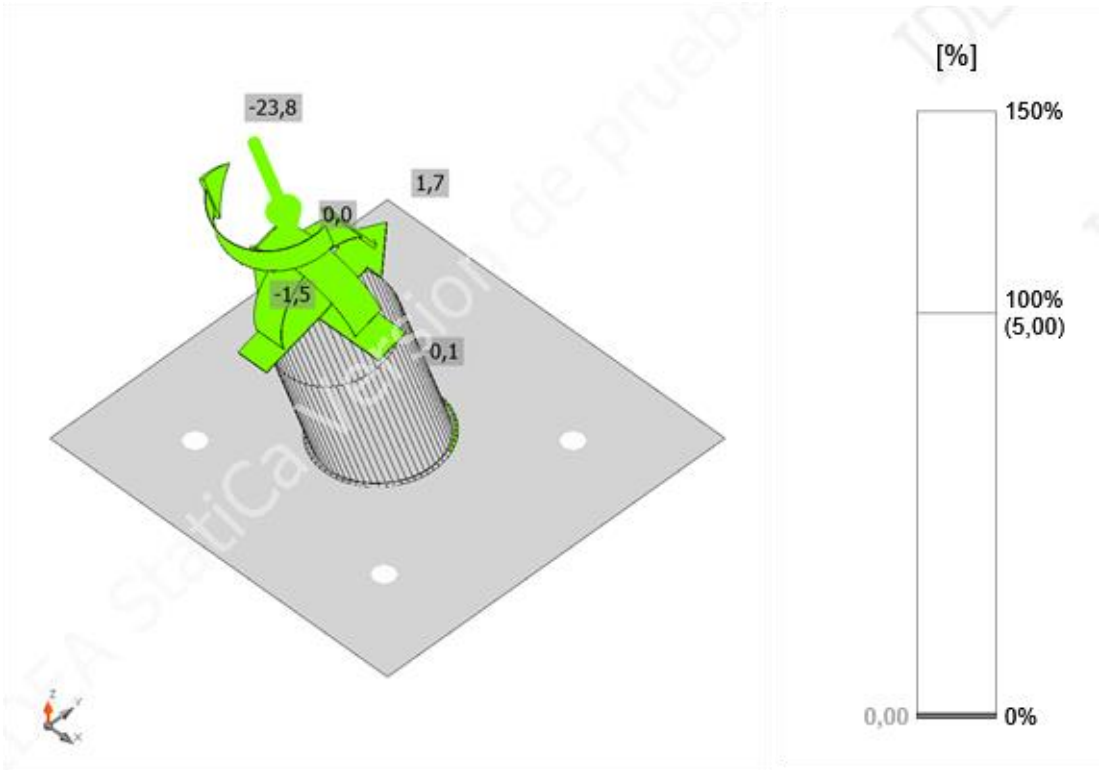
Explicación del símbolo

ε_{Pl} Deformación plástica

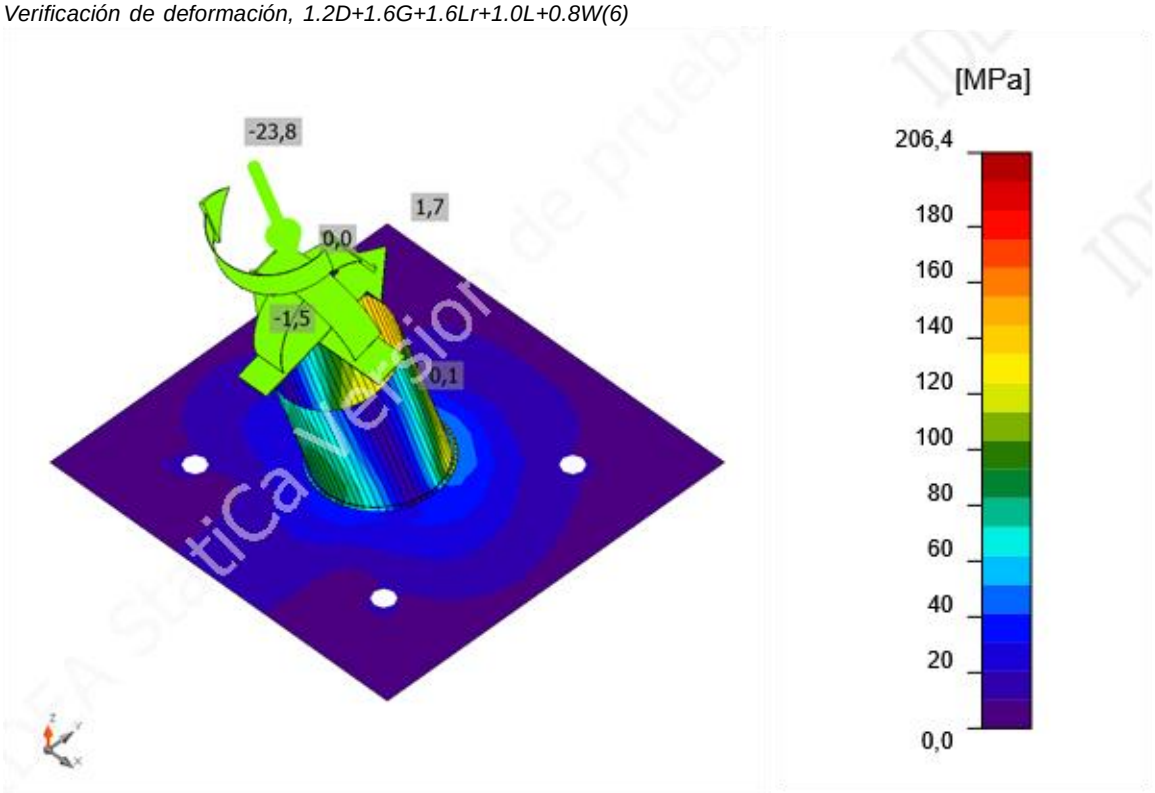
σc_{Ed} Tensiones de Contacto
σ_{Ed} Ec. tensión
fy Límite elástico
ε_{lim} Límite de la deformación plástica



Verificación general, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)

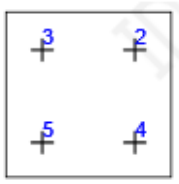


Verificación de deformación, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)



Tensión equivalente, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_f [kN]	V [kN]	Estado
	A2	1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	0,0	2,0	OK
	A3	1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	0,0	2,2	OK
	A4	1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	2,6	2,0	OK
	A5	1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	2,3	2,2	OK

Explicación del símbolo

N_f Fuerza de tracción

V Resultante de las fuerzas cortantes Vy, Vz en el tornillo.

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	R_n/Ω [kN]	Ut [%]	Estado
BP1	34	E70xx	◢2,1	◢3,0	236	4	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	1,3	1,7	77,6	OK

Explicación del símbolo

T_h Espesor de garganta de soldadura

L_s Tamaño de la soldadura

L Longitud de la soldadura

L_c Longitud del elemento crítico de la soldadura

F_n Fuerza en el elemento crítico de la soldadura R_n/Ω Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4Ut Utilización

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	A_1 [mm2]	A_2 [mm2]	σ [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr(1)	35301	117562	0,8	5,8	OK

Explicación del símbolo

A_1 Área cargada

A_2 Área de soporte

σ Tensión media en el hormigón

Ut Utilización

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribuciónplástica		

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Detallado	No		

Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de lasoldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para seccioneshuecas

Datos del proyecto

Nombre del proyecto Conexión múltiple en cubierta
Autor
Descripción
Fecha 24/09/2021
Normativa de cálculo AISC 360-16

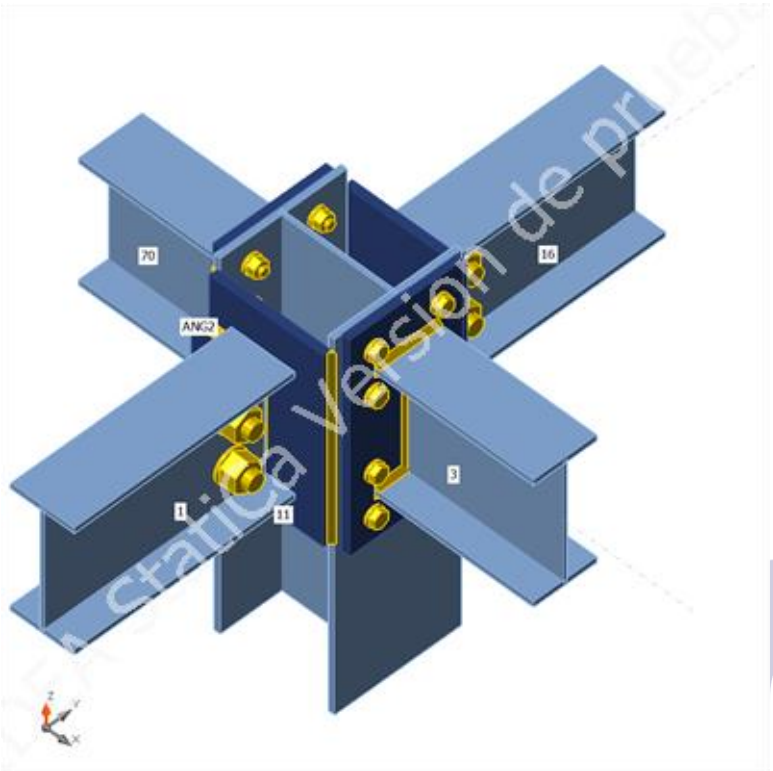
Material

Acero A992Fy50, A572 Gr.50,
Hormigón4000 psi, 3000 psi

Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β – Dirección [°]	γ - Inclinación[°]	α - Rotación [°]	Desplazamientoex [mm]	Desplazamientoey [mm]	Desplazamientoez [mm]	Fuerzas en
70	3 - IPE200	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posición
11	5 - HEA200	0,0	0,0	0,0	170	0	0	Posición
1	3 - IPE200	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posición
16	3 - IPE200	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posición
3	3 - IPE200	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Posición

SERGIO GOMEZ INGENIERIA



Secciones

Nombre	Material
3 - IPE200	A992Fy50
5 - HEA200	A992Fy50
10 - L(AISC)102X76X12.7	A992Fy50
12 - L(AISC)102X102X12.7	A572 Gr.50

Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm^2]
1/2 A325	1/2 A325	13	827,4	127
1 A325	1 A325	25	827,4	507

Cargas (Fuerzas en equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr(1)	70	-0,7	0,0	-15,8	2,0	-9,1	0,0
	11	72,5	2,0	11,7	0,1	11,4	-3,1
	1	0,0	0,0	-0,9	0,0	0,0	0,0
	16	0,4	0,0	-25,2	0,0	0,0	0,0
	3	-2,1	0,0	-25,8	3,8	21,1	0,0
ENVELOPE(5)	70	-2,0	0,0	-15,8	1,9	-6,5	0,0
	11	68,4	11,2	0,8	-2,3	13,1	-1,0

	1	-0,8	0,0	-0,9	0,0	0,0	0,0
	16	1,7	0,0	-23,8	0,0	0,0	0,0
	3	-1,3	0,0	-23,6	3,6	18,0	0,0
0.9D+1.0EY(3)	70	-1,0	0,0	-7,5	0,9	-3,0	0,0
	11	32,4	7,9	1,2	-1,8	6,2	0,0
	1	-0,6	0,0	-0,4	0,0	0,0	0,0
	16	1,1	0,0	-11,1	0,0	0,0	0,0
	3	-0,8	0,0	-11,2	1,7	8,7	0,0
0.9D+1.0Ex(2)	70	-1,0	0,0	-7,5	0,9	-2,9	0,0
	11	32,3	3,2	-1,0	-0,5	6,4	-0,9
	1	-0,2	0,0	-0,4	0,0	0,0	0,0
	16	0,5	0,0	-11,1	0,0	0,0	0,0
	3	-0,5	0,0	-11,0	1,7	8,2	0,0
1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	70	-0,7	0,0	-16,5	2,1	-9,4	0,0
	11	75,4	2,0	12,2	0,1	11,9	-3,1
	1	0,0	0,0	-1,0	0,0	0,0	0,0
	16	0,4	0,0	-26,2	0,0	0,0	0,0
	3	-2,2	0,0	-26,8	3,9	21,9	0,0
0.9D+1.6W(4)	70	-0,4	0,0	-8,4	1,0	-4,7	0,0
	11	38,0	1,0	6,1	0,0	6,0	-1,6
	1	0,0	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0
	16	0,2	0,0	-13,1	0,0	0,0	0,0
	3	-1,1	0,0	-13,5	2,0	11,0	0,0
1,4D(7)	70	-0,5	0,0	-11,1	1,4	-6,2	0,0
	11	50,6	1,4	8,1	0,1	8,0	-2,2
	1	0,0	0,0	-0,6	0,0	0,0	0,0
	16	0,3	0,0	-17,3	0,0	0,0	0,0
	3	-1,5	0,0	-17,9	2,7	14,7	0,0
1.2D+1.0Ex+1.0L(8)	70	-1,3	0,0	-13,2	1,6	-6,3	0,0
	11	58,7	3,9	3,2	-0,5	10,5	-2,1
	1	-0,2	0,0	-0,7	0,0	0,0	0,0
	16	0,7	0,0	-20,3	0,0	0,0	0,0
	3	-1,2	0,0	-20,4	3,1	15,9	0,0
1.2D+1.0Ey+1.0L(9)	70	-1,2	0,0	-13,2	1,6	-6,3	0,0
	11	58,7	8,7	5,5	-1,7	10,3	-1,1
	1	-0,6	0,0	-0,7	0,0	0,0	0,0

Nombre	**Elemento**	**N** [kN]	**Vy** [kN]	**Vz** [kN]	**Mx** [kNm]	**My** [kNm]	**Mz** [kNm]
	16	1,3	0,0	-20,3	0,0	0,0	0,0
	3	-1,5	0,0	-20,6	3,1	16,4	0,0
1.2D+1.6W+1.0L+0.5G+0.5Lr(10)	70	-0,7	0,0	-15,0	1,9	-8,6	0,0
	11	68,6	1,8	11,1	0,1	10,8	-2,9
	1	0,0	0,0	-0,9	0,0	0,0	0,0
	16	0,4	0,0	-23,8	0,0	0,0	0,0
	3	-2,0	0,0	-24,4	3,6	20,0	0,0

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	2,7 < 5,0%	OK
Tornillos	94,5 < 100%	OK
Soldaduras	96,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	Material	F_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	σc_{Ed} [MPa]	Estado de laverificación
70-bfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,8	0,2	0,0	OK
70-tfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,8	0,2	0,0	OK
70-w 1	A992Fy50	344,7	5,6	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	124,3	0,0	0,0	OK
11-bfl 1	A992Fy50	344,7	10,0	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,9	0,2	25,7	OK
11-tfl 1	A992Fy50	344,7	10,0	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	211,1	2,3	64,3	OK
11-w 1	A992Fy50	344,7	6,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,5	0,0	0,0	OK
1-bfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	ENVELOPE(5)	2,6	0,0	0,0	OK
1-tfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr(1)	2,6	0,0	0,0	OK
1-w 1	A992Fy50	344,7	5,6	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	13,5	0,0	0,8	OK
16-bfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	68,5	0,0	0,0	OK
16-tfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	68,3	0,0	0,0	OK
16-w 1	A992Fy50	344,7	5,6	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	208,8	1,2	22,0	OK
3-bfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	211,9	2,7	0,0	OK
3-tfl 1	A992Fy50	344,7	8,5	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	211,8	2,7	0,0	OK
3-w 1	A992Fy50	344,7	5,6	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	207,1	0,3	0,0	OK
ANG1-bfl 1	A992Fy50	344,7	12,7	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	86,7	0,0	0,0	OK
ANG1-w 1	A992Fy50	344,7	12,7	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,5	0,0	32,7	OK
ANG2-bfl 1	A572Gr.50	344,7	12,7	0.9D+1.6W(4)	7,2	0,0	0,0	OK
ANG2-w 1	A572Gr.50	344,7	12,7	ENVELOPE(5)	9,5	0,0	1,4	OK
Conexión 70-11	A572Gr.50	344,7	12,7	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	206,6	0,1	23,2	OK
Conexión 3-11	A572Gr.50	344,7	12,7	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	208,5	1,1	68,3	OK
c 1-11	A572Gr.50	344,7	12,7	ENVELOPE(5)	37,8	0,0	0,0	OK
RIGIDIZAR	A992Fy50	344,7	12,7	ENVELOPE(5)	67,2	0,0	0,0	OK
c 16-11	A572Gr.50	344,7	12,7	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	83,5	0,0	0,0	OK
RIGIDIZAR	A992Fy50	344,7	12,0	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	199,5	0,0	0,0	OK

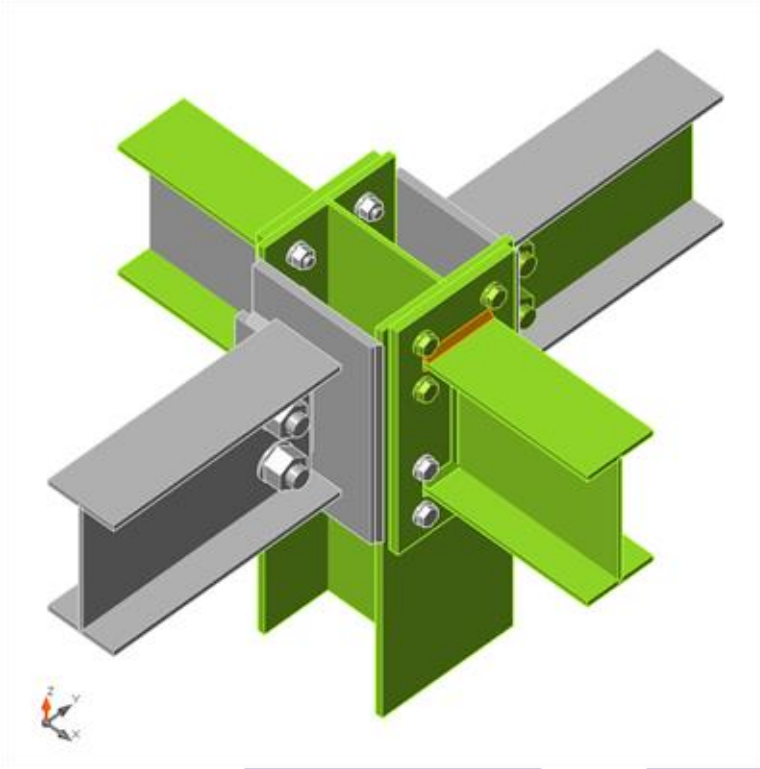
Datos de diseño

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
A992Fy50	344,7	5,0
A572 Gr.50	344,7	5,0

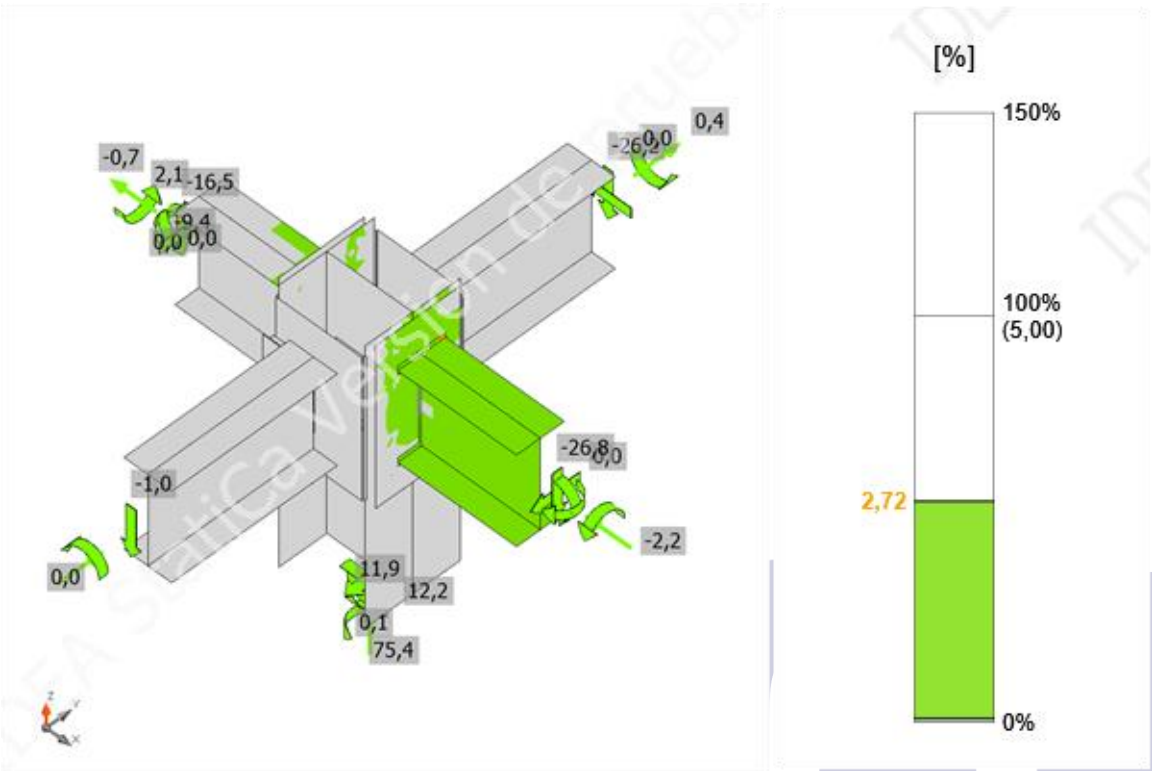
Explicación del símbolo

ε_{Pl}	Deformación plástica
σc_{Ed}	Tensiones de Contacto
σ_{Ed}	Ec. tensión
fy	Límite elástico
ε_{lim}	Límite de la deformación plástica

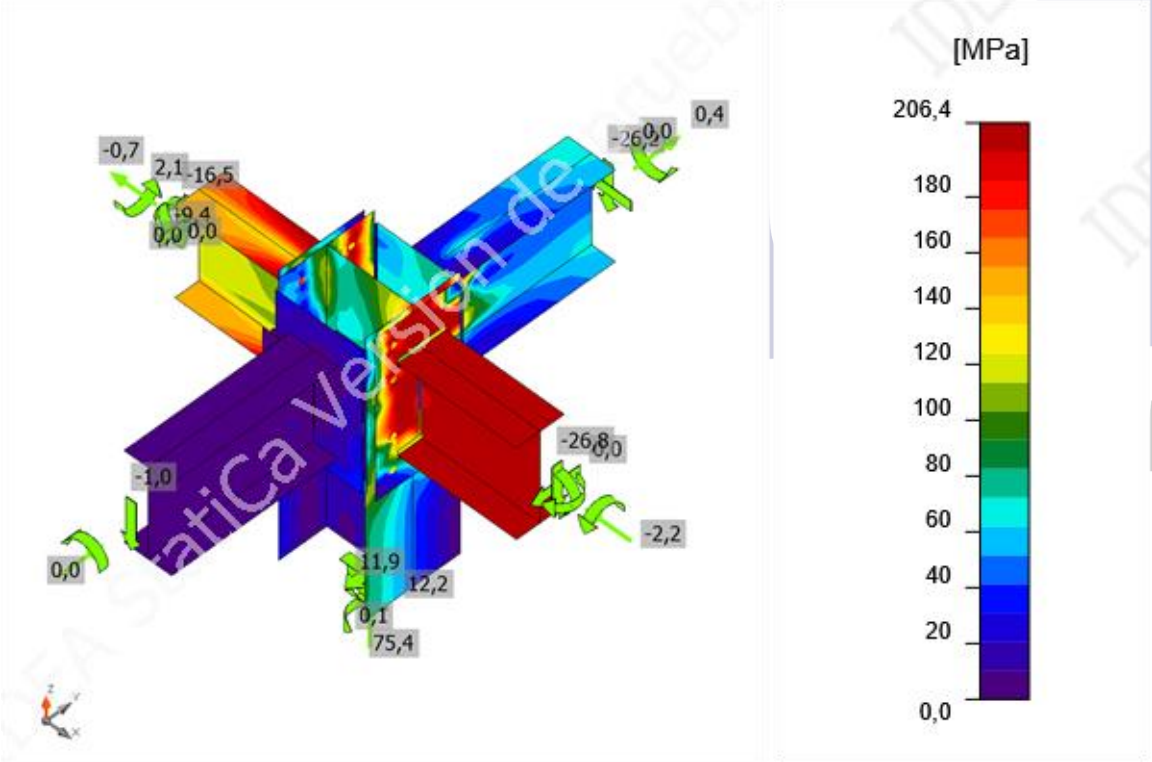


Verificación general, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

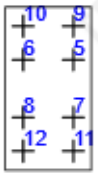
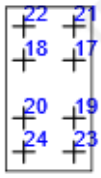
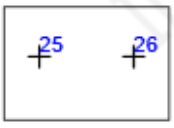
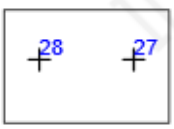


Verificación de deformación, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)



Tensión equivalente, 1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	Rn/ $\Omega_{Portante}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Estado
	B5	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	8,2	4,0	68,3	21,0	16,8	-	OK
	B6	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	23,3	1,1	68,3	59,3	4,5	-	OK
	B7	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	12,4	4,2	68,3	31,5	17,7	-	OK
	B8	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,3	1,1	68,3	5,8	4,5	-	OK
	B9	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	9,4	4,0	68,3	23,9	17,0	-	OK
	B10	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	21,1	2,8	68,3	53,8	11,7	-	OK
	B11	1/2 A325 - 1	ENVELOPE(5)	13,8	3,4	68,3	35,2	14,3	-	OK
	B12	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	1,4	2,8	68,3	3,6	11,8	-	OK
	B17	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	37,1	2,3	68,3	94,5	9,7	-	OK
	B18	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	31,0	5,4	68,3	78,8	23,0	-	OK
	B19	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	10,5	1,8	68,3	26,7	7,6	-	OK
	B20	1/2 A325 - 1	1.2D+1.0Ex+1.0L(8)	12,7	5,4	68,3	32,2	22,9	-	OK
	B21	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	33,3	4,5	68,3	84,9	19,0	-	OK
	B22	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	30,7	7,2	68,3	78,1	30,4	78,4	OK
	B23	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,2	5,7	68,3	5,6	24,3	-	OK
	B24	1/2 A325 - 1	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	9,4	8,3	68,3	24,0	35,1	-	OK
	B25	1 A325 - 2	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	14,9	57,8	76,5	9,5	61,3	-	OK
	B26	1 A325 - 2	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	17,3	58,4	63,6	11,0	62,0	-	OK
	B27	1 A325 - 2	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	0,4	2,1	76,5	0,3	2,3	-	OK
	B28	1 A325 - 2	ENVELOPE(5)	0,5	2,4	62,8	0,3	2,5	-	OK

Datos de diseño

Calidad	$Rn/\Omega_{Tracción}$ [kN]	$Rn/\Omega_{Cortante}$ [kN]
1/2 A325 - 1	39,3	23,6
1 A325 - 2	157,1	94,2

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

Explicación del símbolo

F_t Fuerza de tracción

V Resultante de las fuerzas cortantes Vy, Vz en el tornillo.

$Rn/\Omega_{Portante}$ Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornilloUt_t Utilización a tracción

Ut_s Utilización a cortante

Ut_{ts} Utilización a tensión y cortante

$Rn/\Omega_{Tracción}$ Resistencia de los pernoss a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2$Rn/\Omega_{Cortante}$ Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	R_n/Ω [kN]	Ut [%]	Estado
Conexión70-11	70-bfl 1	E70xx	◢4,2L	◢6,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	15,4	18,0	85,4	OK
		E70xx	◢4,2L	◢6,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	14,6	17,7	82,5	OK
Conexión70-11	70-tfl 1	E70xx	◢4,2L	◢6,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	14,9	17,6	84,2	OK
		E70xx	◢4,2L	◢6,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	15,6	17,9	87,2	OK
Conexión70-11	70-w 1	E70xx	◢3,5L	◢5,0L	191	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	12,3	16,3	75,3	OK
		E70xx	◢3,5L	◢5,0L	191	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	9,7	13,9	70,1	OK
Conexión3-11	3-bfl 1	E70xx	◢5,7L	◢8,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	21,0	22,9	91,6	OK
		E70xx	◢5,7L	◢8,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	20,8	24,4	85,1	OK
Conexión3-11	3-tfl 1	E70xx	◢5,7L	◢8,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	20,5	21,9	93,4	OK
		E70xx	◢5,7L	◢8,0L	100	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	21,7	22,5	96,3	OK
Conexión3-11	3-w 1	E70xx	◢3,5L	◢5,0L	191	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	14,4	16,2	88,8	OK
		E70xx	◢3,5L	◢5,0L	191	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	13,4	16,1	83,4	OK
c 1-11	11-tfl 1	E70xx	◢4,9	◢7,0	299	25	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	6,0	21,1	28,6	OK
c 1-11	11-bfl 1	E70xx	◢4,9	◢7,0	299	25	ENVELOPE(5)	4,8	26,0	18,5	OK
c 16-11	11-tfl 1	E70xx	◢4,9	◢7,0	279	25	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	12,9	26,7	48,3	OK
c 16-11	11-bfl 1	E70xx	◢4,9	◢7,0	279	25	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	6,9	26,1	26,4	OK
c 1-11	ANG2-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	81	13	0.9D+1.6W(4)	0,7	14,8	4,9	OK
11-bfl 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	79	20	ENVELOPE(5)	4,1	16,9	24,0	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	79	20	ENVELOPE(5)	5,0	17,0	29,3	OK
11-w 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	133	22	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,5	15,5	16,4	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	134	22	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,4	17,8	13,5	OK
11-tfl 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	3,3	17,0	19,6	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.0Ex+1.0L(8)	3,6	16,6	21,4	OK
c 1-11	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	170	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,5	17,6	14,1	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	170	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,4	18,0	13,5	OK
c 1-11	ANG2-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	80	13	ENVELOPE(5)	0,8	16,3	4,6	OK
11-bfl 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	4,8	16,1	29,7	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	6,1	17,0	36,0	OK

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

11-w 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	134	22	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	4,0	18,7	21,3	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	134	22	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	2,7	19,1	14,0	OK
11-tfl 1	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	10,6	15,6	68,2	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	78	20	1.2D+1.6L+0.5G+0.5Lr(1)	12,4	16,6	75,1	OK
c 16-11	RIGIDIZAR	E70xx	◢4,0L	◢5,7L	169	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	8,2	16,6	49,3	OK
		E70xx	◢4,0L	◢5,7L	169	21	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	7,8	17,6	44,3	OK
c 16-11	ANG1-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	69	14	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	9,5	15,1	62,8	OK
c 16-11	ANG1-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	139	13	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	13,1	19,2	68,0	OK
c 16-11	ANG1-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	69	14	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	9,2	14,9	61,5	OK

Ítem	Borde	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	R_n/Ω [kN]	Ut [%]	Estado
c 16-11	ANG1-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	139	13	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	6,3	17,1	37,1	OK
c 1-11	ANG2-bfl 1	E70xx	◢7,1	◢10,0	139	13	1.2D+1.6G+1.6Lr+1.0L+0.8W(6)	0,9	19,0	4,5	OK

Explicación del símbolo

T_h Espesor de garganta de soldadura
L_s Tamaño de la soldadura
L Longitud de la soldadura
L_c Longitud del elemento crítico de la soldadura
F_n Fuerza en el elemento crítico de la soldadura R_n/Ω Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4Ut Utilización

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Configuración de la norma

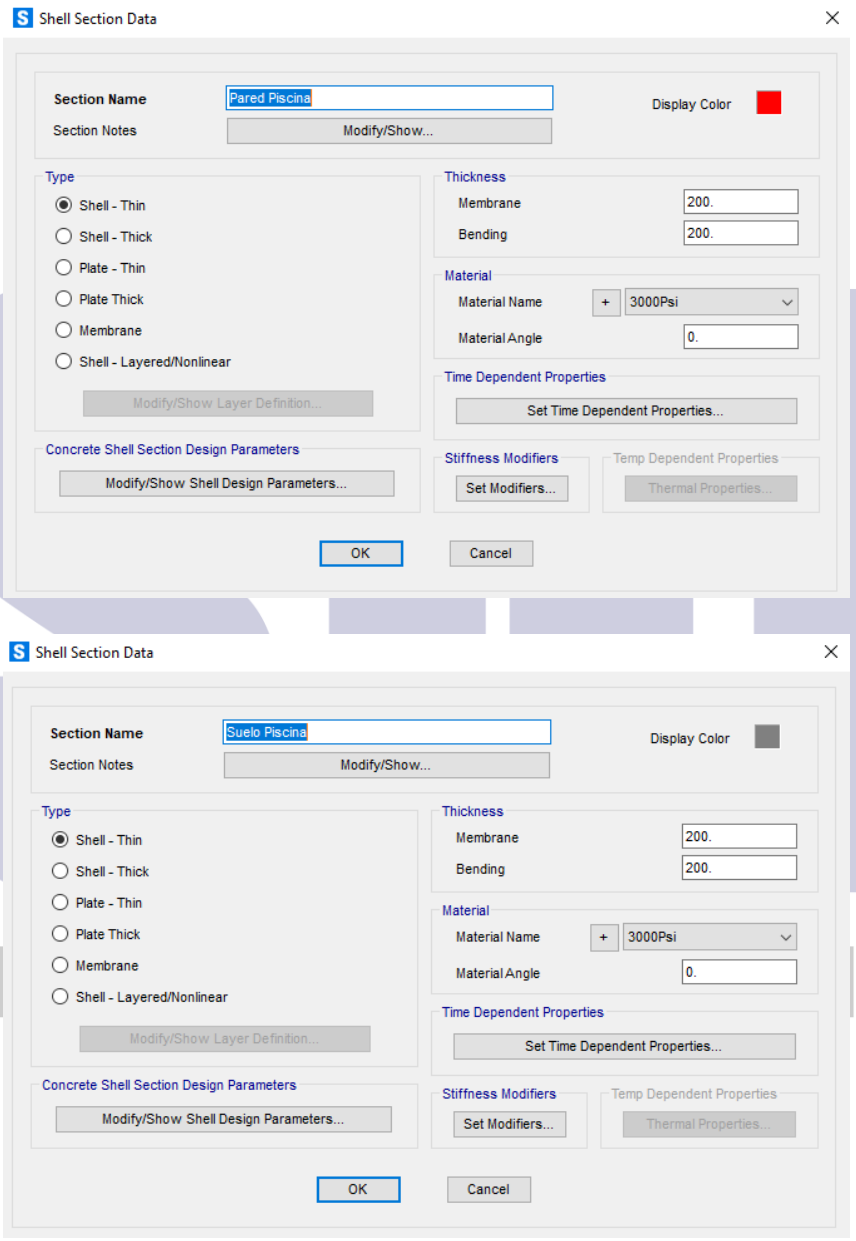
Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coeficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coeficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribuciónplástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ambos		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de lasoldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para seccioneshuecas

SERGIO GOMEZ INGENIERIA

7. DISEÑO DE CONTENEDORES DE AGUA

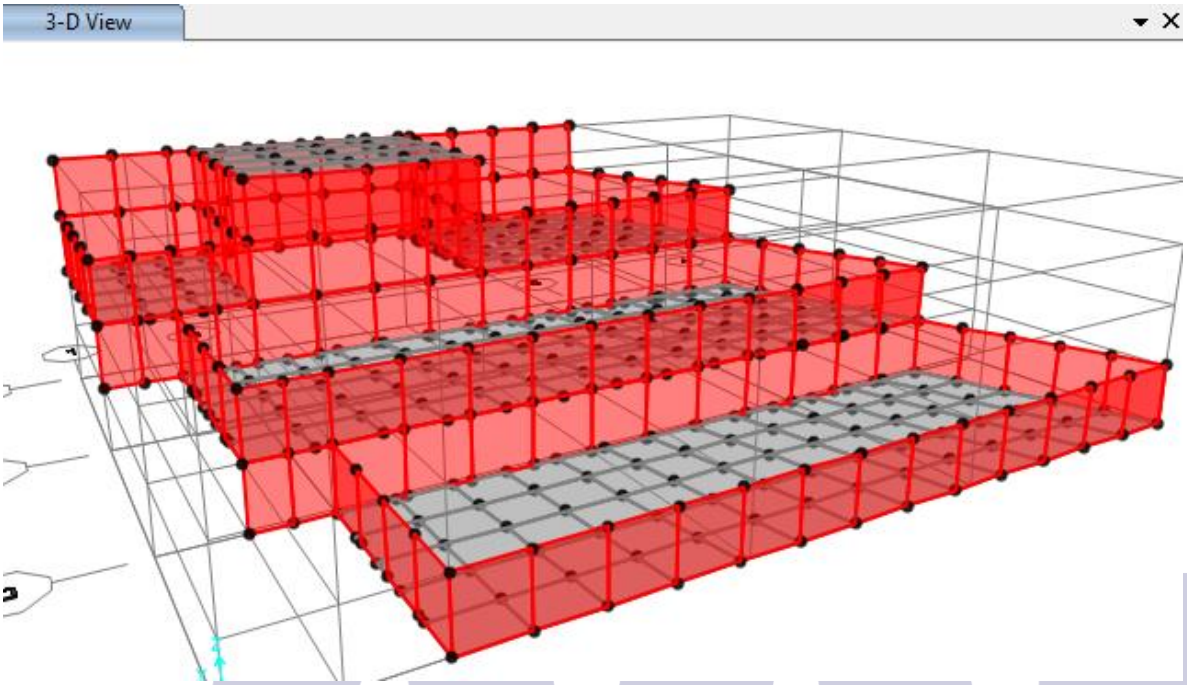
7.1 PROPIEDADES DE MODELO

Para comenzar el modelado de los contenedores de agua se define primero las secciones de suelo y muro a utilizar, las cuales se muestran a continuación con espesores de 20cms, concreto de 3000psi, y acero de 420Mpa distribuido en capa superior y capa inferior.



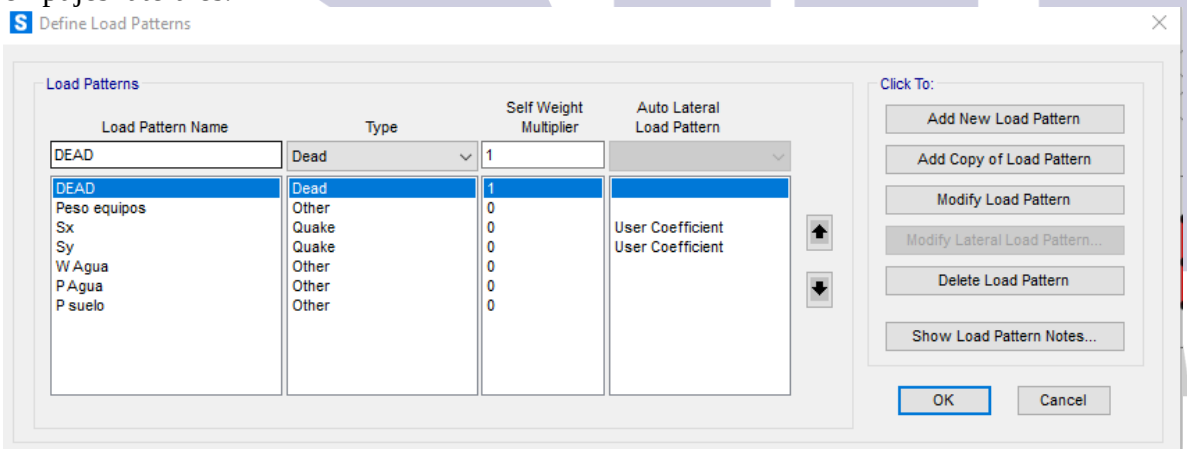
7.2 MODELO 3D

Se realiza el modelado de los contenedores diferenciando entre paredes y suelo, y dividiendo cada área en máximo 0.50m de largo.



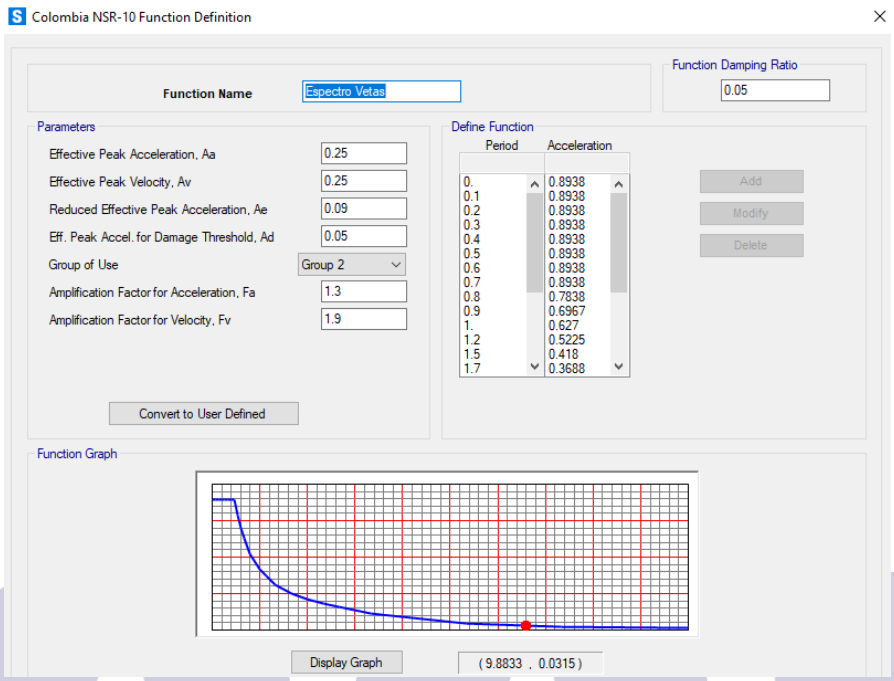
7.3 PATRONES DE CARGA

Se definen los siguiente patrones de carga: Peso equipos que se refiere al peso del busto que irá en la parte superior; W agua que se refiere al peso gravitacional del agua, y P agua y P suelo que se refieren a cargas de empujes laterales.



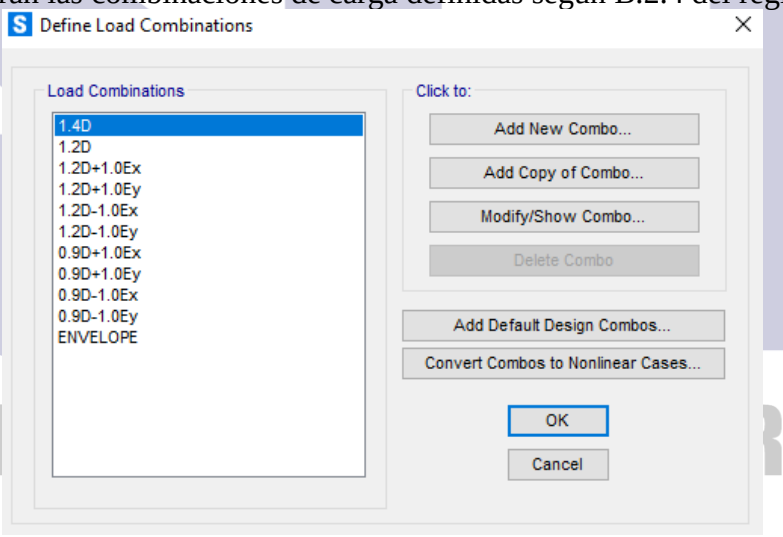
7.3 ESPECTRO DE RESPUESTA

Definimos el espectro de respuesta para Vetas, Santander con el objetivo de incluir las fuerzas sísmicas dentro del diseño.



7.4 COMBINACIONES DE CARGA

A continuación, se muestran las combinaciones de carga definidas según B.2.4 del reglamento NSR-10.



7.5 ASIGNACION DE CARGAS

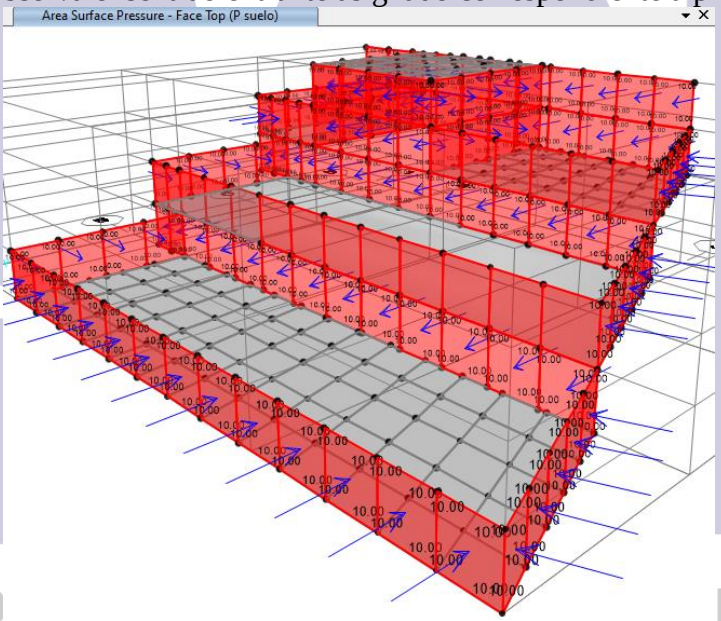
Como carga lateral por presión de tierras se tiene en cuenta la presión producida por el propio peso del terreno y además por una sobrecarga de 5KN/m2, de donde la carga lateral producida por presión de tierras es de 5.96 KN/m2.

h [m]	1
Sobrecarga qok [KN/m2]	5
γ suelo [KN/m3]	18
φ °	36
δ °	24.00
θ °	0

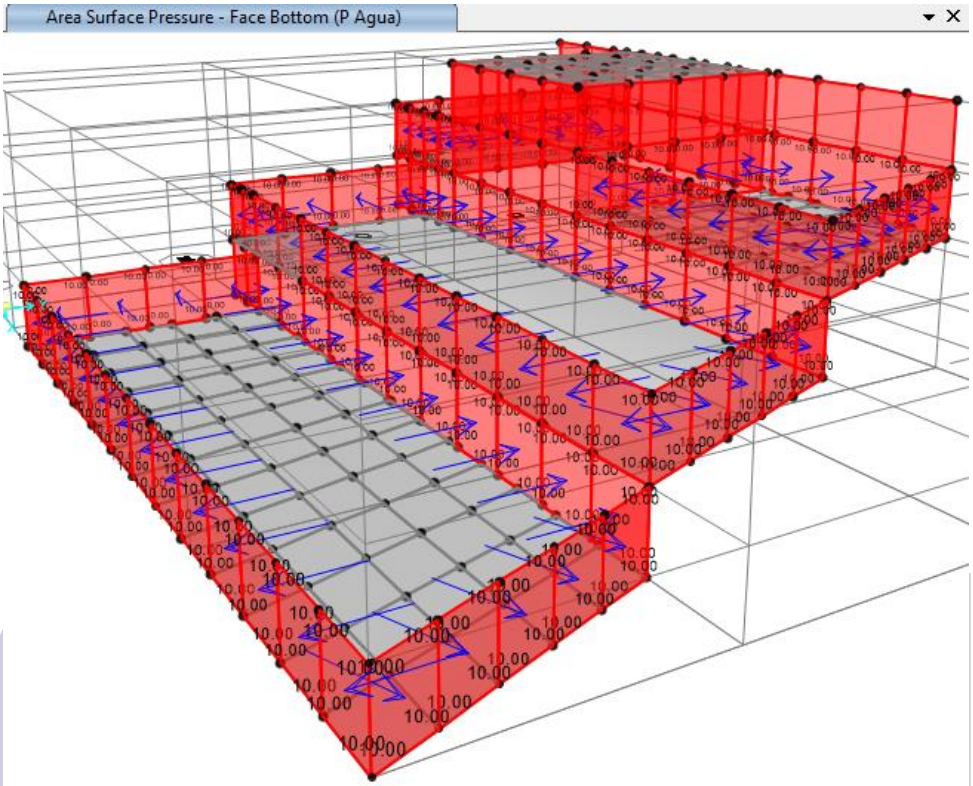
a °	0
Cohesion [KN/m2]	0.4
Ka	0.259
Capacidad portante [KN/m2]	284.49
f´c [Mpa]	21
fy [Mpa]	420

Evaluacion de cargas horizontales	
h' [m]	0.28
Ea	3.63
p' [KN/m2]	1.30
P (h+h')	5.96
Brazo [m]	0.39

En la siguiente imagen se observa el sentido entrante asignado correspondiente a presión de tierras.



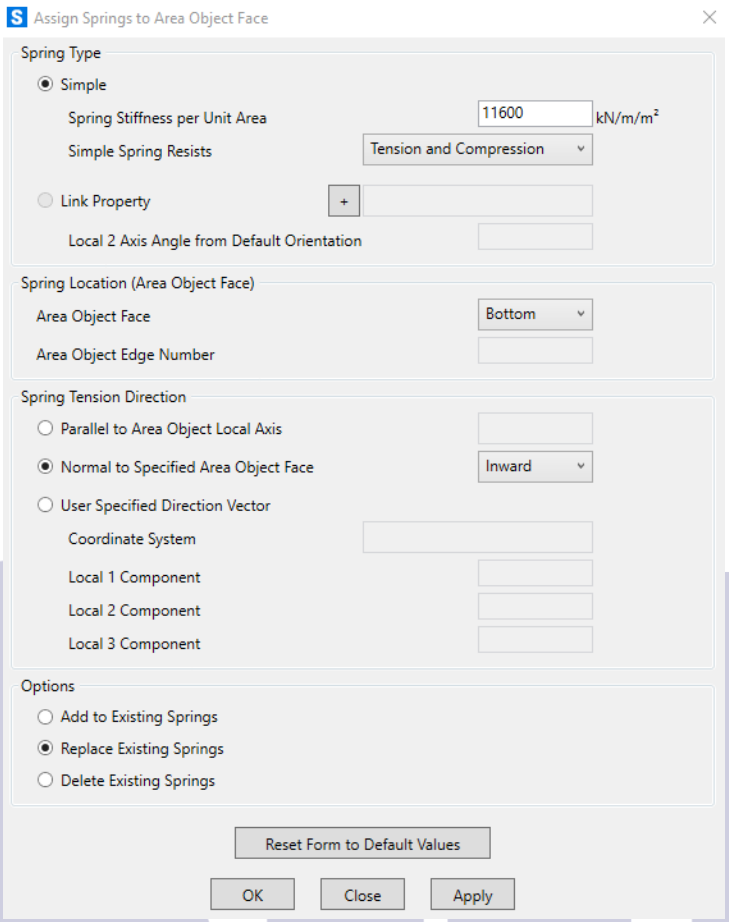
La carga lateral producida por el agua aumenta a 10KN/m y tiene sentido saliente como se observa en la grafica del modelo.



Adicionalmente en el fondo del contenedor de agua se aplica una carga de agua de 5KN/m2, producida por 0.5m de altura del agua.
En la placa del busto se aplica una carga de equipos de 10 KN/m2, producida por el peso del mismo.

SGI
SERGIO GOMEZ INGENIERIA

Seguidamente al suelo se le asigna el coeficiente de Balasto de 11600 KN/m3 de acuerdo a lo consignado en el estudio de suelos.



7.6 CHEQUEO DE ELEMENTOS

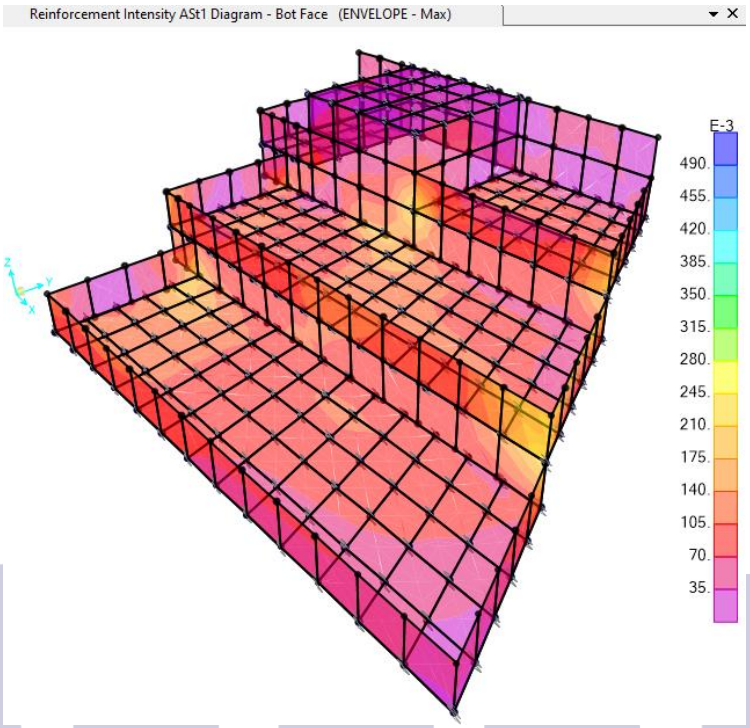
Antes de revisar los resultados establecidos por el programa definimos la cuantía mínima y el acero mínimo a suministrar a placas y muros de 20cm de espesor por metro de profundidad.

ρ	0.002
H [mm]	200
B [mm]	1000
As [mm2]	400mm2/m
As suministrado	#3 c/15cm

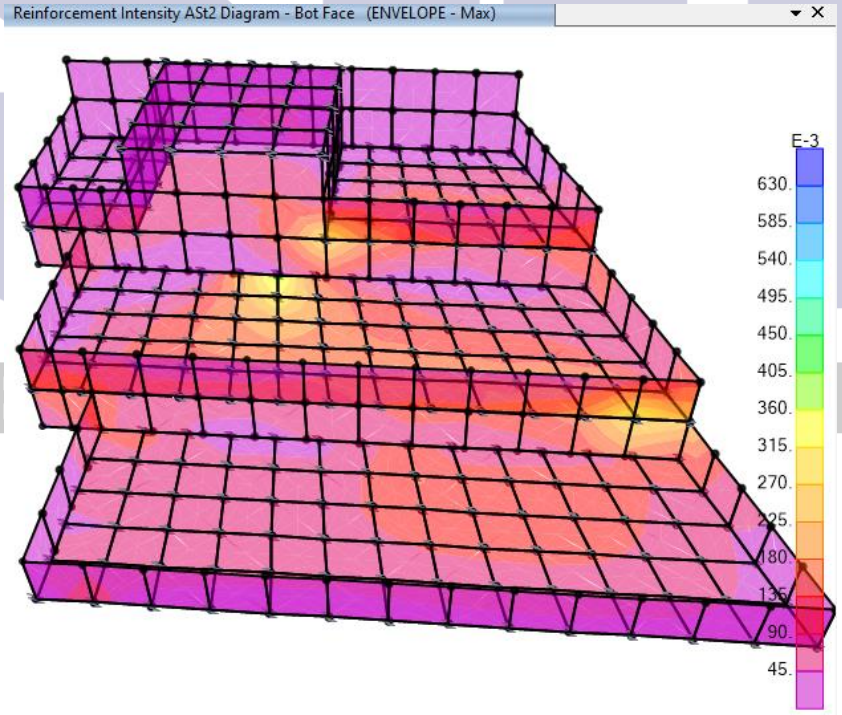
Por último, corremos el programa y observamos la cantidad de acero que nos solicita en cada cara el programa.

En la cara inferior en dirección 1 son necesarios 330mm2/m, los cuales no sobrepasan el acero mínimo, por lo tanto, se suministra #3c/15cms

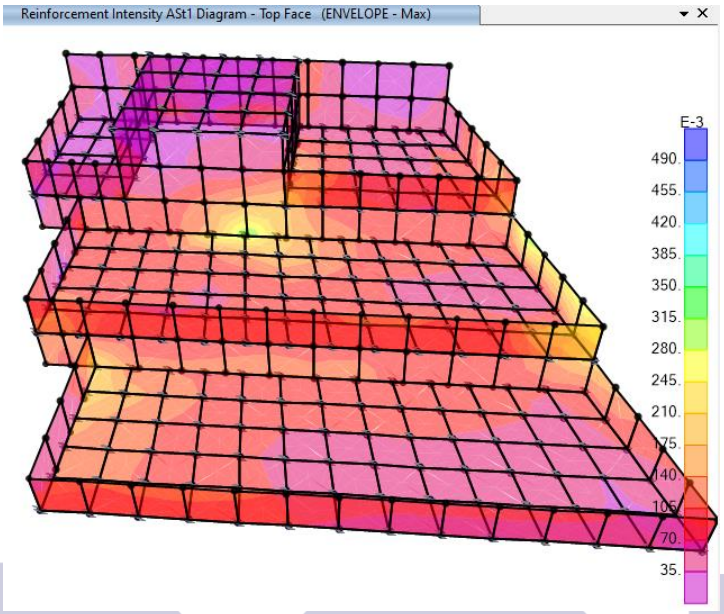
SERGIO GOMEZ INGENIERIA



En la cara inferior en dirección 1 son necesarios 380mm2/m, los cuales no sobrepasan el acero mínimo, por lo tanto se suministra #3c/15cms



En la cara superior en dirección 1 son necesarios 280mm2/m, los cuales no sobrepasan en acero mínimo, por lo tanto, se suministra #3c/15cms



En la cara superior en dirección 2 son necesarios 290mm2/m generalmente, los cuales no sobrepasan el acero mínimo, por lo tanto se suministra #3c/15cms, pero en la zona de junta entre el muro que baja desde el busto y la placa se deben suministrar 650mm2/m, por lo tanto en esta zona suministramos #3 intermedias a las #3/15cm ya establecidas anteriormente, es decir que en esta zona suministramos #3c/7.5cms en una longitud aferente de 1.0m.

