

MEMORIAS DE CALCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTE

PROYECTO: OPTIMIZACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DEL MUNICIPIO DE COYAIMA – TOLIMA

SUB-PROYECTOS:

**DESARENADOR
VIADUCTO 1
VIADUCTO 2
TANQUE ELEVADO
TANQUE CONTACTO CLORO**

CALCULARON:

**HUGO ALBARELLO BAHAMON
INGENIERO CIVIL
M.P. No.: 2564**

**JAIRO ANDRES RUBIO BONILLA
INGENIERO CIVIL
M.P. No.: 70202155315 TLM**

**IBAGUE – TOLIMA
OCTUBRE DE 2016**

DESARENADOR

DESCRIPCION DEL PROYECTO

En el presente documento se consignan las memorias del diseño sismo-resistente de la estructura del DESARENADOR, el cual hace parte de los subproyectos del proyecto de Optimización del sistema de abastecimiento de agua del Municipio de Coyaima, Departamento del Tolima, de conformidad con los criterios y parámetros de diseño aplicables, establecidos en la NSR – 10, es especial lo establecido en el Capítulo C.23, ***Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto.***

Esta estructura hidráulica, tiene unas dimensiones generales de 1.70 m de ancho, por 13.05 m de largo y una profundidad variable entre de 1.60 y 2.35 m.

CONSIDERACIONES ESPECIALES

El concreto a utilizar en esta estructura, será de $f'c$ de 28 Mpa, de conformidad con lo establecido en el numeral C.23-C.1.1.

No se tienen registros en los estudios suministrados, de la presencia de elementos registrados en la Tabla C.23 - C.4.2.1 – “*Categorías y clases de exposición*”, tales como sulfatos, ni de su exposición a químicos corrosivos, ni otro tipo de exposición que ameriten la utilización de concretos especiales, ni de otros cuidados, aparte de los recubrimientos y demás consideraciones establecidas en este capítulo de la NSR 10.

Tampoco se esperan problemas de erosión o efectos de abrasión del agua, pues por su características hidráulicas de funcionamiento, el desarenador opera con muy bajas velocidades del agua, tanto en su ingreso a la estructura como en su recorrido y en la salida.

Por otra parte, el desarenador, por su ubicación próxima a la bocatoma, estará enterrado completamente, y por sus dimensiones reducidas, no amerita la disposición de juntas para compensar movimientos.

En cuanto a los recubrimientos, sus valores mínimos, dados los tamaños del refuerzo, menores a $\frac{3}{4}$ ", estarán acordes con los establecidos en la Tabla C.23-C.7.7.1 a saber:

- Para muros en contacto con rellenos de tierra y con agua: 50 mm
- Para losas vaciadas contra la tierra y en contacto permanente con ella 75 mm
- Para otros muros no incluidos en los dos anteriores 20 mm
- Para otras placas no incluidas en los dos anteriores 20 mm

Las cuantías de retracción y temperatura, dado que no se dispone de juntas, serán de 0.0050^1 , con espaciamientos no mayores a 300 mm y un tamaño mínimo de barra de No. 4.

La NSR 10, en su numeral C.23-C.9.2 establece el coeficiente de durabilidad S_d a aplicar a este tipo de estructuras ambientales, las expresiones para su determinación y los demás requisitos para su aplicación. Igualmente, en el numeral C.23-C.10.5, al referirse al refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, señala que: *"Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis para la resistencia requerida U sin incluir el coeficiente de durabilidad ambiental S_d ."*

Con respecto al estudio de suelos, éste fue realizado por el Ingeniero Civil Luis Roberto Rosas Marín, para la empresa JVS IAN.SAS, quien determinó para el desarenador, una capacidad de soporte de 28.8 t/m^2 , para una profundidad de cimentación de 1.0 m^2 , capacidad muy superior a las presiones de contacto que genera el desarenador, que no alcanzan a llegar a 5.0 t/m^2 .

¹ NSR 10 Tabla C23.-C7.12.2.1

² Estudio de suelos – Pág. 59

DISEÑO DEL DESARENADOR

Para el diseño de los muros del desarenador, existen dos casos de carga, que son más desfavorables que el caso del desarenador operando normalmente. Estos casos son:

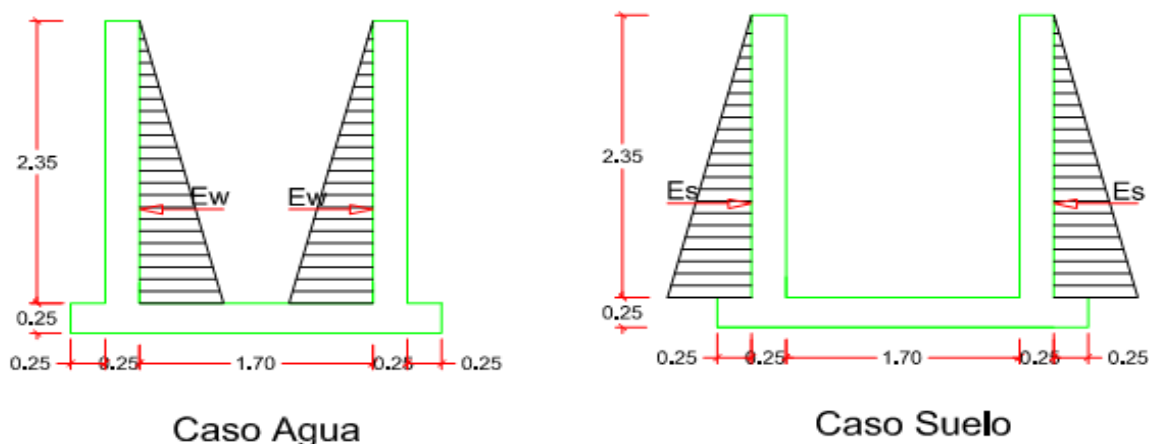
- Presión de suelos, con desarenador vacío (sin agua)
- Presión de agua del desarenador lleno, sin relleno exterior (sin suelo)

Como se puede deducir de las figuras que se encuentran a continuación, en ambos casos las presiones resultantes se anulan mutuamente a través de la placa de piso del desarenador, por lo cual no hay necesidad de analizar volcamiento ni deslizamiento.

Los dos casos definen el acero de refuerzo necesario, para cada una de las caras de los muros como para las dos caras de la placas de fondo de la estructura.

Estos muros tienen alturas variables, pero se diseñará para la altura máxima de 2.30 m, suponiendo que el agua está a punto de rebose, dado que los resultados para las alturas menores, terminan ajustándose a las cuantías mínimas de retracción y temperatura exigidas por el numeral C.23-C.9.2 de la NSR 10

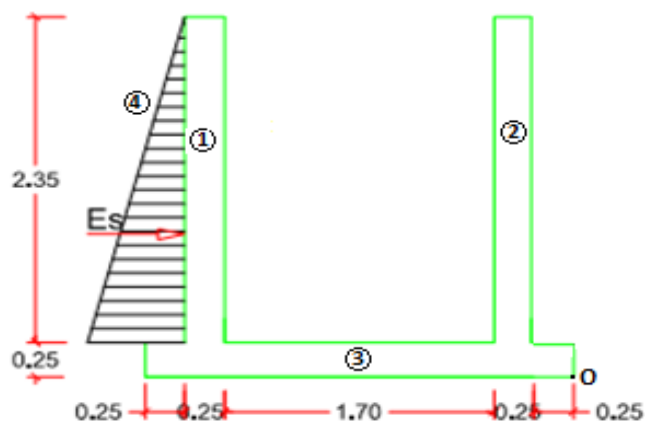
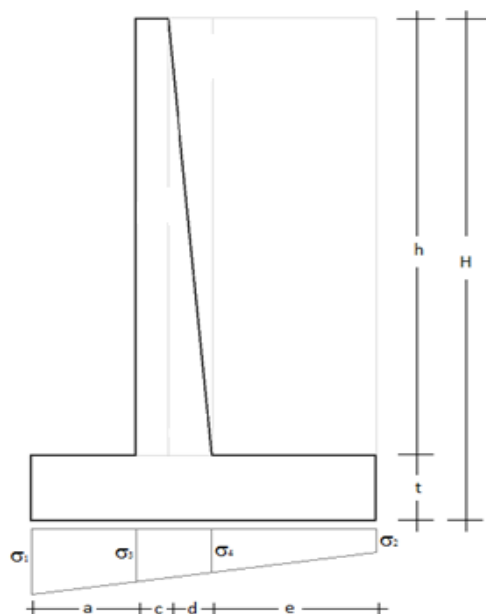
El caso más desfavorable siempre será el de presión de agua.



NOTA:

Posteriormente a la emisión de las observaciones, se introdujeron cambios a los supuestos iniciales, en especial la relativa a que una de las caras del desarenador no tiene casi terreno por uno de sus lados, por lo cual se procederá con la revisión completa del diseño del desarenador con esta condición. A la izquierda el modelo que se conserva por efectos de nomenclatura y a la derecha el desarenador completo, con el empuje del terreno eliminado completamente, lo cual no es del todo cierto, porque algo de empuje de suelos se presentará en dicho costado, pero considerado sin el empuje del suelo, será la condición más desfavorable posible.

El análisis se hará para un metro de sección del desarenador, tomando la de mayor profundidad.



Caso Suelo

Datos del terreno (Estudio de suelos)

Peso unit terreno Y (t/m ³)	1.99
Angulo de fricción interna	28
Coef. Presión Ka =	0.36
Coef. De fricción mu	0.55
Capacidad portante (t/m ²)	28.80

Datos del muro

Alt total: H (m)	2.60
Empuje: E (t) =	2.43
Mom volc: Mv (t-m)	2.11
Base muro B (m)	2.70
Peso unitario concr:	2.40
Espesor muros y losa de fondo	0.25

$$E = K_a * Y * H^2 / 2$$

$$M_v = K_a * Y * H^3 / 6$$

Tomando momentos respecto al punto O se tiene:

Elemento	Mat	Dimensiones	W	Brazo	Mr
1	Concr	0.25*2.35*2.4	1.41	2.325	3.28
2	Concr	0.25*2.35*2.4	1.41	0.375	0.53
3	Concr	0.25*(0.25*4+1.7)*2.4	1.62	1.350	2.19
4	Suelo	0.25*2.35*1.99	1.17	2.575	3.01

Resultados	Peso total (t) =	5.609	Mr =	9.01
Factor de seguridad al volc.	FSV			4.28
Factor de seguridad al desliz.	FSD			1.27

OK

NC

Como el factor de seguridad al deslizamiento no alcanza el valor mínimo de 1.50, la zarpa del lado izquierdo se incrementa de 0.25 a 0.45 m, con lo cual, tomando de nuevo momentos respecto al punto O, se tiene:

Elemento	Mat	Dimensiones	W	Brazo	Mr
1	Concr	0.25*2.35*2.4	1.41	2.325	3.28
2	Concr	0.25*2.35*2.4	1.41	0.375	0.53
3	Concr	0.25*(0.40+0.25*3+1.70)*2.4	1.74	1.450	2.52
4	Suelo	0.45*2.35*1.99	2.10	2.675	5.63

Resultados		Peso total (t) =	6.664	Mr =	11.96	
Factor de seguridad al volc.	FSV				5.68	OK
Factor de seguridad al desliz.	FSD				1.51	OK

El ancho total ahora de la base (placa de fondo) es: $0.45 + 0.25 \cdot 3 + 1.70 = 2.90$ m

Presiones sobre el terreno

Posición de la resultante $x = (Mr - Mv) / Wt = (11.96 - 2.11) / 6.66 = 1.48$
 $x = 1.48$ $b/6 = 0.4833$

Excentricidad e (m) = $B/2 - x = -0.028597178$ Está en el tercio medio

Presiones en el terreno = $Pt/B \cdot (1 \pm 6e/B)$

Presión máxima (t/m^2) $\sigma_1 = 2.434$ sin incluir peso del agua

Presión mínima (t/m^2) $\sigma_2 = 2.162$ sin incluir peso del agua

El análisis se realizó con el desarenador desocupado, es decir, sin incluir el peso del agua, que es el caso más desfavorable para la estabilidad global, que se cumple satisfactoriamente.

Para obtener las mayores presiones del terreno, sólo sería necesario incrementar la presión máxima con el peso del agua, esto es de $2.35 t/m^2$, con lo cual la presión máxima sobre el terreno sería de:

Presión máxima (t/m^2) $\sigma_1 = 2.43 + 2.35 = 4.78 t/m^2$

La capacidad portante es de: $28.80 t/m^2$

Diseño estructural (por unidad de ancho)

Materiales

Concreto de $f'_c = 280$ Kgf/cm²
 Acero de refuerzo de $f_y = 4200$ Kgf/cm²
 Acero de estribos de $f_y = 4200$ Kgf/cm²

Coefficiente de durabilidad

El coeficiente de durabilidad calculado es de 1.33 (ver página 9) = 1.33

Diseño muro - Caso empuje del suelo

Altura máxima suelo (m)	2.35	
Empuje total suelo E_s (t)	1.98	
Factor de mayoración suelo	1.60	$Mu = 1.6 \cdot S_d \cdot E_s \cdot H/3$
Mu base del muro (t-m)	3.65	Afectado por S_d
Recubr. Concreto	0.075	
d (m) =	0.175	
$p_{balanceada}$ =	0.02851	
p_{max} =	0.02138	
p_{min} =	0.00333	
p_{req} =	0.00322	
$p_{corregido}$ =	0.00322	
A_s (cm ² /m) =	5.64	
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
No. de varillas =	5	
Espaciamiento varilla (m) =	0.23	Colocar varillas #4 c./0.23 m
Cortante último V_u	4.21	Afectado por S_d $V_u = 1.6 \cdot S_d \cdot E$
V_c (t) =	13.19	OK $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
Acero de repartición		
A_{sl} (cm ² /m) =	6.25	Cuantía por cara
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
Espaciamiento varilla (m) =	0.20	Colocar varillas #4 c./0.2 m

Diseño muro - Caso empuje del agua

Altura max agua (m)	2.35	
Empuje total agua E_w (t) =	2.76	
Factor de mayoración agua	1.20	$M_u = 1.2 \cdot S_d \cdot E_w \cdot H/3$
Mu base del muro (t-m)	3.45	Afectado por S_d
Recubr. Concreto	0.050	
d (m) =	0.20	
pbalanceada =	0.02851	
pmax =	0.02138	
pmin =	0.00333	
preq =	0.00231	
pcorregido =	0.00308	
As (cm ² /m) =	6.15	
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
No. de varillas =	5	
Espaciamiento varilla (m) =	0.21	Colocar varillas #4 c./0.21 m
Cortante último V_u	4.40	Afectado por S_d
V_c (t) =	15.08	
Acero de repartición		
Asl (cm ² /m) =	6.25	Cuantía por cara
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
Espaciamiento varilla (m) =	0.20	Colocar varillas #4 c./0.2 m

Diseño losa de fondo - Caso suelo

El momento en la losa es el mismo momento en el extremo inferior del muro

Mu máx del muro (t-m)	3.65	Afectado por S_d
Recubr. Concreto	0.075	
d (m) =	0.175	
pbalanceada =	0.02851	
pmax =	0.02138	
pmin =	0.00333	
preq =	0.00322	
pcorregido =	0.00322	Incrementado en 4/3
As (cm ² /m) =	5.64	
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
No. de varillas =	5	
Espaciamiento varilla (m) =	0.23	Colocar varillas #4 c./0.23 m
Cortante último V_u	1.13	Afectado por S_d
V_c (t) =	13.19	OK $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
Acero de repartición		
Asl (cm ² /m) =	6.25	Cuantía por cara
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm ²) =	1.29	
Espaciamiento varilla (m) =	0.20	Colocar varillas #4 c./0.2 m

Diseño losa de fondo - Caso agua

Mu máx del muro (t-m)	3.45	Afectado por Sd
Recubr. Concreto	0.050	
d (m) =	0.200	
pbalanceada =	0.02851	
pmax =	0.02138	
pmin =	0.00333	
preq =	0.00231	
pcorregido =	0.00308	Incrementado en 4/3
As (cm²/m) =	6.15	
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm²) =	1.29	
No. de varillas =	5	
Espaciamiento varilla (m) =	0.21	Colocar varillas #4 c./0.21 m
Cortante último Vu	7.00	Afectado por Sd
Vc (t) =	15.08	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
Acero de repartición:		
Asl (cm²/m) =	6.25	Cuantía por cara
Usar varilla # =	4	
Area varilla (cm²) =	1.29	
Espaciamiento varilla (m) =	0.20	Colocar varillas #4 c./0.2 m

DISEÑO CAJA DESAGUE

Dimensiones de la caja: B = 1.20 m L = 1.00 m H = 2.35 m

Ancho libre mayor del muro B = 1.20 m

El diseño de esta caja es igual al del desarenador y para sus muros se asumirá el máximo empuje del suelo correspondiente a una altura de 2.35 m, aun cuando de la topografía se deduce que puede ser mucho menor.

Lo que sí se sabe es que no tendrá presión de agua, por cuanto estará conectada en su fondo a un drenaje permanente y e. En caso de inundación, el agua entrará por el desagüe, pero estará siempre compensada con un igual nivel de agua en el exterior (la que causa la inundación), por lo cual es como si el agua no existiera, desde el punto de vista estructural, por lo cual se diseñará con el empuje del terreno, pero sin hacer análisis de estabilidad, porque los empujes de suelo siempre estarán compensados. En resumen, el diseño se hará sólo con base en el empuje lateral del suelo sobre la caja y dadas las reducidas dimensiones de la caja, se asumirá que este funciona apoyado lateralmente en los muros en sus extremos, diseño que se hará para la luz más larga que es de 1.20 m y para el máximo empuje que es el que actúa en el extremo inferior del muro.

A esta estructura no se le aplicará el factor de durabilidad, dado que no lo requiere.

Diseño estructural

Empuje total suelo Es (t) =	1.98	
Factor de mayoración suelo	1.60	
Mu máx en muro (t-m)	0.57	Mu = 1.6*Es*B²/8
Recubr. Concreto	0.075	m
Espesor del muro	0.200	m
d (m) =	0.125	
pbalanceada =	0.02851	
pmax =	0.02138	
pmin =	0.00333	
preq =	0.00095	
pcorregido =	0.00180	
As (cm²/m) =	2.25	
Usar varilla # =	3	
Area varilla (cm²) =	0.71	
No. de varillas =	4	

Espaciamiento varilla (m) =	0.32		Colocar varillas #3 c./0.32 m
Cortante último Vu	1.90		$V_u = 1.6 \cdot E_s \cdot B/2$
Vc (t) =	8.31	OK	$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$
Acero de repartición Rho =	0.0020		
Asl (cm²/m) =	4.00	Cuantía por cara	
Usar varilla # =	3		
Area varilla (cm²) =	0.71		
Espaciamiento varilla (m) =	0.17		Colocar varillas #3 c./0.17 m

COEFICIENTE DE DURABILIDAD

De conformidad con el numeral C.23-C.9.2.6, La resistencia requerida U para secciones que no sean controladas por compresión, debe multiplicarse por el siguiente coeficiente de durabilidad ambiental S_d en aquellas porciones de las estructuras ambientales donde la durabilidad, la estanqueidad, u otras consideraciones de funcionamiento deban tenerse en cuenta.

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

Donde: $\gamma = \frac{\text{carga mayorada}}{\text{carga no mayorada}}$

Para el caso de la accion del agua o del suelo, este factor tiene un valor igual al valor del coeficiente de mayoración de 1.6, pues la carga actuante es sólo el agua o suelo.

Calculando el f_s máx con la ecuación C.23-2, para exposición ambiental normal, se tiene:

$$f_{s,max} = \frac{57000}{\beta \sqrt{s^2 + 4(50 + d_b/2)^2}}$$

Donde:

$$\beta = 1.35 \quad \text{para } h < 400 \text{ mm} \quad \text{C.23-C.10.6.4.4}$$

$$d_b = 12.7 \text{ mm (barra \#4)}$$

$$s = 210 \text{ mm} \quad \text{Para valores inferiores de } s, \text{ el } f_{s,max} \text{ tendrá valores superiores}$$

$$f_{s,max} = 177 \text{ Mpa}$$

Así:

$$S_d = \frac{0.9 \cdot 420}{1.6 \cdot 177} = 1.33$$

PARAMETROS PARA EL DESPIECE.

Para el despiece de la estructura, se estableció el refuerzo requerido y en el caso de que éste resulte inferior al refuerzo de retracción y temperatura por cada cara del elemento, se colocará este último.

VIADUCTO 1

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	4
NORMATIVIDAD APLICADA.	4
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.....	5
METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO.....	5
AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO	6
CARGAS MUERTAS.	6
CARGA VIVA.	6
CARGA DE SISMO.....	7
CARGAS DE VIENTO.	10
COMBINACIONES DE CARGAS.	11
RESULTADOS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	12
DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES.	12
DISEÑO DE PENDOLONES.....	14
DISEÑO DE ZAPATAS DE TORRES.....	14
CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE.	15
DISEÑO DE TORRES.....	17
DISEÑO DE CERCHA DE SOPORTE.	19
DISEÑO DE CONEXIONES.....	21
CONEXIONES ENTRE ANGULOS.....	21
DISEÑO PLACA BASE DE COLUMNAS METALICAS.	22
VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.	22
DISEÑO DEL ANCLAJE DE LOS CABLES PRINCIPALES.	24
DISEÑO UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	24

Índice de imágenes.

Imagen 1. Cargas muertas asignadas (kN/m).....	6
Imagen 2. Cargas vivas aplicadas (kN/m)	7
Imagen 3-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN Y.....	8
Imagen 4-Aplicación de fuerzas sísmicas en dirección X.	9
Imagen 5-Definición de fuerza de viento.	10
Imagen 6-Eschema de las torres.....	17
Imagen 7-Eschema de la cercha de soporte.	19

Índice de tablas.

Tabla 1-Distribución de fuerzas sísmicas.	8
Tabla 2-Resultados de cálculo de fuerzas globales.	10
Tabla 3-Definición de secciones de torres.	18
Tabla 4-Resultados de diseño de torres.....	18
Tabla 5-Definición de secciones de cercha de soporte.	20
Tabla 6-Resultados de diseño de la cercha de soporte de tubería.	20

INTRODUCCIÓN

A continuación, se presentan las memorias de cálculo de la estructura del viaducto 1 el cual soporta una tubería de conducción de agua potable, la estructura está conformada por dos macizos de anclaje de concreto reforzado los cuales soportan dos cables de $\varnothing 1\frac{1}{2}$ ", a los cables se unen pendolones en varilla $\varnothing 3\frac{3}{8}$ " espaciados cada 2.0m y de los cuales se une una cercha en celosía conformada por ángulos sencillos, dentro de la cercha se ubica y soporta la tubería.

Los cables se apoyan sobre dos torres de 5.15m de altura conformadas por perfiles metálicos tipo HEA los cuales se apoyan sobre pedestales y zapatas de concreto reforzado.

NORMATIVIDAD APLICADA.

Para el diseño de la estructura del viaducto se aplicaron normativas de acuerdo a los materiales que conforman la estructura.

Para el diseño y detallado de los elementos de concreto reforzado se aplicaron los requisitos del título C de la NSR-10.

Para el diseño de los elementos metálicos se aplicaron los requisitos del título F de la NSR-10 y AISC-10.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas se aplicó el apéndice A-1 del título A de la NSR-10.

Para fuerzas de viento, cargas muertas y vivas y combinaciones de cargas se aplicó el título B de la NSR-10.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

La resistencia a la compresión de los elementos de concreto reforzado como zapatas, pedestales y macizos de anclaje deberá ser mínimo $f'_c=21$ MPa.

El cemento usado en el concreto debe cumplir con las normas NTC 121.

Los agregados del concreto deben cumplir con las normas NTC 174, el tamaño máximo del agregado debe ser $3/4"$.

El acero de refuerzo deber ser corrugado que cumpla con las normas NTC 2289 con resistencia a la fluencia $f_y=420$ MPa.

Los ángulos sencillos que conforman la cercha deberán ser en acero A992Fy50.

Los cables principales deberán ser en acero ASTM A586 o A603.

Platinas de anclaje y conectores en acero A36.

Soldaduras en electrodo E70XX.

METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO

Para el diseño de la estructura se utilizó el software Etabs 2013, en el cual mediante elementos tipo barra se generó la geometría del viaducto, se asignaron cargas muertas y vivas uniformemente distribuidas a la cercha de soporte de la tubería la cual las distribuye a los pendolones, estos la distribuyen a los cables y estos a las torres de soporte y macizos de anclaje, el peso propio de la estructura es calculada por el software en función de la densidad de los materiales que conforman los elementos, las cargas sísmicas y de viento son calculadas automáticamente por el software en función de los parámetros definidos por el usuario.

El método de diseño utilizado en el diseño de los cables y pendolones el método de los esfuerzos de trabajo, para el diseño de la torre de soporte de los cables, la cercha de soporte de la tubería y zapatas se utiliza el método de la resistencia ultima.

AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO

CARGAS MUERTAS.

La carga muerta por peso propio de la estructura es calculada por el software.

La carga muerta sobreimpuesta corresponde al peso de la tubería, teniendo en cuenta que es una tubería de 8" que conduce agua potable, el área del tubo es 324cm² y trabajando a tubo lleno se tendría un peso de 32.42kgf/m, se asigna una carga muerta sobreimpuesta de 50kg/m.

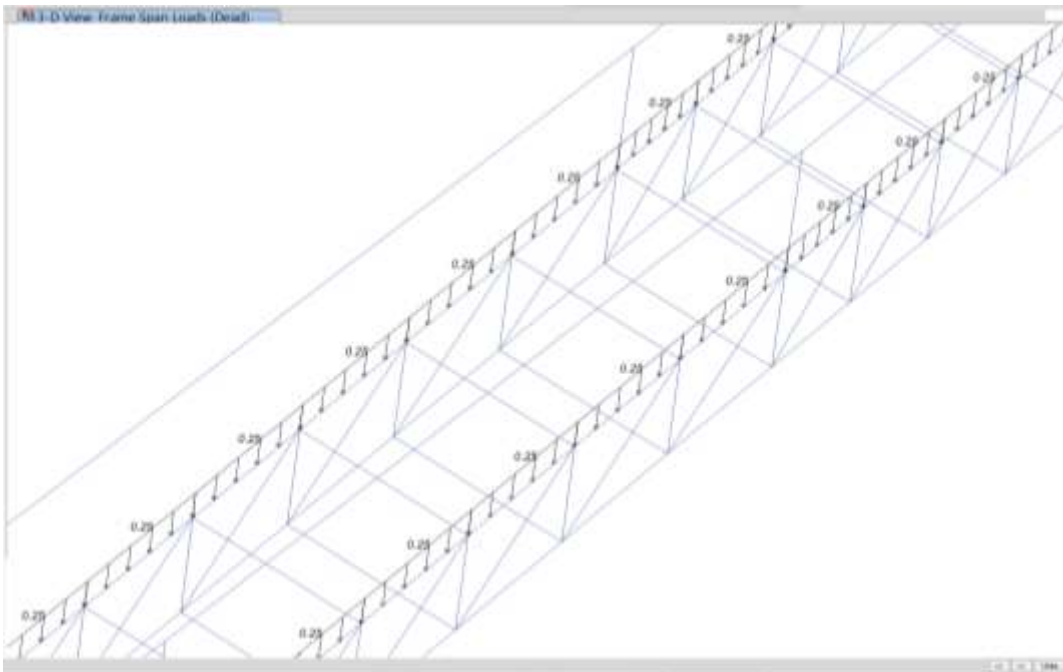


IMAGEN 1. CARGAS MUERTAS ASIGNADAS (kN/m).

CARGA VIVA.

De acuerdo con la tabla B.4.2.1-2. se asigna una carga viva equivalente a la de una cubierta inclinada en teja con pendiente menor a 15°, es decir carga viva igual a 50kg/m², debido a que el ancho de la cercha de soporte de la tubería es 40cm resulta una carga viva de 20kg/m, se utiliza una carga viva mínima de 50kg/m.

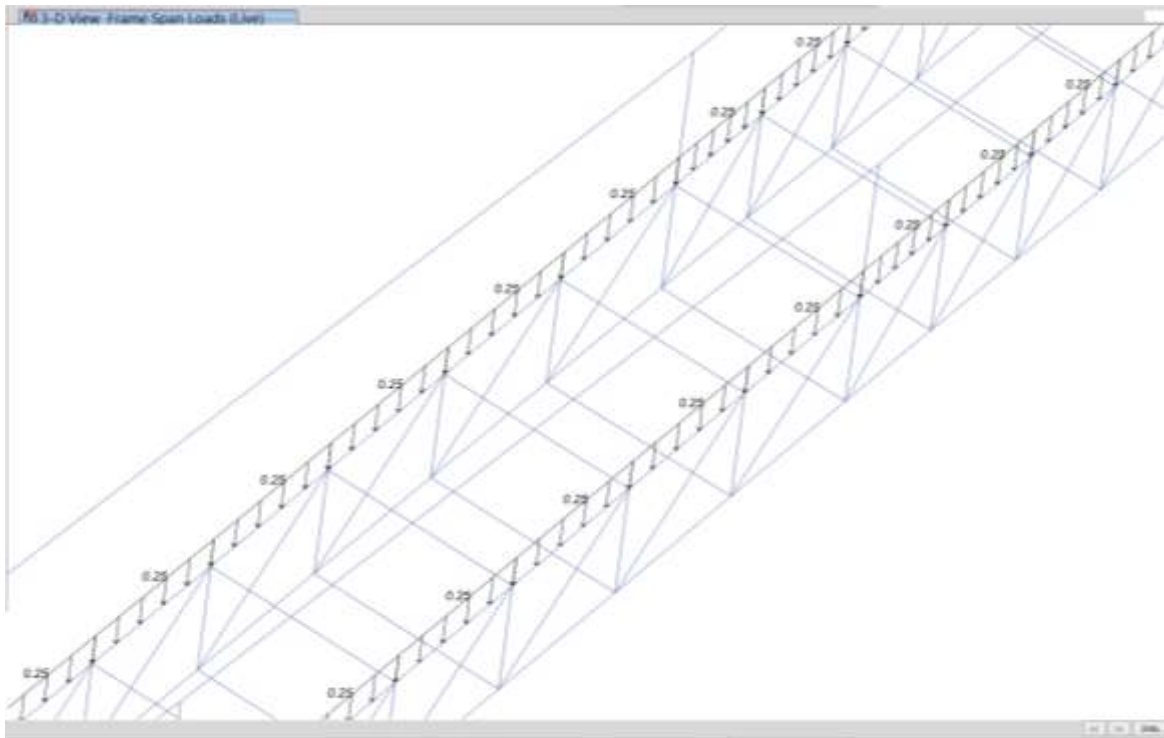


IMAGEN 2. CARGAS VIVAS APLICADAS (kN/m)

CARGA DE SISMO.

Debido a que no existe una normativa explícita para el diseño de viaductos se realiza el cálculo de fuerzas sísmicas siguiendo las recomendaciones del apéndice A-1. Del título A de la NSR-10.

Coeficiente de Importancia: teniendo en cuenta que la estructura hace parte de una línea vital se asigna un coeficiente de importancia correspondiente al grupo de uso IV con $I=1.50$.

Zona de amenaza sísmica alta, con valores de $A_a=0.25$ y $A_v=0.20$.

Perfil de suelo D con valores de $F_a=1.30$ y $F_v=2.0$.

Altura de la torre $H=5.15\text{m}$.

$C_t=0.72$, $\alpha=0.9$.

$$T_a = C_t * H^\alpha = 0.27\text{s}$$

$$S_a: 2.5 * A_a * F_a * I = 1.22$$

Carga muerta $W=1.61\text{ton}$

$$\text{Fuerza sísmica } F_s = S_a * W = 1.96\text{ton}$$

Coeficiente de Capacidad de disipación de energía $R_o=2.0$

TABLA 1-DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.

H (m)	W (ton)	M*H (ton*m)	Cvx	Fi (ton)
5.15	1.40	7.21	0.93	0.912
3.87	0.07	0.271	0.035	0.034
2.58	0.07	0.181	0.023	0.023
1.29	0.07	0.090	0.012	0.011
	1.61	7.752	1	0.98

Elevation View - C Joint Loads (Sy)

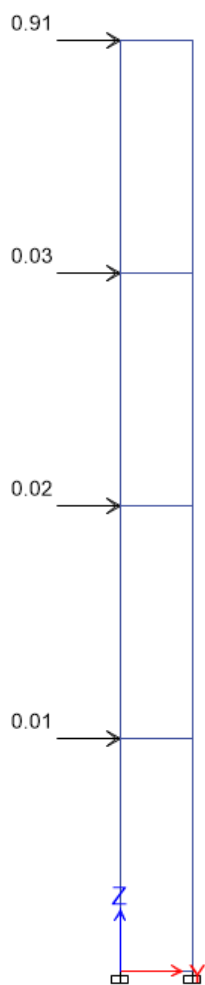


IMAGEN 3-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN Y.

Para el sismo en la dirección longitudinal del viaducto se genera una carga axial, ya que por la presencia de los cables principales la fuerza horizontal se anula.

$F_y = 1.29 \text{ ton}$.

Elevation View - C Joint Loads (Sx)

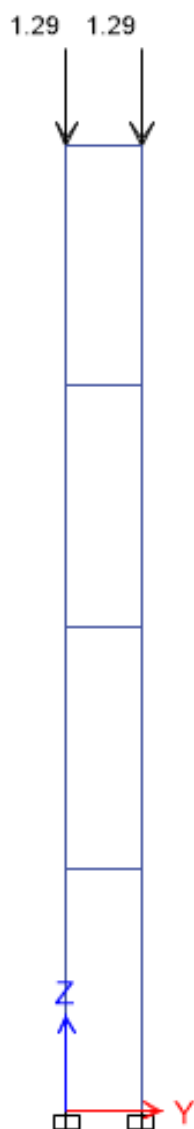


IMAGEN 4-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN X.

CARGAS DE VIENTO.

Para el cálculo de fuerzas de viento se utiliza la herramienta del software de cálculo el cual estima las fuerzas de viento de acuerdo con la norma ASCE7-10 la cual es la normativa base de la norma NSR-10, en el software se define la velocidad del viento básica y el tipo de exposición de acuerdo con lo especificado en el título B de la NSR-10.

IMAGEN 5-DEFINICIÓN DE FUERZA DE VIENTO.

TABLA 2-RESULTADOS DE CÁLCULO DE FUERZAS GLOBALES.

Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Dead	0	0	3.23	0.65	-85.47	0	0	0	0
Live	0	0	2.16	0.43	-57.2	0	0	0	0
Sx	0	0	5.16	1.03	-136.7	0	0	0	0
Sy	0	-2.86	0	10.95	0	-56.34	0	0	0
wind	0	-0.275	0	0.21	0	-7.272	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGAS.

DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.

Para el diseño de los cables principales, pendolones y dimensionamiento de zapatas y macizos de anclaje se utilizan las siguientes combinaciones de carga.

- $Serv1=1.0D.$
- $Serv1-1=1.0D+1.0L.$
- $Serv1-2=1.0D+1.0W.$
- $Serv1-3=1.0D+1.0E.$
- $Serv1-4=1.0D+0.75L+0.75W.$
- $Serv1-5=1.0D+0.75L+0.75E.$
- $Serv1-6=0.6D+1.0W.$
- $Serv1-7=0.6D+0.7E.$

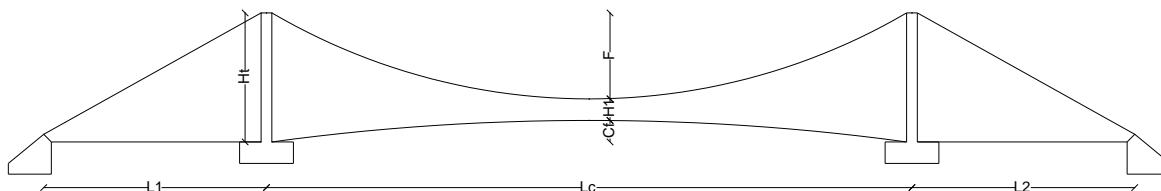
DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA.

Para el diseño de las torres de soporte de los cables, verificación de resistencia de los cables, cercha de soporte de la tubería y diseño de la cimentación se utilizan las siguientes combinaciones de carga.

- $Comb1=1.4D.$
- $Comb1-1=1.2D+1.6L.$
- $Comb1-2=1.2D+0.5W.$
- $Comb1-3=1.2D+1.0W+1.0L.$
- $Comb1-4=1.2D+1.0L+1.0Sx+0.3Sy.$
- $Comb1-5=1.2D+1.0L+1.0Sy+0.3Sx.$
- $Comb1-6=0.9D+1.0W.$
- $Comb1-7=0.9D+1.0Sx+0.3Sy.$
- $Comb1-8=0.9D+1.0Sy+0.3Sx.$

RESULTADOS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES.



MATERIALES

Resistencia del concreto de las torres f'_c =	21 MPa
Resistencia del concreto de estribos f'_c =	21 MPa
Acero estructural A36 f_y =	253 MPa
Soldadura E7016 f_y =	490 MPa

DIMENSIONES

Luz del puente L_c =	43 m
Longitud de anclaje $L_1=L_2$ =	7 m
altura de la torre H_t =	5.15 m
Contraflecha C_f =	0.1 m
altura tablero H_1 =	0.25 m
Comba o flecha F =	4.5 m
ancho total tablero=	0.3 m

AVALUO DE CARGAS

Carga viva de diseño=	50 kg/m
Tubería=	0.05 t/m ²
peso propio celosía=	0.1 t/m ²
Carga neta total muerta=	0.15 t/m ²
Carga muerta por cable=	0.0225 t/m
Carga viva por cable=	0.05 t/m
Carga neta por cable=	0.0725 t/m

DISEÑO DE LOS CABLES PRINCIPALES

Diametro de cable principal TIPO 6X19=	4/8 pul
Area de un cable=	1.27 cm ²
Resistencia del cable=	13.00 Ton
Fuerza horizontal en cada cable H =	3.72 Ton
Longitud inicial del cable S =	44.26 m
Alargamiento inicial del cable central Δs_1 =	0.080 m
Alargamiento de los cables laterales Δs_2 =	0.002 m

Alargamiento inicial total= 0.084 m
 Aumento inicial de la flecha= 0.160 m
 Flecha final= 4.660 m
 $y' =$ 0.42
 Tensión total en el cable= 4.04 Ton
 Cantidad de cables requeridos= 1.00
 Area total de cables $A_c =$ 1.27 cm²
 Módulo de elasticidad de los cables= 1500000 kg/cm²
 FACTOR DE SEGURIDAD= 3.22 OK

GEOMETRIA DEL CABLE

$p =$ 1155.625

X (m)	0	2	4	6	8	10
Y (m)	0.00	0.80	1.52	2.16	2.73	3.21
Cot. Cable	5.15	4.35	3.63	2.99	2.42	1.94
cot. Tablero	0.000	0.018	0.034	0.048	0.061	0.071
long. Pendo.	4.90	4.08	3.35	2.69	2.11	1.62

X (m)	12	14	16	18	20	21.5
Y (m)	3.62	3.95	4.21	4.38	4.48	4.50
Cot. Cable	1.53	1.20	0.94	0.77	0.67	0.65
cot. Tablero	0.080	0.088	0.093	0.097	0.100	0.100
long. Pendo.	1.20	0.86	0.60	0.42	0.32	0.30

DISEÑO DE CABLES POR METODO DE RESISTENCIA ULTIMA

Resistencia a la rotura del cable $\phi=1/2"$ $Tr=13 \text{ tonf}$

Tensión por carga muerta $TD=1.25 \text{ tonf}$

Tensión por carga viva $TL=2.79 \text{ tonf}$

Tensión por carga de viento $TW=0.01 \text{ tonf}$

Tensión por carga de sismo $TS=0.08 \text{ tonf}$

Tensión Nominal del cable $\phi TN=0.9 \cdot Tr=11.7 \text{ tonf}$

Combinación 1 $Tc1=1.4 \cdot TD=1.75 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc1=1$

Combinación 1-1 $Tc11=1.2 \cdot TD+1.6 \cdot TL=5.964 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc11=1$

Combinación 1-2 $Tc12=1.2 \cdot TD+0.5 \cdot TW=1.505 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc12=1$

Combinación 1-3 $Tc13=1.2 \cdot TD+1.0 \cdot TW+1.0 \cdot TL=4.3 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc13=1$

Combinación 1-4 $Tc14=1.2 \cdot TD+1.0 \cdot TS+1.0 \cdot TL=4.37 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc14=1$

Combinación 1-6 $Tc16=0.9 \cdot TD+1.0 \cdot TW=1.135 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc16=1$

Combinación 1-7 $Tc17=0.9 \cdot TD+1.0 \cdot TS=1.205 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc17=1$

De lo anterior se observa que el diametro del cable es suficiente para resistir las fuerzas a las que estará sometido el viaducto.

DISEÑO DE PENDOLONES.

Separación de pendolones=	2 m
Carga muerta=	0.05 Ton
Carga viva=	0.05 Ton
Carga por variación de temperatura=	0.0075 Ton
Total=	0.103 Ton
Diametro del pendolon=	3/8 Pul
Diametro de los pasadores=	4/8 Pul
Espesor de platina=	3/8 pul
Esfuerzo de aplastamiento en los pasadores=	84.73 kg/cm2 OK
Esfuerzo de Tensión en los pendolones=	143.85 kg/cm2 OK
Esfuerzo de Tensión en la platina sección neta=	4.87 kg/cm2 OK
Esfuerzo de corte en el pasador=	80.91 kg/cm2 OK
Esfuerzo de flexión=	764.54 kg/cm2 OK

DISEÑO DE ZAPATAS DE TORRES.

Resistencia del concreto $f'c$ =	210 kg/cm2
Resistencia del acero F_y =	4200 kg/cm2
Capacidad portante del terreno=	20 Ton/m2

Carga axial=	9.2	Ton	
Momento 22=	0.5	Ton*m	
Momento 33=	0.5	Ton*m	
Excentricidad 22=	0.054	m	
Excentricidad 33=	0.054	m	
Lado de la zapata=	1	m	
altura de la zapata=	0.3	m	
Lado b de la columna=	0.4	m	
Lado l de la columna=	0.4	m	
Esfuerzo máximo del terreno=	15.20	Ton/m2	OK
Esfuerzo mínimo del terreno=	3.20	Ton/m2	OK
Esfuerzo último=	20.74	Ton/m2	

DISEÑO A FLEXIÓN

Momento último=	0.93	Ton*m	
d=	22	cm	
a1=	5.5	cm	
As1=	1.28	cm2	
a2=	0.30	cm	
As final=	1.13	cm2	
As mínimo=	4.4	cm2	
Varilla utilizada=	4		
Area de la varilla=	1.27	cm2	
Separación de varillas=	24	cm	

DISEÑO A CORTANTE

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO	6156.00	cm2	
Area exterior=	9,628	kg	
Cortante último Vu=	248	cm	
Perimetro de punzonamiento bo=	65,229	kg	OK
Cortante nominal Vn=			
VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN	1,659	kg	
Cortante último Vu=	12,673	kg	OK
Cortante nominal Vn=			

CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE.

Longitud del macizo=	2	m	
ancho del macizo=	2	m	
Profundidad del macizo=	1	m	
Espesor del fondo=	1	m	
Espesor de las paredes=	1	m	
Profundidad de dentellon=	1.2	m	
angulo de los cables	36	grados	
Fuerza horizontal=	6.53	Ton	

Fuerza vertical=	4.75	Ton
Peso del concreto=	9.6	Ton
Peso del relleno=	0.0	Ton
Empuje pasivo sobre el detellon=	7.776	Ton
factor de seguridad al deslizamiento=	1.60	OK
VERIFICACIÓN DE LOS ANCLAJES DE LOS CABLES		
Diametro de los pernos de anclaje=	5/8	pul
Area del perno=	1.98	cm ²
Fuerza de tensión en cada cable=	1019.73	kg/cm ² OK
Longitud de anclaje=	130.2	cm

DISEÑO DE TORRES.

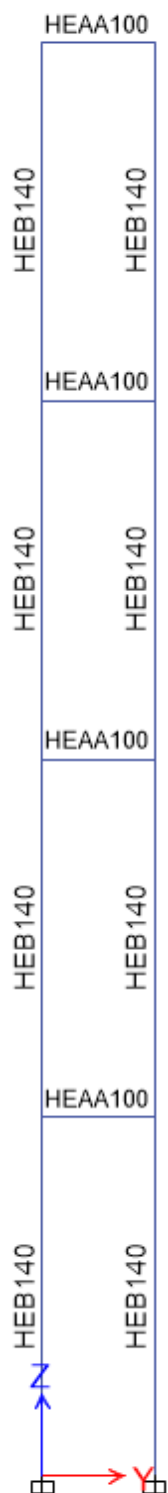


IMAGEN 6-ESQUEMA DE LAS TORRES.

TABLA 3-DEFINICIÓN DE SECCIONES DE TORRES.

Name	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	t2b m	tfb m	Area m ²
IPE160	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	0.16	0.082	0.0074	0.005	0.082	0.0074	0.002
HEB140	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	0.14	0.14	0.012	0.007	0.14	0.012	0.0042

TABLA 4-RESULTADOS DE DISEÑO DE TORRES.

Story	Label	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Ratio	V Minor Ratio
Story1	C327	Column	HEB140	0.409	0.098	0.086	0.225	0.007	0.015
Story1	C327	Column	HEB140	0.333	0.025	0.083	0.225		
Story1	C328	Column	HEB140	0.228	0.075	0.064	0.089	0.007	0.008
Story1	C328	Column	HEB140	0.163	0.012	0.062	0.089		
Story1	C329	Column	HEB140	0.182	0.055	0.042	0.085	0.007	0.007
Story1	C329	Column	HEB140	0.126	0.001	0.041	0.085		
Story1	C330	Column	HEB140	0.125	0.038	0.02	0.067	0.007	0.007
Story1	C330	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.078		
Story1	C331	Column	HEB140	0.409	0.098	0.086	0.225	0.007	0.015
Story1	C331	Column	HEB140	0.333	0.025	0.083	0.225		
Story1	C332	Column	HEB140	0.229	0.075	0.064	0.09	0.007	0.008
Story1	C332	Column	HEB140	0.164	0.012	0.062	0.09		
Story1	C333	Column	HEB140	0.182	0.055	0.042	0.084	0.007	0.007
Story1	C333	Column	HEB140	0.126	0.001	0.041	0.084		
Story1	C334	Column	HEB140	0.125	0.038	0.02	0.067	0.007	0.007
Story1	C334	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.078		
Story1	C343	Column	HEB140	0.31	0.091	0.086	0.133	0.007	0.008
Story1	C343	Column	HEB140	0.237	0.02	0.083	0.133		
Story1	C344	Column	HEB140	0.237	0.074	0.064	0.1	0.007	0.008
Story1	C344	Column	HEB140	0.173	0.011	0.062	0.1		
Story1	C345	Column	HEB140	0.183	0.055	0.042	0.086	0.007	0.007
Story1	C345	Column	HEB140	0.128	0.0004	0.041	0.086		
Story1	C346	Column	HEB140	0.126	0.038	0.02	0.068	0.007	0.007
Story1	C346	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.077		
Story1	C347	Column	HEB140	0.31	0.091	0.086	0.133	0.007	0.008
Story1	C347	Column	HEB140	0.237	0.02	0.083	0.133		
Story1	C348	Column	HEB140	0.237	0.074	0.064	0.1	0.007	0.008
Story1	C348	Column	HEB140	0.173	0.011	0.062	0.1		
Story1	C349	Column	HEB140	0.183	0.055	0.042	0.086	0.007	0.007
Story1	C349	Column	HEB140	0.128	0.000	0.041	0.086		
Story1	C350	Column	HEB140	0.125	0.038	0.020	0.067	0.007	0.007
Story1	C350	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.077		
Story1	B569	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000	0.23	0.000
Story1	B569	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000		

Story1	B668	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000	0.23	0.000
Story1	B668	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000		
Story1	B833	Beam	IPE160	0.231	0.000	0.231	0.000	0.416	0
Story1	B833	Beam	IPE160	0.231	0.000	0.231	0.000		
Story1	B838	Beam	IPE160	0.272	0.005	0.267	0.000	0.482	0
Story1	B838	Beam	IPE160	0.272	0.005	0.267	0.000		
Story1	B839	Beam	IPE160	0.208	0.000	0.208	0.000	0.375	0
Story1	B839	Beam	IPE160	0.208	0.000	0.208	0.000		
Story1	B844	Beam	IPE160	0.192	0.000	0.192	0.000	0.347	0
Story1	B844	Beam	IPE160	0.192	0.000	0.192	0.000		
Story1	B845	Beam	IPE160	0.219	0.000	0.219	0.000	0.394	0
Story1	B845	Beam	IPE160	0.219	0.000	0.219	0.000		
Story1	B846	Beam	IPE160	0.206	0.000	0.206	0.000	0.371	0
Story1	B846	Beam	IPE160	0.206	0.000	0.206	0.000		

DISEÑO DE CERCHA DE SOPORTE.

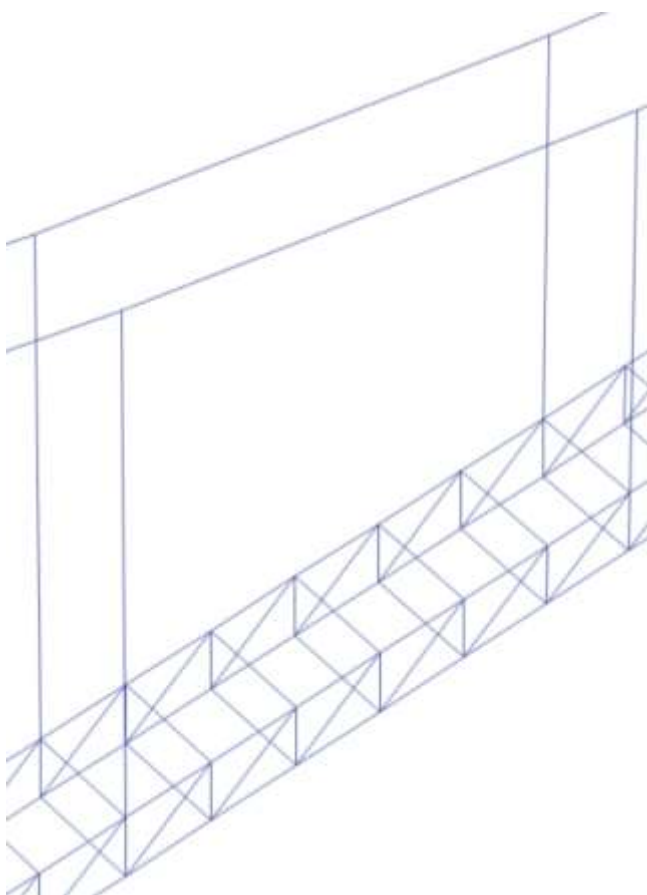


IMAGEN 7-ESQUEMA DE LA CERCHA DE SOPORTE.

TABLA 5-DEFINICIÓN DE SECCIONES DE CERCHA DE SOPORTE.

Name	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	twb m	Area m ²
L1"	A992Fy50	Steel Angle	0.0254	0.0254	0.004	0.004	0.004	0.0002

TABLA 6-RESULTADOS DE DISEÑO DE LA CERCHA DE SOPORTE DE TUBERIA.

Label	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Ratio	V Minor Ratio
C47	Column	L1"	0.029	0.012	0.006	0.011	0.001	0
C48	Column	L1"	0.032	0.008	0.008	0.016	0.002	0
C49	Column	L1"	0.034	0.003	0.01	0.02	0.002	0
C50	Column	L1"	0.037	0.001	0.012	0.024	0.003	0
C51	Column	L1"	0.047	0.006	0.014	0.027	0.003	0
C202	Column	L1"	0.032	0.008	0.009	0.015	0.002	0
C203	Column	L1"	0.033	0.003	0.011	0.019	0.002	0
C204	Column	L1"	0.037	0.001	0.013	0.022	0.003	0
C205	Column	L1"	0.047	0.006	0.015	0.026	0.003	0
B113	Beam	L1"	0.083	0.078	0.002	0.003	0.000	0
B114	Beam	L1"	0.064	0.055	0.003	0.006	0.000	0
B115	Beam	L1"	0.055	0.042	0.005	0.009	0.000	0
B116	Beam	L1"	0.053	0.036	0.006	0.011	0.001	0
B117	Beam	L1"	0.06	0.039	0.007	0.013	0.001	0
B118	Beam	L1"	0.074	0.05	0.008	0.015	0.001	0
B131	Beam	L1"	0.172	0.131	0.015	0.026	0.007	0
B132	Beam	L1"	0.192	0.16	0.012	0.021	0.007	0
B133	Beam	L1"	0.214	0.181	0.012	0.021	0.007	0
B134	Beam	L1"	0.227	0.193	0.012	0.022	0.007	0
B135	Beam	L1"	0.233	0.198	0.012	0.022	0.007	0
B136	Beam	L1"	0.231	0.195	0.013	0.023	0.007	0
B353	Beam	L1"	0.083	0.078	0.002	0.004	0.000	0
B354	Beam	L1"	0.064	0.055	0.003	0.005	0.000	0
B355	Beam	L1"	0.055	0.042	0.005	0.008	0.000	0
B356	Beam	L1"	0.053	0.036	0.006	0.011	0.001	0
B357	Beam	L1"	0.06	0.039	0.007	0.013	0.001	0
B358	Beam	L1"	0.074	0.05	0.008	0.015	0.001	0
B371	Beam	L1"	0.172	0.131	0.014	0.026	0.007	0
B372	Beam	L1"	0.192	0.16	0.012	0.021	0.007	0
B373	Beam	L1"	0.214	0.181	0.012	0.021	0.007	0
B374	Beam	L1"	0.227	0.193	0.012	0.022	0.007	0
B375	Beam	L1"	0.233	0.198	0.012	0.022	0.007	0

B376	Beam	L1"	0.231	0.195	0.013	0.023	0.007	0
B47	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B71	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B618	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B619	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B620	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B621	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B622	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B623	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B624	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B625	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B626	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B627	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
D29	Brace	L1"	0.054	0.046	0.003	0.005	0.001	0
D30	Brace	L1"	0.048	0.034	0.005	0.008	0.001	0
D31	Brace	L1"	0.037	0.022	0.005	0.009	0.001	0
D32	Brace	L1"	0.025	0.01	0.006	0.01	0.001	0
D33	Brace	L1"	0.018	0.002	0.006	0.01	0.001	0
D34	Brace	L1"	0.024	0.009	0.005	0.009	0.001	0
D165	Brace	L1"	0.054	0.046	0.003	0.005	0.001	0
D166	Brace	L1"	0.048	0.034	0.005	0.009	0.001	0
D167	Brace	L1"	0.037	0.022	0.005	0.01	0.001	0
D168	Brace	L1"	0.025	0.01	0.006	0.01	0.001	0
D169	Brace	L1"	0.018	0.002	0.006	0.011	0.001	0
D170	Brace	L1"	0.024	0.009	0.005	0.01	0.001	0

DISEÑO DE CONEXIONES.

CONEXIONES ENTRE ANGULOS.

Angulo usados= 1"x3/16"

Carga máxima sobre los elementos $P_u=12000N$

Usando electrodo E70xx, $\phi R_n=0.318*480MPa*3mm=457N/mm$

Longitud mínima de soldadura $L=P_u/\phi R_n=26.2mm$

Se dejará soldadura de filete en toda la superficie de contacto entre los ángulos, como los ángulos tienen alas de 1"=25.4mm de longitud se dispondrá de más de 26mm de longitud de soldadura.

DISEÑO PLACA BASE DE COLUMNAS METALICAS.

DISEÑO PLACA BASE.

$$Pu := 31.14 \text{ kip} \quad Mu := 54.6 \text{ kip} \cdot 1 \text{ in} \quad f'c := 3.0 \text{ ksi} \quad fy := 36 \text{ ksi} \quad d := 5.51 \text{ in} \quad bf := 5.51 \text{ in}$$

$$\text{Ancho de platina } N := 11.81 \text{ in} \quad \text{Largo de platina } B := 11.81 \text{ in}$$

$$\text{Excentricidad } e := \frac{Mu}{Pu} = 1.7534 \text{ in}$$

$$fp_{max} := 0.65 \cdot 0.85 \cdot f'c = 1.6575 \text{ ksi}$$

$$q_{max} := fp_{max} \cdot B = 19.5751 \frac{\text{kip}}{1 \text{ in}}$$

$$\text{Excentricidad critica } e_{crit} := 0.5 \cdot \left(N - \frac{Pu}{q_{max}} \right) = 5.1096 \text{ in}$$

$$e < e_{crit} = 1$$

$$Y := N - 2 \cdot e = 8.3 \text{ in}$$

$$q := \frac{Pu}{Y} = 3.75 \frac{\text{kip}}{1 \text{ in}} \quad q < q_{max} = 1$$

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3.29 \text{ in}$$

$$fp := \frac{Pu}{B \cdot Y} = 0.32 \text{ ksi}$$

$$\text{espesor de platina requerido } t_{preq} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{fp}{fy}} = 0.46 \text{ in}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 3.7 \text{ in}$$

$$\text{espesor de platina con } n \quad t_{preqn} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{fp}{fy}} = 0.52 \text{ in}$$

se coloca una platina de 5/8"

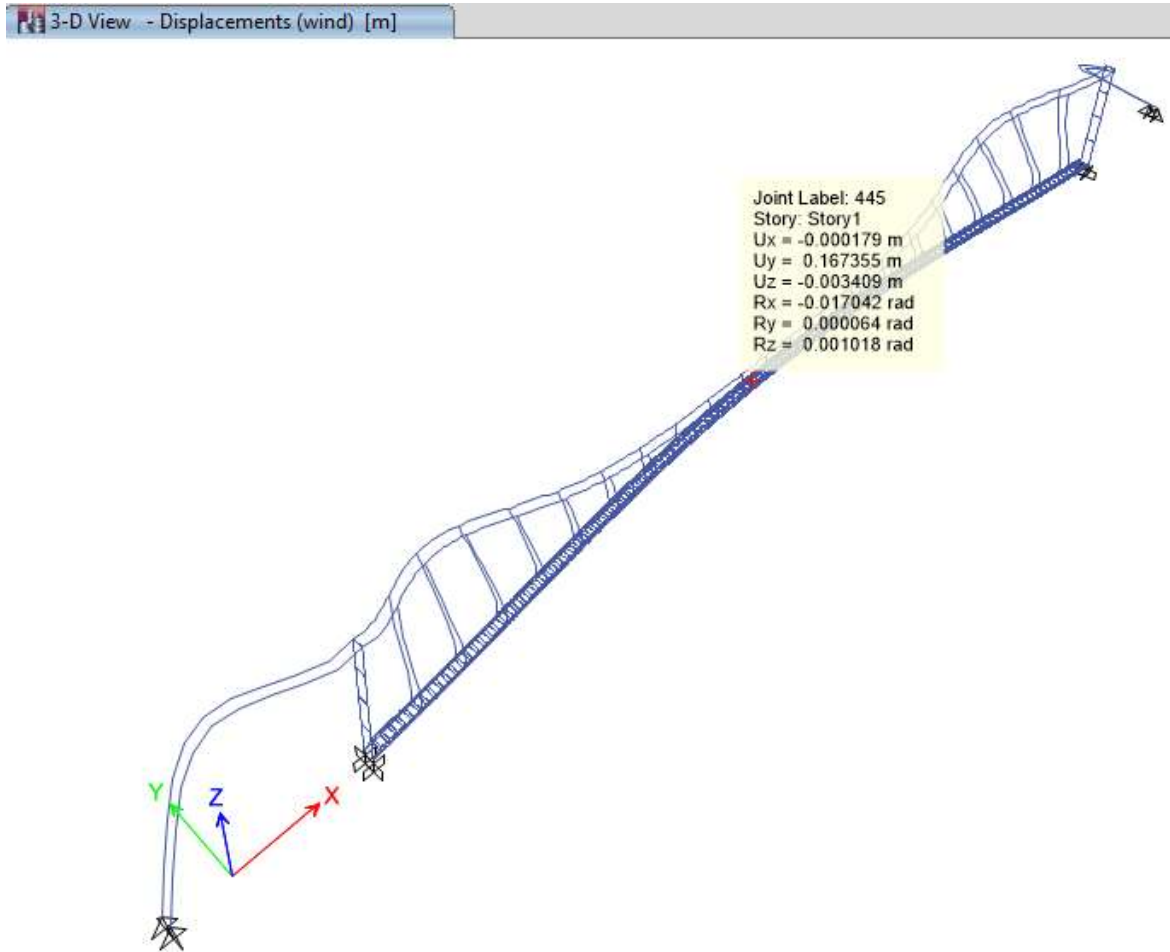
VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.

DEFORMACIONES VERTICALES.

En el cálculo de los cables principales se observa que una vez cargado el cable y teniendo en cuenta la contraflecha proyectada se tendrá una deflexión vertical hacia arriba de 0.10m (ver resultados de cálculo de geometría del cable en la abscisa del centro de la luz), con una longitud del viaducto de 43m esta deflexión vertical tendría un radio de curvatura de 2311m, si la tubería es de 8" tendríamos un radio de curvatura igual a 11373 veces el diámetro de la tubería, si los fabricantes de tubería recomiendan radios de curvatura mínimo de 250 veces el diámetro de la tubería en este caso tendríamos deformaciones adecuadas.

DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Del análisis realizado en el software Etabs obtenemos como resultado un desplazamiento horizontal en el centro de la luz del viaducto con valor de 0.17m ante carga de viento, con una longitud total de 43m el radio de curvatura sería 1359m lo que equivale a 6796 veces el diámetro de la tubería, valor muy superior al de 250 veces el diámetro de la tubería recomendado por los fabricantes.



DISEÑO DEL ANCLAJE DE LOS CABLES PRINCIPALES.

Verificación de resistencia del acero del anclaje en tracción.

Diametro del perno de anclaje $D_p := 1 \text{ in}$

Resistencia a la tracción de los pernos de anclaje $F_{uta} := 860 \text{ MPa}$

Numero de anclajes $n := 4$

Area del anclaje $A_{se} := 405 \text{ mm}^2$

Resistencia a la tracción del anclaje $N_{sa} := n \cdot A_{se} \cdot F_{uta} = 156.6019 \text{ tonf}$

$\phi := 0.6$ $N_n := \phi \cdot 0.75 \cdot N_{sa} = 70.4709 \text{ tonf}$

$N_n > T_{c11} \cdot 2 = 1$

Verificación por arrancamiento del concreto

$C_{amax} := 28 \text{ cm}$ $C_{amin} := 0.15 \text{ m}$

$h_{ef} := \frac{C_{amax}}{1.5} = 0.1867 \text{ m}$

$A_{nco} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 0.3136 \text{ m}^2$

$A_{nc} := 70 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 0.42 \text{ m}^2$

$K_c := 10$ $f'_c := 21 \text{ MPa}$ $\lambda := 1$

$N_b := K_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \text{ MPa}} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot (1 \text{ mm})^{0.5} = 116.8718 \text{ kN}$

$\Psi_{ec} := 1$ $\Psi_c := 1$ $\Psi_{cp} := 1$

$\Psi_{ed} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C_{amin}}{1.5 \cdot h_{ef}} = 0.8607$

$N_{cbg} := \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \cdot \Psi_{ec} \cdot \Psi_{ed} \cdot \Psi_c \cdot \Psi_{cp} \cdot N_b = 134.7231 \text{ kN}$ $0.75 \cdot 0.7 \cdot N_{cbg} > T_{c11} \cdot 2 = 1$

Verificación por extracción por deslizamiento del anclaje.

$e_h := 11.43 \text{ cm}$ $d_a := 2.54 \text{ cm}$ $\Psi_{cp} := 1$

$N_p := 0.9 \cdot f'_c \cdot e_h \cdot d_a = 54870.858 \text{ N}$

$N_{pn} := \Psi_{cp} \cdot N_p = 54870.858 \text{ N}$ $0.75 \cdot 0.70 \cdot N_{pn} \cdot n > T_{c11} \cdot 2 = 1$

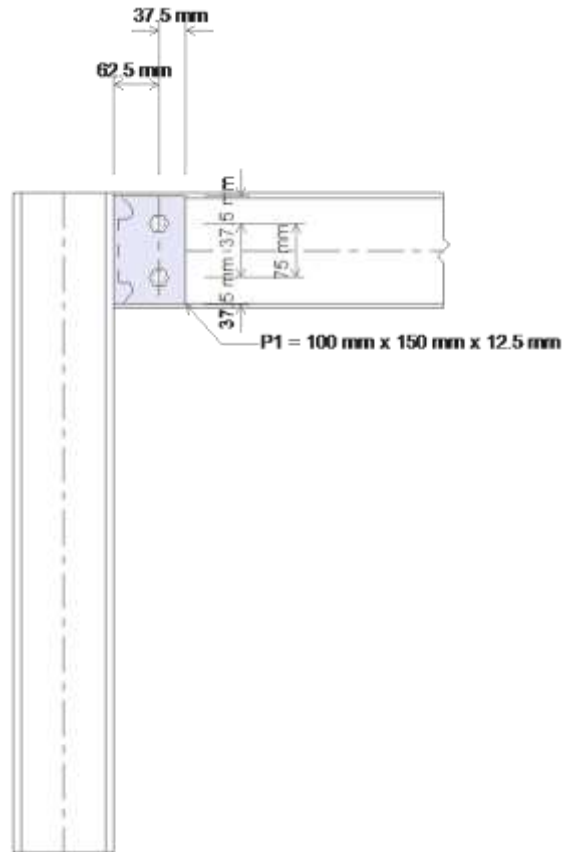
DISEÑO UNIÓN VIGA-COLUMNA.

Connection Design: B838-CJ

Units: kip-in

Story: Story1

Design Code: AISC 360-10



Beam-Column Moment Major Axis Connection

Summary of results

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
1	Beam design flexural strength	0.102	Passed	Spec. Eq F13-1
2	Strength of bolt group	0.297	Passed	Pg 7-18 AISC manual
3	Shear yielding of web plate	0.086	Passed	J4-3
4	Shear rupture of web plate	0.118	Passed	J4-4
5	Block shear rupture strength of web plate	0.101	Passed	J4-5
6	Design strength of weld	0.463	Passed	J2-3
7	Web plate rupture strength at weld	0.099	Passed	Manual Eq 9-2
8	Shear yielding of beam web	0.202	Passed	J4-3
9	Shear rupture of beam web	0.271	Passed	J4-4
10	Block shear rupture strength of beam web	0.237	Passed	J4-5
11	Panel zone shear strength	0.189	Passed	AISC 13-Section 2.2.1
12	Local flange bending	0.265	Passed	AISC 13-Section 2.2.2
13	Local web yielding	0.121	Passed	AISC 13-Section 2.2.3
14	Web crippling	0.171	Passed	AISC 13-Section 2.2.3

Material Properties

Beam IPE160

A992Fy50

F_y= 50 ksi

F_u= 65 ksi

Column HEB140	A992Fy50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi
Web Plate	A992Fy50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi

Geometric Properties

Beam IPE160	$t_w = 0.19685$ in	$d = 6.3$ in	$t_f = 0.29134$ in	$b_f = 3.23$ in
Column HEB140	$t_w = 0.27559$ in	$d = 5.51$ in	$t_f = 0.47244$ in	$b_f = 5.51$ in
Preferences	$s = 2.95$ in	$L_{ev} = 1.48$ in	$L_{eh} = 1.48$ in	

Bolts, Plate & Weld

Weld	Size, $D(1/16) = 0.98425$ in	
Web Plate	Thickness, $t = 0.49213$ in	
Bolt	Type = A325-N	diameter, $d_b = 0.62992$ in
Hole	Type = STD	diameter, $d_h = 0.6875$ in

Design Calculations

Shear Demand

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} \quad R_u = \sqrt{0.99373^2 + 7.43^2} \quad R_u = 7.5 \text{ kips}$$

1 – Beam design flexural strength, Reference(Spec. Eq F13 – 1)

$$\begin{aligned} b &= b_f - t_w & b &= 3.23 - 0.19685 & b &= 3.03 \text{ in} \\ h &= d - 2t_f & h &= 6.3 - 2 * 0.29134 & h &= 5.72 \text{ in} \\ S_{xx} &= \frac{b_f d^2}{6} - \frac{b h^3}{6d} & S_{xx} &= \frac{3.23 * 6.3^2}{6} - \frac{3.03 * 5.72^3}{6 * 6.3} & S_{xx} &= 6.37 \text{ in}^3 \\ \phi M_n &= \phi F_u S_x & \phi M_n &= 0.9 * 65 * 6.37 & \phi M_n &= 372.44 \text{ kip} - \text{in} \\ D/C \text{ Ratio} &= \frac{M_u}{\phi M_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{38.01}{372.44} & D/C \text{ Ratio} &= 0.10206 \end{aligned}$$

$D/C \text{ Ratio}$ is less than 1, Design is OK

2 – Strength of bolt group, Reference(Pg 7 – 18 AISC manual)

Compute bearing strength per bolt

$$\begin{aligned} r_u &= \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n} & r_u &= \frac{\sqrt{0.99373^2 + 7.43^2}}{2} & r_u &= 3.75 \text{ kips} \\ l_{c1} &= L_{ev} - \frac{d_h}{2} & l_{c1} &= 1.48 - \frac{0.6875}{2} & l_{c1} &= 1.13 \text{ in} \\ l_c &= s - d_h & l_c &= 2.95 - 0.6875 & l_c &= 2.27 \text{ in} \\ \phi r_{n1} &= \min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u) \\ \phi r_{n1} &= \min(0.75 * 1.2 * 1.13 * 0.49213 * 65, 0.75 * 1.2 * 2.27 * 0.49213 * 65) \\ \phi r_{n1} &= 32.61 \text{ kips} \\ \phi r_{n1} &= \phi 2.4 d t F_u \\ \phi r_{n1} &= 0.75 * 2.4 * 0.62992 * 0.49213 * 65 & \phi R_n &= 36.27 \text{ kips} \\ \min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u) &\leq \phi 2.4 d t F_u \end{aligned}$$

so $\phi r_{n1} = 32.61 \text{ kips}$

Compute shear strength per bolt

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \quad A_b = \frac{3.14 * 0.62992^2}{4} \quad A_b = 0.31149 \text{ in}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b \quad \phi r_{n2} = 0.75 * 54 * 0.31149 \quad \phi r_{n2} = 12.62 \text{ kips}$$

ϕr_{n1} is greater than ϕr_{n2}

Hence shear controls over bearing

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{r_u}{\min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{3.75}{\min(32.61, 12.62)} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.29724$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

3 – Shear yielding of web plate, Reference(J4 – 3)

$$A_{gv} = L * t \quad A_{gv} = 5.91 * 0.49213 \quad A_{gv} = 2.91 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_g \quad \phi R_n = 1 * 0.6 * 50 * 2.91 \quad \phi R_n = 87.19 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{87.19} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.08601$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

4 – Shear rupture of web plate, Reference(J4 – 4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nv} = [5.91 - 2(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nv} = 2.17 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \quad \phi R_n = 0.75 * 0.6 * 65 * 2.17 \quad \phi R_n = 63.42 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{63.42} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.11826$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

5 – Block shear rupture strength of web plate, Reference(J4 – 5)

$$A_{nt} = [L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nt} = [1.48 - \frac{1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nt} = 0.54202 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = [(n-1)s + L_{ev}] - \{\frac{2n-1}{2}(d_h + \frac{1}{16})\}t$$

$$A_{nv} = [(2-1)2.95 + 1.48] - [\frac{2*2-1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nv} = 1.63 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t \quad A_{gv} = [(2-1)2.95 + 1.48]0.49213 \quad A_{gv} = 2.18 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0.6 F_y A_{gv}, 0.6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0.75 [65 * 0.54202 + \min(0.6 * 50 * 2.18, 0.6 * 65 * 1.63)]$$

$$\phi R_n = 73.99 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{73.99} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.10136$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

6 – Design strength of weld, Reference(J2 – 3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0.6 F_{EXX} D * 2L}{22.627}$$

$$\phi R_n = \frac{0.75 * 0.6 * 70 * 0.98425 * 2 * 5.91}{22.627}$$

$$\phi R_n = 16.18 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{16.18}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.4634$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

7 – Web plate rupture strength at weld, Reference(Manual Eq 9 – 2)

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u}$$

$$t_{min} = \frac{70 * 0.98425}{22.62 * 65}$$

$$t_{min} = 0.04686$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{t_{min}}{t_f}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{0.04686}{0.47244}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.09919$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

8 – Shear yielding of beam web, Reference(J4 – 3)

$$A_{gv} = L * t$$

$$A_{gv} = 6.3 * 0.19685$$

$$A_{gv} = 1.24 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv}$$

$$\phi R_n = 1 * 0.6 * 50 * 1.24$$

$$\phi R_n = 37.2 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{37.2}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.2016$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

9 – Shear rupture of beam web, Reference(J4 – 4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + \frac{1}{16})]t$$

$$A_{nv} = [6.3 - 2(0.6875 + \frac{1}{16})]0.19685$$

$$A_{nv} = 0.94473 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 65 * 0.94473$$

$$\phi R_n = 27.63 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{27.63}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.27139$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

10 – Block shear rupture strength of beam web, Reference(J4 – 5)

$$L_{eh} = a - g$$

$$L_{eh} = 2.46 - 0$$

$$L_{eh} = 2.46 \text{ in}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2}$$

$$L_{ev} = \frac{6.3 - 5.91}{2}$$

$$L_{ev} = 0.19685 \text{ in}$$

$$A_{nt} = [L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + \frac{1}{16})]t$$

$$A_{nt} = [2.46 - \frac{1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.19685$$

$$A_{nt} = 0.41056 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = [\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \{\frac{2n - 1}{2}(d_h + \frac{1}{16})\}]t$$

$$A_{nv} = [(2-1)2.95 + 0.19685] - \left[\frac{2*2-1}{2} (0.6875 + \frac{1}{16}) \right] 0.19685 \quad A_{nv} = 0.39854 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t \quad A_{gv} = [(2-1)2.95 + 0.19685]0.19685 \quad A_{gv} = 0.62 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0.6F_y A_{gv}, 0.6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0.75[65 * 0.41056 + \min(0.6 * 50 * 0.62, 0.6 * 65 * 0.39854)]$$

$$\phi R_n = 31.67 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{31.67} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.23678$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

11 – Panel zone shear strength, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f} \quad R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134} \quad R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$P_y = F_y A \quad P_y = 50 * 0.12266 \quad P_y = 6.13 \text{ kips}$$

$$P_u \leq 0.4P_y$$

$$\phi R_n = \phi 0.6F_y d t_w \quad \phi R_n = 0.9 * 0.6 * 50 * 6.3 * 0.19685 \quad \phi R_n = 33.48 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{33.48} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.18897$$

Stiffeners not required to resist the panel zone web shear

12 – Local flange bending, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 2)

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_y C_t$$

$$\phi R_n = 0.9 * 6.25 * 0.29134^2 * 50 * 1 \quad \phi R_n = 23.87 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{23.87} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.26503$$

Stiffeners are not required in the flange of column to resist tensile flange force

13 – Local web yielding, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 3)

$$N = t_f$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f} \quad R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134} \quad R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = \phi (5K + N) F_y t_w$$

$$\phi R_n = 1(5 * 1 + 0.29134) 50 * 0.19685 \quad \phi R_n = 52.08 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{52.08} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.12148$$

Stiffeners are not required in the column web to resist tensile flange force

14 – Web crippling, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 3)

$$N = t_f$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134}$$

$$R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = \phi 135 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 135 * 0.19685^2 \left[1 + 3 \left[\frac{0.29134}{6.3} \right] \left[\frac{0.19685}{0.29134} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{50 * 0.29134}{0.19685}}$$

$$\phi R_n = 36.91 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{36.91}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.17139$$

Stiffeners are not required in the column web to resist compressive flange force

VIADUCTO 2

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	4
NORMATIVIDAD APLICADA.	4
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.....	5
METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO.....	5
AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO	6
CARGAS MUERTAS.	6
CARGA VIVA.	6
CARGA DE SISMO.....	7
CARGAS DE VIENTO.	11
COMBINACIONES DE CARGAS.	12
RESULTADOS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	13
DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES.	13
DISEÑO DE PENDOLONES.....	15
DISEÑO DE ZAPATAS DE TORRES.....	15
CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE.	16
DISEÑO DE TORRES.....	17
DISEÑO DE CERCHA DE SOPORTE.	20
DISEÑO DE CONEXIONES.....	22
CONEXIONES ENTRE ANGULOS.....	22
DISEÑO PLACA BASE DE COLUMNAS METALICAS.	23
VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.	23
DISEÑO DEL ANCLAJE DE LOS CABLES PRINCIPALES.	25
DISEÑO UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	26

Índice de imágenes.

Imagen 1. Cargas muertas asignadas (kN/m).....	6
Imagen 2. Cargas vivas aplicadas (kN/m)	7
Imagen 3-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN Y.....	9
Imagen 4-Aplicación de fuerzas sísmicas en dirección X.	10
Imagen 5-Definición de fuerza de viento.	11
Imagen 6-Eschema de las torres.....	18
Imagen 7-Eschema de la cercha de soporte.	20

Índice de tablas.

Tabla 1-Distribución de fuerzas sísmicas.	8
Tabla 2-Resultados de cálculo de fuerzas globales.	11
Tabla 3-Definición de secciones de torres.	19
Tabla 4-Resultados de diseño de torres.....	19
Tabla 5-Definición de secciones de cercha de soporte.	21
Tabla 6-Resultados de diseño de la cercha de soporte de tubería.	21

INTRODUCCIÓN

A continuación, se presentan las memorias de cálculo de la estructura del viaducto 2 el cual soporta una tubería de conducción de agua potable, la estructura está conformada por dos macizos de anclaje de concreto reforzado los cuales soportan dos cables de $\varnothing 1/2"$, a los cables se unen pendolones en varilla $\varnothing 3/8"$ espaciados cada 2.0m y de los cuales se une una cercha en celosía conformada por ángulos sencillos, dentro de la cercha se ubica y soporta la tubería.

Los cables se apoyan sobre dos torres de 4.65m de altura conformadas por perfiles metálicos tipo HEA los cuales se apoyan sobre pedestales y zapatas de concreto reforzado.

NORMATIVIDAD APLICADA.

Para el diseño de la estructura del viaducto se aplicaron normativas de acuerdo a los materiales que conforman la estructura, hay que tener en cuenta que no existe una normativa explícita para el diseño de este tipo de estructuras, por lo tanto, el diseño de la misma se realiza bajo los parámetros generales de la práctica de la ingeniería.

Para el diseño y detallado de los elementos de concreto reforzado se aplicaron los requisitos del título C de la NSR-10.

Para el diseño de los elementos metálicos se aplicaron los requisitos del título F de la NSR-10 y AISC-10.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas se aplicó el apéndice A-1 del título A de la NSR-10.

Para fuerzas de viento se aplicó el título B de la NSR-10.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

La resistencia a la compresión de los elementos de concreto reforzado como zapatas, pedestales y macizos de anclaje deberá ser mínimo $f'_c=21$ MPa.

El cemento usado en el concreto debe cumplir con las normas NTC 121.

Los agregados del concreto deben cumplir con las normas NTC 174, el tamaño máximo del agregado debe ser 3/4".

El acero de refuerzo deber ser corrugado que cumpla con las normas NTC 2289 con resistencia a la fluencia $f_y=420$ MPa.

Los ángulos sencillos que conforman la cercha deberán ser en acero A992Fy50.

Los cables principales deberán ser en acero ASTM A586 o A603.

Platinas de anclaje y conectores en acero A36.

Soldaduras en electrodo E70XX.

METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO

Para el diseño de la estructura se utilizó el software Etabs 2013, en el cual mediante elementos tipo barra se generó la geometría del viaducto, se asignaron cargas muertas y vivas uniformemente distribuidas a la cercha de soporte de la tubería la cual las distribuye a los pendolones, estos la distribuyen a los cables y estos a las torres de soporte y macizos de anclaje, el peso propio de la estructura es calculada por el software en función de la densidad de los materiales que conforman los elementos, las cargas sísmicas y de viento son calculadas automáticamente por el software en función de los parámetros definidos por el usuario.

El método de diseño utilizado en el diseño de los cables y pendolones el método de los esfuerzos de trabajo, para el diseño de la torre de soporte de los cables, la

cercha de soporte de la tubería y zapatas se utiliza el método de la resistencia ultima.

AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO

CARGAS MUERTAS.

La carga muerta por peso propio de la estructura es calculada por el software.

La carga muerta sobreimpuesta corresponde al peso de la tubería, teniendo en cuenta que es una tubería de 8" que conduce agua potable, el área del tubo es 324cm² y trabajando a tubo lleno se tendría un peso de 32.42kgf/m, se asigna una carga muerta sobreimpuesta de 50kg/m.

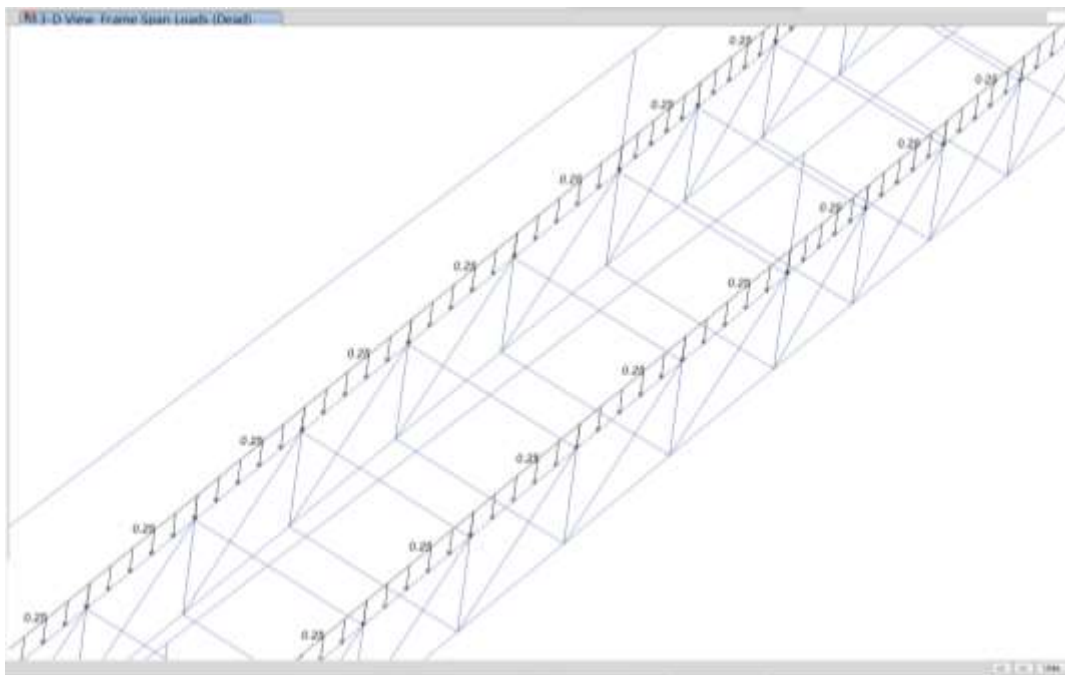


IMAGEN 1. CARGAS MUERTAS ASIGNADAS (kN/m).

CARGA VIVA.

Teniendo en cuenta que para las estructuras de viaductos no existe una normativa específica que indique un valor de carga viva mínima, se asigna una carga viva consecuente con la posible sobrecarga a la que pueda estar impuesta la estructura, en este caso es una carga viva por mantenimiento, se asigna una carga viva de 50kgf/m, esta carga redonda en una capacidad de carga viva total para la estructura de 1800kgf, valor suficiente para soportar más de 10 operarios con herramienta.

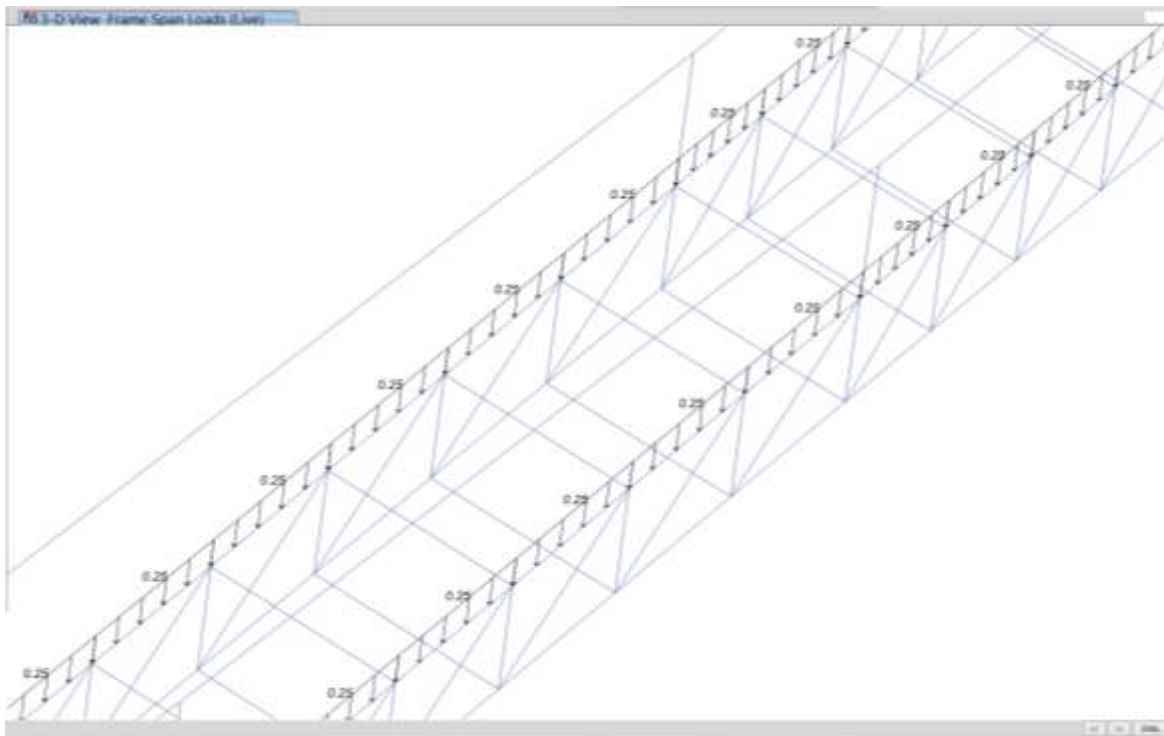


IMAGEN 2. CARGAS VIVAS APLICADAS (kN/m)

CARGA DE SISMO.

Debido a que no existe una normativa explícita para el diseño de viaductos se realiza el cálculo de fuerzas sísmicas siguiendo las recomendaciones del apéndice A-1. Del título A de la NSR-10.

Coeficiente de Importancia: teniendo en cuenta que la estructura hace parte de una línea vital se asigna un coeficiente de importancia correspondiente al grupo de uso IV con $I=1.50$.

Zona de amenaza sísmica alta, con valores de $A_a=0.25$ y $A_v=0.20$.

Perfil de suelo D con valores de $F_a=1.30$ y $F_v=2.0$.

Altura de la torre $H=4.65\text{m}$.

$C_t=0.72$, $\alpha=0.9$.

$$T_a = C_t * H^\alpha = 0.27s$$

$$S_a: 2.5 * A_a * F_a * I = 1.22$$

Carga muerta $W=1.52\text{ton}$

Fuerza sísmica $F_s=S_a*W=1.85\text{ton}$

Coeficiente de Capacidad de disipación de energía $R_o=2.0$

TABLA 1-DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS.

H (m)	W (ton)	M*H (ton*m)	Cvx	Fi (ton)
4.65	1.34	6.231	0.937	0.867
3.48	0.06	0.209	0.031	0.029
2.32	0.06	0.139	0.021	0.019
1.16	0.06	0.070	0.010	0.010
	1.52	5.905	1	0.925

11 Elevation View - C Joint Loads (Sy)



IMAGEN 3-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN Y

Para el sismo en la dirección longitudinal del viaducto se genera una carga axial, ya que por la presencia de los cables principales la fuerza horizontal se anula.

$F_y = 1.29 \text{ ton}$.

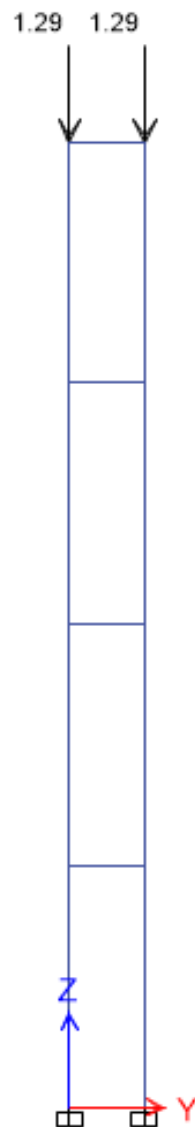


IMAGEN 4-APLICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN DIRECCIÓN X.

CARGAS DE VIENTO.

Para el cálculo de fuerzas de viento se utiliza la herramienta del software de cálculo el cual estima las fuerzas de viento de acuerdo con la norma ASCE7-10 la cual es la normativa base de la norma NSR-10, en el software se define la velocidad del viento básica y el tipo de exposición de acuerdo con lo especificado en el título B de la NSR-10.

IMAGEN 5-DEFINICIÓN DE FUERZA DE VIENTO.

TABLA 2-RESULTADOS DE CÁLCULO DE FUERZAS GLOBALES.

Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Dead	0	0	3.11	0.62	-71.45	0	0	0	0
Live	0	0	1.80	0.36	-41.43	0	0	0	0
Sx	0	0	5.16	1.03	-118.7	0	0	0	0
Sy	0	-1.85	0	8.37	0	-42.57	0	0	0
wind	0	-0.25	0	0.22	0	-5.82	0	0	0

COMBINACIONES DE CARGAS.

DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.

Para el diseño de los cables principales, pendolones y dimensionamiento de zapatas y macizos de anclaje se utilizan las siguientes combinaciones de carga.

- $Serv1=1.0D.$
- $Serv1-1=1.0D+1.0L.$
- $Serv1-2=1.0D+1.0W.$
- $Serv1-3=1.0D+1.0E.$
- $Serv1-4=1.0D+0.75L+0.75W.$
- $Serv1-5=1.0D+0.75L+0.75E.$
- $Serv1-6=0.6D+1.0W.$
- $Serv1-7=0.6D+0.7E.$

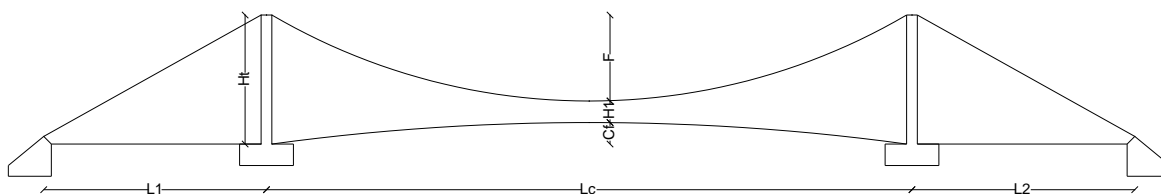
DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA.

Para el diseño de las torres de soporte de los cables, cercha de soporte de la tubería y diseño de la cimentación se utilizan las siguientes combinaciones de carga.

- $Comb1=1.4D.$
- $Comb1-1=1.2D+1.6L.$
- $Comb1-2=1.2D+0.5W.$
- $Comb1-3=1.2D+1.0W+1.0L.$
- $Comb1-4=1.2D+1.0L+1.0Sx+0.3Sy.$
- $Comb1-5=1.2D+1.0L+1.0Sy+0.3Sx.$
- $Comb1-6=0.9D+1.0W.$
- $Comb1-7=0.9D+1.0Sx+0.3Sy.$
- $Comb1-8=0.9D+1.0Sy+0.3Sx.$

RESULTADOS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES.



MATERIALES

Resistencia del concreto de las torres	
$f'_c =$	21 MPa
Resistencia del concreto de estribos $f'_c =$	21 MPa
Acero estructural A36 $f_y =$	253 MPa
Soldadura E7016 $f_y =$	490 MPa

DIMENSIONES

Luz del puente $L_c =$	36 m
Longitud de anclaje $L_1 = L_2 =$	7 m
altura de la torre $H_t =$	4.65 m
Contraflecha $C_f =$	0.1 m
altura tablero $H_1 =$	0.25 m
Comba o flecha $F =$	4 m
ancho total tablero $=$	0.3 m

AVALUO DE CARGAS

Tubería $=$	0.05 t/m ²
peso propio celosía $=$	0.1 t/m ²
Carga neta total muerta $=$	0.15 t/m ²
Carga muerta por cable $=$	0.0225 t/m
Carga viva por cable $=$	0.05 t/m
Carga neta por cable $=$	0.0725 t/m

DISEÑO DE LOS CABLES PRINCIPALES

Diametro de cable principal TIPO 6X19 $=$	4/8 pul
Area de un cable $=$	1.27 cm ²
Resistencia del cable $=$	13.00 Ton
Fuerza horizontal en cada cable $H =$	2.94 Ton
Longitud inicial del cable $S =$	37.19 m
Alargamiento inicial del cable central $\Delta s_1 =$	0.052 m
Alargamiento de los cables laterales $\Delta s_2 =$	0.002 m

Alargamiento inicial total=	0.055	m
Aumento inicial de la flecha=	0.099	m
Flecha final=	4.099	m
y'=	0.44	
Tensión total en el cable=	3.21	Ton
Cantidad de cables requeridos=	1.00	
Area total del cables Ac=	1.27	cm ²
Módulo de elasticidad de los cables=	1500000	kg/cm ²
FACTOR DE SEGURIDAD=	4.05	OK

GEOMETRIA DEL CABLE

p= 810.000

X (m)	0	2	4	6	8
Y (m)	0.00	0.84	1.58	2.22	2.77
Cot. Cable	4.65	3.81	3.07	2.43	1.88
cot. Tablero	0.000	0.021	0.040	0.056	0.069
long. Pendo.	4.40	3.54	2.78	2.12	1.57
X (m)	10	12	14	16	18
Y (m)	3.21	3.56	3.80	3.95	4.00
Cot. Cable	1.44	1.09	0.85	0.70	0.65
cot. Tablero	0.080	0.089	0.095	0.099	0.100
long. Pendo.	1.11	0.76	0.50	0.35	0.30

DISEÑO DE CABLES POR METODO DE RESISTENCIA ULTIMA

Resistencia a la rotura del cable $\phi=1/2"$ $Tr=13 \text{ tonf}$

Tensión por carga muerta $TD=1.25 \text{ tonf}$

Tensión por carga viva $TL=2.79 \text{ tonf}$

Tensión por carga de viento $TW=0.01 \text{ tonf}$

Tensión por carga de sismo $TS=0.08 \text{ tonf}$

Tensión Nominal del cable $\phi TN=0.9 \cdot Tr=11.7 \text{ tonf}$

Combinación 1 $Tc1=1.4 \cdot TD=1.75 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc1=1$

Combinación 1-1 $Tc11=1.2 \cdot TD+1.6 \cdot TL=5.964 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc11=1$

Combinación 1-2 $Tc12=1.2 \cdot TD+0.5 \cdot TW=1.505 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc12=1$

Combinación 1-3 $Tc13=1.2 \cdot TD+1.0 \cdot TW+1.0 \cdot TL=4.3 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc13=1$

Combinación 1-4 $Tc14=1.2 \cdot TD+1.0 \cdot TS+1.0 \cdot TL=4.37 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc14=1$

Combinación 1-6 $Tc16=0.9 \cdot TD+1.0 \cdot TW=1.135 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc16=1$

Combinación 1-7 $Tc17=0.9 \cdot TD+1.0 \cdot TS=1.205 \text{ tonf}$ $\phi TN > Tc17=1$

De lo anterior se observa que el diametro del cable es suficiente para resistir las fuerzas a las que estará sometido el viaducto.

DISEÑO DE PENDOLONES.

DISEÑO DE PENDOLONES

Separación de pendolones=	2	m	
Carga muerta=	0.05	Ton	
Carga viva=	0.05	Ton	
Carga por variación de temperatura=	0.0075	Ton	
Total=	0.103	Ton	
Diametro del pendolon=	3/8	Pul	
Diametro de los pasadores=	4/8	Pul	
Espesor de platina=	3/8	pul	
Esfuerzo de aplastamiento en los pasadores=	84.73	kg/cm ²	OK
Esfuerzo de Tensión en los pendolones=	143.85	kg/cm ²	OK
Esfuerzo de Tensión en la platina sección neta=	4.87	kg/cm ²	OK
Esfuerzo de corte en el pasador=	80.91	kg/cm ²	OK
Esfuerzo de flexión=	764.54	kg/cm ²	OK

DISEÑO DE ZAPATAS DE TORRES.

Resistencia del concreto f'c=	210	kg/cm ²	
Resistencia del acero Fy=	4200	kg/cm ²	
Capacidad portante del terreno=	20	Ton/m ²	
Carga axial=	8.1	Ton	
Momento 22=	0.5	Ton*m	
Momento 33=	0.5	Ton*m	
Excentricidad 22=	0.062	m	
Excentricidad 33=	0.062	m	
Lado de la zapata=	1	m	
altura de la zapata=	0.3	m	
Lado b de la columna=	0.4	m	
Lado l de la columna=	0.4	m	
Esfuerzo máximo del terreno=	14.10	Ton/m ²	OK
Esfuerzo mínimo del terreno=	2.10	Ton/m ²	OK
Esfuerzo último=	18.87	Ton/m ²	

DISEÑO A FLEXIÓN

Momento último=	0.85	Ton*m	
d=	22	cm	
a1=	5.5	cm	
As1=	1.17	cm ²	
a2=	0.27	cm	

As final=	1.03	cm2
As mínimo=	4.4	cm2
Varilla utilizada=	4	
Area de la varilla=	1.27	cm2
Separación de varillas=	24	cm

DISEÑO A CORTANTE

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

Area exterior=	6156.00	cm2	
Cortante último Vu=	8,477	kg	
Perimetro de punzonamiento bo=	248	cm	
Cortante nominal Vn=	65,229	kg	OK

VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN

Cortante último Vu=	1,510	kg	
Cortante nominal Vn=	12,673	kg	OK

CÁLCULO DE LOS MACIZOS DE ANCLAJE.

Longitud del macizo=	2	m	
ancho del macizo=	2	m	
Profundidad del macizo=	1	m	
Espesor del fondo=	1	m	
Espesor de las paredes=	1	m	
Profundidad de dentellon=	1.2	m	
angulo de los cables	34	grados	
Fuerza horizontal=	5.33	Ton	
Fuerza vertical=	3.59	Ton	
Peso del concreto=	9.6	Ton	
Peso del relleno=	0.0	Ton	
Empuje pasivo sobre el detellon=	7.776	Ton	
factor de seguridad al deslizamiento=	2.08	OK	
VERIFICACIÓN DE LOS ANCLAJES DE LOS CABLES			
Diametro de los pernos de anclaje=	5/8	pul	
Area del perno=	1.98	cm2	
Fuerza de tensión en cada cable=	811.69	kg/cm2	OK
Longitud de anclaje=	130.2	cm	

DISEÑO DE TORRES.

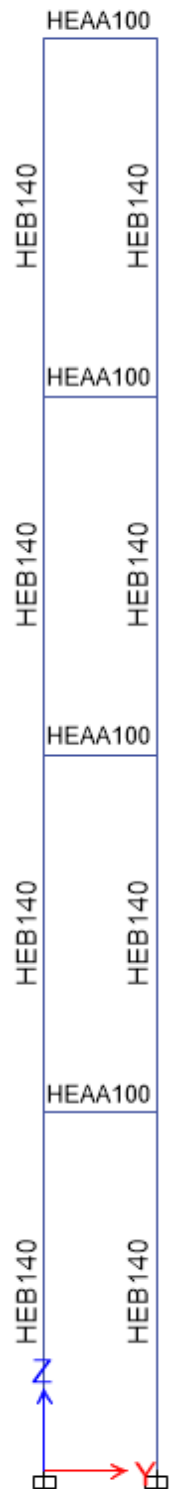


IMAGEN 6-ESQUEMA DE LAS TORRES.

TABLA 3-DEFINICIÓN DE SECCIONES DE TORRES.

Name	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	t2b m	tfb m	Area m ²
IPE160	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	0.16	0.082	0.0074	0.005	0.082	0.0074	0.002
HEB140	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	0.14	0.14	0.012	0.007	0.14	0.012	0.0042

TABLA 4-RESULTADOS DE DISEÑO DE TORRES.

Story	Label	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Ratio	V Minor Ratio
Story1	C327	Column	HEB140	0.409	0.098	0.086	0.225	0.007	0.015
Story1	C327	Column	HEB140	0.333	0.025	0.083	0.225		
Story1	C328	Column	HEB140	0.228	0.075	0.064	0.089	0.007	0.008
Story1	C328	Column	HEB140	0.163	0.012	0.062	0.089		
Story1	C329	Column	HEB140	0.182	0.055	0.042	0.085	0.007	0.007
Story1	C329	Column	HEB140	0.126	0.001	0.041	0.085		
Story1	C330	Column	HEB140	0.125	0.038	0.02	0.067	0.007	0.007
Story1	C330	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.078		
Story1	C331	Column	HEB140	0.409	0.098	0.086	0.225	0.007	0.015
Story1	C331	Column	HEB140	0.333	0.025	0.083	0.225		
Story1	C332	Column	HEB140	0.229	0.075	0.064	0.09	0.007	0.008
Story1	C332	Column	HEB140	0.164	0.012	0.062	0.09		
Story1	C333	Column	HEB140	0.182	0.055	0.042	0.084	0.007	0.007
Story1	C333	Column	HEB140	0.126	0.001	0.041	0.084		
Story1	C334	Column	HEB140	0.125	0.038	0.02	0.067	0.007	0.007
Story1	C334	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.078		
Story1	C343	Column	HEB140	0.31	0.091	0.086	0.133	0.007	0.008
Story1	C343	Column	HEB140	0.237	0.02	0.083	0.133		
Story1	C344	Column	HEB140	0.237	0.074	0.064	0.1	0.007	0.008
Story1	C344	Column	HEB140	0.173	0.011	0.062	0.1		
Story1	C345	Column	HEB140	0.183	0.055	0.042	0.086	0.007	0.007
Story1	C345	Column	HEB140	0.128	0.0004	0.041	0.086		
Story1	C346	Column	HEB140	0.126	0.038	0.02	0.068	0.007	0.007
Story1	C346	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.077		
Story1	C347	Column	HEB140	0.31	0.091	0.086	0.133	0.007	0.008
Story1	C347	Column	HEB140	0.237	0.02	0.083	0.133		
Story1	C348	Column	HEB140	0.237	0.074	0.064	0.1	0.007	0.008
Story1	C348	Column	HEB140	0.173	0.011	0.062	0.1		
Story1	C349	Column	HEB140	0.183	0.055	0.042	0.086	0.007	0.007
Story1	C349	Column	HEB140	0.128	0.000	0.041	0.086		
Story1	C350	Column	HEB140	0.125	0.038	0.020	0.067	0.007	0.007
Story1	C350	Column	HEB140	0.079	0.001	0.000	0.077		
Story1	B569	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000	0.23	0.000
Story1	B569	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000		

Story1	B668	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000	0.23	0.000
Story1	B668	Beam	IPE160	0.133	0.005	0.128	0.000		
Story1	B833	Beam	IPE160	0.231	0.000	0.231	0.000	0.416	0
Story1	B833	Beam	IPE160	0.231	0.000	0.231	0.000		
Story1	B838	Beam	IPE160	0.272	0.005	0.267	0.000	0.482	0
Story1	B838	Beam	IPE160	0.272	0.005	0.267	0.000		
Story1	B839	Beam	IPE160	0.208	0.000	0.208	0.000	0.375	0
Story1	B839	Beam	IPE160	0.208	0.000	0.208	0.000		
Story1	B844	Beam	IPE160	0.192	0.000	0.192	0.000	0.347	0
Story1	B844	Beam	IPE160	0.192	0.000	0.192	0.000		
Story1	B845	Beam	IPE160	0.219	0.000	0.219	0.000	0.394	0
Story1	B845	Beam	IPE160	0.219	0.000	0.219	0.000		
Story1	B846	Beam	IPE160	0.206	0.000	0.206	0.000	0.371	0
Story1	B846	Beam	IPE160	0.206	0.000	0.206	0.000		

DISEÑO DE CERCHA DE SOPORTE.

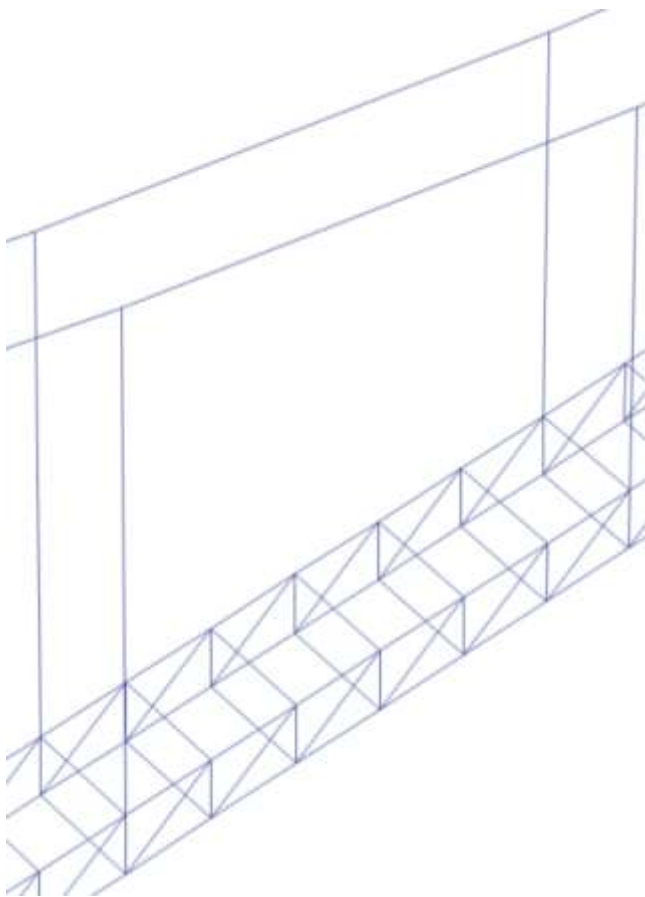


IMAGEN 7-ESQUEMA DE LA CERCHA DE SOPORTE.

TABLA 5-DEFINICIÓN DE SECCIONES DE CERCHA DE SOPORTE.

Name	Material	Shape	t3 m	t2 m	tf m	tw m	twb m	Area m ²
L1"	A992Fy50	Steel Angle	0.0254	0.0254	0.004	0.004	0.004	0.0002

TABLA 6-RESULTADOS DE DISEÑO DE LA CERCHA DE SOPORTE DE TUBERIA.

Label	Design Type	Design Section	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Ratio	V Minor Ratio
C47	Column	L1"	0.029	0.012	0.006	0.011	0.001	0
C48	Column	L1"	0.032	0.008	0.008	0.016	0.002	0
C49	Column	L1"	0.034	0.003	0.01	0.02	0.002	0
C50	Column	L1"	0.037	0.001	0.012	0.024	0.003	0
C51	Column	L1"	0.047	0.006	0.014	0.027	0.003	0
C202	Column	L1"	0.032	0.008	0.009	0.015	0.002	0
C203	Column	L1"	0.033	0.003	0.011	0.019	0.002	0
C204	Column	L1"	0.037	0.001	0.013	0.022	0.003	0
C205	Column	L1"	0.047	0.006	0.015	0.026	0.003	0
B113	Beam	L1"	0.083	0.078	0.002	0.003	0.000	0
B114	Beam	L1"	0.064	0.055	0.003	0.006	0.000	0
B115	Beam	L1"	0.055	0.042	0.005	0.009	0.000	0
B116	Beam	L1"	0.053	0.036	0.006	0.011	0.001	0
B117	Beam	L1"	0.06	0.039	0.007	0.013	0.001	0
B118	Beam	L1"	0.074	0.05	0.008	0.015	0.001	0
B131	Beam	L1"	0.172	0.131	0.015	0.026	0.007	0
B132	Beam	L1"	0.192	0.16	0.012	0.021	0.007	0
B133	Beam	L1"	0.214	0.181	0.012	0.021	0.007	0
B134	Beam	L1"	0.227	0.193	0.012	0.022	0.007	0
B135	Beam	L1"	0.233	0.198	0.012	0.022	0.007	0
B136	Beam	L1"	0.231	0.195	0.013	0.023	0.007	0
B353	Beam	L1"	0.083	0.078	0.002	0.004	0.000	0
B354	Beam	L1"	0.064	0.055	0.003	0.005	0.000	0
B355	Beam	L1"	0.055	0.042	0.005	0.008	0.000	0
B356	Beam	L1"	0.053	0.036	0.006	0.011	0.001	0
B357	Beam	L1"	0.06	0.039	0.007	0.013	0.001	0
B358	Beam	L1"	0.074	0.05	0.008	0.015	0.001	0
B371	Beam	L1"	0.172	0.131	0.014	0.026	0.007	0
B372	Beam	L1"	0.192	0.16	0.012	0.021	0.007	0
B373	Beam	L1"	0.214	0.181	0.012	0.021	0.007	0
B374	Beam	L1"	0.227	0.193	0.012	0.022	0.007	0
B375	Beam	L1"	0.233	0.198	0.012	0.022	0.007	0

B376	Beam	L1"	0.231	0.195	0.013	0.023	0.007	0
B47	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B71	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B618	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B619	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B620	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B621	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B622	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B623	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B624	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
B625	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B626	Beam	L1"	0.001	0	0.0004738	0.001	0.000	0
B627	Beam	L1"	0.001	0	0.0003736	0.001	0.000	0
D29	Brace	L1"	0.054	0.046	0.003	0.005	0.001	0
D30	Brace	L1"	0.048	0.034	0.005	0.008	0.001	0
D31	Brace	L1"	0.037	0.022	0.005	0.009	0.001	0
D32	Brace	L1"	0.025	0.01	0.006	0.01	0.001	0
D33	Brace	L1"	0.018	0.002	0.006	0.01	0.001	0
D34	Brace	L1"	0.024	0.009	0.005	0.009	0.001	0
D165	Brace	L1"	0.054	0.046	0.003	0.005	0.001	0
D166	Brace	L1"	0.048	0.034	0.005	0.009	0.001	0
D167	Brace	L1"	0.037	0.022	0.005	0.01	0.001	0
D168	Brace	L1"	0.025	0.01	0.006	0.01	0.001	0
D169	Brace	L1"	0.018	0.002	0.006	0.011	0.001	0
D170	Brace	L1"	0.024	0.009	0.005	0.01	0.001	0

DISEÑO DE CONEXIONES.

CONEXIONES ENTRE ANGULOS.

Angulo usados= 1"x3/16"

Carga máxima sobre los elementos $P_u=12000N$

Usando electrodo E70xx, $\phi R_n=0.318*480MPa*3mm=457N/mm$

Longitud mínima de soldadura $L=P_u/\phi R_n=26.2mm$

Se dejará soldadura de filete en toda la superficie de contacto entre los ángulos, como los ángulos tienen alas de 1"=25.4mm de longitud se dispondrá de más de 26mm de longitud de soldadura.

DISEÑO PLACA BASE DE COLUMNAS METALICAS.

$P_u := 26.9 \text{ kip}$ $M_u := 48.6 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ $f'_c := 3.0 \text{ ksi}$ $f_y := 36 \text{ ksi}$ $d := 5.51 \text{ in}$ $b_f := 5.51 \text{ in}$

Ancho de platina $N := 11.81 \text{ in}$ Largo de platina $B := 11.81 \text{ in}$

Excentricidad $e := \frac{M_u}{P_u} = 1.8067 \text{ in}$

$f_{pmax} := 0.65 \cdot 0.85 \cdot f'_c = 1.6575 \text{ ksi}$

$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 19.5751 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$

Excentricidad critica $e_{crit} := 0.5 \cdot \left(N - \frac{P_u}{q_{max}} \right) = 5.2179 \text{ in}$

$e < e_{crit} = 1$

$Y := N - 2 \cdot e = 8.2 \text{ in}$

$q := \frac{P_u}{Y} = 3.28 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$ $q < q_{max} = 1$

$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3.29 \text{ in}$

$f_p := \frac{P_u}{B \cdot Y} = 0.28 \text{ ksi}$

espesor de platina requerido $t_{preq} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} = 0.43 \text{ in}$

$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 3.7 \text{ in}$

espesor de platina con n $t_{preqn} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} = 0.49 \text{ in}$

se coloca una platina de 1/2"

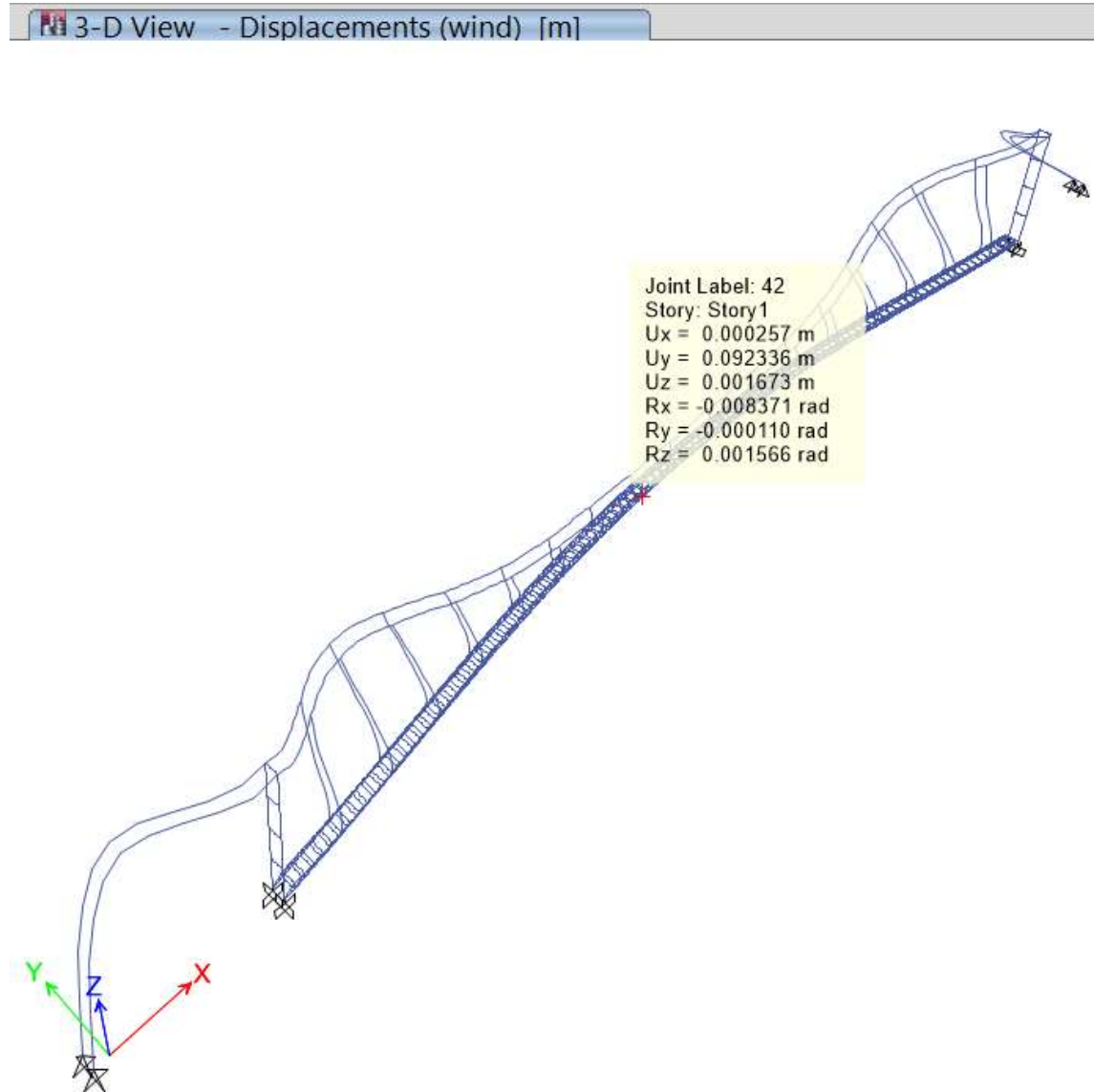
VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.

DEFORMACIONES VERTICALES.

En el cálculo de los cables principales se observa que una vez cargado el cable y teniendo en cuenta la contraflecha proyectada se tendrá una deflexión vertical hacia arriba de 0.10m (ver resultados de cálculo de geometría del cable en la abscisa del centro de la luz), con una longitud del viaducto de 36m esta deflexión vertical tendría un radio de curvatura de 1620m, si la tubería es de 8" tendríamos un radio de curvatura igual a 8100 veces el diámetro de la tubería, si los fabricantes de tubería recomiendan radios de curvatura mínimo de 250 veces el diámetro de la tubería en este caso tendríamos deformaciones adecuadas.

DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Del análisis realizado en el software Etabs obtenemos como resultado un desplazamiento horizontal en el centro de la luz del viaducto con valor de 0.093m ante carga de viento, con una longitud total de 36m el radio de curvatura sería 1741m lo que equivale a 8705 veces el diámetro de la tubería, valor muy superior al de 250 veces el diámetro de la tubería recomendado por los fabricantes.



DISEÑO DEL ANCLAJE DE LOS CABLES PRINCIPALES.

Verificación de resistencia del acero del anclaje en tracción.

Diametro del perno de anclaje $D_p := 1 \text{ in}$

Resistencia a la tracción de los pernos de anclaje $F_{uta} := 860 \text{ MPa}$

Numero de anclajes $n := 4$

Area del anclaje $A_{se} := 405 \text{ mm}^2$

Resistencia a la tracción del anclaje $N_{sa} := n \cdot A_{se} \cdot F_{uta} = 156.6019 \text{ tonf}$

$\phi := 0.6$ $N_n := \phi \cdot 0.75 \cdot N_{sa} = 70.4709 \text{ tonf}$

$N_n > T_{c11} \cdot 2 = 1$

Verificación por arrancamiento del concreto

$C_{amax} := 28 \text{ cm}$ $C_{amin} := 0.15 \text{ m}$

$h_{ef} := \frac{C_{amax}}{1.5} = 0.1867 \text{ m}$

$A_{nco} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 0.3136 \text{ m}^2$

$A_{nc} := 70 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 0.42 \text{ m}^2$

$K_c := 10$ $f'c := 21 \text{ MPa}$ $\lambda := 1$

$N_b := K_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot 1 \text{ MPa}} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot (1 \text{ mm})^{0.5} = 116.8718 \text{ kN}$

$\Psi_{ec} := 1$ $\Psi_c := 1$ $\Psi_{cp} := 1$

$\Psi_{ed} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C_{amin}}{1.5 \cdot h_{ef}} = 0.8607$

$N_{cbg} := \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \cdot \Psi_{ec} \cdot \Psi_{ed} \cdot \Psi_c \cdot \Psi_{cp} \cdot N_b = 134.7231 \text{ kN}$ $0.75 \cdot 0.7 \cdot N_{cbg} > T_{c11} \cdot 2 = 1$

Verificación por extracción por deslizamiento del anclaje.

$e_h := 11.43 \text{ cm}$ $d_a := 2.54 \text{ cm}$ $\Psi_{cp} := 1$

$N_p := 0.9 \cdot f'c \cdot e_h \cdot d_a = 54870.858 \text{ N}$

$N_{pn} := \Psi_{cp} \cdot N_p = 54870.858 \text{ N}$ $0.75 \cdot 0.70 \cdot N_{pn} \cdot n > T_{c11} \cdot 2 = 1$

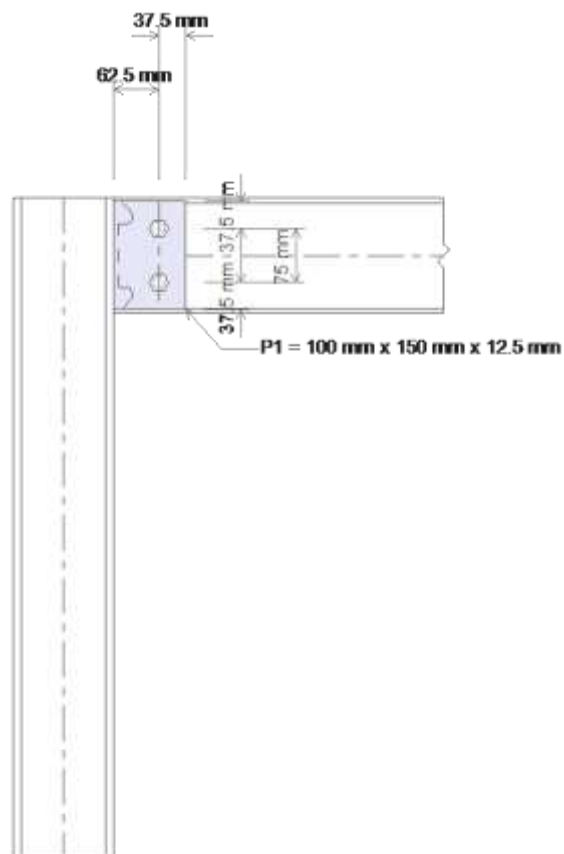
DISEÑO UNIÓN VIGA-COLUMNA.

Connection Design: B838-CJ

Units: kip-in

Story: Story1

Design Code: AISC 360-10



Beam-Column Moment Major Axis Connection

Summary of results

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
1	Beam design flexural strength	0.102	Passed	Spec. Eq F13-1
2	Strength of bolt group	0.297	Passed	Pg 7-18 AISC manual

	Design Check Type	D/C Ratio	Result	Reference
3	Shear yielding of web plate	0.086	Passed	J4-3
4	Shear rupture of web plate	0.118	Passed	J4-4
5	Block shear rupture strength of web plate	0.101	Passed	J4-5
6	Design strength of weld	0.463	Passed	J2-3
7	Web plate rupture strength at weld	0.099	Passed	Manual Eq 9-2
8	Shear yielding of beam web	0.202	Passed	J4-3
9	Shear rupture of beam web	0.271	Passed	J4-4
10	Block shear rupture strength of beam web	0.237	Passed	J4-5
11	Panel zone shear strength	0.189	Passed	AISC 13-Section 2.2.1
12	Local flange bending	0.265	Passed	AISC 13-Section 2.2.2
13	Local web yielding	0.121	Passed	AISC 13-Section 2.2.3
14	Web crippling	0.171	Passed	AISC 13-Section 2.2.3

Material Properties

Beam IPE160	A992Fy50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi
Column HEB140	A992Fy50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi
Web Plate	A992Fy50	$F_y = 50$ ksi	$F_u = 65$ ksi

Geometric Properties

Beam IPE160	$t_w = 0.19685$ in	$d = 6.3$ in	$t_f = 0.29134$ in	$b_f = 3.23$ in
Column HEB140	$t_w = 0.27559$ in	$d = 5.51$ in	$t_f = 0.47244$ in	$b_f = 5.51$ in
Preferences	$s = 2.95$ in	$L_{ev} = 1.48$ in	$L_{eh} = 1.48$ in	

Bolts, Plate & Weld

Weld	Size, $D(1/16) = 0.98425$ in		
Web Plate	Thickness, $t = 0.49213$ in		
Bolt	Type = A325-N	diameter, $d_b = 0.62992$ in	
Hole	Type = STD	diameter, $d_h = 0.6875$ in	

Design Calculations

Shear Demand

$$R_u = \sqrt{P_u^2 + V_u^2} \quad R_u = \sqrt{0.99373^2 + 7.43^2} \quad R_u = 7.5 \text{ kips}$$

1 – Beam design flexural strength, Reference(Spec. Eq F13 – 1)

$$\begin{aligned}
 b &= b_f - t_w & b &= 3.23 - 0.19685 & b &= 3.03 \text{ in} \\
 h &= d - 2t_f & h &= 6.3 - 2 * 0.29134 & h &= 5.72 \text{ in} \\
 S_{xx} &= \frac{b_f d^2}{6} - \frac{b h^3}{6d} & S_{xx} &= \frac{3.23 * 6.3^2}{6} - \frac{3.03 * 5.72^3}{6 * 6.3} & S_{xx} &= 6.37 \text{ in}^3 \\
 \phi M_n &= \phi F_u S_x & \phi M_n &= 0.9 * 65 * 6.37 & \phi M_n &= 372.44 \text{ kip-in} \\
 D/C \text{ Ratio} &= \frac{M_u}{\phi M_n} & D/C \text{ Ratio} &= \frac{38.01}{372.44} & D/C \text{ Ratio} &= 0.10206
 \end{aligned}$$

$D/C \text{ Ratio}$ is less than 1, Design is OK

2 – Strength of bolt group, Reference(Pg 7 – 18 AISC manual)

Compute bearing strength per bolt

$$r_u = \frac{\sqrt{P_u^2 + V_u^2}}{n} \quad r_u = \frac{\sqrt{0.99373^2 + 7.43^2}}{2} \quad r_u = 3.75 \text{ kips}$$

$$l_{c1} = L_{ev} - \frac{d_h}{2} \quad l_{c1} = 1.48 - \frac{0.6875}{2} \quad l_{c1} = 1.13 \text{ in}$$

$$l_c = s - d_h \quad l_c = 2.95 - 0.6875 \quad l_c = 2.27 \text{ in}$$

$$\phi r_{n1} = \min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u)$$

$$\phi r_{n1} = \min(0.75 * 1.2 * 1.13 * 0.49213 * 65, 0.75 * 1.2 * 2.27 * 0.49213 * 65)$$

$$\phi r_{n1} = 32.61 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n1} = \phi 2.4 d t F_u$$

$$\phi r_{n1} = 0.75 * 2.4 * 0.62992 * 0.49213 * 65 \quad \phi R_n = 36.27 \text{ kips}$$

$$\min(\phi 1.2 l_{c1} t F_u, \phi 1.2 l_c t F_u) \leq \phi 2.4 d t F_u$$

$$\text{so } \phi r_{n1} = 32.61 \text{ kips}$$

Compute shear strength per bolt

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \quad A_b = \frac{3.14 * 0.62992^2}{4} \quad A_b = 0.31149 \text{ in}^2$$

$$\phi r_{n2} = \phi F_{nv} A_b \quad \phi r_{n2} = 0.75 * 54 * 0.31149 \quad \phi r_{n2} = 12.62 \text{ kips}$$

$$\phi r_{n1} \text{ is greater than } \phi r_{n2}$$

Hence shear controls over bearing

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{r_u}{\min(\phi r_{n1}, \phi r_{n2})}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{3.75}{\min(32.61, 12.62)} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.29724$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

3 – Shear yielding of web plate, Reference(J4 – 3)

$$A_{gv} = L * t \quad A_{gv} = 5.91 * 0.49213 \quad A_{gv} = 2.91 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_g \quad \phi R_n = 1 * 0.6 * 50 * 2.91 \quad \phi R_n = 87.19 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{87.19} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.08601$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

4 – Shear rupture of web plate, Reference(J4 – 4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nv} = [5.91 - 2(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nv} = 2.17 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \quad \phi R_n = 0.75 * 0.6 * 65 * 2.17 \quad \phi R_n = 63.42 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{63.42} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.11826$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

5 – Block shear rupture strength of web plate, Reference(J4 – 5)

$$A_{nt} = [L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nt} = [1.48 - \frac{1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nt} = 0.54202 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = [(n-1)s + L_{ev}] - \{\frac{2n-1}{2}(d_h + \frac{1}{16})\}t$$

$$A_{nv} = [(2-1)2.95 + 1.48] - [\frac{2*2-1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.49213 \quad A_{nv} = 1.63 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = [(n-1)s + L_{ev}]t \quad A_{gv} = [(2-1)2.95 + 1.48]0.49213 \quad A_{gv} = 2.18 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi[F_u A_{nt} + \min(0.6F_y A_{gv}, 0.6F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0.75[65 * 0.54202 + \min(0.6 * 50 * 2.18, 0.6 * 65 * 1.63)]$$

$$\phi R_n = 73.99 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{73.99} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.10136$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

6 – Design strength of weld, Reference(J2 – 3)

$$\phi R_n = \frac{\phi 0.6 F_{EXX} D * 2L}{22.627}$$

$$\phi R_n = \frac{0.75 * 0.6 * 70 * 0.98425 * 2 * 5.91}{22.627} \quad \phi R_n = 16.18 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{16.18} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.4634$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

7 – Web plate rupture strength at weld, Reference(Manual Eq 9 – 2)

$$t_{min} = \frac{F_{EXX} D}{22.62 F_u} \quad t_{min} = \frac{70 * 0.98425}{22.62 * 65} \quad t_{min} = 0.04686$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{t_{min}}{t_f} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{0.04686}{0.47244} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.09919$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

8 – Shear yielding of beam web, Reference(J4 – 3)

$$A_{gv} = L * t \quad A_{gv} = 6.3 * 0.19685 \quad A_{gv} = 1.24 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv} \quad \phi R_n = 1 * 0.6 * 50 * 1.24 \quad \phi R_n = 37.2 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{37.2} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.2016$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

9 – Shear rupture of beam web, Reference(J4 – 4)

$$A_{nv} = [L - n(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nv} = [6.3 - 2(0.6875 + \frac{1}{16})]0.19685 \quad A_{nv} = 0.94473 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \quad \phi R_n = 0.75 * 0.6 * 65 * 0.94473 \quad \phi R_n = 27.63 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{27.63} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.27139$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

10 – Block shear rupture strength of beam web, Reference(J4 – 5)

$$L_{eh} = a - g \quad L_{eh} = 2.46 - 0 \quad L_{eh} = 2.46 \text{ in}$$

$$L_{ev} = \frac{d - l}{2} \quad L_{ev} = \frac{6.3 - 5.91}{2} \quad L_{ev} = 0.19685 \text{ in}$$

$$A_{nt} = [L_{eh} - \frac{1}{2}(d_h + \frac{1}{16})]t \quad A_{nt} = [2.46 - \frac{1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.19685 \quad A_{nt} = 0.41056 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = [\{(n - 1)s + L_{ev}\} - \{\frac{2n - 1}{2}(d_h + \frac{1}{16})\}]t$$

$$A_{nv} = [(2 - 1)2.95 + 0.19685] - [\frac{2 * 2 - 1}{2}(0.6875 + \frac{1}{16})]0.19685 \quad A_{nv} = 0.39854 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = [(n - 1)s + L_{ev}]t \quad A_{gv} = [(2 - 1)2.95 + 0.19685]0.19685 \quad A_{gv} = 0.62 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi [F_u A_{nt} + \min(0.6 F_y A_{gv}, 0.6 F_u A_{nv})]$$

$$\phi R_n = 0.75 [65 * 0.41056 + \min(0.6 * 50 * 0.62, 0.6 * 65 * 0.39854)]$$

$$\phi R_n = 31.67 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{7.5}{31.67} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.23678$$

D/C Ratio is less than 1, Design is OK

11 – Panel zone shear strength, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 1)

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f} \quad R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134} \quad R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$P_y = F_y A \quad P_y = 50 * 0.12266 \quad P_y = 6.13 \text{ kips}$$

$$P_u \leq 0.4 P_y$$

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y d t_w \quad \phi R_n = 0.9 * 0.6 * 50 * 6.3 * 0.19685 \quad \phi R_n = 33.48 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{33.48} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.18897$$

Stiffeners not required to resist the panel zone web shear

12 – Local flange bending, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 2)

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_y C_t$$

$$\phi R_n = 0.9 * 6.25 * 0.29134^2 * 50 * 1 \quad \phi R_n = 23.87 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{23.87} \quad D/C \text{ Ratio} = 0.26503$$

Stiffeners are not required in the flange of column to resist tensile flange force

13 – Local web yielding, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 3)

$$N = t_f$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134}$$

$$R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = \phi(5K + N)F_y t_w$$

$$\phi R_n = 1(5 * 1 + 0.29134)50 * 0.19685$$

$$\phi R_n = 52.08 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{52.08}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.12148$$

Stiffeners are not required in the column web to resist tensile flange force

14 – Web crippling, Reference(AISC 13 – Section 2. 2. 3)

$$N = t_f$$

$$R_u = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$R_u = \frac{38.01}{6.3 - 0.29134}$$

$$R_u = 6.33 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = \phi 135 t_w^2 \left[1 + 3 \left[\frac{N}{d} \right] \left[\frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 135 * 0.19685^2 \left[1 + 3 \left[\frac{0.29134}{6.3} \right] \left[\frac{0.19685}{0.29134} \right]^{1.5} \right] \sqrt{\frac{50 * 0.29134}{0.19685}}$$

$$\phi R_n = 36.91 \text{ kips}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$D/C \text{ Ratio} = \frac{6.33}{36.91}$$

$$D/C \text{ Ratio} = 0.17139$$

Stiffeners are not required in the column web to resist compressive flange force

TANQUE ELEVADO

TABLA DE CONTENIDO

1.	DESCRIPCION DEL PROYECTO	1
	CONSIDERACIONES GENERALES	1
	COEFICIENTE DE DURABILIDAD	3
	PARAMETROS PARA EL DESPIECE	4
2.	IMAGENES DE LA ESTRUCTURA	5
3.	DESCRIPCION DEL PROGRAMA DE CALCULO	10
	3.1 Análisis y diseño de la estructura	10
	3.2 Análisis lineal estático	10
	3.3 Diseño de vigas	10
	3.4 Diseño de columnas	11
4.	AVALUO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA	12
	4.1 Cargas muertas	12
	4.2 Cargas vivas	12
	4.3 Cargas de viento	12
5.	DATOS DE CARGAS SISMICAS	13
	5.1 Calculo del espectro de aceleraciones	13
	5.2 Cortante basal estático	14
	5.3 Cortante basal dinámico	14
	5.4 Participación modal	14
	5.5 Distribución del cortante basal por piso	14
6.	GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA	16
	4.1 Coordenadas de los nodos	16
	4.2 Alturas de los pisos	18
7.	CALCULO DE FUERZAS IMPULSIVA Y CONVECTIVA	19
8.	CARGAS SOBREIMPUESTAS	23
	8.1 Cargas uniformes en placas	23
	8.2 Cargas uniformes en muros	23
	8.3 Imágenes de fuerzas en muros del tanque	28
	8.4 Imágenes de fuerzas en losas del tanque	31
9.	COMBINACIONES DE CARGAS	34
10.	PROPIEDADES DE MATERIALES Y SECCIONES	35
	10.1 Propiedades de los materiales	35

10.2	Propiedades de las secciones	35
	Propiedades de las losas y/o muros	35
11.	RESULTADO DEL DISEÑO DE COLUMNAS	36
12.	RESULTADOS DEL DISEÑO DE VIGAS	37
12.1	Resultados del diseño de vigas con coeficiente de durabilidad	40
13.	CIMENTACION	41
13.1	Reacciones	41
13.2	Diseño de la cimentación	41
13.3	Vigas de amarre de la cimentación	44
14.	VERIFICACION ESTABILIDAD GLOBAL VOLTEO DE LA ESTRUCTURA	45
17.1	Cálculo del momento de volcamiento en sentido X	45
17.2	Cálculo del momento de restitución y factor de seguridad	46
15.	DISEÑO DE PLACAS MACIZAS	47
15.1	Imárgenes de las placas macizas	47
15.2	Diseño de las placas macizas	49
15.2.1	Losa de fondo del tanque	49
15.2.2	Losa de plataforma	50
15.2.2	Losa de cubierta del tanque	51
16.	DISEÑO DE MUROS	52
	ANEXOS: Verificación numerales C.21.5, C.21.6 y C.21.7	
	Son veinte (20) folios	

DESCRIPCION DEL PROYECTO

En el presente documento se consignan las memorias del diseño sismo-resistente de la estructura del TANQUE ELEVADO, el cual hace parte de los subproyectos del proyecto de Optimización del sistema de abastecimiento de agua del Municipio de Coyaima, Departamento del Tolima, de conformidad con los criterios y parámetros de diseño aplicables, establecidos en la NSR – 10, es especial lo establecido en el Capítulo C.23, ***Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto.***

Esta estructura hidráulica, tiene una capacidad mínima de 140 m³, con el fondo del tanque ubicado a una altura de 14.00 m sobre el nivel del terreno, con una lámina de agua de 2.70 m y un borde libre de 0.30 m, según lo dispuesto en la norma RAS 2000, para lo cual se ha previsto un recipiente contenedor de forma circular, con cubierta en concreto apoyada sobre las paredes del tanque.

Las dimensiones resultantes fueron un tanque de 8.20 m de diámetro interno libre, con muros de 0.25 m de espesor y una placa de fondo de 0.30 m de espesor. La placa de cubierta tendrá un espesor de 0.12 m y a través de ésta se dispondrá del acceso al interior del tanque. Se ha provisto también de una pasarela o circulación, alrededor del tanque y a nivel de la placa de fondo del reservorio, de 0.80 m de ancho, para labores de mantenimiento e inspección general.

CONSIDERACIONES ESPECIALES

El concreto a utilizar en esta estructura, será de $f'c$ de 28 Mpa, de conformidad con lo establecido en el numeral C.23-C.1.1.

No se tienen registros en los estudios suministrados, de la presencia de elementos registrados en la Tabla C.23 - C.4.2.1 – “*Categorías y clases de exposición*”, tales como sulfatos, ni de su exposición a químicos corrosivos, ni otro tipo de exposición que ameriten la utilización de concretos especiales, ni de otros cuidados, aparte de los recubrimientos y demás consideraciones establecidas en este capítulo de la NSR 10.

No se esperan problemas de erosión o efectos de abrasión del agua, pues su velocidad en la tubería es de 0.61 m/s, velocidad que se puede considerar muy baja, pues apenas es ligeramente inferior a la velocidad mínima de norma, que se establece en 0.7 m/s.

En cuanto a los recubrimientos, sus valores mínimos, dados los tamaños del refuerzo, menores a $\frac{3}{4}$ ", estarán acordes con los establecidos en la Tabla C.23-C.7.7.1 a saber:

- Para muros en contacto con agua e intemperie: 50 mm
- Para la losa de fondo en contacto con agua e intemperie 50 mm
- Para la losa de cubierta 50 mm

Las cuantías de retracción y temperatura, dado que no se dispone de juntas, serán de 0.0050¹, con espaciamientos no mayores a 300 mm y un tamaño mínimo de barra de No. 4.

La NSR 10, en su numeral C.23-C.9.2, establece el coeficiente de durabilidad S_d a aplicar a este tipo de estructuras ambientales, las expresiones para su determinación y los demás requisitos para su aplicación. Igualmente, en el numeral C.23-C.10.5, al referirse al refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión, señala que: *"Los requisitos de C.10.5.1 y C.10.5.2 no necesitan ser aplicados si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis para la resistencia requerida U sin incluir el coeficiente de durabilidad ambiental S_d ."*

Con respecto al estudio de suelos, éste fue realizado por el Ingeniero Civil Luis Roberto Rosas Marín, para la empresa JVS IAN.SAS, quien determinó para el tanque elevado, una capacidad de soporte de 49.73 t/m²², para una profundidad de cimentación de 2.50 m.

¹ NSR 10 Tabla C23.-C7.12.2.1

² Estudio de suelos – Pág. 77

COEFICIENTE DE DURABILIDAD

De conformidad con el numeral C.23-C.9.2.6, La resistencia requerida U para secciones que no sean controladas por compresión, debe multiplicarse por el siguiente coeficiente de durabilidad ambiental S_d en aquellas porciones de las estructuras ambientales donde la durabilidad, la estanqueidad, u otras consideraciones de funcionamiento deban tenerse en cuenta.

$$s_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0$$

Donde:

$$\gamma = \frac{\text{Carga mayorada}}{\text{Carga no mayorada}}$$

Para el caso de la acción del agua sobre los muros del tanque, este factor tiene un valor igual al valor del coeficiente de mayoración de 1.6.

Para el caso de la placa de fondo, la carga actuante es el agua y el peso propio de la placa y este factor tiene un valor de 1.51, el cual difiere en menos del 6% con el de los muros de 1.6, por lo cual se unifica a un valor único de 1.6.

Calculando el f_s máx con la ecuación C.23-2, para exposición ambiental normal, se tiene:

$$f_{s,\max} = \frac{57000}{\beta \sqrt{s^2 + 4(50 + \frac{d_b}{2})^2}}$$

Donde:

$\beta = 1.35$ para $h < 400$ mm C.23-C.10.6.4.4

$d_b = 19.05$ mm (barra #6)

$s = 200$ mm Para valores inferiores de s el valor de $f_{s,\max}$ tendrá valores superiores

$f_{s,\max} = 181$ MPa

$d_b = 15.88$ mm (barra #5)

$s = 200$ mm

$$f_{s,max} = 183 \text{ MPa}$$

Se trabajará con un $f_{s,max} = 181 \text{ MPa}$, que cubre la utilización de varillas #5 y #6 en la placa de fondo.

Así, se tiene:

$$s_d = \frac{0.90 * 420}{1.6 * 181} = 1.31$$

Este factor se aplicará a los resultados de la combinaciones 1 y 2 para los muros y la placa de fondo del tanque, que son las que no incluyen los efectos de sismo (Numeral C.23-C10.6.1 de la NSR 10).

Para ello, se crearán dos combinaciones de carga adicionales que incluyan el coeficiente de durabilidad, cuyos resultados sólo serán aplicables a los muros y a la placa de fondo del tanque.

PARAMETROS PARA EL DESPIECE.

Para el despiece de la estructura, se estableció el refuerzo requerido y en el caso de que éste resulte inferior al refuerzo de retracción y temperatura por cada cara del elemento, se colocará este último.

2. IMAGENES DE LA ESTRUCTURA

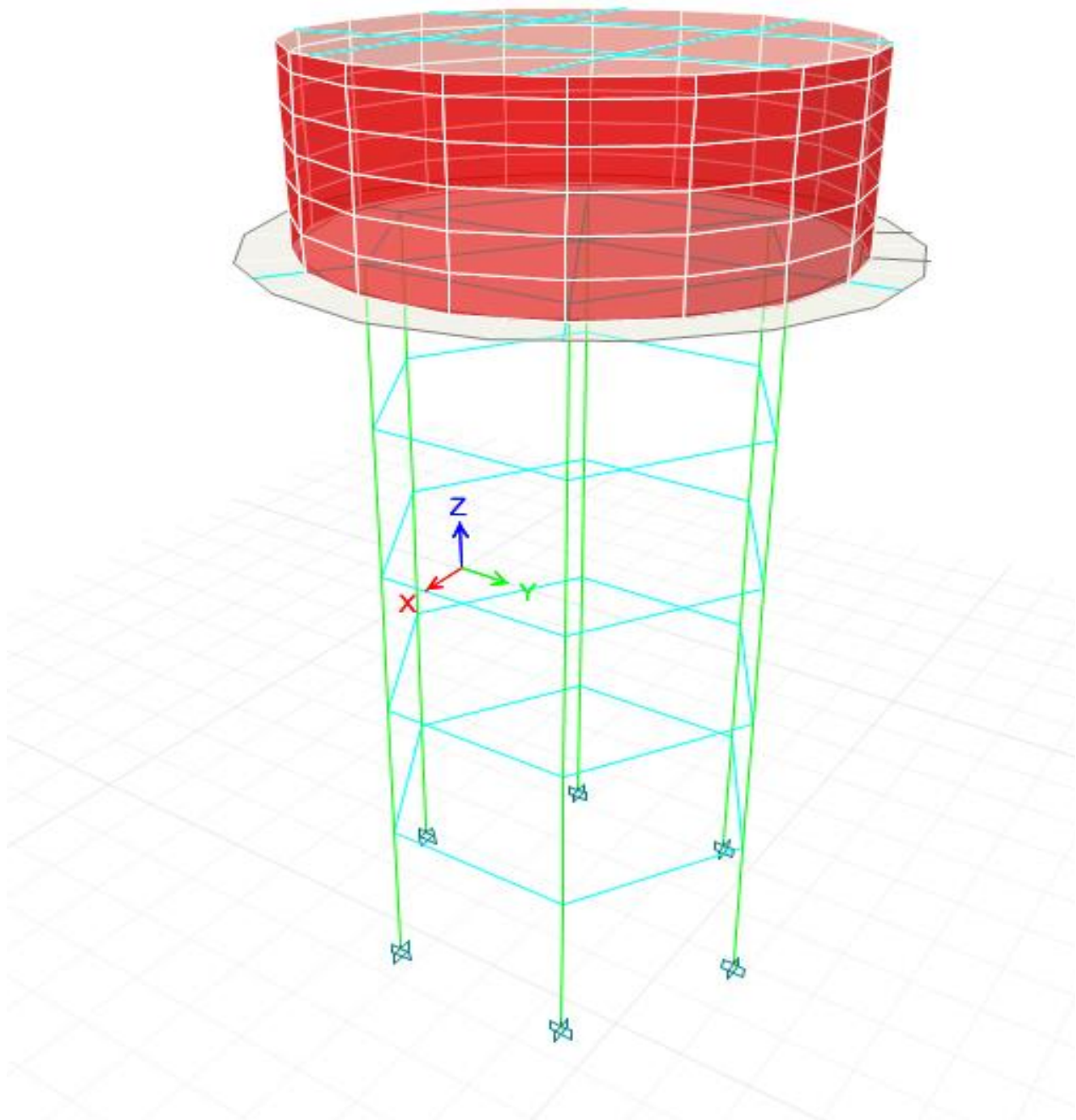


Figura 1.- Vista 3D de la estructura

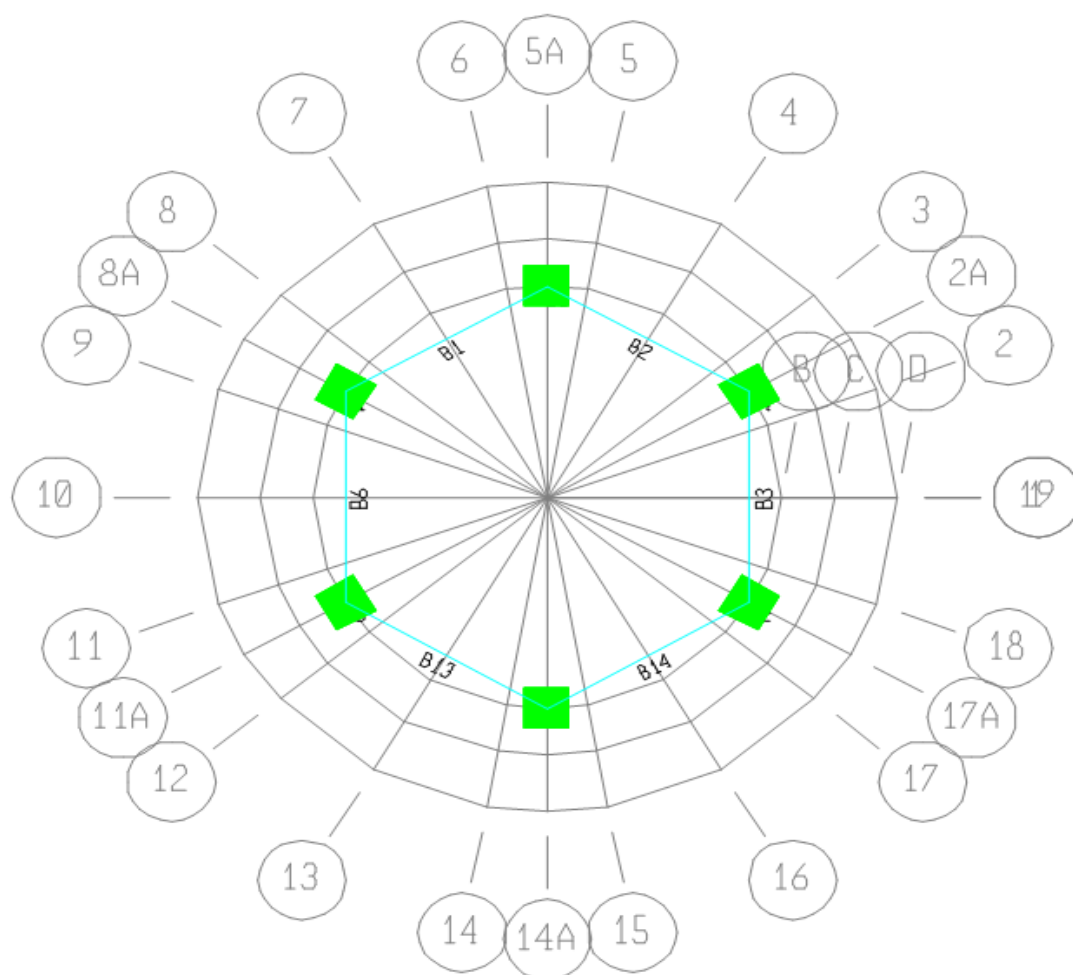


Figura 2.- Planta niveles tipo (1 a 4)

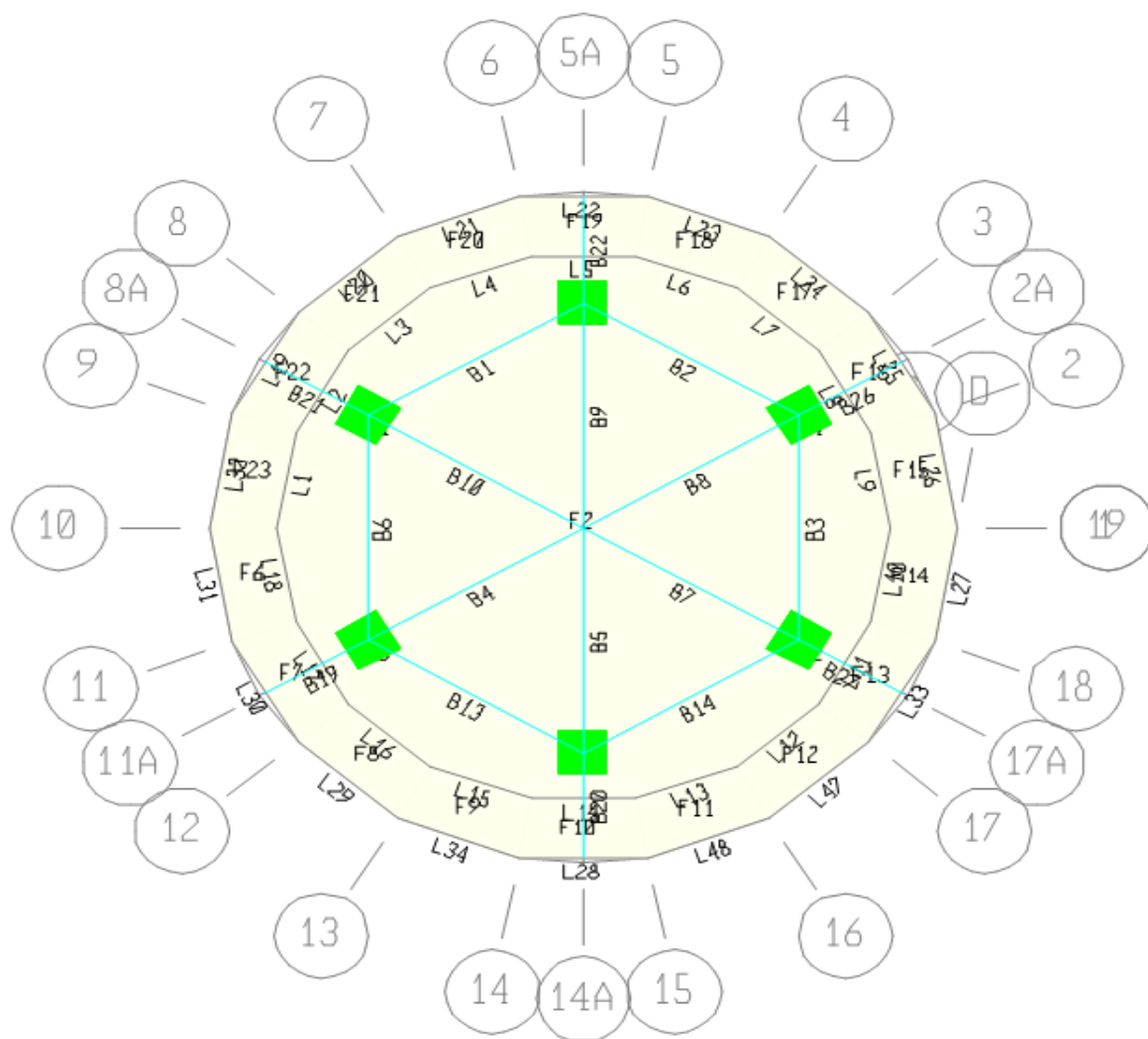


Figura 3.- Planta Placa fondo de tanque

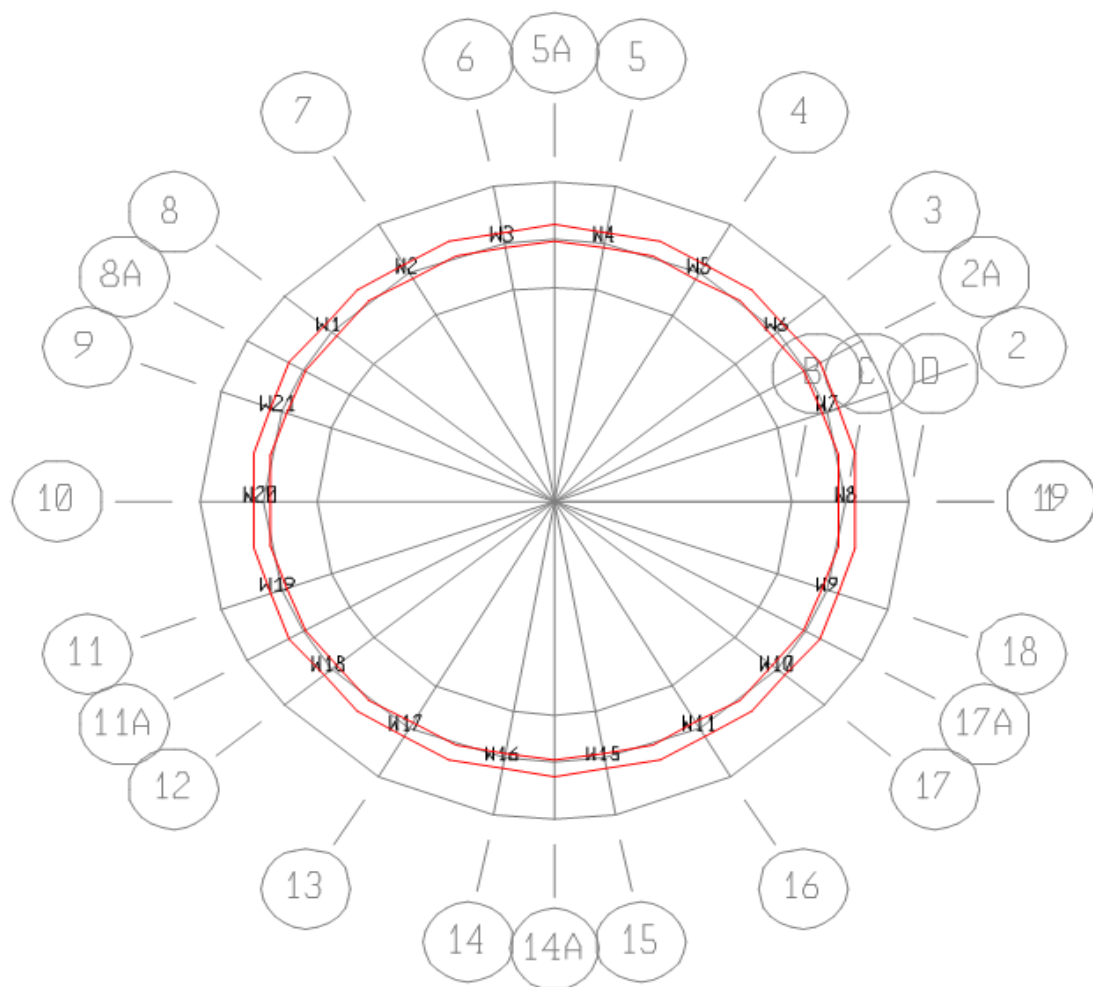


Figura 4.- Vista interior tanque

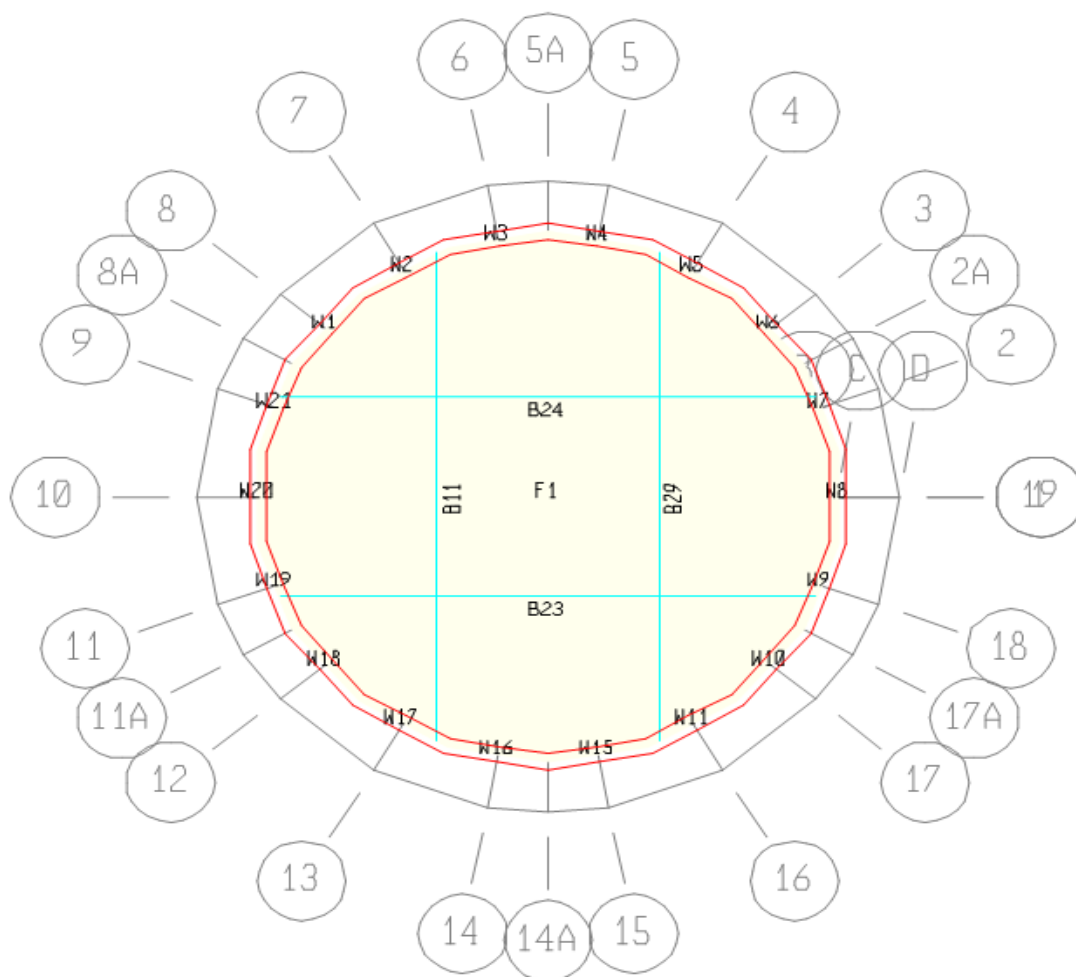


Figura 5.- Planta placa cubierta

3.- DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE CÁLCULO.

3.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para el análisis y diseño de los elementos de la estructura se utiliza el programa ETABS, con el cual se genera la geometría de la estructura a través de elementos tipo barra; a estas barras se les dan propiedades tales como sus dimensiones, material de los que están compuestos, se definen las propiedades de los materiales tales como módulos de elasticidad, resistencia a la compresión o tensión etc. Una vez generada la geometría, se procede a generar los casos de carga, los cuales incluyen las cargas gravitacionales y las fuerzas horizontales producidas por el sismo. Se le especifica al programa que tome el peso propio de la estructura y que lo sume al caso de carga muerta.

Las fuerzas sísmicas se generan mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, generando cuatro casos de carga, dos para verificar derivas, es decir, con la fuerza inercial al 100% y otros dos para el diseño de los elementos.

Una vez asignadas y calculadas las cargas aplicadas a la estructura, el programa, mediante métodos matriciales y de elementos finitos, calcula los desplazamientos de cada nodo de la estructura, las reacciones en los soportes y las fuerzas y esfuerzos en cada elemento para cada tipo de carga y combinación de carga que se haya definido. Se asigna un código de diseño y el programa establece las áreas de acero longitudinal y transversal de cada sección.

3.2 ANALISIS LINEAL ESTÁTICO

El análisis estático lineal se realiza por métodos matriciales, $\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{r}$, donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez de la estructura, \mathbf{u} son los desplazamientos y \mathbf{r} las cargas aplicadas

3.3 DISEÑO DE VIGAS

El programa diseña con base en el Código ACI 318-08, el cual es el código base de la norma NSR-10 y se verifica que los coeficientes de reducción de resistencia, sean los indicados por la NSR-10 o se ajustan si es necesario.

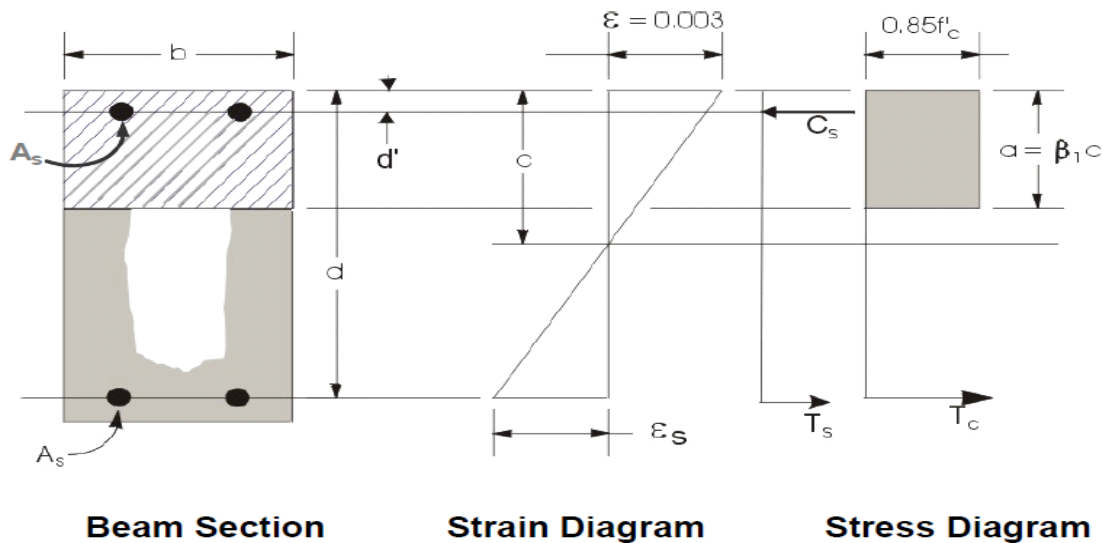


Figure 3-7 Rectangular beam design

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85f'_c\phi b}}$$

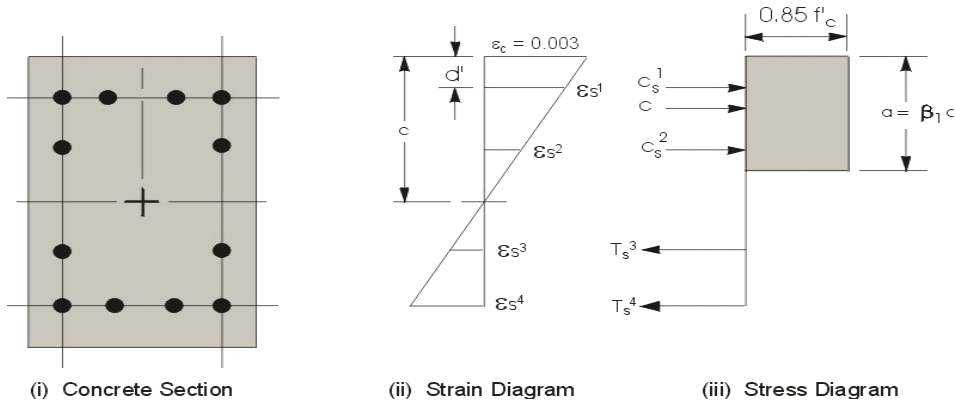
$$f'_s = E_s \varepsilon_{c \max} \left[\frac{c_{\max} - d'}{c_{\max}} \right] \leq f_y$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A'_s = \frac{M_{us}}{(f'_s - 0.85f'_c)(d - d')\phi}$$

3.4 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñan igualmente con el código ACI 318-08, que es el código base de la norma NSR-10, se verifica que los Idealización de la sección de la columna



Altura del bloque equivalente $a = \beta_1 c$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right), \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Factores de reducción de resistencia

- ϕ_t = ϕ for tension controlled sections,
which is 0.90 by default
- ϕ_c = ϕ for compression controlled sections
- = 0.70 (by default) for column sections
with spiral reinforcement
- = 0.65 (by default) for column sections
with tied reinforcement

4. AVALUO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

4.1 CARGA DE FLUIDO

Se asimila a carga muerta, por cuanto tiene el mismo factor de mayoración que las cargas muertas y para que el ETABS la considere como masa

Agua contenida, $H = 2.70 \text{ m}$ 27.0 kN/m^2

Además de peso del agua, las demás cargas muertas están constituidas por el peso propio de los elementos estructurales, la cual es considerada directamente por el programa ETABS .

4.2 CARGAS VIVAS.

Como cargas vivas se considerarán las siguientes:

Cubierta tanque	1.8 kN/m^2
Carga en plataforma	1.8 kN/m^2

4.3 CARGAS DE VIENTO.

$$P_{net} = \lambda * K_{zt} * I * P_{net10}$$

Rugosidad del terreno=	B
Categoría de exposición:	B
Altura media del edificio=	17.30m
λ factor de ajuste por altura y exposición=	1.0
K_{zt} factor topográfico=	1.0
I factor de importancia=	0.87
Inclinación de la cubierta=	0.00º
Velocidad básica del viento=	35 m/s
P_{net10} presión neta de diseño=	0.17 kN/m^2
P_{net10} succión neta de diseño=	-0.73 kN/m^2
P_{net} presión de diseño=	0.40 kN/m^2
P_{net} succión de diseño=	-0.64 kN/m^2

5.- DATOS DE CARGAS SISMICAS

5.1 CALCULO DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES.

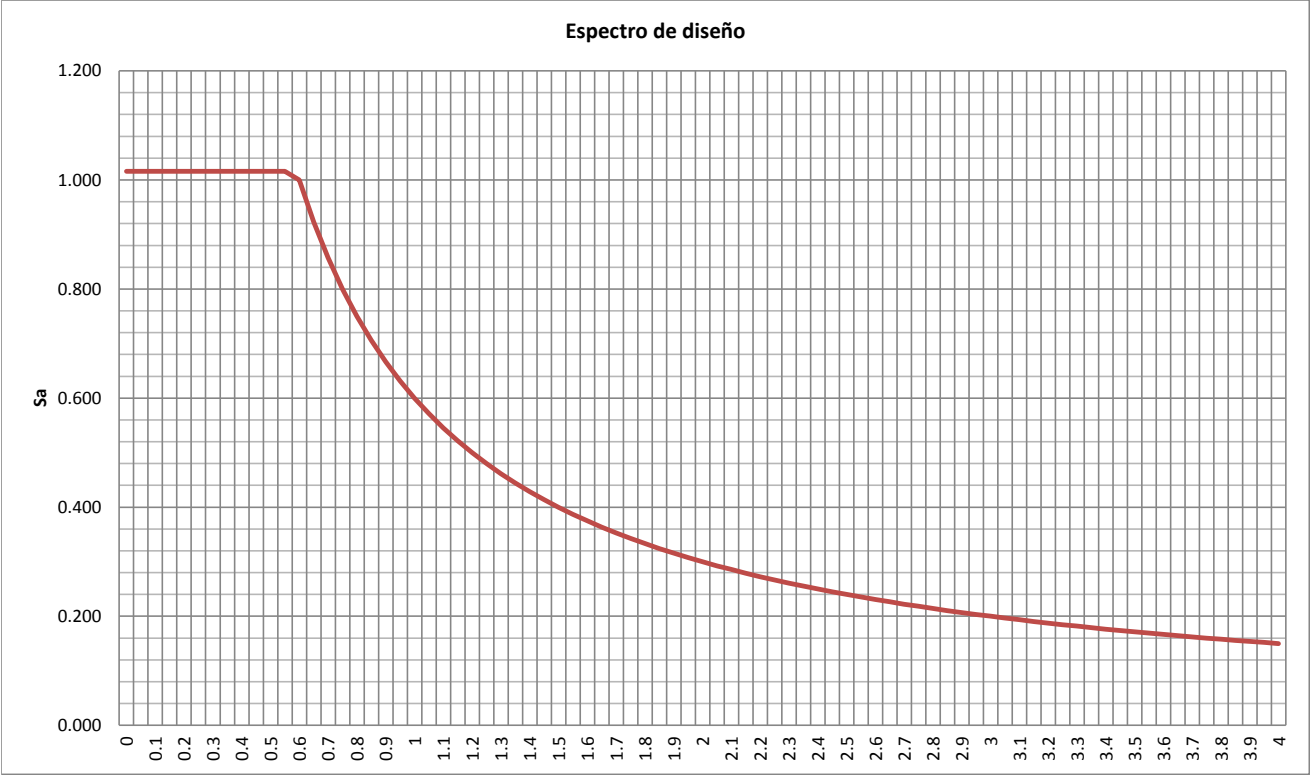
CIUDAD:	Coyaima		
Aa =		0.25	
Av =		0.20	
PERFIL DE SUELO:			
Fa =		D	1.30
Fv =		D	2.00
GRUPO DE USO	NORMAL		
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I =		1.25	

CALCULO DEL PERIODO APROXIMADO DE LA EDIFICACIÓN

SISTEMA ESTRUCTURAL=	PORTICOS DE CONCRETO
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN=	17.3 m
Ct=	0.047
a=	0.9
PERIODO APROXIMADO Ta =	0.611 S
Cu =	1.750
Tmax = Cu * Ta	1.070
PERIODO MODAL CALCULADO=	0.732 S
PERIODO A APLICAR (menor entre modal y Tmáx)	0.732
Factor K=	1.116

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Tc =	0.591 S	$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$
Tl =	4.800 S	
Sa =	0.820	



5.2 Cortante basal estático										
Load	Type	Direction	Eccentricity	Ecc. Over-	Top	Bottom	C	K	Weight Used	Base Shear
Pattern			%	ridden	Story	Story			KN	KN
SX	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	Muro secc 6	Base	0.801	1.125	4,010	3,212
SX	Seismic	X - Ecc. Y	5	No	Muro secc 6	Base	0.801	1.125	4,010	3,212
SY	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	Muro secc 6	Base	0.801	1.125	4,010	3,212
SY	Seismic	Y - Ecc. X	5	No	Muro secc 6	Base	0.801	1.125	4,010	3,212

5.3 Cortante basal dinámico						
Load Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EspcX Max	2,625.6	0.5	0.0	7	36,288	26,248
EspcY Max	0.5	2,625.5	0.0	36,285	7	26,288

5.4 Participación modal				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration UX		100.00	98.63
Modal	Acceleration UY		100.00	98.63
Modal	Acceleration UZ		0	0

5.5 Distribución del cortante basal por pisos							
Story	Load Case	Location	VX	VY	T	MX	MY
	Combo		KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Muro secc 6	EspcX	Top	234.7	0.2	2,345	0	0
Muro secc 6	EspcX	Bottom	234.7	0.2	2,345	0	70
Muro secc 6	EspcY	Top	0.2	234.7	2,364	0	0
Muro secc 6	EspcY	Bottom	0.2	234.7	2,364	70	0
Muro secc 5	EspcX	Top	291.0	0.2	2,908	0	70
Muro secc 5	EspcX	Bottom	291.0	0.2	2,908	0	245
Muro secc 5	EspcY	Top	0.2	291.0	2,928	70	0
Muro secc 5	EspcY	Bottom	0.2	291.0	2,928	245	0
Muro secc 4	EspcX	Top	365.0	0.2	3,648	0	245
Muro secc 4	EspcX	Bottom	365.0	0.2	3,648	0	464
Muro secc 4	EspcY	Top	0.2	365.0	3,669	245	0
Muro secc 4	EspcY	Bottom	0.2	365.0	3,669	464	0
Muro secc 3	EspcX	Top	438.1	0.2	4,379	0	464
Muro secc 3	EspcX	Bottom	438.1	0.2	4,379	0	727
Muro secc 3	EspcY	Top	0.3	438.1	4,400	464	0
Muro secc 3	EspcY	Bottom	0.3	438.1	4,400	727	1
Muro secc 2	EspcX	Top	510.3	0.3	5,101	0	727
Muro secc 2	EspcX	Bottom	510.3	0.3	5,101	1	1,033
Muro secc 2	EspcY	Top	0.3	510.3	5,123	727	1
Muro secc 2	EspcY	Bottom	0.3	510.3	5,123	1,033	1
Muro secc 1	EspcX	Top	581.7	0.3	5,815	1	1,033
Muro secc 1	EspcX	Bottom	581.7	0.3	5,815	1	1,382
Muro secc 1	EspcY	Top	0.3	581.7	5,837	1,033	1
Muro secc 1	EspcY	Bottom	0.3	581.7	5,837	1,382	1
Fondo tanque	EspcX	Top	2,293.1	0.4	22,924	1	1,382
Fondo tanque	EspcX	Bottom	2,293.1	0.4	22,924	2	7,792

Story	Load Case	Location	VX	VY	T	MX	MY
	Combo		KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fondo tanque	EspcY	Top	0.4	2,292.6	22,957	1,382	1
Fondo tanque	EspcY	Bottom	0.4	2,292.6	22,957	7,790	2
Nivel 4	EspcX	Top	2,436.3	0.4	24,356	2	7,792
Nivel 4	EspcX	Bottom	2,436.3	0.4	24,356	3	14,606
Nivel 4	EspcY	Top	0.4	2,436.0	24,392	7,790	2
Nivel 4	EspcY	Bottom	0.4	2,436.0	24,392	14,604	3
Nivel 3	EspcX	Top	2,539.5	0.5	25,387	3	14,606
Nivel 3	EspcX	Bottom	2,539.5	0.5	25,387	4	21,700
Nivel 3	EspcY	Top	0.5	2,539.3	25,425	14,604	3
Nivel 3	EspcY	Bottom	0.5	2,539.3	25,425	21,698	4
Nivel 2	EspcX	Top	2,602.1	0.5	26,014	4	21,700
Nivel 2	EspcX	Bottom	2,602.1	0.5	26,014	5	28,962
Nivel 2	EspcY	Top	0.5	2,602.1	26,053	21,698	4
Nivel 2	EspcY	Bottom	0.5	2,602.1	26,053	28,959	5
Nivel 1	EspcX	Top	2,625.6	0.5	26,248	5	28,962
Nivel 1	EspcX	Bottom	2,625.6	0.5	26,248	7	36,288
Nivel 1	EspcY	Top	0.5	2,625.5	26,288	28,959	5
Nivel 1	EspcY	Bottom	0.5	2,625.5	26,288	36,285	7

6. GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA

Coordenadas de los nodos

Story	Label	X	Y	Z
Muro secc 6	5	10.000	14.325	17.300
Muro secc 6	7	10.000	5.675	17.300
Muro secc 6	8	11.479	14.064	17.300
Muro secc 6	9	11.479	5.936	17.300
Muro secc 6	10	12.780	13.313	17.300
Muro secc 6	12	12.780	6.687	17.300
Muro secc 6	13	13.746	12.163	17.300
Muro secc 6	14	13.746	7.838	17.300
Muro secc 6	15	14.259	10.751	17.300
Muro secc 6	16	14.259	9.249	17.300
Muro secc 6	17	8.521	14.064	17.300
Muro secc 6	18	8.521	5.936	17.300
Muro secc 6	19	7.220	13.313	17.300
Muro secc 6	20	7.220	6.687	17.300
Muro secc 6	21	6.254	12.163	17.300
Muro secc 6	22	6.254	7.838	17.300
Muro secc 6	23	5.741	10.751	17.300
Muro secc 6	24	5.741	9.249	17.300
Muro secc 6	46	6.059	8.375	17.300
Muro secc 6	47	13.941	8.375	17.300
Muro secc 6	48	6.059	11.625	17.300
Muro secc 6	49	13.941	11.625	17.300
Muro secc 6	50	8.375	6.020	17.300
Muro secc 6	51	8.375	13.980	17.300
Muro secc 6	52	11.625	6.020	17.300
Muro secc 6	56	11.625	13.980	17.300
Muro secc 6	78	8.375	11.625	17.300
Muro secc 6	79	11.625	11.625	17.300
Muro secc 6	80	11.625	8.375	17.300
Muro secc 6	81	8.375	8.375	17.300
Muro secc 5	5	10.000	14.325	17.000
Muro secc 5	7	10.000	5.675	17.000
Muro secc 5	8	11.479	14.064	17.000
Muro secc 5	9	11.479	5.936	17.000
Muro secc 5	10	12.780	13.313	17.000
Muro secc 5	12	12.780	6.687	17.000
Muro secc 5	13	13.746	12.163	17.000
Muro secc 5	14	13.746	7.838	17.000
Muro secc 5	15	14.259	10.751	17.000
Muro secc 5	16	14.259	9.249	17.000
Muro secc 5	17	8.521	14.064	17.000
Muro secc 5	18	8.521	5.936	17.000
Muro secc 5	19	7.220	13.313	17.000
Muro secc 5	20	7.220	6.687	17.000
Muro secc 5	21	6.254	12.163	17.000
Muro secc 5	22	6.254	7.838	17.000

Coordenadas de los nodos

Story	Label	X	Y	Z
Muro secc 1	21	6.254	12.163	14.600
Muro secc 1	22	6.254	7.838	14.600
Muro secc 1	23	5.741	10.751	14.600
Muro secc 1	24	5.741	9.249	14.600
Fondo tanque	1	7.012	11.725	14.000
Fondo tanque	2	12.988	8.275	14.000
Fondo tanque	3	7.012	8.275	14.000
Fondo tanque	4	12.988	11.725	14.000
Fondo tanque	6	10.000	13.450	14.000
Fondo tanque	11	10.000	6.550	14.000
Fondo tanque	5	10.000	14.325	14.000
Fondo tanque	7	10.000	5.675	14.000
Fondo tanque	8	11.479	14.064	14.000
Fondo tanque	9	11.479	5.936	14.000
Fondo tanque	10	12.780	13.313	14.000
Fondo tanque	12	12.780	6.687	14.000
Fondo tanque	13	13.746	12.163	14.000
Fondo tanque	14	13.746	7.838	14.000
Fondo tanque	15	14.259	10.751	14.000
Fondo tanque	16	14.259	9.249	14.000
Fondo tanque	17	8.521	14.064	14.000
Fondo tanque	18	8.521	5.936	14.000
Fondo tanque	19	7.220	13.313	14.000
Fondo tanque	20	7.220	6.687	14.000
Fondo tanque	21	6.254	12.163	14.000
Fondo tanque	22	6.254	7.838	14.000
Fondo tanque	23	5.741	10.751	14.000
Fondo tanque	24	5.741	9.249	14.000
Fondo tanque	25	10.000	10.000	14.000
Fondo tanque	28	5.775	10.000	14.000
Fondo tanque	29	6.030	11.445	14.000
Fondo tanque	30	6.764	12.716	14.000
Fondo tanque	31	7.888	13.659	14.000
Fondo tanque	32	9.266	14.161	14.000
Fondo tanque	33	10.734	14.161	14.000
Fondo tanque	34	12.113	13.659	14.000
Fondo tanque	35	13.237	12.716	14.000
Fondo tanque	36	13.970	11.445	14.000
Fondo tanque	37	14.225	10.000	14.000
Fondo tanque	38	13.970	8.555	14.000
Fondo tanque	39	13.237	7.284	14.000
Fondo tanque	40	12.113	6.341	14.000
Fondo tanque	41	10.734	5.839	14.000
Fondo tanque	42	9.266	5.839	14.000
Fondo tanque	43	7.888	6.341	14.000
Fondo tanque	44	6.764	7.284	14.000

Story	Label	X	Y	Z
Muro secc 5	23	5.741	10.751	17.000
Muro secc 5	24	5.741	9.249	17.000
Muro secc 5	46	6.059	8.375	17.000
Muro secc 5	47	13.941	8.375	17.000
Muro secc 5	48	6.059	11.625	17.000
Muro secc 5	49	13.941	11.625	17.000
Muro secc 5	50	8.375	6.020	17.000
Muro secc 5	51	8.375	13.980	17.000
Muro secc 5	52	11.625	6.020	17.000
Muro secc 5	56	11.625	13.980	17.000
Muro secc 4	5	10.000	14.325	16.400
Muro secc 4	7	10.000	5.675	16.400
Muro secc 4	8	11.479	14.064	16.400
Muro secc 4	9	11.479	5.936	16.400
Muro secc 4	10	12.780	13.313	16.400
Muro secc 4	12	12.780	6.687	16.400
Muro secc 4	13	13.746	12.163	16.400
Muro secc 4	14	13.746	7.838	16.400
Muro secc 4	15	14.259	10.751	16.400
Muro secc 4	16	14.259	9.249	16.400
Muro secc 4	17	8.521	14.064	16.400
Muro secc 4	18	8.521	5.936	16.400
Muro secc 4	19	7.220	13.313	16.400
Muro secc 4	20	7.220	6.687	16.400
Muro secc 4	21	6.254	12.163	16.400
Muro secc 4	22	6.254	7.838	16.400
Muro secc 4	23	5.741	10.751	16.400
Muro secc 4	24	5.741	9.249	16.400
Muro secc 3	5	10.000	14.325	15.800
Muro secc 3	7	10.000	5.675	15.800
Muro secc 3	8	11.479	14.064	15.800
Muro secc 3	9	11.479	5.936	15.800
Muro secc 3	10	12.780	13.313	15.800
Muro secc 3	12	12.780	6.687	15.800
Muro secc 3	13	13.746	12.163	15.800
Muro secc 3	14	13.746	7.838	15.800
Muro secc 3	15	14.259	10.751	15.800
Muro secc 3	16	14.259	9.249	15.800
Muro secc 3	17	8.521	14.064	15.800
Muro secc 3	18	8.521	5.936	15.800
Muro secc 3	19	7.220	13.313	15.800
Muro secc 3	20	7.220	6.687	15.800
Muro secc 3	21	6.254	12.163	15.800
Muro secc 3	22	6.254	7.838	15.800
Muro secc 3	23	5.741	10.751	15.800
Muro secc 3	24	5.741	9.249	15.800
Muro secc 2	5	10.000	14.325	15.200
Muro secc 2	7	10.000	5.675	15.200
Muro secc 2	8	11.479	14.064	15.200

Story	Label	X	Y	Z
Fondo tanque	45	6.030	8.555	14.000
Fondo tanque	53	5.161	11.761	14.000
Fondo tanque	54	6.055	13.310	14.000
Fondo tanque	55	7.425	14.460	14.000
Fondo tanque	57	9.106	15.072	14.000
Fondo tanque	58	10.894	15.072	14.000
Fondo tanque	59	12.575	14.460	14.000
Fondo tanque	60	13.945	13.310	14.000
Fondo tanque	61	14.839	11.761	14.000
Fondo tanque	62	15.150	10.000	14.000
Fondo tanque	63	14.839	8.239	14.000
Fondo tanque	64	13.945	6.690	14.000
Fondo tanque	65	12.575	5.540	14.000
Fondo tanque	66	10.894	4.928	14.000
Fondo tanque	67	9.106	4.928	14.000
Fondo tanque	68	7.425	5.540	14.000
Fondo tanque	69	6.055	6.690	14.000
Fondo tanque	70	5.161	8.239	14.000
Fondo tanque	71	4.850	10.000	14.000
Fondo tanque	72	5.608	7.464	14.000
Fondo tanque	73	10.000	4.928	14.000
Fondo tanque	74	5.608	12.536	14.000
Fondo tanque	75	10.000	15.072	14.000
Fondo tanque	76	14.392	12.536	14.000
Fondo tanque	77	14.392	7.464	14.000
Fondo tanque	26	7.012	7.076	14.000
Fondo tanque	27	8.961	5.950	14.000
Fondo tanque	84	11.039	5.950	14.000
Fondo tanque	85	12.988	7.076	14.000
Fondo tanque	86	14.027	8.875	14.000
Fondo tanque	87	14.027	11.125	14.000
Fondo tanque	88	8.961	14.050	14.000
Fondo tanque	89	7.012	12.925	14.000
Fondo tanque	90	12.988	12.925	14.000
Fondo tanque	91	11.039	14.050	14.000
Fondo tanque	92	5.973	11.125	14.000
Fondo tanque	93	5.973	8.875	14.000
Fondo tanque	94	6.397	7.920	14.000
Fondo tanque	95	10.000	5.839	14.000
Fondo tanque	96	6.397	12.080	14.000
Fondo tanque	97	10.000	14.161	14.000
Fondo tanque	98	13.603	12.080	14.000
Fondo tanque	99	13.603	7.920	14.000
Fondo tanque	82	7.284	13.237	14.000
Fondo tanque	83	6.690	13.945	14.000
Fondo tanque	102	8.555	13.970	14.000
Fondo tanque	103	8.239	14.839	14.000
Nivel 4	1	7.012	11.725	11.200
Nivel 4	2	12.988	8.275	11.200

Story	Label	X	Y	Z
Muro secc 2	9	11.479	5.936	15.200
Muro secc 2	10	12.780	13.313	15.200
Muro secc 2	12	12.780	6.687	15.200
Muro secc 2	13	13.746	12.163	15.200
Muro secc 2	14	13.746	7.838	15.200
Muro secc 2	15	14.259	10.751	15.200
Muro secc 2	16	14.259	9.249	15.200
Muro secc 2	17	8.521	14.064	15.200
Muro secc 2	18	8.521	5.936	15.200
Muro secc 2	19	7.220	13.313	15.200
Muro secc 2	20	7.220	6.687	15.200
Muro secc 2	21	6.254	12.163	15.200
Muro secc 2	22	6.254	7.838	15.200
Muro secc 2	23	5.741	10.751	15.200
Muro secc 2	24	5.741	9.249	15.200
Muro secc 1	5	10.000	14.325	14.600
Muro secc 1	7	10.000	5.675	14.600
Muro secc 1	8	11.479	14.064	14.600
Muro secc 1	9	11.479	5.936	14.600
Muro secc 1	10	12.780	13.313	14.600
Muro secc 1	12	12.780	6.687	14.600
Muro secc 1	13	13.746	12.163	14.600
Muro secc 1	14	13.746	7.838	14.600
Muro secc 1	15	14.259	10.751	14.600
Muro secc 1	16	14.259	9.249	14.600
Muro secc 1	17	8.521	14.064	14.600
Muro secc 1	18	8.521	5.936	14.600
Muro secc 1	19	7.220	13.313	14.600
Muro secc 1	20	7.220	6.687	14.600

Story	Label	X	Y	Z
Nivel 4	3	7.012	8.275	11.200
Nivel 4	4	12.988	11.725	11.200
Nivel 4	6	10.000	13.450	11.200
Nivel 4	11	10.000	6.550	11.200
Nivel 3	1	7.012	11.725	8.400
Nivel 3	2	12.988	8.275	8.400
Nivel 3	3	7.012	8.275	8.400
Nivel 3	4	12.988	11.725	8.400
Nivel 3	6	10.000	13.450	8.400
Nivel 3	11	10.000	6.550	8.400
Nivel 2	1	7.012	11.725	5.600
Nivel 2	2	12.988	8.275	5.600
Nivel 2	3	7.012	8.275	5.600
Nivel 2	4	12.988	11.725	5.600
Nivel 2	6	10.000	13.450	5.600
Nivel 2	11	10.000	6.550	5.600
Nivel 1	1	7.012	11.725	2.800
Nivel 1	2	12.988	8.275	2.800
Nivel 1	3	7.012	8.275	2.800
Nivel 1	4	12.988	11.725	2.800
Nivel 1	6	10.000	13.450	2.800
Nivel 1	11	10.000	6.550	2.800
Base	1	7.012	11.725	0.000
Base	2	12.988	8.275	0.000
Base	3	7.012	8.275	0.000
Base	4	12.988	11.725	0.000
Base	6	10.000	13.450	0.000
Base	11	10.000	6.550	0.000

ALTURAS DE PISOS

Name	Height	Elevation
Muro secc 6	0.30	17.30
Muro secc 5	0.60	17.00
Muro secc 4	0.60	16.40
Muro secc 3	0.60	15.80
Muro secc 2	0.60	15.20
Muro secc 1	0.60	14.60
Fondo tanque	2.80	14.00
Nivel 4	2.80	11.20
Nivel 3	2.80	8.40
Nivel 2	2.80	5.60
Nivel 1	2.80	2.80
Base	0.00	0.00

7. CALCULO DE FUERZAS IMPULSIVA Y CONVECTIVA

Se usará como referencia el Documento ACI - 350 3-06, por lo cual las referencias a Tablas y ecuaciones aquí mostradas, se refieren a dicho documento.

DATOS DEL TANQUE

Diámetro interno	8.20
Diámetro externo	8.80
Altura total	3.30
Altura agua HI	2.70
Espesor placa fondo	0.30
Espesor placa cubierta	0.12

DATOS SISMICOS

$S_s (A_a) =$	0.25
$S_1 (A_v) =$	0.20
$F_a =$	1.30
$F_v =$	2.00
Coef de importancia I =	1.25 Tabla 4.1.1(a)
Coef. de modif. de respuesta $R_i =$	2.00 Tabla 4.1.1(b)
Coef. de modif. de respuesta $R_c =$	1.00 Tabla 4.1.1(b)
$S_{DS} = 2/3 * S_s * F_a$	0.217 (9-35)
$S_{D1} = 2/3 * S_1 * F_v$	0.267 (9-36)

PESOS

WL =	peso líquido	142.59
Ww =	peso muros	63.448
Wg =	peso placa de fondo	43.791
Wr =	peso cubierta	17.517
Di/HI =		3.04
Masa efectiva		0.581 $\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$ (9-45)
Usar masa efectiva	$\varepsilon =$	0.581
De la figura 4.4 para D/HI = 3.0 se obtiene:		
Wi/WI =		0.376 (9-15)
Wc/WI =		0.585 (9-16)
Wi =		53.654
Wc =		83.384

ALTURAS

hi/HI	0.375 (9-18)
hc/HI	0.553 (9-19)
hw	1.650
hr	3.360
hi	1.013
hc	1.494

PERIODOS

$w_i =$	9.5
$C_i =$	0.008 (9-24)
$C_w =$	0.094 Fig. 9.3.4(a)
$T_i =$	0.664
$w_c = Landa / R_{cuad}(D)$	3.483 (9-28)
$2 \text{ Pi}/Landa =$	0.630 Fig. 9.3.4(b)
$Landa$	9.973
$T_c =$	1.804 (9-30)
$T_s = S_{D1}/S_{DS} =$	1.231 (9-34)
$T_s(\text{periodos cortos } T_c \text{ del espectro})$	0.591

COEFICIENTES DE RESPUESTA SISMICA

Como $T_i < T_s$ entonces: $C_i = S_{D1}$	0.267 (9-32)
Como $T_c = 1.80 > 1.6/T_s = 1.30$ entonces usar Ec. (9-38)	
$C_c =$	0.160 (9-38)
$T_v =$	0.013 (9-31)
Como $T_v < T_s$, entonces $C_t = S_{DS} =$	0.267 (9-39)

DESPLAZAMIENTO MAXIMO VERTICAL

$d_{MAX} =$	0.590 (7-2)
-------------	-------------

FUERZAS Y MOMENTOS DINAMICOS LATERALES

$P_w =$	6.1 (4-1)
$P_r =$	2.9 (4-2)
$P_i =$	8.9 (4-3)
$P_c =$	16.7 (4-4)
$M_w =$	10.1 (4-6)
$M_r =$	9.8 (4-7)
$M_i =$	9.1 (4-8)
$M_c =$	24.9 (4-9)

CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL TANQUE

Cortante total en la base	24.5 (4-5)
Momento total en la base	38.2 (4-10)

PRESION HIDROSTATICA

$P_{VY} =$	0.03
Verificación $P_{VY} \Rightarrow 0.2S_{DS} =$	0.03
No hay necesidad de revisarlo. Ver nota al final	

PRESIONES IMPULSIVAS Y CONVECTIVAS

El numeral 5.3.3 y el R.5.3.3, establecen para los tanques circulares, la forma en las cuales se pueden asumir las cargas para efecto de distribuirlas en los muros, tanto horizontal como verticalmente. Por lo tanto, se calcularán cargas uniformes para cada uno de los cinco tramos en que se ha dividido verticalmente los muros del tanque.

NOTA:

Los muros, placa de fondo y vigas que soportan el tanque fueron diseñados aplicando el factor de durabilidad de 1.31, el cual se incluyó como un factor de mayoración en el diseño de estos elementos, pero de conformidad con lo establecido en el literal 'c' del numeral C.23-C.9.2.6, no se requiere el uso del coeficiente de durabilidad ambiental S_d en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas 'E'. En consecuencia y dado que el factor de incremento de presión hidrostática es mucho menor que el valor del factor de durabilidad, no es necesario realizar revisión alguna por este concepto.

Para efectos de tener en cuenta el factor de durabilidad, se hicieron dos modelos. Uno normal, esto es sin incluir el factor de durabilidad, que se aplica en el diseño de los elementos, excepto los muros, placa de fondo y vigas que soportan el tanque y el otro modelo con la aplicación del factor de durabilidad que se incluye multiplicando los factores de mayoración de las combinaciones de carga Comb1 y Comb2, para el diseño de muros, losa de fondo y vigas que soportan el tanque, elementos cuyos resultados se presentan por aparte.

Por último, como el tanque es completamente simétrico, las fuerzas impulsivas y convectivas se aplicarán en un sólo sentido y los efectos máximos que resulten se aplicarán a todos los paneles del muro del tanque.

DISTRIBUCION VERTICAL DE CARGAS IMPULSIVAS Y CONVECTIVAS

Nivel	Y	Piy (kN)	Pcy (kN)
5	0.3	26.2	23.16
4	0.9	20.7	27.55
3	1.5	15.2	31.94
2	2.1	9.7	36.32
1	2.7	4.1	40.71

DISTRIBUCION HORIZONTAL DE CARGAS IMPULSIVAS Y CONVECTIVAS

Para la distribución horizontal de las cargas impulsivas y convectivas en los muros, se tendrá en cuenta que son 18 paneles, por lo cual se calcularán con ángulos que se incrementan 20 grados cada vez

Nivel	Angulo	Piy (kN)	Pcy (kN)
5	80	0.71	0.6
	60	2.04	1.6
	40	3.12	2.4
	20	3.83	3.0
	0	4.07	3.2
	-20	3.83	3.0
	-40	3.12	2.4
	-60	2.04	1.6
	-80	0.71	0.6

Nivel	Angulo	Piy (kN)	Pcy (kN)
4	80	0.6	0.7
	60	1.6	1.9
	40	2.5	2.9
	20	3.0	3.6
	0	3.2	3.8
	-20	3.0	3.6
	-40	2.5	2.9
	-60	1.6	1.9
	-80	0.6	0.7
3	80	0.4	0.8
	60	1.2	2.2
	40	1.8	3.4
	20	2.2	4.1
	0	2.4	4.4
	-20	2.2	4.1
	-40	1.8	3.4
	-60	1.2	2.2
	-80	0.4	0.8
2	80	0.3	0.9
	60	0.7	2.5
	40	1.1	3.8
	20	1.4	4.7
	0	1.5	5.0
	-20	1.4	4.7
	-40	1.1	3.8
	-60	0.7	2.5
	-80	0.3	0.9
1	80	0.1	1.0
	60	0.3	2.8
	40	0.5	4.3
	20	0.6	5.3
	0	0.6	5.6
	-20	0.6	5.3
	-40	0.5	4.3
	-60	0.3	2.8
	-80	0.1	1.0

8. CARGAS SOBREIMPUESTAS

8.1 Cargas uniformes en losas

Load Set	Load Pattern	Load
		kN/m ²

Agua	Dead	27
Cubierta	Live	1.8

Load Set	Load Pattern	Load
		kN/m ²

Circulacion	Live	1.8
Circulacion	Dead	1

8.2 Cargas uniformes en muros

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
					kN/m ²

Muro secc 5	W1	2	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W2	64	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W3	59	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W4	54	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W5	49	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W6	44	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W7	39	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W8	34	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W9	29	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W10	24	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W11	19	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W15	14	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W16	9	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W17	7	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W18	6	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W19	5	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W20	4	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W21	3	Dead	Local-3	-6
Muro secc 4	W1	65	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W2	102	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W3	101	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W4	100	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W5	99	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W6	98	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W7	95	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W8	94	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W9	90	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W10	89	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W11	85	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W15	84	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W16	80	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W17	79	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W18	75	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W19	74	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W20	70	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W21	69	Dead	Local-3	-9
Muro secc 3	W1	103	Dead	Local-3	-15
Muro secc 3	W2	139	Dead	Local-3	-15
Muro secc 3	W3	138	Dead	Local-3	-15

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
					kN/m ²

Muro secc 5	W1	2	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W2	64	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W3	59	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W4	54	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W5	49	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W6	44	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W7	39	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W8	34	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W9	29	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W10	24	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W11	19	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W15	14	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W16	9	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W17	7	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W18	6	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W19	5	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W20	4	Dead	Local-3	-6
Muro secc 5	W21	3	Dead	Local-3	-6
Muro secc 4	W1	65	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W2	102	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W3	101	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W4	100	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W5	99	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W6	98	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W7	95	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W8	94	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W9	90	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W10	89	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W11	85	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W15	84	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W16	80	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W17	79	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W18	75	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W19	74	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W20	70	Dead	Local-3	-9
Muro secc 4	W21	69	Dead	Local-3	-9
Muro secc 3	W1	103	Dead	Local-3	-15
Muro secc 3	W2	139	Dead	Local-3	-15
Muro secc 3	W3	138	Dead	Local-3	-15

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Muro secc 1	W21	159	Dead	Local-3	-27
Muro secc 5	W4	54	Imp	Local-3	-0.71
Muro secc 5	W5	49	Imp	Local-3	-2.04
Muro secc 5	W6	44	Imp	Local-3	-3.12
Muro secc 5	W7	39	Imp	Local-3	-3.83
Muro secc 5	W8	34	Imp	Local-3	-4.07
Muro secc 5	W9	29	Imp	Local-3	-3.83
Muro secc 5	W10	24	Imp	Local-3	-3.12
Muro secc 5	W11	19	Imp	Local-3	-2.04
Muro secc 5	W15	14	Imp	Local-3	-0.71
Muro secc 4	W4	100	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 4	W5	99	Imp	Local-3	-1.6
Muro secc 4	W6	98	Imp	Local-3	-2.5
Muro secc 4	W7	95	Imp	Local-3	-3
Muro secc 4	W8	94	Imp	Local-3	-3.2
Muro secc 4	W9	90	Imp	Local-3	-3
Muro secc 4	W10	89	Imp	Local-3	-2.5
Muro secc 4	W11	85	Imp	Local-3	-1.6
Muro secc 4	W15	84	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 3	W4	137	Imp	Local-3	-0.4
Muro secc 3	W5	136	Imp	Local-3	-1.2
Muro secc 3	W6	116	Imp	Local-3	-1.8
Muro secc 3	W7	115	Imp	Local-3	-2.2
Muro secc 3	W8	114	Imp	Local-3	-2.4
Muro secc 3	W9	113	Imp	Local-3	-2.2
Muro secc 3	W10	112	Imp	Local-3	-1.8
Muro secc 3	W11	111	Imp	Local-3	-1.2
Muro secc 3	W15	110	Imp	Local-3	-0.4
Muro secc 2	W4	155	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 2	W5	154	Imp	Local-3	-0.7
Muro secc 2	W6	153	Imp	Local-3	-1.1
Muro secc 2	W7	152	Imp	Local-3	-1.4
Muro secc 2	W8	151	Imp	Local-3	-1.5
Muro secc 2	W9	150	Imp	Local-3	-1.4
Muro secc 2	W10	149	Imp	Local-3	-1.1
Muro secc 2	W11	148	Imp	Local-3	-0.7
Muro secc 2	W15	147	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W4	173	Imp	Local-3	-0.1
Muro secc 1	W5	172	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W6	171	Imp	Local-3	-0.5
Muro secc 1	W7	170	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W8	169	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W9	168	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W10	167	Imp	Local-3	-0.5
Muro secc 1	W11	166	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W15	165	Imp	Local-3	-0.1
Muro secc 5	W1	2	Conv	Local-3	2.4
Muro secc 5	W2	64	Conv	Local-3	1.6
Muro secc 5	W3	59	Conv	Local-3	0.6
Muro secc 5	W16	9	Conv	Local-3	0.6

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Muro secc 1	W21	159	Dead	Local-3	-27
Muro secc 5	W4	54	Imp	Local-3	-0.71
Muro secc 5	W5	49	Imp	Local-3	-2.04
Muro secc 5	W6	44	Imp	Local-3	-3.12
Muro secc 5	W7	39	Imp	Local-3	-3.83
Muro secc 5	W8	34	Imp	Local-3	-4.07
Muro secc 5	W9	29	Imp	Local-3	-3.83
Muro secc 5	W10	24	Imp	Local-3	-3.12
Muro secc 5	W11	19	Imp	Local-3	-2.04
Muro secc 5	W15	14	Imp	Local-3	-0.71
Muro secc 4	W4	100	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 4	W5	99	Imp	Local-3	-1.6
Muro secc 4	W6	98	Imp	Local-3	-2.5
Muro secc 4	W7	95	Imp	Local-3	-3
Muro secc 4	W8	94	Imp	Local-3	-3.2
Muro secc 4	W9	90	Imp	Local-3	-3
Muro secc 4	W10	89	Imp	Local-3	-2.5
Muro secc 4	W11	85	Imp	Local-3	-1.6
Muro secc 4	W15	84	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 3	W4	137	Imp	Local-3	-0.4
Muro secc 3	W5	136	Imp	Local-3	-1.2
Muro secc 3	W6	116	Imp	Local-3	-1.8
Muro secc 3	W7	115	Imp	Local-3	-2.2
Muro secc 3	W8	114	Imp	Local-3	-2.4
Muro secc 3	W9	113	Imp	Local-3	-2.2
Muro secc 3	W10	112	Imp	Local-3	-1.8
Muro secc 3	W11	111	Imp	Local-3	-1.2
Muro secc 3	W15	110	Imp	Local-3	-0.4
Muro secc 2	W4	155	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 2	W5	154	Imp	Local-3	-0.7
Muro secc 2	W6	153	Imp	Local-3	-1.1
Muro secc 2	W7	152	Imp	Local-3	-1.4
Muro secc 2	W8	151	Imp	Local-3	-1.5
Muro secc 2	W9	150	Imp	Local-3	-1.4
Muro secc 2	W10	149	Imp	Local-3	-1.1
Muro secc 2	W11	148	Imp	Local-3	-0.7
Muro secc 2	W15	147	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W4	173	Imp	Local-3	-0.1
Muro secc 1	W5	172	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W6	171	Imp	Local-3	-0.5
Muro secc 1	W7	170	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W8	169	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W9	168	Imp	Local-3	-0.6
Muro secc 1	W10	167	Imp	Local-3	-0.5
Muro secc 1	W11	166	Imp	Local-3	-0.3
Muro secc 1	W15	165	Imp	Local-3	-0.1
Muro secc 5	W1	2	Conv	Local-3	2.4
Muro secc 5	W2	64	Conv	Local-3	1.6
Muro secc 5	W3	59	Conv	Local-3	0.6
Muro secc 5	W16	9	Conv	Local-3	0.6

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Muro secc 5	W17	7	Conv	Local-3	1.6
Muro secc 5	W18	6	Conv	Local-3	2.4
Muro secc 5	W19	5	Conv	Local-3	3
Muro secc 5	W20	4	Conv	Local-3	3.2
Muro secc 5	W21	3	Conv	Local-3	3
Muro secc 4	W1	65	Conv	Local-3	2.9
Muro secc 4	W2	102	Conv	Local-3	1.9
Muro secc 4	W3	101	Conv	Local-3	0.7
Muro secc 4	W16	80	Conv	Local-3	0.7
Muro secc 4	W17	79	Conv	Local-3	1.9
Muro secc 4	W18	75	Conv	Local-3	2.9
Muro secc 4	W19	74	Conv	Local-3	3.6
Muro secc 4	W20	70	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 4	W21	69	Conv	Local-3	3.6
Muro secc 3	W1	103	Conv	Local-3	3.4
Muro secc 3	W2	139	Conv	Local-3	2.2
Muro secc 3	W3	138	Conv	Local-3	0.8
Muro secc 3	W16	109	Conv	Local-3	0.8
Muro secc 3	W17	108	Conv	Local-3	2.2
Muro secc 3	W18	107	Conv	Local-3	3.4
Muro secc 3	W19	106	Conv	Local-3	4.1
Muro secc 3	W20	105	Conv	Local-3	4.4
Muro secc 3	W21	104	Conv	Local-3	4.1
Muro secc 2	W1	140	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 2	W2	157	Conv	Local-3	2.5
Muro secc 2	W3	156	Conv	Local-3	0.9
Muro secc 2	W16	146	Conv	Local-3	0.9
Muro secc 2	W17	145	Conv	Local-3	2.5
Muro secc 2	W18	144	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 2	W19	143	Conv	Local-3	4.7
Muro secc 2	W20	142	Conv	Local-3	5
Muro secc 2	W21	141	Conv	Local-3	4.7
Muro secc 1	W1	158	Conv	Local-3	4.3
Muro secc 1	W2	175	Conv	Local-3	2.8
Muro secc 1	W3	174	Conv	Local-3	1
Muro secc 1	W16	164	Conv	Local-3	1
Muro secc 1	W17	163	Conv	Local-3	2.8
Muro secc 1	W18	162	Conv	Local-3	4.3
Muro secc 1	W19	161	Conv	Local-3	5.3
Muro secc 1	W20	160	Conv	Local-3	5.6
Muro secc 1	W21	159	Conv	Local-3	5.3
Fondo tanque	F6	177	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F7	178	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F8	179	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F9	180	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F10	181	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F11	182	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F12	183	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F13	184	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F14	185	Dead	Gravity	1.5

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Muro secc 5	W17	7	Conv	Local-3	1.6
Muro secc 5	W18	6	Conv	Local-3	2.4
Muro secc 5	W19	5	Conv	Local-3	3
Muro secc 5	W20	4	Conv	Local-3	3.2
Muro secc 5	W21	3	Conv	Local-3	3
Muro secc 4	W1	65	Conv	Local-3	2.9
Muro secc 4	W2	102	Conv	Local-3	1.9
Muro secc 4	W3	101	Conv	Local-3	0.7
Muro secc 4	W16	80	Conv	Local-3	0.7
Muro secc 4	W17	79	Conv	Local-3	1.9
Muro secc 4	W18	75	Conv	Local-3	2.9
Muro secc 4	W19	74	Conv	Local-3	3.6
Muro secc 4	W20	70	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 4	W21	69	Conv	Local-3	3.6
Muro secc 3	W1	103	Conv	Local-3	3.4
Muro secc 3	W2	139	Conv	Local-3	2.2
Muro secc 3	W3	138	Conv	Local-3	0.8
Muro secc 3	W16	109	Conv	Local-3	0.8
Muro secc 3	W17	108	Conv	Local-3	2.2
Muro secc 3	W18	107	Conv	Local-3	3.4
Muro secc 3	W19	106	Conv	Local-3	4.1
Muro secc 3	W20	105	Conv	Local-3	4.4
Muro secc 3	W21	104	Conv	Local-3	4.1
Muro secc 2	W1	140	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 2	W2	157	Conv	Local-3	2.5
Muro secc 2	W3	156	Conv	Local-3	0.9
Muro secc 2	W16	146	Conv	Local-3	0.9
Muro secc 2	W17	145	Conv	Local-3	2.5
Muro secc 2	W18	144	Conv	Local-3	3.8
Muro secc 2	W19	143	Conv	Local-3	4.7
Muro secc 2	W20	142	Conv	Local-3	5
Muro secc 2	W21	141	Conv	Local-3	4.7
Muro secc 1	W1	158	Conv	Local-3	4.3
Muro secc 1	W2	175	Conv	Local-3	2.8
Muro secc 1	W3	174	Conv	Local-3	1
Muro secc 1	W16	164	Conv	Local-3	1
Muro secc 1	W17	163	Conv	Local-3	2.8
Muro secc 1	W18	162	Conv	Local-3	4.3
Muro secc 1	W19	161	Conv	Local-3	5.3
Muro secc 1	W20	160	Conv	Local-3	5.6
Muro secc 1	W21	159	Conv	Local-3	5.3
Fondo tanque	F6	177	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F7	178	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F8	179	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F9	180	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F10	181	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F11	182	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F12	183	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F13	184	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F14	185	Dead	Gravity	1.5

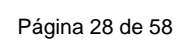
Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Fondo tanque	F15	186	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F16	187	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F17	188	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F18	189	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F19	190	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F20	191	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F21	192	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F22	193	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F23	194	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F6	177	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F7	178	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F8	179	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F9	180	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F10	181	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F11	182	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F12	183	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F13	184	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F14	185	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F15	186	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F16	187	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F17	188	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F18	189	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F19	190	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F20	191	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F21	192	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F22	193	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F23	194	Live	Gravity	0.5

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load
Fondo tanque	F15	186	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F16	187	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F17	188	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F18	189	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F19	190	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F20	191	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F21	192	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F22	193	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F23	194	Dead	Gravity	1.5
Fondo tanque	F6	177	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F7	178	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F8	179	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F9	180	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F10	181	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F11	182	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F12	183	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F13	184	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F14	185	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F15	186	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F16	187	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F17	188	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F18	189	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F19	190	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F20	191	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F21	192	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F22	193	Live	Gravity	0.5
Fondo tanque	F23	194	Live	Gravity	0.5

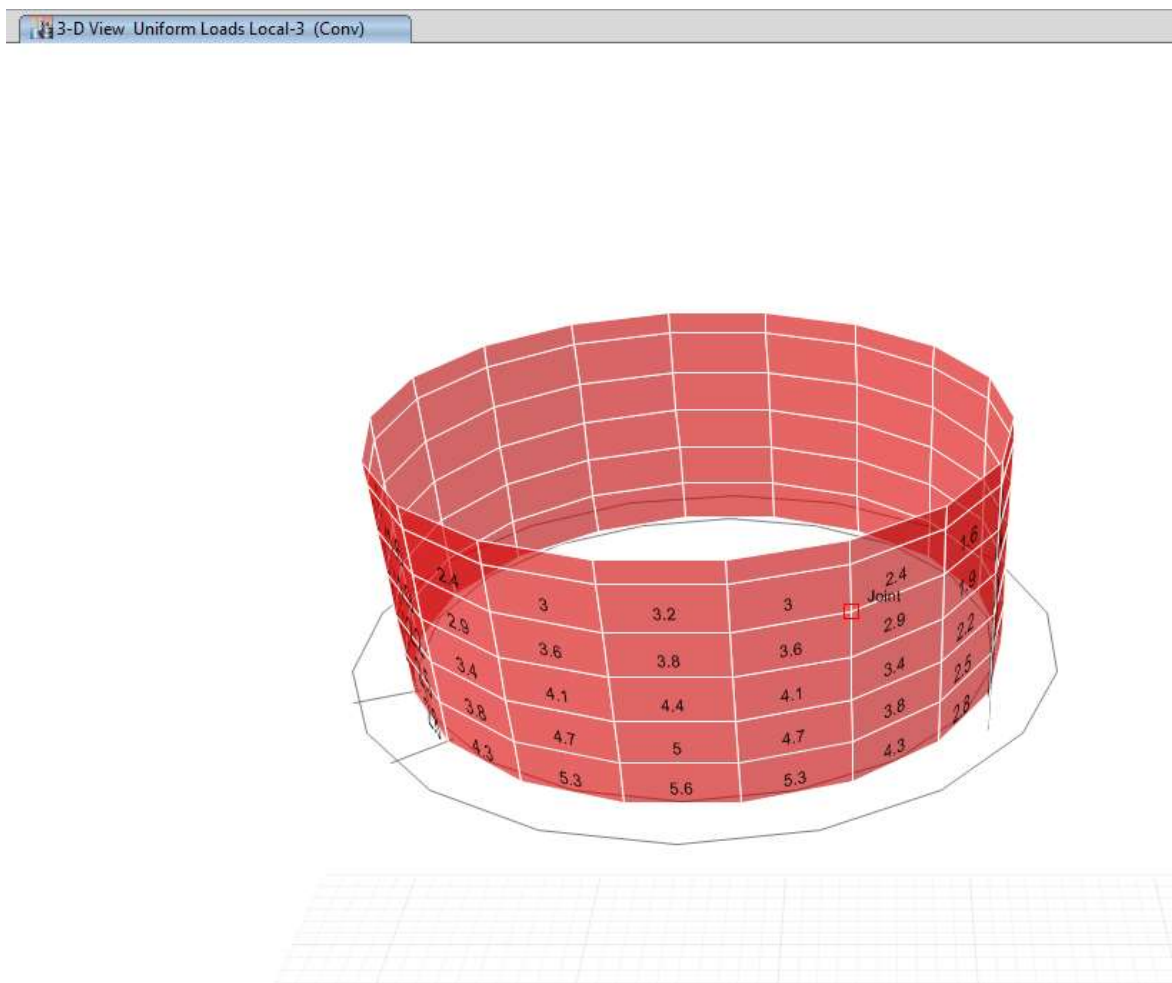
NOTA:

El peso del agua se incluyó por facilidad como carga muerta, por cuanto el factor multiplicador es igual al de carga muerta y para que el programa la tenga en cuenta como masa de la estructura. Se distingue de la presión sobre los muros del tanque, porque aparece como carga muerta pero la dirección de aplicación es el eje Local 3. El ETABS no considera estas cargas muertas como parte de la masa, porque no están en la dirección de la gravedad.

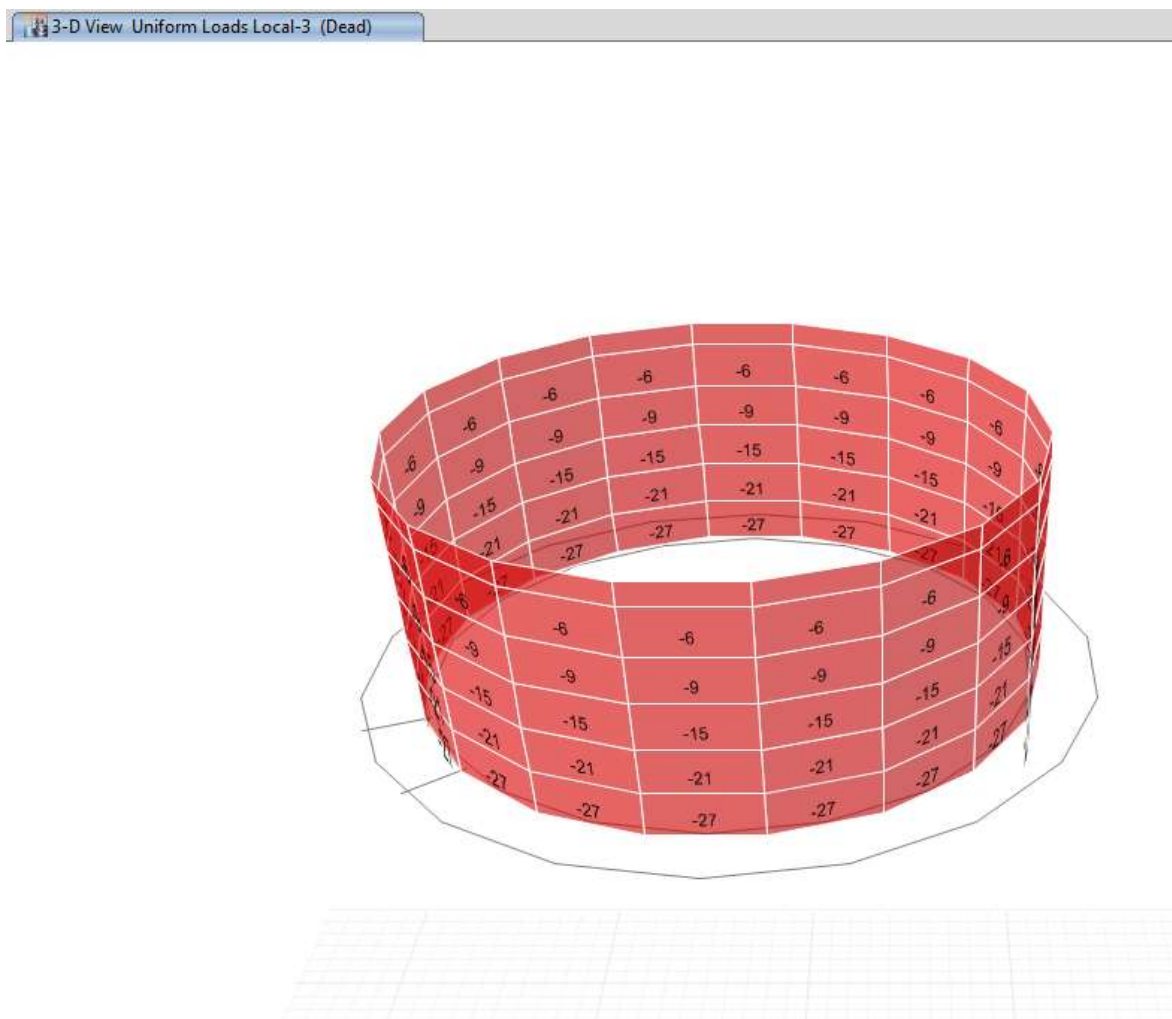
Fuerzas impulsivas - Presionan el muro del tanque desde adentro



Fuerzas convectivas – Presionan el muro del tanque desde afuera



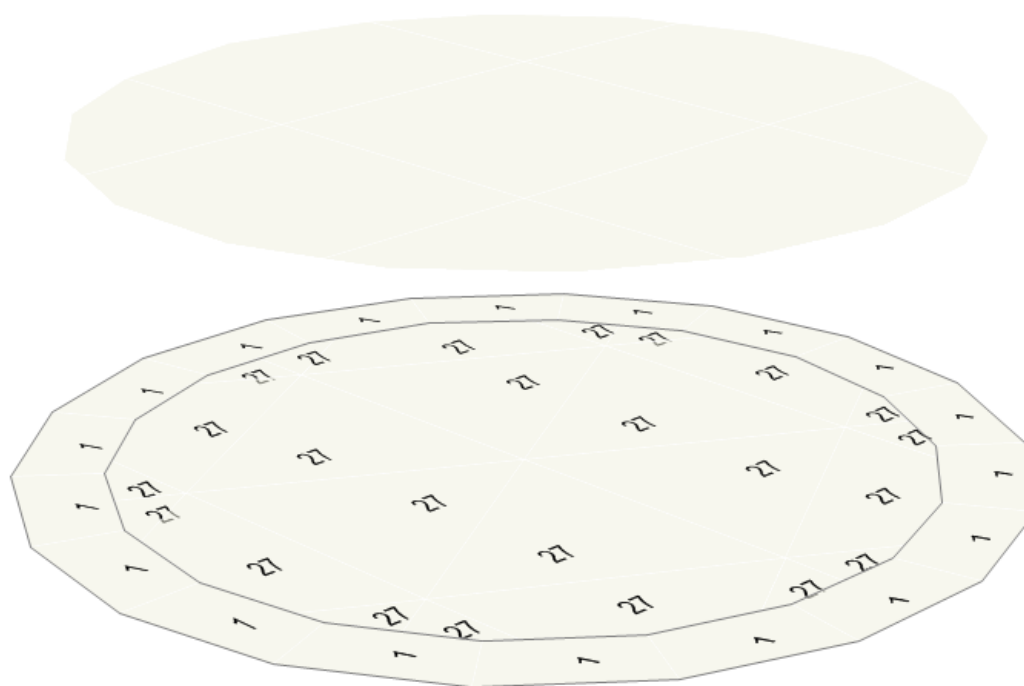
Presión del agua sobre los muros del tanque. Actúa desde el interior del tanque contra los muros



8.4 IMAGENES DE FUERZAS EN LOSAS DEL TANQUE

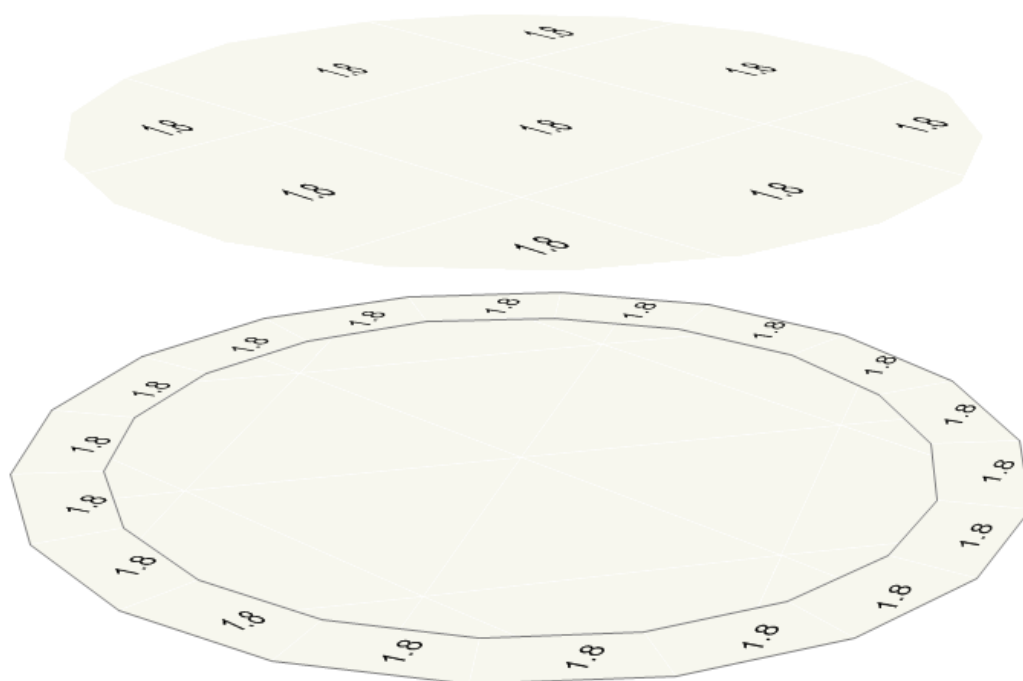
Cargas muerta sobre la placa de cubierta y pasarela y del agua sobre la placa de fondo del tanque. No incluye peso propio

3-D View Uniform Loads Gravity (Dead)



Cargas vivas sobre la placa de cubierta y pasarela

3-D View Uniform Loads Gravity (Live)



9. COMBINACIONES DE CARGAS

Al final del listado de incluyen dos combinaciones de cargas adicionales: la CmbDur1 y CmbDur2, las cuales provienen de las Comb1 y Comb2, cuyos factores se han afectado por el factor de durabilidad. Con estas combinaciones se correrá otro modelo, al cual se le incluirán estas dos combinaciones adicionales, sólo para el diseño de los elementos del contenedor del agua, esto es la placa de fondo del tanque, las vigas que la soportan y los muros del mismo, cuyos resultados se presentan por separado del resto de elementos.

Name	Case	Factor	Name	Case	Factor
Comb1	Dead	1.4	Comb10	EspcX	-0.057
Comb2	Dead	1.2	Comb10	EspcY	0.191
Comb2	Live	1.6	Comb10	Imp	1
Comb3	Dead	1.2	Comb10	Conv	1
Comb3	Live	1	Comb11	Dead	0.9
Comb3	EspcX	0.191	Comb11	EspcX	0.191
Comb3	EspcY	0.057	Comb11	EspcY	0.057
Comb3	Conv	1	Comb11	Imp	1
Comb3	Imp	1	Comb11	Conv	1
Comb4	Dead	1.2	Comb12	Dead	0.9
Comb4	Live	1	Comb12	EspcX	-0.191
Comb4	EspcX	-0.191	Comb12	EspcY	0.057
Comb4	EspcY	0.057	Comb12	Imp	1
Comb4	Imp	1	Comb12	Conv	1
Comb4	Conv	1	Comb13	Dead	0.9
Comb5	Dead	1.2	Comb13	EspcX	-0.191
Comb5	Live	1	Comb13	EspcY	-0.057
Comb5	EspcX	-0.191	Comb13	Imp	1
Comb5	EspcY	-0.057	Comb13	Conv	1
Comb5	Imp	1	Comb14	Dead	0.9
Comb5	Conv	1	Comb14	EspcX	0.191
Comb6	Dead	1.2	Comb14	EspcY	-0.057
Comb6	Live	1	Comb14	Imp	1
Comb6	EspcX	0.191	Comb14	Conv	1
Comb6	EspcY	-0.057	Comb15	Dead	0.9
Comb6	Imp	1	Comb15	EspcX	0.057
Comb6	Conv	1	Comb15	EspcY	0.191
Comb7	Dead	1.2	Comb15	Imp	1
Comb7	Live	1	Comb15	Conv	1
Comb7	EspcX	0.057	Comb16	Dead	0.9
Comb7	EspcY	0.191	Comb16	EspcX	0.057
Comb7	Imp	1	Comb16	EspcY	-0.191
Comb7	Imp	1	Comb16	Imp	1
Comb8	Dead	1.2	Comb16	Conv	1
Comb8	Live	1	Comb17	Dead	0.9
Comb8	EspcX	0.057	Comb17	EspcX	-0.057
Comb8	EspcY	-0.191	Comb17	EspcY	-0.191
Comb8	Imp	1	Comb17	Imp	1
Comb8	Imp	1	Comb17	Imp	1
Comb9	Dead	1.2	Comb18	Dead	0.9
Comb9	Live	1	Comb18	EspcX	-0.057
Comb9	EspcX	-0.057	Comb18	EspcY	0.191
Comb9	EspcY	-0.191	Comb18	Imp	1
Comb9	Imp	1	Comb18	Conv	1
Comb9	Conv	1	CmbDur1	Dead	1.834
Comb10	Dead	1.2	CmbDur2	Dead	1.572
Comb10	Live	1	CmbDur2	Live	2.096

10. PROPIEDADES DE MATERIALES Y SECCIONES

10.1 Propiedades de materiales

Name	Type	E	v	Unit Weight	Design Strengths
		kN/cm ²		kN/cm ³	
28MPa	Concrete	2487	0.2	23.5631216	Fc=28 MPa
A615Gr60	Rebar	19994.798	0.3	0.00007700	Fy=41.369 kN/cm ² , Fu=62.053 kN/cm ²

10.2 Propiedades de secciones

Name	Material	Shape	t3	t2	Area
			cm	cm	cm ²
C65*65_102	28MPa	Concrete Rectangular	65	65	4225
C65*65_52	28MPa	Concrete Rectangular	65	65	4225
C65*65_67	28MPa	Concrete Rectangular	65	65	4225
C65*65_82	28MPa	Concrete Rectangular	65	65	4225
V20*45	28MPa	Concrete Rectangular	45	20	900
V35*45	28MPa	Concrete Rectangular	45	35	1575
V40*45	28MPa	Concrete Rectangular	45	40	1800

Name	Type	AnalType	Material	TotalThick
LOSA 12	Slab	Shell-Thin	28MPa	0.12
LOSA 30	Slab	Shell-Thin	28MPa	0.3

11. RESULTADOS DE DISEÑO DE COLUMNAS

Lbl	Story	Section	Location	P kN	M Maj kN-m	M Min kN-m	PMM Cmb	PMM ratio	V Maj kN	Major Cmb	At Maj cm ² /m	V Min kN	Minor Cmb	At Min cm ² /m
C1	Fdo tnq	C65*65_55	Top	326.4	-198.8	-123.0	Comb18	0.327	107.9	Comb8	7.40	240.1	Comb18	13.20
C1	Fdo tnq	C65*65_55	Bottom	762.6	34.9	35.4	Comb6	0.126	107.9	Comb8	7.40	240.1	Comb18	13.20
C2	Fdo tnq	C65*65_55	Top	365.6	-200.6	154.1	Comb17	0.36	156.3	Comb18	8.60	263.4	Comb18	14.40
C2	Fdo tnq	C65*65_55	Bottom	791.9	32.2	-33.0	Comb6	0.129	156.3	Comb18	8.60	263.4	Comb18	14.40
C3	Fdo tnq	C65*65_67	Top	696.7	-199.9	128.9	Comb10	0.325	107.3	Comb8	7.40	221.7	Comb18	12.20
C3	Fdo tnq	C65*65_67	Bottom	759.0	34.5	-35.3	Comb6	0.125	107.3	Comb8	7.40	221.7	Comb18	12.20
C4	Fdo tnq	C65*65_55	Top	361.8	-199.4	-154.4	Comb17	0.36	134.2	Comb18	7.40	229.2	Comb18	12.60
C4	Fdo tnq	C65*65_55	Bottom	787.1	31.8	32.7	Comb6	0.128	134.2	Comb18	7.40	229.2	Comb18	12.60
C6	Fdo tnq	C65*65_55	Top	646.3	-197.9	-64.7	Comb6	0.27	102.8	Comb6	7.00	225.8	Comb18	12.40
C6	Fdo tnq	C65*65_55	Bottom	770.5	27.0	34.2	Comb10	0.125	102.8	Comb14	7.00	225.8	Comb18	12.40
C7	Fdo tnq	C65*65_55	Top	647.7	-197.6	66.9	Comb6	0.272	102.7	Comb6	7.00	235.0	Comb18	12.90
C7	Fdo tnq	C65*65_55	Bottom	772.8	27.0	-34.1	Comb10	0.125	102.7	Comb14	7.00	235.0	Comb18	12.90
C1	Nivel 4	C65*65_55	Top	785.4	-158.6	81.3	Comb8	0.255	116.4	Comb17	8.00	61.4	Comb18	5.40
C1	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	814.8	130.2	-28.9	Comb8	0.193	116.4	Comb17	8.00	61.4	Comb18	5.40
C2	Nivel 4	C65*65_55	Top	864.1	-161.5	75.9	Comb8	0.257	117.8	Comb8	8.10	63.8	Comb18	5.40
C2	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	893.5	131.3	-33.3	Comb8	0.203	117.8	Comb8	8.10	63.8	Comb18	5.40
C3	Nivel 4	C65*65_55	Top	781.7	-159.1	-80.9	Comb8	0.255	116.6	Comb17	8.00	61.3	Comb18	5.40
C3	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	811.1	130.2	28.9	Comb8	0.193	116.6	Comb17	8.00	61.3	Comb18	5.40
C4	Nivel 4	C65*65_55	Top	860.2	-161.5	-76.6	Comb8	0.258	117.8	Comb8	8.10	63.9	Comb18	5.40
C4	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	889.6	131.1	33.5	Comb8	0.203	117.8	Comb8	8.10	63.9	Comb18	5.40
C6	Nivel 4	C65*65_55	Top	718.6	-158.1	28.5	Comb6	0.217	115.8	Comb6	7.90	61.6	Comb18	5.40
C6	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	748.0	129.5	26.2	Comb6	0.188	115.8	Comb14	7.90	61.6	Comb18	5.40
C7	Nivel 4	C65*65_55	Top	719.9	-158.1	-28.3	Comb6	0.217	115.8	Comb14	7.90	61.6	Comb18	5.40
C7	Nivel 4	C65*65_55	Bottom	749.3	129.5	26.2	Comb6	0.188	115.8	Comb14	7.90	61.6	Comb18	5.40
C1	Nivel 3	C65*65_55	Top	898.4	-126.7	39.5	Comb8	0.203	123.8	Comb8	8.50	75.1	Comb18	5.40
C1	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	927.8	181.1	-65.1	Comb8	0.274	123.8	Comb8	8.50	75.1	Comb18	5.40
C2	Nivel 3	C65*65_55	Top	1006.8	-127.2	43.3	Comb8	0.215	124.2	Comb17	8.50	77.2	Comb18	5.40
C2	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	1036.3	182.0	-69.7	Comb8	0.283	124.2	Comb17	8.50	77.2	Comb18	5.40
C3	Nivel 3	C65*65_55	Top	894.9	-126.8	-39.3	Comb8	0.202	123.8	Comb8	8.50	75.1	Comb18	5.40
C3	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	924.3	181.2	65.0	Comb8	0.274	123.8	Comb8	8.50	75.1	Comb18	5.40
C4	Nivel 3	C65*65_55	Top	1003.2	-127.1	-43.3	Comb8	0.215	124.2	Comb17	8.50	77.3	Comb18	5.40
C4	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	1032.6	181.9	69.9	Comb8	0.283	124.2	Comb17	8.50	77.3	Comb18	5.40
C6	Nivel 3	C65*65_55	Top	797.8	-124.9	27.9	Comb6	0.187	122.3	Comb14	8.40	74.5	Comb18	5.40
C6	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	827.2	179.2	29.0	Comb6	0.245	122.3	Comb14	8.40	74.5	Comb18	5.40
C7	Nivel 3	C65*65_55	Top	799.1	-125.0	-28.0	Comb6	0.187	122.4	Comb14	8.40	74.5	Comb18	5.40
C7	Nivel 3	C65*65_55	Bottom	828.6	179.2	29.0	Comb6	0.246	122.4	Comb14	8.40	74.5	Comb18	5.40
C1	Nivel 2	C65*65_82	Top	1157.1	-53.7	40.6	Comb6	0.171	121.5	Comb17	8.30	74.3	Comb18	5.40
C1	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	1040.5	229.1	-116.7	Comb8	0.325	121.5	Comb17	8.30	74.3	Comb18	5.40
C2	Nivel 2	C65*65_82	Top	1228.2	-53.9	-43.1	Comb6	0.181	122.1	Comb8	8.40	76.5	Comb18	5.40
C2	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	1177.7	230.2	-121.9	Comb8	0.336	122.1	Comb8	8.40	76.5	Comb18	5.40
C3	Nivel 2	C65*65_82	Top	1154.0	-53.8	-40.5	Comb6	0.171	121.6	Comb17	8.30	74.3	Comb18	5.40
C3	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	1037.2	229.2	116.6	Comb8	0.325	121.6	Comb17	8.30	74.3	Comb18	5.40
C4	Nivel 2	C65*65_82	Top	1224.1	-53.8	-43.0	Comb6	0.18	122.0	Comb8	8.40	76.5	Comb18	5.40
C4	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	1174.2	230.1	122.1	Comb8	0.336	122.0	Comb8	8.40	76.5	Comb18	5.40
C6	Nivel 2	C65*65_82	Top	1181.6	15.5	-41.5	Comb10	0.171	120.1	Comb14	8.20	73.8	Comb18	5.40
C6	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	906.2	226.4	42.3	Comb6	0.272	120.1	Comb14	8.20	73.8	Comb18	5.40
C7	Nivel 2	C65*65_82	Top	1183.7	15.6	-41.6	Comb10	0.172	120.2	Comb14	8.20	73.8	Comb18	5.40
C7	Nivel 2	C65*65_82	Bottom	907.5	226.5	-42.3	Comb6	0.272	120.2	Comb14	8.20	73.8	Comb18	5.40
C1	Nivel 1	C65*65_102	Top	1279.0	-44.9	-94.8	Comb6	0.193	106.7	Comb17	7.30	56.5	Comb18	5.40
C1	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1137.0	310.4	-229.8	Comb8	0.445	106.7	Comb17	7.30	56.5	Comb18	5.40
C2	Nivel 1	C65*65_102	Top	1360.7	47.8	-91.3	Comb6	0.201	107.2	Comb8	7.40	58.1	Comb18	5.40
C2	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1295.3	312.2	-231.9	Comb8	0.458	107.2	Comb8	7.40	58.1	Comb18	5.40
C3	Nivel 1	C65*65_102	Top	1275.9	-44.8	94.8	Comb6	0.193	106.7	Comb8	7.30	56.4	Comb18	5.40
C3	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1133.7	310.5	229.6	Comb8	0.445	106.7	Comb8	7.30	56.4	Comb18	5.40
C4	Nivel 1	C65*65_102	Top	1356.7	-47.7	91.3	Comb6	0.201	107.2	Comb17	7.30	58.1	Comb18	5.40
C4	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1291.9	312.0	232.1	Comb8	0.458	107.2	Comb17	7.30	58.1	Comb18	5.40
C6	Nivel 1	C65*65_102	Top	1307.6	-46.0	-87.5	Comb10	0.193	105.5	Comb14	7.20	70.4	Comb18	5.40
C6	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1335.2	130.0	259.9	Comb8	0.352	105.5	Comb14	7.20	70.4	Comb18	5.40
C7	Nivel 1	C65*65_102	Top	1309.8	-46.0	87.5	Comb10	0.194	105.6	Comb14	7.20	70.4	Comb18	5.40
C7	Nivel 1	C65*65_102	Bottom	1337.3	130.1	-259.9	Comb8	0.352	105.6	Comb14	7.20	70.4	Comb18	5.40

12. RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS

Label	Story	Section	Locat	(-) Mom	(-) Cmb	As Top	(+) Mom	(+) Cmb	As Bot	V	V Cmb	At	T for At	T Cmb	At Tors	T for As	T Cmb	As Tors
				kN-m		m ²	kN-m		cm ²	kN		cm ² /m	kN-m		cm ² /m	kN-m		cm ²
B23	Muro secc 6	V20*45	End-I	-30.7	Cmb10	2.73	19.2	Cmb1	1.7	27.9	Cmb10	1.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B23	Muro secc 6	V20*45	Middle	-9.6	Cmb1	0.84	26.9	Cmb2	2.4	20.9	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B23	Muro secc 6	V20*45	End-J	-34.4	Cmb10	2.73	18.7	Cmb1	1.65	32.6	Cmb10	1.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B24	Muro secc 6	V20*45	End-I	-31.0	Cmb10	2.73	19.4	Cmb1	1.72	28.2	Cmb10	1.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B24	Muro secc 6	V20*45	Middle	-9.7	Cmb1	0.85	27.7	Cmb2	2.47	27.1	Cmb10	1.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B24	Muro secc 6	V20*45	End-J	-34.5	Cmb10	2.73	18.7	Cmb1	1.66	32.5	Cmb10	1.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B25	Muro secc 6	V20*45	End-I	-30.9	Cmb1	2.73	15.4	Cmb1	1.36	27.3	Cmb10	1.7	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B25	Muro secc 6	V20*45	Middle	-8.2	Cmb1	0.72	25.6	Cmb2	2.28	17.5	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B25	Muro secc 6	V20*45	End-J	-30.8	Cmb10	2.73	16.5	Cmb1	1.46	28.0	Cmb18	1.7	0.6	Cmb18	0	0.6	Cmb18	0
B29	Muro secc 6	V35*45	End-I	-42.4	Cmb1	3.77	21.2	Cmb1	1.87	27.6	Cmb18	0	0.6	Cmb18	0	0.6	Cmb18	0
B29	Muro secc 6	V35*45	Middle	-11.1	Cmb1	0.98	38.8	Cmb2	3.44	26.6	Cmb18	0	0.7	Cmb18	0	0.7	Cmb18	0
B29	Muro secc 6	V35*45	End-J	-44.5	Cmb1	3.96	22.2	Cmb1	1.96	49.5	Cmb10	2.9	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B1	Fdo tnq	V40*45	End-I	-67.7	Cmb14	5.47	38.2	Cmb14	3.38	126.2	Cmb10	9.9	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B1	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.2	Cmb6	1.78	38.8	Cmb1	3.43	118.6	Cmb10	9.3	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B1	Fdo tnq	V40*45	End-J	-62.0	Cmb18	5.47	40.4	Cmb6	3.58	122.3	Cmb10	9.6	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B2	Fdo tnq	V40*45	End-I	-66.6	Cmb14	5.47	38.3	Cmb14	3.39	122.7	Cmb10	9.6	0.4	Cmb18	0	0.4	Cmb18	0
B2	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.7	Cmb6	1.82	38.0	Cmb8	3.36	118.9	Cmb10	9.3	0.7	Cmb18	0	0.7	Cmb18	0
B2	Fdo tnq	V40*45	End-J	-82.8	Cmb6	5.59	41.4	Cmb6	3.67	126.9	Cmb10	10	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B3	Fdo tnq	V40*45	End-I	-102.1	Cmb8	6.94	51.0	Cmb8	4.54	118.2	Cmb10	9.3	0.6	Cmb18	0	0.6	Cmb18	0
B3	Fdo tnq	V40*45	Middle	-25.6	Cmb8	2.26	32.5	Cmb1	2.87	101.0	Cmb10	7.9	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B3	Fdo tnq	V40*45	End-J	-102.5	Cmb8	6.97	51.3	Cmb8	4.56	117.9	Cmb10	9.3	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B6	Fdo tnq	V40*45	End-I	-100.9	Cmb10	6.86	50.5	Cmb10	4.49	116.9	Cmb10	9.2	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B6	Fdo tnq	V40*45	Middle	-25.2	Cmb10	2.22	32.0	Cmb1	2.82	99.3	Cmb10	7.8	0.5	Cmb18	0	0.5	Cmb18	0
B6	Fdo tnq	V40*45	End-J	-100.8	Cmb10	6.85	50.4	Cmb10	4.48	117.4	Cmb10	9.2	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B13	Fdo tnq	V40*45	End-I	-67.8	Cmb14	5.47	38.6	Cmb14	3.42	125.7	Cmb10	9.9	0.6	Cmb18	0	0.6	Cmb18	0
B13	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.1	Cmb6	1.76	36.6	Cmb6	3.24	117.4	Cmb10	9.2	0.5	Cmb18	0	0.5	Cmb18	0
B13	Fdo tnq	V40*45	End-J	-61.4	Cmb18	5.47	40.1	Cmb6	3.55	121.1	Cmb10	9.5	0.5	Cmb18	0	0.5	Cmb18	0
B14	Fdo tnq	V40*45	End-I	-65.6	Cmb14	5.47	38.6	Cmb14	3.42	132.5	Cmb10	10.4	1.7	Cmb18	0	1.7	Cmb18	0
B14	Fdo tnq	V40*45	Middle	-29.0	Cmb6	2.56	34.9	Cmb6	3.08	129.8	Cmb10	10.2	0.3	Cmb18	0	0.3	Cmb18	0
B14	Fdo tnq	V40*45	End-J	-116.0	Cmb6	7.93	58.0	Cmb6	5.17	133.9	Cmb10	10.5	0.3	Cmb18	0	0.3	Cmb18	0
B4	Fdo tnq	V40*45	End-I	-83.5	Cmb6	5.64	41.7	Cmb6	3.7	37.4	Cmb10	3.7	2.0	Cmb18	0	2.0	Cmb18	0
B4	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.9	Cmb6	1.84	33.0	Cmb6	2.92	76.4	Cmb18	3.3	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B4	Fdo tnq	V40*45	End-J	-20.9	Cmb6	1.84	34.9	Cmb1	3.09	38.7	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B5	Fdo tnq	V40*45	End-I	-97.1	Cmb8	6.59	48.6	Cmb8	4.32	80.3	Cmb18	6.3	0.3	Cmb18	0	0.3	Cmb18	0
B5	Fdo tnq	V40*45	Middle	-24.3	Cmb8	2.14	32.3	Cmb8	2.86	73.9	Cmb18	5.8	0.0	Cmb18	0	0.0	Cmb18	0
B5	Fdo tnq	V40*45	End-J	-24.3	Cmb8	2.14	35.1	Cmb1	3.1	47.5	Cmb18	3.7	0.0	Cmb18	0	0.0	Cmb18	0
B7	Fdo tnq	V40*45	End-I	-22.5	Cmb6	1.98	34.5	Cmb1	3.05	44.0	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B7	Fdo tnq	V40*45	Middle	-22.5	Cmb6	1.98	31.5	Cmb6	2.78	79.4	Cmb18	3.3	2.0	Cmb18	0	2.0	Cmb18	0
B7	Fdo tnq	V40*45	End-J	-89.9	Cmb6	6.08	44.9	Cmb6	3.99	82.5	Cmb18	3.3	2.0	Cmb18	0	2.0	Cmb18	0
B8	Fdo tnq	V40*45	End-I	-22.5	Cmb6	1.98	35.7	Cmb1	3.16	44.6	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B8	Fdo tnq	V40*45	Middle	-22.5	Cmb6	1.98	31.9	Cmb6	2.82	78.8	Cmb18	3.3	1.9	Cmb18	0	1.9	Cmb18	0
B8	Fdo tnq	V40*45	End-J	-89.9	Cmb6	6.09	44.9	Cmb6	3.99	82.0	Cmb18	3.3	1.9	Cmb18	0	1.9	Cmb18	0
B9	Fdo tnq	V35*45	End-I	-22.0	Cmb10	1.94	32.3	Cmb1	2.86	43.4	Cmb18	3.4	0.0	Cmb18	0	0.0	Cmb18	0
B9	Fdo tnq	V35*45	Middle	-22.0	Cmb10	1.94	29.0	Cmb8	2.56	66.8	Cmb18	5.3	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B9	Fdo tnq	V35*45	End-J	-87.9	Cmb10	5.98	44.0	Cmb10	3.91	72.4	Cmb18	5.7	0.3	Cmb18	0	0.3	Cmb18	0
B10	Fdo tnq	V40*45	End-I	-83.8	Cmb6	5.66	41.9	Cmb6	3.71	36.6	Cmb18	3.6	1.8	Cmb18	0	1.8	Cmb18	0
B10	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.9	Cmb6	1.84	33.2	Cmb6	2.93	55.0	Cmb10	3.3	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B10	Fdo tnq	V40*45	End-J	-20.9	Cmb6	1.84	35.7	Cmb1	3.16	39.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B19	Fdo tnq	V40*45	End-I	-19.1	Cmb6	1.68	19.1	Cmb6	1.68	84.8	Cmb18	6.7	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B19	Fdo tnq	V40*45	Middle	-32.3	Cmb6	2.85	22.6	Cmb6	1.99	145.3	Cmb18	11.4	1.8	Cmb18	0	1.8	Cmb18	0
B19	Fdo tnq	V40*45	End-J	-71.3	Cmb10	5.47	38.2	Cmb6	3.38	137.1	Cmb18	10.8	1.9	Cmb18	0	1.9	Cmb18	0
B20	Fdo tnq	V40*45	End-I	-22.8	Cmb10	2.01	22.8	Cmb10	2.01	91.4	Cmb10	7.2	0.2	Cmb18	0	0.2	Cmb18	0
B20	Fdo tnq	V40*45	Middle	-29.3	Cmb10	2.58	23.3	Cmb10	2.05	155.6	Cmb10	12.2	0.4	Cmb18	0	0.4	Cmb18	0
B20	Fdo tnq	V40*45	End-J	-91.4	Cmb10	6.19	45.7	Cmb10	4.06	138.9	Cmb10	10.9	0.4	Cmb18	0	0.4	Cmb18	0
B21	Fdo tnq	V40*45	End-I	-26.1	Cmb6	2.3	26.1	Cmb6	2.3	96.7	Cmb10	7.6	0.4	Cmb18	0	0.4	Cmb18	0
B21	Fdo tnq	V40*45	Middle	-26.1	Cmb6	2.3	26.1	Cmb6	2.3	166.4	Cmb10	13.1	1.7	Cmb18	0	1.7	Cmb18	0
B21	Fdo tnq	V40*45	End-J	-104.5	Cmb6	7.11	52.2	Cmb6	4.65	168.6	Cmb10	13.3	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0

Label	Story	Section	Locat	(-) Mom	(-) Cmb	As Top	(+) Mom	(+) Cmb	As Bot	V	V Cmb	At	T for At	T Cmb	At Tors	T for As	T Cmb As	As Tors
B22	Fdo tnq	V40*45	End-I	-91.2	Cmb10	6.17	45.6	Cmb10	4.05	138.3	Cmb10	10.9	0.7	Cmb18	0	0.7	Cmb18	0
B22	Fdo tnq	V40*45	Middle	-29.8	Cmb10	2.63	23.4	Cmb10	2.06	152.9	Cmb10	12	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B22	Fdo tnq	V40*45	End-J	-22.8	Cmb10	2.01	22.8	Cmb10	2.01	91.3	Cmb10	7.2	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B26	Fdo tnq	V40*45	End-I	-70.2	Cmb10	5.47	37.9	Cmb6	3.35	136.0	Cmb18	10.7	2.0	Cmb18	0	2.0	Cmb18	0
B26	Fdo tnq	V40*45	Middle	-20.9	Cmb6	1.84	27.5	Cmb6	2.43	145.2	Cmb18	11.4	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B26	Fdo tnq	V40*45	End-J	-0.1	Cmb6	0.01	0.0	Cmb6	0.003	84.2	Cmb18	6.6	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B27	Fdo tnq	V40*45	End-I	-104.0	Cmb6	7.08	52.0	Cmb6	4.63	136.4	Cmb10	10.7	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B27	Fdo tnq	V40*45	Middle	-28.4	Cmb6	2.5	26.0	Cmb6	2.29	166.3	Cmb10	13.1	0.0	Cmb18	0	0.0	Cmb18	0
B27	Fdo tnq	V40*45	End-J	-26.0	Cmb6	2.29	26.0	Cmb6	2.29	95.5	Cmb10	7.5	0.1	Cmb18	0	0.1	Cmb18	0
B1	Nivel 4	V40*45	End-I	-117.5	Cmb6	8.04	130.8	Cmb14	9	136.9	Cmb10	10.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B1	Nivel 4	V40*45	Middle	-42.2	Cmb14	3.74	46.5	Cmb6	4.13	132.4	Cmb10	10.4	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B1	Nivel 4	V40*45	End-J	-134.4	Cmb6	9.26	111.9	Cmb14	7.64	137.1	Cmb10	10.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B2	Nivel 4	V40*45	End-I	-116.9	Cmb6	8	129.7	Cmb14	8.92	137.0	Cmb10	10.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B2	Nivel 4	V40*45	Middle	-43.4	Cmb14	3.85	45.3	Cmb6	4.02	132.3	Cmb10	10.4	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B2	Nivel 4	V40*45	End-J	-135.6	Cmb6	9.34	113.0	Cmb14	7.72	137.0	Cmb10	10.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B3	Nivel 4	V40*45	End-I	-124.9	Cmb8	8.57	119.6	Cmb18	8.19	127.0	Cmb10	10	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B3	Nivel 4	V40*45	Middle	-40.2	Cmb17	3.57	42.5	Cmb10	3.77	122.5	Cmb10	9.6	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B3	Nivel 4	V40*45	End-J	-125.2	Cmb8	8.59	119.4	Cmb18	8.18	127.3	Cmb10	10	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B6	Nivel 4	V40*45	End-I	-124.2	Cmb10	8.52	119.5	Cmb17	8.18	126.7	Cmb10	10	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B6	Nivel 4	V40*45	Middle	-39.6	Cmb18	3.51	42.8	Cmb8	3.79	121.9	Cmb10	9.6	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B6	Nivel 4	V40*45	End-J	-124.1	Cmb10	8.52	119.6	Cmb17	8.19	126.6	Cmb10	10	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B13	Nivel 4	V40*45	End-I	-117.7	Cmb6	8.05	130.8	Cmb14	9	136.9	Cmb10	10.8	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B13	Nivel 4	V40*45	Middle	-42.2	Cmb14	3.74	46.4	Cmb6	4.12	132.3	Cmb10	10.4	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B13	Nivel 4	V40*45	End-J	-134.4	Cmb6	9.26	112.1	Cmb14	7.65	137.0	Cmb10	10.8	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B14	Nivel 4	V40*45	End-I	-117.0	Cmb6	8	129.7	Cmb14	8.92	137.1	Cmb10	10.8	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0
B14	Nivel 4	V40*45	Middle	-43.4	Cmb14	3.85	45.2	Cmb6	4.02	132.3	Cmb10	10.4	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0
B14	Nivel 4	V40*45	End-J	-135.6	Cmb6	9.35	113.1	Cmb14	7.73	137.0	Cmb10	10.8	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0
B1	Nivel 3	V40*45	End-I	-143.1	Cmb6	9.89	160.0	Cmb14	11.14	164.6	Cmb10	12.9	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B1	Nivel 3	V40*45	Middle	-51.4	Cmb14	4.58	56.4	Cmb6	5.03	159.9	Cmb10	12.6	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B1	Nivel 3	V40*45	End-J	-162.7	Cmb6	11.34	137.9	Cmb14	9.51	164.7	Cmb10	12.9	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 3	V40*45	End-I	-142.1	Cmb6	9.82	158.8	Cmb14	11.05	164.8	Cmb10	13	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 3	V40*45	Middle	-53.0	Cmb14	4.71	55.1	Cmb6	4.91	160.2	Cmb10	12.6	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 3	V40*45	End-J	-164.4	Cmb6	11.47	139.0	Cmb14	9.59	165.0	Cmb10	13	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B3	Nivel 3	V40*45	End-I	-151.9	Cmb8	10.54	147.4	Cmb18	10.21	153.5	Cmb10	12.1	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B3	Nivel 3	V40*45	Middle	-49.2	Cmb17	4.37	52.2	Cmb10	4.64	148.9	Cmb10	11.7	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B3	Nivel 3	V40*45	End-J	-152.2	Cmb8	10.56	147.2	Cmb18	10.19	153.6	Cmb10	12.1	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B6	Nivel 3	V40*45	End-I	-151.0	Cmb10	10.47	147.3	Cmb17	10.2	153.1	Cmb10	12	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B6	Nivel 3	V40*45	Middle	-48.3	Cmb18	4.3	52.6	Cmb8	4.68	148.3	Cmb10	11.7	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B6	Nivel 3	V40*45	End-J	-150.9	Cmb10	10.46	147.5	Cmb17	10.21	153.0	Cmb10	12	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B13	Nivel 3	V40*45	End-I	-143.3	Cmb6	9.91	160.0	Cmb14	11.14	164.7	Cmb10	13	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B13	Nivel 3	V40*45	Middle	-51.4	Cmb14	4.58	56.4	Cmb6	5.03	160.0	Cmb10	12.6	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B13	Nivel 3	V40*45	End-J	-162.7	Cmb6	11.34	138.1	Cmb14	9.53	164.6	Cmb10	12.9	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B14	Nivel 3	V40*45	End-I	-142.4	Cmb6	9.84	158.8	Cmb14	11.05	164.9	Cmb10	13	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B14	Nivel 3	V40*45	Middle	-53.0	Cmb14	4.71	55.1	Cmb6	4.91	160.2	Cmb10	12.6	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B14	Nivel 3	V40*45	End-J	-164.4	Cmb6	11.47	139.2	Cmb14	9.61	164.9	Cmb10	13	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B1	Nivel 2	V40*45	End-I	-141.9	Cmb6	9.81	158.1	Cmb14	11	162.8	Cmb10	12.8	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B1	Nivel 2	V40*45	Middle	-50.8	Cmb14	4.52	55.8	Cmb6	4.97	158.1	Cmb10	12.4	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B1	Nivel 2	V40*45	End-J	-160.8	Cmb6	11.2	136.7	Cmb14	9.43	162.9	Cmb10	12.8	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 2	V40*45	End-I	-141.0	Cmb6	9.74	156.8	Cmb14	10.9	163.0	Cmb10	12.8	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 2	V40*45	Middle	-52.3	Cmb14	4.66	54.4	Cmb6	4.85	158.4	Cmb10	12.4	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B2	Nivel 2	V40*45	End-J	-162.5	Cmb6	11.32	137.9	Cmb14	9.51	163.1	Cmb10	12.8	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B3	Nivel 2	V40*45	End-I	-150.6	Cmb8	10.44	145.9	Cmb18	10.1	152.1	Cmb10	12	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B3	Nivel 2	V40*45	Middle	-48.7	Cmb17	4.33	51.6	Cmb10	4.6	147.5	Cmb10	11.6	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B3	Nivel 2	V40*45	End-J	-150.8	Cmb8	10.46	145.8	Cmb18	10.09	152.2	Cmb10	12	1.5	Cmb18	0	1.5	Cmb18	0
B6	Nivel 2	V40*45	End-I	-149.6	Cmb10	10.37	145.9	Cmb17	10.1	151.7	Cmb10	11.9	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B6	Nivel 2	V40*45	Middle	-47.9	Cmb18	4.26	52.1	Cmb8	4.63	147.0	Cmb10	11.6	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B6	Nivel 2	V40*45	End-J	-149.5	Cmb10	10.36	146.0	Cmb17	10.11	151.6	Cmb10	11.9	1.6	Cmb18	0	1.6	Cmb18	0
B13	Nivel 2	V40*45	End-I	-142.1	Cmb6	9.82	158.1	Cmb14	11	162.9	Cmb10	12.8	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B13	Nivel 2	V40*45	Middle	-50.8	Cmb14	4.52	55.8	Cmb6	4.97	158.2	Cmb10	12.4	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B13	Nivel 2	V40*45	End-J	-160.9	Cmb6	11.2	136.9	Cmb14	9.44	162.9	Cmb10	12.8	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0

Label	Story	Section	Locat	(-) Mom	(-) Cmb	As Top	(+) Mom	(+) Cmb	As Bot	V	V Cmb	At	T for At	T Cmb	At Tors	T for As	T Cmb	As Tors
B14	Nivel 2	V40*45	End-I	-141.2	Cmb6	9.75	156.9	Cmb14	10.91	163.1	Cmb10	12.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B14	Nivel 2	V40*45	Middle	-52.3	Cmb14	4.66	54.5	Cmb6	4.85	158.4	Cmb10	12.4	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B14	Nivel 2	V40*45	End-J	-162.5	Cmb6	11.33	138.0	Cmb14	9.52	163.1	Cmb10	12.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B1	Nivel 1	V40*45	End-I	-106.8	Cmb6	7.28	117.6	Cmb14	8.05	124.0	Cmb10	9.7	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B1	Nivel 1	V40*45	Middle	-37.5	Cmb14	3.32	42.2	Cmb6	3.74	119.2	Cmb10	9.4	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B1	Nivel 1	V40*45	End-J	-120.7	Cmb6	8.27	101.8	Cmb14	6.93	124.0	Cmb10	9.7	1.1	Cmb18	0	1.1	Cmb18	0
B2	Nivel 1	V40*45	End-I	-106.1	Cmb6	7.23	116.6	Cmb14	7.98	124.1	Cmb10	9.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B2	Nivel 1	V40*45	Middle	-38.7	Cmb14	3.43	41.2	Cmb6	3.65	119.4	Cmb10	9.4	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B2	Nivel 1	V40*45	End-J	-122.0	Cmb6	8.36	102.8	Cmb14	6.99	124.2	Cmb10	9.8	1.0	Cmb18	0	1.0	Cmb18	0
B3	Nivel 1	V40*45	End-I	-113.3	Cmb8	7.74	108.7	Cmb18	7.41	116.1	Cmb10	9.1	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B3	Nivel 1	V40*45	Middle	-36.1	Cmb17	3.19	39.2	Cmb10	3.47	111.4	Cmb10	8.8	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B3	Nivel 1	V40*45	End-J	-113.4	Cmb8	7.75	108.7	Cmb18	7.41	116.2	Cmb10	9.1	1.2	Cmb18	0	1.2	Cmb18	0
B6	Nivel 1	V40*45	End-I	-112.5	Cmb10	7.68	108.7	Cmb17	7.41	115.8	Cmb10	9.1	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B6	Nivel 1	V40*45	Middle	-35.5	Cmb18	3.14	39.5	Cmb8	3.5	111.0	Cmb10	8.7	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B6	Nivel 1	V40*45	End-J	-112.4	Cmb10	7.68	108.8	Cmb17	7.42	115.7	Cmb10	9.1	1.3	Cmb18	0	1.3	Cmb18	0
B13	Nivel 1	V40*45	End-I	-107.0	Cmb6	7.29	117.7	Cmb14	8.05	124.1	Cmb10	9.8	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B13	Nivel 1	V40*45	Middle	-37.5	Cmb14	3.32	42.2	Cmb6	3.75	119.3	Cmb10	9.4	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B13	Nivel 1	V40*45	End-J	-120.7	Cmb6	8.27	102.0	Cmb14	6.93	124.0	Cmb10	9.7	0.9	Cmb18	0	0.9	Cmb18	0
B14	Nivel 1	V40*45	End-I	-106.3	Cmb6	7.24	116.7	Cmb14	7.98	124.2	Cmb10	9.8	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0
B14	Nivel 1	V40*45	Middle	-38.7	Cmb14	3.43	41.2	Cmb6	3.65	119.5	Cmb10	9.4	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0
B14	Nivel 1	V40*45	End-J	-122.0	Cmb6	8.36	102.9	Cmb14	7	124.2	Cmb10	9.8	0.8	Cmb18	0	0.8	Cmb18	0

12.1 RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS CON COEFICIENTE DE DURABILIDAD*

Lbl	Story	Design Sect	Location	(-) Mom kN-m	(-) Cmb	As Top cm²	(+) Mom kN-m	(+) Cmb	As Bot cm²	V kN	V Cmb	At cm²/m	T for At kN-m	T Cmb At	At Tors cm²/m	T for As kN-m	T Cmb As	As Tors cm²
B1	Fnd tnq	V40*45	End-I	-72.2	Cmb14	5.47	45.4	Cmb14	4.03	28.5	Cmb18	2.20	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B1	Fnd tnq	V40*45	Middle	-21.7	Cmb6	1.91	50.1	CmbDur1	4.46	24.6	Cmb18	1.90	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B1	Fnd tnq	V40*45	End-J	-86.8	Cmb6	5.87	43.4	Cmb6	3.85	28.5	Cmb18	2.20	0.5	CmbDur2	0	0.5	CmbDur2	0
B2	Fnd tnq	V40*45	End-I	-70.2	Cmb14	5.47	45.8	Cmb14	4.07	28.7	Cmb18	2.30	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B2	Fnd tnq	V40*45	Middle	-22.5	Cmb6	1.98	48.8	CmbDur1	4.34	24.9	Cmb18	2.00	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B2	Fnd tnq	V40*45	End-J	-90.0	Cmb6	6.09	45.0	Cmb6	3.99	28.6	Cmb18	2.20	0.5	CmbDur2	0	0.5	CmbDur2	0
B3	Fnd tnq	V40*45	End-I	-109.5	Cmb8	7.47	54.8	Cmb8	4.88	30.9	Cmb10	1.70	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B3	Fnd tnq	V40*45	Middle	-27.4	Cmb8	2.42	42.4	CmbDur1	3.76	15.8	CmbDur2	0.00	0.1	CmbDur2	0	0.1	CmbDur2	0
B3	Fnd tnq	V40*45	End-J	-109.8	Cmb8	7.49	54.9	Cmb8	4.89	39.3	CmbDur2	1.70	1.5	CmbDur2	0	1.5	CmbDur2	0
B6	Fnd tnq	V40*45	End-I	-108.1	Cmb10	7.37	54.0	Cmb10	4.81	25.5	Cmb18	2.00	0.3	CmbDur2	0	0.3	CmbDur2	0
B6	Fnd tnq	V40*45	Middle	-27.0	Cmb10	2.38	41.8	CmbDur1	3.7	19.4	Cmb18	1.70	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B6	Fnd tnq	V40*45	End-J	-107.7	Cmb10	7.34	53.9	Cmb10	4.8	27.4	Cmb18	2.20	0.7	CmbDur2	0	0.7	CmbDur2	0
B13	Fnd tnq	V40*45	End-I	-72.2	Cmb14	5.47	46.0	Cmb14	4.08	132.5	Cmb10	10.40	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B13	Fnd tnq	V40*45	Middle	-21.8	Cmb6	1.92	46.9	CmbDur1	4.17	106.2	Cmb6	10.40	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B13	Fnd tnq	V40*45	End-J	-87.2	Cmb6	5.9	43.6	Cmb6	3.87	109.8	Cmb6	10.80	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B14	Fnd tnq	V40*45	End-I	-70.0	Cmb14	5.47	45.8	Cmb14	4.07	129.0	Cmb10	10.10	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B14	Fnd tnq	V40*45	Middle	-31.2	Cmb6	2.76	41.7	CmbDur1	3.69	125.2	Cmb10	9.80	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B14	Fnd tnq	V40*45	End-J	-124.9	Cmb6	8.57	62.5	Cmb6	5.47	134.1	Cmb10	10.50	0.5	CmbDur2	0	0.5	CmbDur2	0
B4	Fnd tnq	V40*45	End-I	-87.0	Cmb6	5.88	43.5	Cmb6	3.86	123.9	Cmb10	9.70	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B4	Fnd tnq	V40*45	Middle	-21.8	Cmb6	1.92	37.4	CmbDur1	3.31	106.7	Cmb10	8.40	0.3	CmbDur2	0	0.3	CmbDur2	0
B4	Fnd tnq	V40*45	End-J	-21.8	Cmb6	1.92	46.8	CmbDur1	4.16	123.6	Cmb10	9.70	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B5	Fnd tnq	V40*45	End-I	-101.9	Cmb8	6.93	50.9	Cmb8	4.53	122.6	Cmb10	9.60	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B5	Fnd tnq	V40*45	Middle	-25.5	Cmb8	2.25	42.8	CmbDur1	3.79	104.9	Cmb10	8.20	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B5	Fnd tnq	V40*45	End-J	-25.5	Cmb8	2.25	47.7	CmbDur1	4.23	123.0	Cmb10	9.70	1.0	CmbDur2	0	1.0	CmbDur2	0
B7	Fnd tnq	V40*45	End-I	-23.7	Cmb6	2.09	46.2	CmbDur1	4.1	132.7	Cmb10	10.40	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B7	Fnd tnq	V40*45	Middle	-23.7	Cmb6	2.09	37.3	CmbDur1	3.3	106.6	Cmb6	10.50	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B7	Fnd tnq	V40*45	End-J	-95.0	Cmb6	6.44	47.5	Cmb6	4.22	110.3	Cmb6	10.80	0.8	CmbDur2	0	0.8	CmbDur2	0
B8	Fnd tnq	V40*45	End-I	-23.7	Cmb6	2.09	46.4	CmbDur1	4.12	141.2	Cmb10	11.10	0.9	CmbDur2	0	0.9	CmbDur2	0
B8	Fnd tnq	V40*45	Middle	-23.7	Cmb6	2.09	37.3	CmbDur1	3.3	138.3	Cmb10	10.90	0.5	CmbDur2	0	0.5	CmbDur2	0
B8	Fnd tnq	V40*45	End-J	-94.9	Cmb6	6.44	47.5	Cmb6	4.22	142.4	Cmb10	11.20	0.5	CmbDur2	0	0.5	CmbDur2	0
B9	Fnd tnq	V40*45	End-I	-25.4	Cmb10	2.24	47.7	CmbDur1	4.23	35.0	Cmb10	3.40	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B9	Fnd tnq	V40*45	Middle	-25.4	Cmb10	2.24	42.8	CmbDur1	3.8	14.3	Cmb14	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B9	Fnd tnq	V40*45	End-J	-101.6	Cmb10	6.91	50.8	Cmb10	4.52	9.9	Cmb14	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B10	Fnd tnq	V40*45	End-I	-87.1	Cmb6	5.89	43.6	Cmb6	3.87	82.4	Cmb18	6.50	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B10	Fnd tnq	V40*45	Middle	-21.8	Cmb6	1.92	37.0	CmbDur1	3.28	75.9	Cmb18	6.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B10	Fnd tnq	V40*45	End-J	-21.8	Cmb6	1.92	46.5	CmbDur1	4.13	50.0	Cmb18	3.90	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B19	Fnd tnq	V40*45	End-I	-21.0	CmbDur1	1.84	21.0	CmbDur1	1.84	7.9	CmbDur2	0.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B19	Fnd tnq	V40*45	Middle	-34.3	Cmb6	3.04	23.9	Cmb6	2.1	69.4	CmbDur2	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B19	Fnd tnq	V40*45	End-J	-83.8	CmbDur1	5.66	41.9	CmbDur1	3.72	74.9	CmbDur2	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B20	Fnd tnq	V40*45	End-I	-26.3	CmbDur1	2.32	26.3	CmbDur1	2.32	14.1	Cmb14	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B20	Fnd tnq	V40*45	Middle	-31.1	Cmb10	2.74	26.3	CmbDur1	2.32	68.3	CmbDur2	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B20	Fnd tnq	V40*45	End-J	-105.3	CmbDur1	7.17	52.6	CmbDur1	4.68	73.8	CmbDur2	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	End-I	-30.8	CmbDur1	2.72	30.8	CmbDur1	2.72	49.8	Cmb18	3.90	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	Middle	-30.8	CmbDur1	2.72	30.8	CmbDur1	2.72	75.9	Cmb18	6.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	End-J	-123.2	CmbDur1	8.45	61.6	CmbDur1	5.47	82.2	Cmb18	6.50	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	End-I	-105.4	CmbDur1	7.18	52.7	CmbDur1	4.69	36.1	Cmb10	3.50	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	Middle	-31.7	Cmb10	2.8	26.4	CmbDur1	2.32	54.7	Cmb10	3.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	End-J	-26.4	CmbDur1	2.32	26.4	CmbDur1	2.32	3.1	CmbDur2	0.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	End-I	-83.9	CmbDur1	5.67	42.0	CmbDur1	3.72	88.8	Cmb10	7.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	Middle	-22.6	Cmb6	1.99	29.6	Cmb6	2.61	171.6	Cmb10	13.50	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	End-J	-0.1	CmbDur1	0.01	0.0	CmbDur1	0.0039	160.1	Cmb10	12.60	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	End-I	-122.8	CmbDur1	8.42	61.4	CmbDur1	5.47	105.2	Cmb10	8.30	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	Middle	-30.7	CmbDur1	2.71	30.7	CmbDur1	2.71	169.3	Cmb10	13.30	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	End-J	-30.7	CmbDur1	2.71	30.7	CmbDur1	2.71	152.6	Cmb10	12.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	End-I	-27.0	Cmb6	2.38	27.0	Cmb6	2.38	113.2	Cmb10	8.90	0.4	CmbDur2	0	0.4	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	Middle	-27.0	Cmb6	2.38	27.0	Cmb6	2.38	183.7	Cmb10	14.40	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B21	Fnd tnq	V40*45	End-J	-108.1	Cmb6	7.37	54.1	Cmb6	4.81	185.9	Cmb10	14.60	0.3	CmbDur2	0	0.3	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	End-I	-94.7	Cmb8	6.42	47.4	Cmb8	4.21	152.7	Cmb10	12.00	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	Middle	-31.7	Cmb10	2.8	24.8	Cmb10	2.19	167.4	Cmb10	13.20	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B22	Fnd tnq	V40*45	End-J	-23.7	Cmb8	2.09	23.7	Cmb8	2.09	105.4	Cmb10	8.30	0.1	CmbDur2	0	0.1	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	End-I	-61.3	Cmb6	5.47	39.4	Cmb6	3.49	157.8	Cmb10	12.40	0.3	CmbDur2	0	0.3	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	Middle	-22.6	Cmb6	1.99	29.6	Cmb6	2.61	170.4	Cmb10	13.40	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B26	Fnd tnq	V40*45	End-J	-0.1	Cmb6	0.01	0.0	Cmb6	0.0031	88.1	Cmb10	6.90	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	End-I	-107.8	Cmb6	7.35	53.9	Cmb6	4.8	153.0	Cmb10	12.00	0.3	CmbDur2	0	0.3	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	Middle	-30.0	Cmb6	2.65	26.9	Cmb6	2.38	182.7	Cmb10	14.40	0.2	CmbDur2	0	0.2	CmbDur2	0
B27	Fnd tnq	V40*45	End-J	-26.9	Cmb6	2.38	26.9	Cmb6	2.38	112.0	Cmb10	8.80	0.0	CmbDur2	0	0.0	CmbDur2	0

* Sólo vigas que hacen parte del recipiente contenedor

13. DISEÑO DE LA CIMENTACION

13.1 REACCIONES

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	P columna kN
Base	1	31	Dead	0.8	-0.5	668.9	1009.9
Base	1	31	Live	0.0	0.0	25.3	
Base	1	31	EspcX Max	448.1	71.9	2593.0	
Base	1	31	EspcY Max	72.1	531.2	1507.1	
Base	2	32	Dead	-0.8	0.4	669.9	1011.0
Base	2	32	Live	0.0	0.0	25.5	
Base	2	32	EspcX Max	448.2	72.2	2592.8	
Base	2	32	EspcY Max	72.1	531.2	1505.9	
Base	3	33	Dead	0.8	0.5	667.1	1007.9
Base	3	33	Live	0.0	0.0	25.2	
Base	3	33	EspcX Max	448.2	72.1	2592.5	
Base	3	33	EspcY Max	72.1	531.2	1507.0	
Base	4	34	Dead	-0.8	-0.5	666.6	1007.1
Base	4	34	Live	0.0	0.0	25.1	
Base	4	34	EspcX Max	448.1	71.9	2591.1	
Base	4	34	EspcY Max	72.1	531.2	1506.2	
Base	6	48	Dead	0.0	-0.9	670.0	1058.3
Base	6	48	Live	0.0	0.0	25.2	
Base	6	48	EspcX Max	572.7	0.1	1.5	
Base	6	48	EspcY Max	0.1	406.8	2983.3	
Base	11	47	Dead	0.0	0.9	669.7	1058.2
Base	11	47	Live	0.0	0.0	25.2	
Base	11	47	EspcX Max	573.0	0.1	0.6	
Base	11	47	EspcY Max	0.1	406.8	2983.7	
Suma de las cargas							6152.4 kN
Promedio por columna							1025.4 kN
Usar por columna:							1060.0 kN

13.2 DISEÑO DE LA CIMENTACION

Con base en la cargas muerta y viva promedio y la carga sísmica máxima, se estableció la carga a utilizar por columna en un valor de 1060 kN.

Por economía en la cimentación, se ha modificado el sistema de cimentación corrida a zapatas aisladas, con viga de amarre, para lo cual es necesario estimar la capacidad portante del suelo, estimada para zapatas de 1.80 m de lado, lo cual se efectuará, con la misma metodología propuesta por el ingeniero geotecnista y los mismos parámetros, para lo cual se realizó una comprobación previa con dicho ancho, obteniendo los mismos resultados.

De la página 77 del Estudio de suelos, correspondiente al cálculo de la capacidad portante para el tanque elevado, se extrae la siguiente formulación para su estimación, junto con los parámetros del suelo, para efectos de estimar la capacidad portante para una zapata aislada de menor tamaño, al de 1.80 m considerado por el geotecnista:

CAPACIDAD NETA ÚLTIMA (σ_u)									
ZAPATA CON VIGA Df = 2,50 m					N = 24	$\phi^o_C = 31$	σ_{nu} = Esfuerzo último		
$\sigma_u = 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$					B = 1,8	Df = 2,5	B = Base de la cimentación		
					$\gamma = 1,99$	$N_q = 20,6$	Df = Profundidad de cimentación		
= 149					$N_\gamma = 26,0$	Nq = Factor de capacidad que depende del ángulo de fricción			
$\sigma_u = 149,2 \text{ t/m}^2$					Nq = Idem, según Vesic (1973)				
					γ = Peso unitario del suelo				
CAPACIDAD PORTANTE DE SEGURIDAD (σ_{us})									
$\sigma_{ns} = \sigma_u / F.S$					FS = factor de seguridad				
= 49,73 t/m^2									

Así, para un B = 1.6 m de lado de una zapata cuadrada, se tiene: $\sigma_u = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

$$\sigma_u = 143.9 \text{ t/m}^2 \quad B = 1.60 \text{ M}$$

$$\sigma_{ns} = \frac{\sigma_u}{3} = 47.96 \text{ t/m}^2 = 479 \text{ kN/m}^2$$

Este resultado es congruente con la capacidad portante estimada en el estudio de suelos.

Capacidad reducida por peso del terreno de H = 2.50 m : 429 kN/m²

Para esta capacidad portante y asumiendo un peso de la cimentación del 0.03 de la carga de la columna, se tiene:

Peso estimado zapata =	3%	31.8	kN	
Area requerida =	(1060+31.8)/429 =	2.54	m ²	
Lado zapata =		1.60	m	
Usar lado de :		1.60	m	
Espesor zapata:		0.45	m	
Peso real zapata:		27.6	kN	OK

A continuación se presenta el diseño de la zapata, válido para todas las columnas

Datos de la zapata		
Muerta	671	
Viva	26	
Sismo	363	
Fz (kN) =	1060	
Cap. Pte. (kPa) =	429	
Materiales		
Acero fy (Mpa)	420.00	
Concreto f'c (Mpa)	28.00	
Dimensionamiento zapata		
Area req. (m²) =	2.54	
Col Sent X a1 (m) =	0.65	
Col Sent Y b1 (m) =	0.65	
Lado mín (m)	1.60	
Lado zap sent. X (m) =	1.65	
Lado zap sent. Y (m) =	1.55	
Usar lado sent. Y (m) =	1.65	
Carga última	1209.80	
Wu (kN/m²)	444.37	
Diseño zapata sentido: Ambos		se diseña 1 m de ancho
Voladizo zapata	0.50	
Mu (kN-m)	55.55	
H zap	0.30	
Recubrimiento	0.075	
d =	0.225	
Cte1 =	0.001329	
Rho mín	0.0033	
Rho max	0.0213	
Rho	0.0030	
As (por m de ancho)	7.50	
Asl mín	4.05	
Usar As (por m de ancho)	7.50	
Varilla Utilizada #	4	
Area Varilla (cm2)	1.29	
Long de desarrollo	0.48	C
No. Varillas	10	
Longitud varillas	1.90	
Refuerzo	1 'C' #4 c. 0.17 L=1.9 m - Son 10 var	
Verificación a cortante		
Valor de $\beta = L \text{ largo/corto}$	1.00	
Como viga sentido X		
Vud (kN)	122.20	
Vc (kN)	151.80	OK
Como viga sentido Y		
Vud (kN)	122.20	
Vc (kN)	151.80	OK
Cortante en dos direcciones		
Perím. punzonam (m)	3.5	
Vu punzonam (KN)	870	
Vc (KN) C.11.33=	1041	OK
Vc (KN) C.11.32=	1186	OK
Vc (KN) C.11.31=	23418	OK

$\lambda=1.0$

$\alpha_s=$

40

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f_c} * b_o * d \quad \text{C.11-33}$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c} * b_o * d \quad \text{C.11-32}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c} * b_o * d \quad \text{C.11-31}$$

13.3 DISEÑO VIGAS DE AMARRE DE CIMENTACION

Luz máxima (cm)=	345
Dimension minima L/30 (cm)=	11.50
Ancho escogido (cm)	35
Altura escogida (cm)=	35
Coefficiente de amenaza sismica Aa=	0.25
Carga axial columna mas cargada (kg)=	106000 (1060 kN)

"La viga de amarre debe estar en capacidad de resistir Aa veces la fuerza axial de la columna más cargada en tracción o en compresión"

Verificacion a Compresión

$0.85 \times A_c \times F'c + A_s \times F_y \geq A_a \times N$	Donde:
	Ac=area de la viga
	F'c=Resistencia del concreto
As=área de acero de la viga	Aa=coeficiente de amenaza sismica
Fy=Fluencia del acero	N=carga axial de la col. mas cargada

Area de la viga (cm2)=	1225
F'c (kg/cm2)=	210
Fy (kg/cm2)=	4200
Aa=	0.2
N (kg)=	106000
As (cm2)=	no necesita As min 0.0033= 4.04

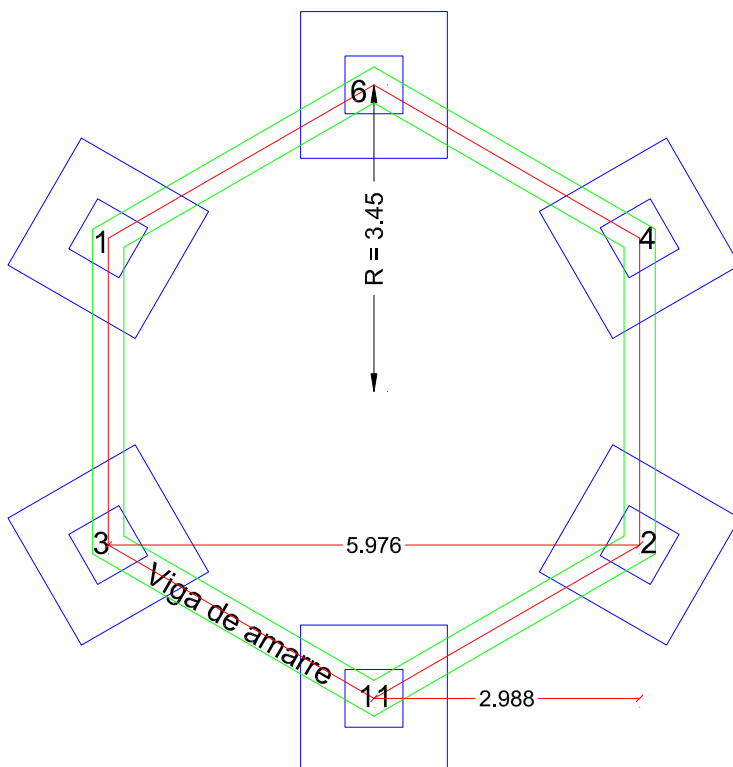
Verificacion a Tracción

$A_s \times F_y \geq A_a \times N$	Donde:
As=área de acero de la viga	Aa=coeficiente de amenaza sismica
Fy=Fluencia del acero	N=carga axial de la col. mas cargada
Fy (kg/cm2)=	4200
Aa=	0.25
N (kg)=	106000
As (cm2)=	7.01 As min 0.0033= 4.04
Refuerzo ppal:	Se colocarán 4#5 ==> As = 8.00 cm²
	"Estribos #3 separados maximo a d/4 o 30cm"

14. VERIFICACION DEL MOMENTO DE VOLCAMIENTO

Para la verificación del volcamiento se utilizarán los datos de la tabla 5.5, "Distribución del cortante basal por pisos" y de la tabla 6, "Geometría de la estructura".

Dada la configuración simétrica de la estructura, la verificación se hará para el sentido más crítico o desfavorable, que corresponde a aquel en el cual los brazos de las fuerzas de restitución son más cortos, y por ende, el momento de restitución, es más bajo que en el otro sentido. En este caso corresponde al sentido X.



PLANTA CIMENTACIÓN DE TANQUE

Coefficiente de modificación de respuesta $R =$

5.25

Momento de volcamiento

Story	Load Case	Location	VX kN	Fx kN	Altura m	Mom volteo kN-m
Muro secc 6	EspcX Max	Top	234.7	234.7	17.3	541.4
Muro secc 5	EspcX Max	Top	291.0	56.3	17	127.6
Muro secc 4	EspcX Max	Top	365.0	74.0	16.4	161.8
Muro secc 3	EspcX Max	Top	438.1	73.1	15.8	154.0
Muro secc 2	EspcX Max	Top	510.3	72.2	15.2	146.3

Story	Load Case	Location	VX	Fx	Altura	Mom volteo
			kN	kN	m	kN-m
Muro secc 1	EspcX Max	Top	581.7	71.4	14.6	139.0
Fondo tanque	EspcX Max	Top	2293.1	1711.4	14	3194.6
Nivel 4	EspcX Max	Top	2436.3	143.2	11.2	213.8
Nivel 3	EspcX Max	Top	2539.5	103.2	8.4	115.6
Nivel 2	EspcX Max	Top	2602.1	62.6	5.6	46.7
Nivel 1	EspcX Max	Top	2625.6	23.5	2.8	8.8
Cortante total				2625.6	Mv_x =	4849.7

Momento de restitución

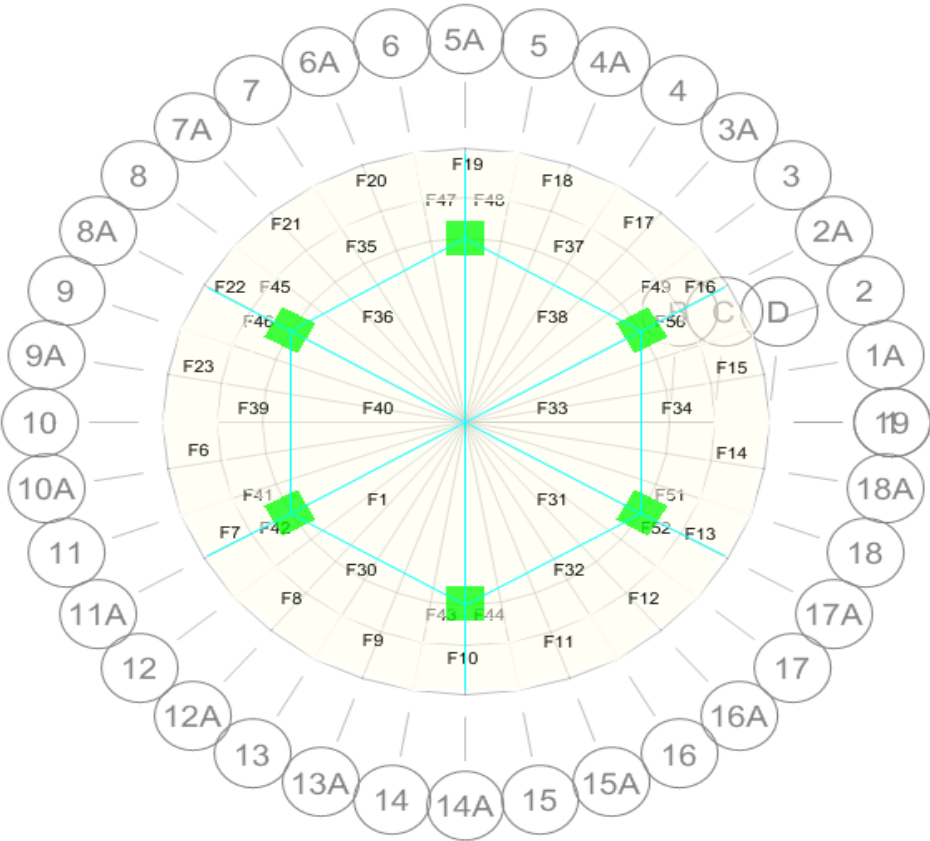
Nivel	Nudo	Carga	Fz	Nodos	Dist X	Vx
			kN		m	kN
Base	1	Dead	681.5	1 - 4	5.976	4072.6
Base	2	Dead	685.5	2	0	0.0
Base	3	Dead	679.1	3 - 2	5.976	4058.3
Base	4	Dead	682.4	4	0	0.0
Base	6	Dead	682.2	6 - 4	2.988	2038.4
Base	11	Dead	683.2	11 - 4	2.988	2041.4
					Mr_x	12210.8

Factor de seguridad al volcamiento

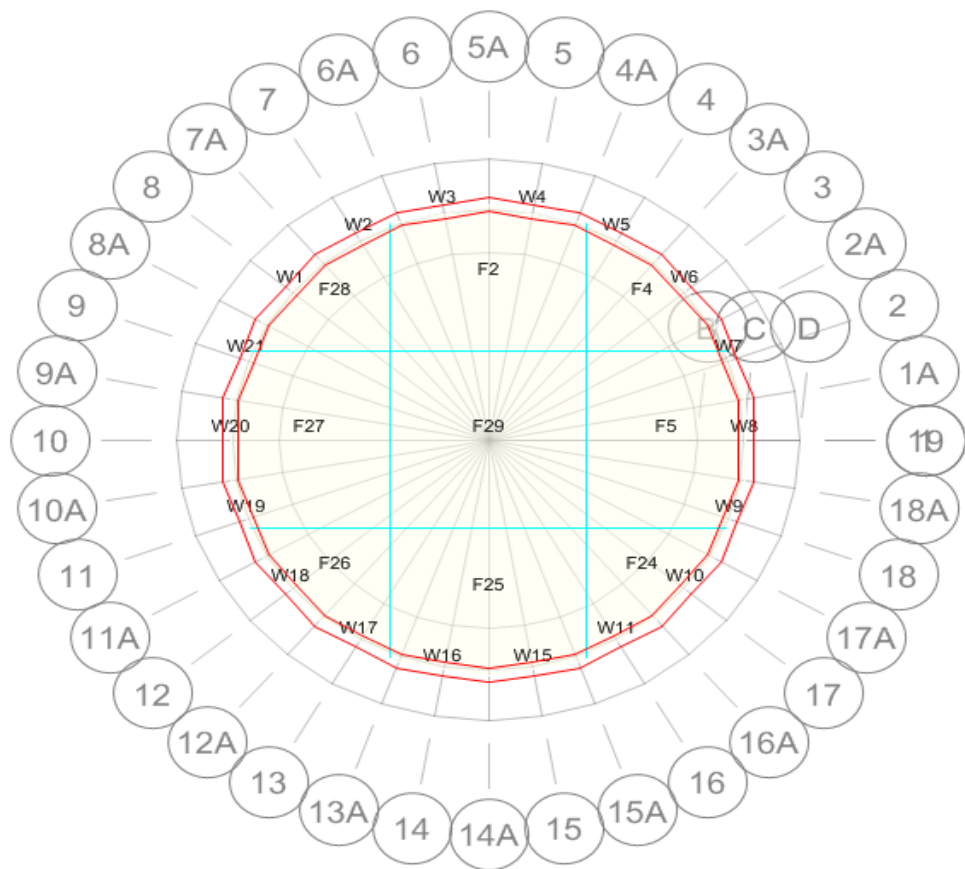
Mr_x/Mv_x = 2.52

15. DISEÑO DE PLACAS MACIZAS BIDIRECCIONALES

15.1 Imágenes de las placas macizas



PLACA DE FONDO TANQUE



Y

PLACA DE CUBIERTA TANQUE

15.2 DISEÑO DE LAS PLACAS MACIZAS BIDIRECCIONALES

Nota: En las celdas correspondientes a "As", en las cuales no se reporta ningún valor, es porque el momento último

Mu, es menor al momento de fisuración de la placa, Mcr

Para todas las losas:

$f'c = 28 \text{ Mpa}$

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

15.2.1 Losa de fondo tanque

Esp losa = 0.30 m

d placa = 0.25 m

Mcr = 49.2 kN-m

Vcn = 168.7 kN

Story	Panel	M11 kN-m	AsX cm ² /m	Ref_X	M22 kN-m	AsY cm ² /m	Ref_Y	V13 kN	Cumpl Vc13	V23 kN	Cumpl Vc23
Fnd tnq	F1	35.4	3.8	-	37.9	4.1	-	41.3	OK	2.7	OK
Fnd tnq	F1	-71.9	7.9	1#4 c./0.16	-61.1	6.7	1#4 c./0.19	63.0	OK	63.8	OK
Fnd tnq	F30	30.6	3.3	-	19.8	2.1	-	50.8	OK	65.0	OK
Fnd tnq	F30	-71.6	7.8	1#4 c./0.16	-65.6	7.2	1#4 c./0.18	40.4	OK	8.1	OK
Fnd tnq	F31	35.1	3.8	-	37.4	4.0	-	61.7	OK	4.5	OK
Fnd tnq	F31	-71.2	7.8	1#4 c./0.16	-61.4	6.7	1#4 c./0.19	37.6	OK	64.2	OK
Fnd tnq	F32	28.5	3.1	-	16.5	1.8	-	40.3	OK	62.6	OK
Fnd tnq	F32	-67.9	7.4	1#4 c./0.17	-70.3	7.7	1#4 c./0.16	49.5	OK	6.1	OK
Fnd tnq	F33	37.7	4.1	-	35.0	3.8	-	57.6	OK	57.8	OK
Fnd tnq	F33	-60.3	6.5	1#4 c./0.19	-65.7	7.1	1#4 c./0.18	5.2	OK	58.9	OK
Fnd tnq	F34	6.6	0.7	-	19.5	2.1	-	34.1	OK	62.4	OK
Fnd tnq	F34	-62.8	6.8	1#4 c./0.19	-69.5	7.6	1#4 c./0.17	59.6	OK	61.1	OK
Fnd tnq	F35	29.7	3.2	-	17.6	1.9	-	50.0	OK	6.1	OK
Fnd tnq	F35	-70.0	7.6	1#4 c./0.17	-65.7	7.2	1#4 c./0.18	42.9	OK	64.0	OK
Fnd tnq	F36	35.3	3.8	-	37.7	4.1	-	37.6	OK	63.6	OK
Fnd tnq	F36	-72.4	8.0	1#4 c./0.16	-61.8	6.8	1#4 c./0.19	63.4	OK	2.2	OK
Fnd tnq	F37	31.8	3.4	-	19.5	2.1	-	41.2	OK	8.4	OK
Fnd tnq	F37	-72.5	7.9	1#4 c./0.16	-64.5	7.1	1#4 c./0.18	51.3	OK	64.2	OK
Fnd tnq	F38	35.1	3.8	-	37.5	4.0	-	62.8	OK	63.6	OK
Fnd tnq	F38	-71.7	7.9	1#4 c./0.16	-61.7	6.8	1#4 c./0.19	37.8	OK	4.2	OK
Fnd tnq	F39	7.2	0.8	-	18.7	2.0	-	63.6	OK	61.6	OK
Fnd tnq	F39	-62.9	6.8	1#4 c./0.19	-69.2	7.5	1#4 c./0.17	34.7	OK	62.4	OK
Fnd tnq	F40	38.2	4.1	-	35.4	3.8	-	5.7	OK	53.2	OK
Fnd tnq	F40	-60.3	6.5	1#4 c./0.19	-65.7	7.1	1#4 c./0.18	57.9	OK	51.9	OK
Fnd tnq	F41	29.4	3.2	-	-2.7	0.3	-	119.2	OK	78.3	OK
Fnd tnq	F41	-77.8	8.5	1#4 c./0.15	-69.0	7.5	1#4 c./0.17	17.0	OK	0.9	OK
Fnd tnq	F42	15.8	1.7	-	30.6	3.3	-	121.1	OK	111.7	OK
Fnd tnq	F42	-68.9	7.5	1#4 c./0.17	-73.0	8.0	1#4 c./0.16	59.5	OK	19.9	OK
Fnd tnq	F43	19.0	2.0	-	13.2	1.4	-	49.0	OK	72.3	OK
Fnd tnq	F43	-56.3	6.1	1#4 c./0.21	-71.1	7.8	1#4 c./0.16	14.9	OK	8.0	OK
Fnd tnq	F44	17.8	1.9	-	11.5	1.2	-	19.3	OK	70.0	OK
Fnd tnq	F44	-55.7	6.0	1#4 c./0.21	-71.6	7.9	1#4 c./0.16	49.3	OK	7.9	OK
Fnd tnq	F45	15.1	1.6	-	34.7	3.7	-	123.6	OK	20.4	OK
Fnd tnq	F45	-69.9	7.6	1#4 c./0.17	-72.5	7.9	1#4 c./0.16	49.4	OK	113.7	OK
Fnd tnq	F46	28.4	3.0	-	-4.9	0.5	-	128.5	OK	14.4	OK
Fnd tnq	F46	-74.5	8.2	1#4 c./0.15	-65.0	7.1	1#4 c./0.18	12.7	OK	85.2	OK
Fnd tnq	F47	17.1	1.8	-	13.4	1.4	-	50.2	OK	8.4	OK
Fnd tnq	F47	-56.3	6.1	1#4 c./0.21	-71.6	7.9	1#4 c./0.16	16.1	OK	71.8	OK
Fnd tnq	F48	15.8	1.7	-	9.3	1.0	-	11.4	OK	8.3	OK
Fnd tnq	F48	-57.0	6.2	1#4 c./0.21	-71.3	7.8	1#4 c./0.16	49.3	OK	72.0	OK
Fnd tnq	F49	13.0	1.4	-	30.7	3.3	-	57.3	OK	18.8	OK
Fnd tnq	F49	-69.1	7.6	1#4 c./0.17	-73.1	8.0	1#4 c./0.16	114.5	OK	105.9	OK
Fnd tnq	F50	28.5	3.1	-	-2.0	0.2	-	16.2	OK	5.5	OK
Fnd tnq	F50	-76.8	8.5	1#4 c./0.15	-67.7	7.4	1#4 c./0.17	122.2	OK	78.3	OK
Fnd tnq	F51	26.2	2.8	-	-5.0	0.5	-	14.1	OK	72.5	OK
Fnd tnq	F51	-70.9	7.8	1#4 c./0.16	-63.2	6.9	1#4 c./0.19	113.0	OK	7.6	OK
Fnd tnq	F52	2.6	0.3	-	32.6	3.5	-	51.1	OK	93.7	OK
Fnd tnq	F52	-70.0	7.7	1#4 c./0.17	-71.9	7.8	1#4 c./0.16	85.0	OK	18.9	OK

15.2.2 Losa de plataforma

Espesor losa =		0.12 m		d placa =		0.09 m		Mcr =		7.87 kN-m		Vcn =		60.72 kN	
Story	Panel	M11 kN-m	AsX cm²/m	Ref_X	M22 kN-m	AsY cm²/m	Ref_Y	V13 kN	Vc13	V23 kN	Vc23				
Fnd tnq	F7	13.1	4.0	1#3 c/0.18	2.4	0.7	-	21.4	OK	51.0	OK				
Fnd tnq	F7	-13.7	4.2	1#3 c/0.17	-5.5	1.6	-	9.4	OK	10.9	OK				
Fnd tnq	F15	4.3	1.3	-	0.9	0.3	-	18.0	OK	4.7	OK				
Fnd tnq	F15	-5.4	1.6	-	-2.6	0.8	-	22.8	OK	9.3	OK				
Fnd tnq	F21	0.7	0.2	-	0.6	0.2	-	9.9	OK	11.1	OK				
Fnd tnq	F21	-2.4	0.7	-	-5.6	1.7	-	5.3	OK	32.8	OK				
Fnd tnq	F20	1.5	0.4	-	1.7	0.5	-	7.7	OK	2.4	OK				
Fnd tnq	F20	-2.3	0.7	-	-4.9	1.5	-	3.0	OK	8.3	OK				
Fnd tnq	F19	1.4	0.4	-	3.8	1.1	-	7.8	OK	5.3	OK				
Fnd tnq	F19	-4.5	1.3	-	-4.3	1.3	-	40.0	OK	29.3	OK				
Fnd tnq	F18	1.1	0.3	-	1.7	0.5	-	4.6	OK	10.7	OK				
Fnd tnq	F18	-2.5	0.7	-	-3.3	1.0	-	9.0	OK	13.0	OK				
Fnd tnq	F17	2.9	0.9	-	1.9	0.6	-	15.5	OK	5.6	OK				
Fnd tnq	F17	-4.3	1.3	-	-2.7	0.8	-	13.1	OK	17.0	OK				
Fnd tnq	F16	12.9	4.0	1#3 c/0.19	3.1	0.9	-	20.7	OK	44.6	OK				
Fnd tnq	F16	-18.0	5.6	1#4 c/0.24	-16.1	5.0	1#4 c/0.27	40.4	OK	44.5	OK				
Fnd tnq	F14	3.6	1.1	-	1.3	0.4	-	10.7	OK	4.0	OK				
Fnd tnq	F14	-4.6	1.4	-	-2.4	0.7	-	24.6	OK	7.9	OK				
Fnd tnq	F13	8.7	2.6	1#3 c/0.28	9.4	2.9	1#3 c/0.26	18.8	OK	37.0	OK				
Fnd tnq	F13	-11.7	3.6	1#3 c/0.21	-9.9	3.0	1#3 c/0.24	37.2	OK	21.5	OK				
Fnd tnq	F12	0.7	0.2	-	0.9	0.3	-	9.4	OK	21.4	OK				
Fnd tnq	F12	-2.8	0.8	-	-5.5	1.7	-	6.5	OK	11.2	OK				
Fnd tnq	F22	2.8	0.8	-	2.3	0.7	-	32.5	OK	9.8	OK				
Fnd tnq	F22	-3.1	0.9	-	-3.2	0.9	-	27.7	OK	38.9	OK				
Fnd tnq	F9	1.0	0.3	-	4.0	1.2	-	6.8	OK	11.8	OK				
Fnd tnq	F9	-3.3	1.0	-	-4.0	1.2	-	7.9	OK	15.7	OK				
Fnd tnq	F10	1.7	0.5	-	3.1	0.9	-	44.4	OK	29.2	OK				
Fnd tnq	F10	-4.6	1.4	-	-4.2	1.3	-	9.9	OK	4.9	OK				
Fnd tnq	F6	3.4	1.0	-	1.1	0.3	-	54.3	OK	5.6	OK				
Fnd tnq	F6	-4.7	1.4	-	-2.0	0.6	-	15.8	OK	3.3	OK				
Fnd tnq	F11	1.5	0.4	-	1.7	0.5	-	2.8	OK	8.3	OK				
Fnd tnq	F11	-2.3	0.7	-	-4.9	1.5	-	8.3	OK	2.4	OK				
Fnd tnq	F8	1.2	0.4	-	1.0	0.3	-	14.2	OK	8.3	OK				
Fnd tnq	F8	-4.1	1.2	-	-2.6	0.8	-	17.9	OK	5.7	OK				
Fnd tnq	F23	3.9	1.2	-	1.2	0.4	-	26.5	OK	9.5	OK				
Fnd tnq	F23	-5.2	1.5	-	-3.0	0.9	-	12.4	OK	7.5	OK				

NOTA: Como en planos, el acero negativo de esta placa es el mismo de la placa de tanque, que es superior al acero aquí requerido, se ignora lo señalado.

15.2.3 Losa de cubierta tanque

Espesor losa = 0.10 m		d placa = 0.07 m		Mcr = 5.47 kN-m		Vcn = 47.23 kN					
Story	Panel	M11 kN-m	AsX cm²/m	Ref_X	M22 kN-m	AsY cm²/m	Ref_Y	V13 kN	Vc13	V23 kN	Vc23
Muro secc6	F28	1.7	0.7	-	2.6	1.0	-	0.1	OK	13.1	OK
Muro secc6	F28	-5.3	2.0	-	-5.2	2.0	-	23.3	OK	0.8	OK
Muro secc6	F29	4.0	1.5	-	4.0	1.6	-	4.6	OK	5.0	OK
Muro secc6	F29	-0.6	0.2	-	-1.0	0.4	-	4.1	OK	5.0	OK
Muro secc6	F27	1.7	0.7	-	2.5	1.0	-	1.5	OK	4.5	OK
Muro secc6	F27	-5.9	2.3	1#3 c/0.31	-2.4	0.9	-	8.2	OK	4.4	OK
Muro secc6	F26	1.7	0.7	-	2.6	1.0	-	0.1	OK	0.4	OK
Muro secc6	F26	-5.2	2.0	-	-5.3	2.1	-	23.2	OK	13.0	OK
Muro secc6	F25	2.5	0.9	-	2.2	0.8	-	9.8	OK	1.4	OK
Muro secc6	F25	-3.6	1.4	-	-5.9	2.3	1#3 c/0.30	10.4	OK	15.6	OK
Muro secc6	F24	2.1	0.8	-	2.6	1.0	-	23.1	OK	0.1	OK
Muro secc6	F24	-5.2	2.0	-	-5.5	2.1	-	0.5	OK	12.9	OK
Muro secc6	F5	1.9	0.7	-	2.7	1.0	-	8.4	OK	5.0	OK
Muro secc6	F5	-6.1	2.4	1#3 c/0.30	-2.4	0.9	-	1.5	OK	5.0	OK
Muro secc6	F4	2.6	1.0	-	2.6	1.0	-	23.1	OK	13.0	OK
Muro secc6	F4	-5.2	2.0	-	-5.7	2.2	1#3 c/0.30	0.8	OK	0.4	OK
Muro secc6	F2	3.4	1.3	-	4.4	1.7	-	10.2	OK	19.9	OK
Muro secc6	F2	-6.0	2.4	1#3 c/0.30	-6.0	2.3	1#3 c/0.30	13.3	OK	8.5	OK

16. DISEÑO DE MUROS

TABLE: Shear Wall Pier Summary - ACI 318-11

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
						m	%	%		m	m	m	m	cm ² /m	m	m
Muro secc 6	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 6	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 5	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 5	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 4	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 4	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 3	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 3	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 2	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 2	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 1	PW2	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 1	PW2	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	5.675	10.000	5.936	6.3		
Muro secc 6	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 6	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 5	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 5	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 4	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 4	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 3	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 3	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 2	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 2	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 1	PW3	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 1	PW3	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	5.675	11.479	5.936	6.3		
Muro secc 6	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 6	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 5	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 5	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 4	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 4	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 3	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 3	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 2	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 2	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 1	PW4	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 1	PW4	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	5.936	12.780	6.687	6.3		
Muro secc 6	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 6	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 5	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 5	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 4	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 4	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 3	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 3	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 2	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 2	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 1	PW5	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 1	PW5	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	6.687	13.746	7.838	6.3		
Muro secc 6	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 6	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 5	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 5	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 4	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 4	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 3	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 3	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 2	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 2	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 1	PW6	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 1	PW6	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	7.838	14.259	9.249	6.3		
Muro secc 6	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 6	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 5	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 5	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 4	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 4	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 3	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 3	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 2	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 2	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 1	PW1	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 1	PW1	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	5.936	8.521	6.687	6.3		
Muro secc 6	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 6	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 5	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 5	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 4	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 4	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 3	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 3	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 2	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 2	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 1	PW7	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 1	PW7	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	14.259	9.249	14.259	10.751	6.3		
Muro secc 6	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 6	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 5	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 5	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 4	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 4	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 3	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 3	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 2	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 2	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 1	PW8	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 1	PW8	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	13.746	10.751	14.259	12.163	6.3		
Muro secc 6	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 6	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 5	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 5	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 4	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 4	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 3	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 3	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 2	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 2	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 1	PW9	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 1	PW9	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	12.780	12.163	13.746	13.313	6.3		
Muro secc 6	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 6	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 5	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 5	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 4	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 4	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 3	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 3	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 2	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 2	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 1	PW10	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 1	PW10	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	11.479	13.313	12.780	14.064	6.3		
Muro secc 6	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 6	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 5	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 5	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 4	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 4	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 3	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 3	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 2	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 2	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 1	PW11	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		
Muro secc 1	PW11	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	10.000	14.064	11.479	14.325	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 6	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 6	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 5	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 5	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 4	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 4	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 3	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 3	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 2	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 2	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 1	PW12	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 1	PW12	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	8.521	14.064	10.000	14.325	6.3		
Muro secc 6	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 6	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 5	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 5	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 4	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 4	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 3	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 3	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 2	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 2	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 1	PW13	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 1	PW13	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	7.220	13.313	8.521	14.064	6.3		
Muro secc 6	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 6	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 5	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 5	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 4	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 4	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 3	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 3	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 2	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 2	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 1	PW14	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 1	PW14	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	12.163	7.220	13.313	6.3		
Muro secc 6	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 6	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 5	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 5	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 4	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 4	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 3	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 3	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 2	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 2	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 1	PW15	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 1	PW15	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	10.751	6.254	12.163	6.3		
Muro secc 6	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 6	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 5	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 5	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 4	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 4	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 3	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 3	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 2	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 2	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 1	PW16	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 1	PW16	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	9.249	5.741	10.751	6.3		
Muro secc 6	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 6	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 5	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 5	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 4	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 4	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 3	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 3	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		

Story	Pier Label	Station	Design Type	Edge Rebar	End Rebar	Rebar Spacing	Req Reinf	Current Reinf	Pier Leg	Leg X1	Leg Y1	Leg X2	Leg Y2	Shear Rebar	Boundary Zone Left	Boundary Zone Right
Muro secc 2	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 2	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 1	PW17	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 1	PW17	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	5.741	7.838	6.254	9.249	6.3		
Muro secc 6	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 6	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 5	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 5	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 4	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 4	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 3	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 3	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 2	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 2	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 1	PW18	Top	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Top Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		
Muro secc 1	PW18	Bottom	Uniform	#3	#3	0.25	0.25	0.26	Bottom Leg 1	6.254	6.687	7.220	7.838	6.3		

ANEXO MEMORIAS

TANQUE ELEVADO

VERIFICACIONES PORTICOS “DES” SEGÚN NUMERALES C.21.5, C.21.6 y C.21.7 DE LA NSR 10

En el presente anexo, se presentan las verificaciones establecidas en la NSR 10 para elementos de pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía, establecidas en los numerales C.21.5, C.21.6 y C.21.7 de la NSR 10

Sección de vigas → $b_w = 0.40 \text{ m}$ $h = 0.45 \text{ m}$

Pu max en vigas = $42.06 \text{ kN} < A_g \cdot f'_c / 10 = 0.40 \cdot 0.45 \cdot 28 \cdot 100^3 = 5040 \text{ kN}$ OK C.21.5.1.1

$L_n = 3.45 - 0.65 = 2.80 \text{ m} > 4 \cdot 0.45 = 1.80 \text{ m}$ OK C.21.5.1.2

$b_w = 0.40 \text{ m} < 0.3 \cdot 0.45 = 0.135 \text{ m} < 0.25 \text{ m}$ OK C.21.5.1.3

$b_w = 0.40 \text{ m} < 0.65 \text{ m}$ OK C.21.5.1.4

As mínimo vigas perimetrales = 3#5 superior e inferior = 6.00 cm^2 que equivale a un $Rho = 0.0038$

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (\text{C.10-3}) = 504 \text{ mm}^2$$

$$1.4 b_w d / f_y = 533 \text{ mm}^2 \quad \text{Gobierna } 533 \text{ mm}^2 = 5.33 \text{ cm}^2$$

El acero colocado en la viga es de 6.00 cm^2 , mayor al mayor de los valores anteriores, está dispuesta en toda su longitud y la cuantía equivalente no excede de 0.025. OK C.21.5.2.1

La resistencia de la viga a momentos positivos y negativos es la misma. OK C.21.5.2.2

No hay empalmes o traslapos dentro de los nudos, ni a distancias inferiores a $2d$ y no hay desplazamientos laterales inelásticos de los porticos. Hay estribos de confinamiento a todo lo largo de las vigas, a distancias que no exceden a $d/4$ ni a 100 mm . OK C.21.5.2.3

No hay empalmes mecánicos ni soldados OK C.21.5.2.4

Hay estribos de confinamiento a todo lo largo de las vigas, a distancias que no exceden a $d/4$ ni a 100 mm . OK C.21.5.3.1, C.21.5.3.2 y C.21.5.3.3

La barras centrales tienen apoyo lateral y si no cuentan con él, no están a más de 150 mm de una barra apoyada. OK C.21.3.5.3

En cuanto a los numerales C.21.5.4.1 - Fuerzas de diseño y C.21.5.4.2 - Refuerzo transversal, de la NSR 10, se anexan las páginas 3-36 a 3-40, del documento **Concrete Frame Design Manual ACI 318-11** preparado por la empresa CSI, autora del programa ETABS 2015, en la cual se detalla lo que el programa aplica para el diseño de las vigas, lo cual coincide con lo exigido por la NSR 10 en los numerales nombrados.

Columna de $0.65 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m}$ OK C.21.6.1.1, C.21.6.1.2

En cuanto al numeral C. 21.6.2, se anexa el resultado de la revisión que hace el ETABS 2015 de la relación de 1.2 (6/5) veces la resistencia a la flexión de las vigas versus la resistencia a flexión de las columnas, se presenta a continuación una imagen del resultado de dicha verificación y luego se anexa la tabla correspondiente generada por el ETABS, que demuestran que el requisito se cumple a cabalidad.

TABLE: Concrete Joint Summary - ACI 318-11

Story	Label	Design Section	Status	B/C Major	B/C Major	B/C Minor	B/C Minor	JS Major	JS Major	JS Minor	JS Minor	Warnings	Errors
Fnd tnq	C1	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.266	Cmb11	0.477	Cmb3	0.243	Cmb3	0.435	No Message	No Message
Fnd tnq	C2	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.304	Cmb11	0.513	Cmb3	0.282	Cmb3	0.475	No Message	No Message
Fnd tnq	C3	C65*65_67	No Message	Cmb11	0.259	Cmb11	0.436	Cmb3	0.243	Cmb3	0.408	No Message	No Message
Fnd tnq	C4	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.262	Cmb11	0.456	Cmb3	0.242	Cmb3	0.42	No Message	No Message
Fnd tnq	C6	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.235	Cmb15	0.461	Cmb3	0.215	Cmb3	0.423	No Message	No Message
Fnd tnq	C7	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.235	Cmb15	0.462	Cmb3	0.215	Cmb3	0.424	No Message	No Message
Nivel 4	C1	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.226			Cmb3	0.359			No Message	No Message
Nivel 4	C2	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.222			Cmb3	0.358			No Message	No Message
Nivel 4	C3	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.222			Cmb3	0.359			No Message	No Message
Nivel 4	C4	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.222			Cmb3	0.358			No Message	No Message
Nivel 4	C6	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.234			Cmb3	0.375			No Message	No Message
Nivel 4	C7	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.233			Cmb3	0.375			No Message	No Message
Nivel 3	C1	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.283			Cmb3	0.444			No Message	No Message
Nivel 3	C2	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.277			Cmb3	0.445			No Message	No Message
Nivel 3	C3	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.283			Cmb3	0.444			No Message	No Message
Nivel 3	C4	C65*65_55	No Message	Cmb11	0.277			Cmb3	0.445			No Message	No Message
Nivel 3	C6	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.291			Cmb3	0.464			No Message	No Message
Nivel 3	C7	C65*65_55	No Message	Cmb15	0.291			Cmb3	0.464			No Message	No Message
Nivel 2	C1	C65*65_82	No Message	Cmb11	0.232			Cmb3	0.439			No Message	No Message
Nivel 2	C2	C65*65_82	No Message	Cmb11	0.227			Cmb3	0.44			No Message	No Message
Nivel 2	C3	C65*65_82	No Message	Cmb11	0.233			Cmb3	0.44			No Message	No Message
Nivel 2	C4	C65*65_82	No Message	Cmb11	0.227			Cmb3	0.44			No Message	No Message
Nivel 2	C6	C65*65_82	No Message	Cmb15	0.238			Cmb3	0.458			No Message	No Message
Nivel 2	C7	C65*65_82	No Message	Cmb15	0.238			Cmb3	0.458			No Message	No Message
Nivel 1	C1	C65*65_102	No Message	Cmb11	0.134			Cmb3	0.323			No Message	No Message
Nivel 1	C2	C65*65_102	No Message	Cmb11	0.131			Cmb3	0.323			No Message	No Message
Nivel 1	C3	C65*65_102	No Message	Cmb11	0.134			Cmb3	0.323			No Message	No Message
Nivel 1	C4	C65*65_102	No Message	Cmb11	0.131			Cmb3	0.323			No Message	No Message
Nivel 1	C6	C65*65_102	No Message	Cmb15	0.137			Cmb3	0.335			No Message	No Message
Nivel 1	C7	C65*65_102	No Message	Cmb15	0.137			Cmb3	0.336			No Message	No Message

El área de acero mínima de las columnas es de $52.39 \text{ cm}^2/65/65 = 1.24\%$ y la máxima es de $101.94 \text{ cm}^2/65/65 = 2.41\%$, cuantías la una mayor que el 1% y la otra menor que el 4% respectivamente.

OK C.21.6.3

A continuación se presenta el cálculo de los estribos para las columnas, en cumplimiento de los numerales C.21.6.4.2 a C.21.6.4.5

CASO COLUMNA RECTANGULAR - DES

Materiales				
f'_c del concreto (Mpa)	28		A_g = Area bruta de la seccion en mm^2	
f_y del acero (Mpa)	420		A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2 , Capítulos C.10, C.21	
Dimensiones				
Alt libre de entrepiso (mm)	2800			
Ancho col (mm)	650			
Alto col (mm)	650		b_e = dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh} , mm, Capítulo C.21	
Recubrim a estribos (mm)	40			
Refuerzo				
Menor varilla longitudinal (#)	6			
Menor diam ref longitud (mm)	19			
Menor esp varillas long: hx (mm)	110	OK	Menor que 350	
Usar estribos No.	3			
Diámetro estribos (mm)	9.5			
Area estribos (mm^2)	71			
Espac max estribos conf (mm)	110	menor de los siguientes		C.21.6.4.3
Esp maximo 1 (mm)	162	menor dimension /4		C.21.6.4.3 (a)
Esp maximo 2 (mm)	114	$6*db$		C.21.6.4.3 (b)
Esp maximo 3 (mm)	150	$100 < S_o = 100 + (350 - h_x)/3 < 150$	(C.21-5)	C.21.6.4.3 (c)
Usar espac. estribos (mm)	110			
Area estribos paralelos lado corto				
Area estribos min (1): A_{sh1}	377		$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_e f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$	(C.21-7)
Area estribos min (2): A_{sh2}	376			
Gobierna	377 mm^2		$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_e f'_c}{f_{yt}}$	(C.21-8)
Ramas de estribos necesarias	6			
Area estribos paralelos lado largo				
Area estribos min (1): A_{sh1}	377			
Area estribos min (2): A_{sh2}	376			
Gobierna	377 mm^2			
Ramas de estribos necesarias	6			
Longitud de confinamiento				
Long a confinar (C.21.6.4.1)	600	mayor de los siguientes		C.21.6.4.1
a. Mayor dimension columna	600			C.21.6.4.1 (a)
b. Luz libre de la columna/6	467			C.21.6.4.1 (b)
c. 450 mm	450			C.21.6.4.1 (c)
Estribos en los extremos	7E #3 c. 0.11			
Esp máx centro (mm)	114			
a. 6 db	114			
b. 150 mm	150			
No. de estribos en el centro	12			
Estribos en el centro	12E#3 c. 0.114			

Los estribos dispuestos en las columnas cumplen con lo aquí establecido, con espaciamientos algo menores y son de áreas superiores a las requeridas por cortante, como se puede apreciar en el resultado de diseño de las columnas.

En cuanto al numeral C.21.6.5.1 - Fuerzas de diseño de la NSR 10, se anexan las páginas 3-18 a 3-27, del documento **Concrete Frame Design Manual ACI 318-11** preparado por la empresa CSI, autora del programa ETABS 2015, en la cual se detalla los algoritmos que el programa aplica para el diseño de columnas a flexión y cortante, con las limitaciones establecidas por el ACI 318-11, lo cual coincide con lo exigido por la NSR 10 en el numeral antes nombrado.

Se anexan a continuación las páginas anunciadas del documento **Concrete Frame Design Manual ACI 318-11** preparado por la empresa CSI, autora del programa ETABS 2015, tanto para el diseño de vigas (3-36 a 3-40) como para columnas (3-18 a 3-27)

3.4.4.1 Determine Section Forces

- In the design of the column shear reinforcement of an Ordinary Moment Resisting concrete frame, the forces for a particular design load combination, namely, the column axial force, P_u , and the column shear force, V_u , in a particular direction are obtained by factoring the load cases with the corresponding design load combination factors.
- For Ordinary Moment Frames that are assigned a Seismic Design Category B or higher and columns for which the clear-span-to-maximum- plan-dimension ratio is 5 or less, the shear design of those columns is similar to that of an Intermediate Moment Resisting Frame (IBC 1901.2, ACI 1.1.9.2, 21.2.3, 21.3.3.2)
- In the shear design of Special Moment Frames (i.e., seismic design), the shear capacity of the column is checked for capacity shear in addition to the requirement for the Ordinary Moment Resisting Frames. The capacity shear force in the column, V_u , is determined from consideration of the maximum forces that can be generated at the column. Two different capacity shears are calculated for each direction (major and minor). The first is based on the maximum probable moment strength of the column, while the second is computed from the maximum probable moment strengths of the beams framing into the column. The design strength is taken as the minimum of these two values, but never less than the factored shear obtained from the design load combination.

$$V_u = \min \{ V_e^c, V_e^b \} \geq V_{u, \text{factored}} \quad (\text{ACI 21.6.5.1, IBC 1901.2})$$

where

V_e^c = Capacity shear force of the column based on the maximum probable maximum flexural strengths of the two ends of the column.

V_e^b = Capacity shear force of the column based on the maximum probable moment strengths of the beams framing into the column.

In calculating the capacity shear of the column, V_e^c , the maximum probable flexural strength at the two ends of the column is calculated for the existing factored axial load. Clockwise rotation of the joint at one end and the associ-

ated counter-clockwise rotation of the other joint produces one shear force. The reverse situation produces another capacity shear force, and both of these situations are checked, with the maximum of these two values taken as the V_e^c .

For each design load combination, the factored axial load, P_u , is calculated. Then, the maximum probable positive and negative moment strengths, M_{pr}^+ and M_{pr}^- , of the column in a particular direction under the influence of the axial force P_u is calculated using the uniaxial interaction diagram in the corresponding direction. Then the capacity shear force is obtained by applying the calculated maximum probable ultimate moment strengths at the two ends of the column acting in two opposite directions. Therefore, V_e^c is the maximum of V_{e1}^c and V_{e2}^c ,

$$V_e^c = \max \{V_{e1}^c, V_{e2}^c\} \quad (\text{ACI 21.6.5.1, R21.6.5.1, Fig. R21.5.4})$$

where,

$$V_{e1}^c = \frac{M_I^- + M_J^+}{L}, \quad (\text{ACI 21.6.5.1, Fig. R21.5.4})$$

$$V_{e2}^c = \frac{M_I^+ + M_J^-}{L}, \quad (\text{ACI 21.6.5.1, Fig. R21.5.4})$$

M_I^+, M_I^- = Positive and negative probable maximum moment strengths (M_{pr}^+, M_{pr}^-) at end I of the column using a steel yield stress value of αf_y and no reduction factor ($\phi = 1.0$),

M_J^+, M_J^- = Positive and negative probable maximum moment capacities (M_{pr}^+, M_{pr}^-) at end J of the column using a steel yield stress value of αf_y and no reduction factor ($\phi = 1.0$), and

L = Clear span of the column.

The maximum probable moment strengths are determined using a strength reduction factor of 1.0 and the reinforcing steel stress equal to αf_y , where α is set equal to 1.25 (ACI 2.1, 21.6.5.1, Fig. R21.5.4, R21.6.5.1). If the column

section was identified as a section to be checked, the user-specified reinforcing is used for the interaction curve. If the column section was identified as a section to be designed, the reinforcing area envelope is calculated after completing the flexural (*P-M-M*) design of the column. This envelope of reinforcing area is used for the interaction curve.

If the column section is a variable (non-prismatic) section, the cross-sections at the two ends are used, along with the user-specified reinforcing or the envelope of reinforcing for check or design sections, as appropriate. If the user overwrites the length factor, the full span length is used. However, if the length factor is not overwritten by the user, the clear span length will be used. In the latter case, the maximum of the negative and positive moment capacities will be used for both the positive and negative moment capacities in determining the capacity shear.

In calculating the capacity shear of the column based on the flexural strength of the beams framing into it, V_e^b , the program calculates the maximum probable positive and negative moment strengths of each beam framing into the top joint of the column. Then the sum of the beam moments is calculated as a resistance to joint rotation. Both clockwise and counter-clockwise rotations are considered separately, as well as the rotation of the joint in both the major and minor axis directions of the column. The shear force in the column is determined assuming that the point of inflection occurs at mid-span of the columns above and below the joint. The effects of load reversals are investigated and the design is based on the maximum of the joint shears obtained from the two cases.

$$V_e^b = \max \{V_{e1}^b, V_{e2}^b\} \quad (\text{ACI 21.6.5.1})$$

where,

V_{e1}^b = Column capacity shear based on the maximum probable flexural strengths of the beams for clockwise joint rotation,

V_{e2}^b = Column capacity shear based on the maximum probable flexural strengths of the beams for counter-clockwise joint rotation,

$$V_{e1}^b = \frac{M_{r1}}{H},$$

$$V_{e2}^b = \frac{M_{r2}}{H},$$

M_{r1} = Sum of beam moment resistances with clockwise joint rotations,

M_{r2} = Sum of beam moment resistances with counter-clockwise joint rotations, and

H = Distance between the inflection points, which is equal to the mean height of the columns above and below the joint. If there is no column at the top of the joint, the distance is taken as one-half of the height of the column at the bottom of the joint.

For the case shown in Figure 3-5, V_{e1} can be calculated as follows:

$$V_{e1}^b = \frac{M_u^L + M_u^R}{H}$$

It should be noted that the points of inflection shown in Figure 3-5 are taken at midway between actual lateral support points for the columns, and H is taken as the mean of the two column heights. If no column is present at the top of the joint, H is taken to be equal to one-half the height of the column below the joint.

The expression V_e^b is applicable for determining both the major and minor direction shear forces. The calculated shear force is used for the design of the column below the joint. When beams are not oriented along the major and minor axes of the column, the appropriate components of the flexural capacities are used. If the beam is oriented at an angle θ with the column major axis, the appropriate component— $M_{pr} \cos\theta$ or $M_{pr} \sin\theta$ —of the beam flexural strength is used in calculating M_{r1} and M_{r2} . Also the positive and negative moment capacities are used appropriately based on the orientation of the beam with respect to the column local axis.

- For Intermediate Moment Frames, the shear capacity of the column also is checked for the capacity shear based on the nominal moment capacities at the

ends and the factored gravity loads, in addition to the check required for Ordinary Moment Resisting Frames. The design shear force is taken to be the minimum of that based on the nominal ($\phi = 1.0$) moment capacity and modified factored shear force.

$$V_u = \min \{V_e, V_{ef}\} \geq V_{u, \text{factored}} \quad (\text{ACI 21.3.3.2, R21.3, IBC 1901.2})$$

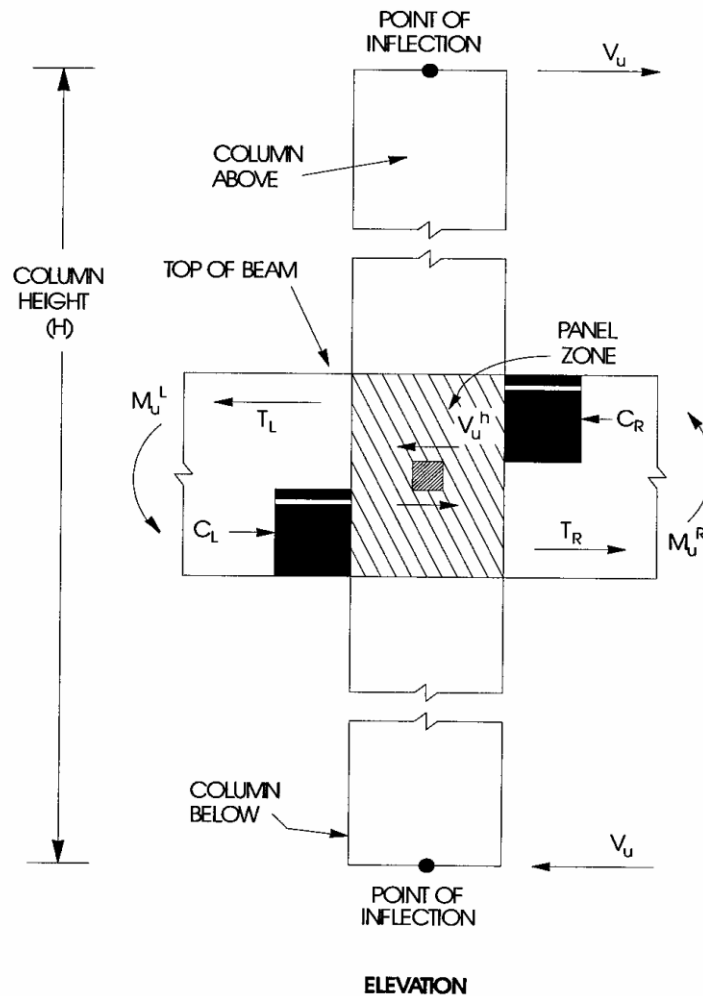


Figure 3-5 Column shear force V_u

where, V_e is the capacity shear force in the column determined from the nominal moment capacities of the column and the beams framing into it.

$$V_e = \min \left\{ V_e^c, V_e^b \right\} \quad (\text{ACI 21.3.3a, Fig. R21.3.3})$$

where, V_e^c is the capacity shear force of the column based on the nominal flexural strength of the column ends alone. V_e^b is the capacity shear force of the column based on the nominal flexural strengths of the beams framing into it. The calculation of V_e^c and V_e^b is the same as that described for Special Moment Resisting Frames, except that in determining the flexural strengths of the column and the beams, the nominal capacities are used. In that case, ϕ is taken as 1.0 as before, but α is taken as 1.0 rather than 1.25 (ACI 21.3.3, Fig. R21.3.3).

V_{ef} is the shear force in the column obtained from the modified design load combinations. In that case, the factored design forces (P_u , V_u , M_u) are based on the specified design load factors, except that the earthquake load factors are increased by Ω (ACI 21.3.3b). When designing for this modified shear force, the modified P_u and M_u are used for calculating concrete shear strength. However, the modified P_u and M_u are not used for the P - M - M interaction.

In designing for V_e , the factored P_u and M_u are used for calculating concrete shear strength. In no case is the column designed for a shear force less than the original factored shear force.

- For Ordinary Moment Frames that are assigned a Seismic Design Category B or higher and columns for which the clear-height-to-maximum-plan-dimension ratio is 5 or less, the shear capacity for those columns is checked based on the nominal moment capacities at the ends and the factored gravity loads, in addition to the check required for other Ordinary Moment Resisting Frames (IBC 1901.2, ACI 1.1.9.2, 21.2.3, 21.3.3). This special case is similar to the Intermediate Moment Frames. The design shear force is taken to be the minimum of that based on the nominal ($\phi = 1.0$) moment capacity and modified factored shear force.

$$V_u = \min \left\{ V_e, V_{ef} \right\} \geq V_{u, \text{factored}} \quad (\text{ACI 21.2.3, 21.3.3, R21.3})$$

V_e , V_{ef} , and $V_{u, \text{factored}}$ are calculated exactly in the same way as they are calculated for a column in an Intermediate Moment Resisting Frame.

3.4.4.2 Determine Concrete Shear Capacity

Given the design force set P_u and V_u , the shear force carried by the concrete, V_c , is calculated as follows:

- If the column is subjected to axial compression, i.e., P_u is positive,

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{2,000A_g} \right) A_{cv}, \text{ where} \quad (\text{ACI 11.2.1.2, Eqn. 11-4})$$

$$V_c \leq 3.5\lambda\sqrt{f'_c} \sqrt{\left(1 + \frac{P_u}{500A_g} \right)} A_{cv}. \quad (\text{ACI 11.2.2.2, Eqn. 11-7})$$

The term $\frac{P_u}{A_g}$ must have *psi* units. A_{cv} is the effective shear area, which is shown shaded in Figure 3-6. For circular columns, A_{cv} is taken to be equal to the gross area of the section (ACI 11.2.3, R11.2.3).

If the column is subjected to axial tension, P_u is negative

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{500A_g} \right) A_{cv} \geq 0 \quad (\text{ACI 11.2.2.3, Eqn. 11-8})$$

- For Special Moment Frame design, if the factored axial compressive force, P_u , including the earthquake effect, is small ($P_u < f'_c A_g / 20$), if the shear force contribution from earthquake, V_E , is more than half of the total factored maximum shear force V_u ($V_E \geq 0.5V_u$) over the length of the member, and if the station is within a distance l_o from the face of the joint, then the concrete capacity V_c is taken as zero (ACI 21.6.5.2). Note that for capacity shear design, V_e is considered to be contributed solely by earthquakes, so the second condition is automatically satisfied. The length l_o is taken as the section width, one-sixth the clear span of the column, or 18 in, whichever is larger (ACI 21.6.4.1; 21.3.5.2).

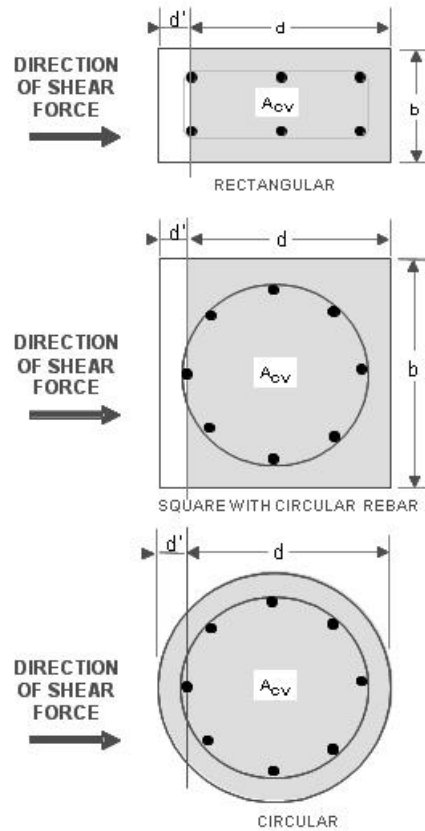


Figure 3-6 Shear stress area, A_{cv}

3.4.4.3 Determine Required Shear Reinforcement

Given V_u and V_c , the required shear reinforcement in the form of stirrups or ties within a spacing, s , is given for rectangular and circular columns by the following:

- The shear force is limited to a maximum of

$$V_{\max} = V_c + (8\sqrt{f'_c})A_{cv} \quad (\text{ACI 11.4.7.9})$$

- The required shear reinforcement per unit spacing, A_v/s , is calculated as follows:

If $V_u \leq (V_c/2)\phi$,

$$\frac{A_v}{s} = 0, \quad (\text{ACI 11.4.6.1})$$

else if $(V_c/2)\phi < V_u \leq \phi V_{\max}$,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{ys} d}, \quad (\text{ACI 11.4.7.1, 11.4.7.2})$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \max \left(\frac{0.75\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w, \frac{50}{f_y} b_w \right) \quad (\text{ACI 11.4.6.3})$$

else if $V_u > \phi V_{\max}$,

a failure condition is declared. (ACI 11.4.7.9)

In the preceding expressions, for a rectangular section, b_w is the width of the column, d is the effective depth of the column, and A_{cv} is the effective shear area, which is equal to $b_w d$. For a circular section, b_w is replaced with D , which is the external diameter of the column, and d is replaced with $0.8D$ and A_{cv} is replaced with the gross area $\frac{\pi D^2}{4}$ (ACI 11.4.7.3, 11.2.3, R11.2.3).

In the preceding expressions, the strength reduction factor ϕ is taken by default as 0.75 for non-seismic cases (ACI 9.3.2.3), and as 0.60 for seismic cases (ACI 9.3.4.a). However, those values can be overwritten by the user, if so desired.

If V_u exceeds its maximum permitted value ϕV_{\max} , the concrete section size should be increased (ACI 11.4.7.9).

The maximum of all calculated A_v/s values, obtained from each design load combination, is reported for the major and minor directions of the column, along with the controlling combination name.

The column shear reinforcement requirements reported by the program are based purely on shear strength consideration. Any minimum stirrup require-

ments to satisfy spacing considerations or transverse reinforcement volumetric considerations must be investigated independently of the program by the user.

3.5 Beam Design

In the design of concrete beams, the program calculates and reports the required areas of steel for flexure and shear based on the beam moments, shear forces, torsions, design load combination factors, and other criteria described in the text that follows. The reinforcement requirements are calculated at a user-defined number of check/design stations along the beam span.

All beams are designed for major direction flexure, shear and torsion only. Effects resulting from any axial forces and minor direction bending that may exist in the beams must be investigated independently by the user.

The beam design procedure involves the following steps:

- Design flexural reinforcement
- Design shear reinforcement
- Design torsion reinforcement

3.5.1 Design Beam Flexural Reinforcement

The beam top and bottom flexural steel is designed at check/design stations along the beam span. The following steps are involved in designing the flexural reinforcement for the major moment for a particular beam for a particular section:

- Determine the maximum factored moments
- Determine the reinforcing steel

3.5.1.1 Determine Factored Moments

In the design of flexural reinforcement of Special, Intermediate, or Ordinary Moment concrete frame beams, the factored moments for each design load combination at a particular beam section are obtained by factoring the

For Intermediate Moment Frames (i.e., seismic design), the beam design would satisfy the following conditions:

- At any support of the beam, the beam positive moment capacity would not be less than 1/3 of the beam negative moment capacity at that end (ACI 21.3.4.1).
- Neither the negative moment capacity nor the positive moment capacity at any of the sections within the beam would be less than 1/5 of the maximum of positive or negative moment capacities of any of the beam end (support) stations (ACI 21.3.4.1).

3.5.2 Design Beam Shear Reinforcement

The shear reinforcement is designed for each design load combination at a user-defined number of stations along the beam span. The following steps are involved in designing the shear reinforcement for a particular station because of beam major shear:

- Determine the factored shear force, V_u .
- Determine the shear force, V_c , that can be resisted by the concrete.
- Determine the reinforcement steel required to carry the balance.

For Special and Intermediate Moment frames (ductile frames), the shear design of the beams is also based on the maximum probable moment strengths and the nominal moment strengths of the members, respectively, in addition to the factored design. Effects of axial forces on the beam shear design are neglected.

The following three sections describe in detail the algorithms associated with this process.

3.5.2.1 Determine Shear Force and Moment

- In the design of the beam shear reinforcement of an Ordinary Moment Frame, the shear forces and moments for a particular design load combination at a particular beam section are obtained by factoring the associated shear forces and moments with the corresponding design load combination factors.

- In the design of Special Moment Frames (i.e., seismic design), the shear capacity of the beam is also checked for the capacity shear resulting from the maximum probable moment capacities at the ends along with the factored gravity load. This check is performed in addition to the design check required for Ordinary Moment Frames. The capacity shear force, V_p , is calculated from the maximum probable moment capacities of each end of the beam and the gravity shear forces. The procedure for calculating the design shear force in a beam from the maximum probable moment capacity is the same as that described for a column earlier in this chapter. See Table 3-1 for a summary.

The design shear force is then given by (ACI 21.5.4.1, IBC 1905.1.2):

$$V_u = \max \{V_{e1}, V_{e2}\} \quad (\text{ACI 21.5.4.1, Fig R21.5.4})$$

$$V_{e1} = V_{p1} + V_{D+L} \quad (\text{ACI 21.5.4.1, Fig R21.5.4})$$

$$V_{e2} = V_{p2} + V_{D+L} \quad (\text{ACI 21.5.4.1, Fig R21.5.4})$$

where V_p is the capacity shear force obtained by applying the calculated maximum probable ultimate moment capacities at the two ends of the beams acting in two opposite directions. Therefore, V_p is the maximum of V_{p1} and V_{p2} , where

$$V_{p1} = \frac{M_I^- + M_J^+}{L}, \text{ and}$$

$$V_{p2} = \frac{M_I^+ + M_J^-}{L}, \text{ where}$$

M_I^- = Moment capacity at end I, with top steel in tension, using a steel yield stress value of $\alpha_f f_y$ and no reduction factors ($\phi = 1.0$).

M_J^+ = Moment capacity at end J, with bottom steel in tension, using a steel yield stress value of $\alpha_f f_y$ and no reduction factors ($\phi = 1.0$).

M_I^+ = Moment capacity at end I, with bottom steel in tension, using a steel yield stress value of $\alpha_f f_y$ and no reduction factors ($\phi = 1.0$).

M_J^- = Moment capacity at end J, with top steel in tension, using a steel yield stress value of αf_y and no reduction factors ($\phi = 1.0$).

L = Clear span of beam.

The moment strengths are determined using a strength reduction factor of 1.0 and the reinforcing steel stress equal to αf_y , where α is equal to 1.25 (ACI 2.1, R21.5.4.1). If the reinforcement area has not been overwritten for ductile beams, the value of the reinforcing area envelope is calculated after completing the flexural design of the beam for all the design load combinations. Then this enveloping reinforcing area is used in calculating the moment capacity of the beam. If the reinforcing area has been overwritten for ductile beams, this area is used in calculating the moment capacity of the beam. If the beam section is a variable cross-section, the cross-sections at the two ends are used along with the user-specified reinforcing or the envelope of reinforcing, as appropriate. If the user overwrites the major direction length factor, the full span length is used. However, if the length factor is not overwritten, the clear length will be used. In the latter case, the maximum of the negative and positive moment capacities will be used for both the negative and positive moment capacities in determining the capacity shear.

V_{D+L} is the contribution of shear force from the in-span distribution of gravity loads with the assumption that the ends are simply supported.

- For Intermediate Moment Frames, the shear capacity of the beam also is checked for the capacity shear based on the nominal moment capacities at the ends along with the factored gravity loads, in addition to the check required for Ordinary moment resisting frames. The design shear force in beams is taken to be the minimum of that based on the nominal moment capacity and modified factored shear force.

$$V_u = \min \{ V_e, V_{ef} \} \geq V_{u, \text{factored}} \quad (\text{ACI 21.3.3, R21.3, IBC 1905.1.2})$$

where, V_e is the capacity shear force in the beam determined from the nominal moment capacities of the beam (ACI 21.3.3a). The calculation of V_e is the same as that described for Special Moment Frames, except that in determining the flexural strength of the beam, nominal moment capacities are used. In that case, ϕ is taken as 1.0 as before, but α is taken as 1.0 rather than 1.25 (ACI 21.3.3.1(a), Fig. R 21.3.3).

V_{ef} is the shear force in the beam obtained from the modified design load combinations. In that case, the factored design forces (P_u , V_u , M_u) are based on the specified design loads, except that the earthquake factors are doubled (ACI 21.3.3b). In no case is the beam designed for a shear force less than the original factored shear force.

The computation of the design shear force in a beam of an Intermediate Moment Frame is the same as described for columns earlier in this chapter. See Table 3-1 for a summary.

3.5.2.2 Determine Concrete Shear Capacity

The allowable concrete shear capacity is given by

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd, \text{ where} \quad (\text{ACI 11.2.1.1, Eqn. 11-3})$$

for Special Moment Frame design, if the factored axial compressive force, P_u , including the earthquake effect, is less than $f'_c A_g/20$, if the shear force contribution from earthquake, V_E , is more than half of the total maximum shear force over the length of the member V_u (i.e., $V_E \geq 0.5 V_u$), and if the station is within a distance l_o from the face of the joint, the concrete capacity V_c is taken as zero (ACI 21.5.4.2). The length l_o is taken as $2d$ from the face of the support (ACI 21.5.4.2, 21.5.3.1).

3.5.2.3 Determine Required Shear Reinforcement

Given V_u and V_c the required shear reinforcement in area/unit length is calculated as follows:

- The shear force is limited to a maximum of

$$V_{\max} = V_c + (8\sqrt{f'_c})b_wd. \quad (\text{ACI 11.4.7.9})$$

- The required shear reinforcement per unit spacing, A_v/s , is calculated as follows:

$$\text{If } V_u \leq (V_c/2)\phi,$$

$$\frac{A_v}{s} = 0, \quad (\text{ACI 11.4.6.1})$$

else if $(V_c/2)\phi < V_u \leq \phi V_{\max}$,

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{ys} d}, \quad (\text{ACI 11.4.7.1, 11.4.7.2})$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \max \left(\frac{0.75 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w, \frac{50}{f_y} b_w \right) \quad (\text{ACI 11.4.6.3})$$

else if $V_u > \phi V_{\max}$,

a failure condition is declared. (ACI 11.4.7.9)

In the preceding equations, the strength reduction factor ϕ is taken as 0.75 for non-seismic cases (ACI 9.3.2.3), and as 0.6 for seismic cases (ACI 9.3.4.a). However, those values may be overwritten by the user if so desired.

If V_u exceeds the maximum permitted value of ϕV_{\max} , the concrete section should be increased in size (ACI 11.4.7.9).

Note that if torsion design is performed and torsion rebar is needed, the equation given in ACI 11.4.6.3 does not need to be satisfied independently. See the next section *Design Beam Torsion Reinforcement* for details.

The maximum of all of the calculated A_v/s values, obtained from each design load combination, is reported along with the controlling shear force and associated design load combination name.

The beam shear reinforcement requirements reported by the program are based purely on shear strength considerations. Any minimum stirrup requirements to satisfy spacing and volumetric consideration must be investigated independently of the program by the user.

3.5.3 Design Beam Torsion Reinforcement

The torsion reinforcement is designed for each design load combination at a user-defined number of stations along the beam span. The following steps are

TANQUE CONTACTO CLORO

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	3
NORMATIVIDAD APLICADA.	3
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.....	3
METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO.....	3
AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO	4
CARGAS MUERTAS.	4
CARGA VIVA.	4
CARGA DE SISMO.....	5
CARGA POR PRESIÓN DEL AGUA.	10
COMBINACIONES DE CARGAS.	11
VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS DEL TERRENO.....	12

Índice de imágenes.

Imagen 1-Carga viva aplicada sobre la tapa (kN/m ²).	5
Imagen 2-Asignación de cargas de sismo en dirección X.	8
Imagen 3-Asignación de cargas de sismo en dirección Y.	9
Imagen 4-Carga aplicada por presión del agua.....	10
Imagen 5-Carga aplicada por presión del agua.....	11

INTRODUCCIÓN

A continuación, se presentan las memorias de cálculo de la estructura del tanque de contacto de cloro, la estructura corresponde a un tanque en concreto reforzado con dimensiones 4.90x4.45m y una altura libre de 1.85m.

De acuerdo con el diseño hidráulico el tanque se ubicará sobre el nivel del terreno, es decir no estará sometido a presión de tierras.

NORMATIVIDAD APLICADA.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas se aplicó el código ACI-350-06.

Para el diseño y detallado de los elementos de concreto reforzado se aplicaron los requisitos del título C de la NSR-10.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

La resistencia a la compresión del concreto deberá ser mínimo $f'_c=28$ MPa.

El cemento usado en el concreto debe cumplir con las normas NTC 121.

Los agregados del concreto deben cumplir con las normas NTC 174, el tamaño máximo del agregado debe ser 3/4".

El acero de refuerzo deber ser corrugado que cumpla con las normas NTC 2289 con resistencia a la fluencia $f_y=420$ MPa.

METODO DE DISEÑO Y SOFTWARE UTILIZADO

Para el análisis del tanque se utilizó el software Etabs 2013, en el cual mediante elementos tipo membrana (Shell) se generó la geometría del tanque, se asignaron cargas muertas, vivas y sismo uniformemente distribuidas a cada membrana, el peso propio de la estructura es calculada por el software en función de la densidad

de los materiales que conforman los elementos, una vez realizado el análisis del tanque se extraen los valores máximos de fuerzas cortantes y momentos flectores y con estos valores se procede a diseñar los muros y losa del tanque.

El método de diseño utilizado es el de la resistencia última.

AVALUO DE CARGAS Y CARGAS APLICADAS AL MODELO

CARGAS MUERTAS.

La carga muerta por peso propio de la estructura es calculada por el software. No hay cargas muertas adicionales sobre la tapa del tanque.

CARGA VIVA.

Teniendo en cuenta que la tapa del tanque no va tener ningún uso adicional al de ser la cubierta del tanque se asigna una carga viva de 150kg/m^2 que se considera suficiente para soportar las cargas por mantenimiento que pueda haber sobre el tanque.

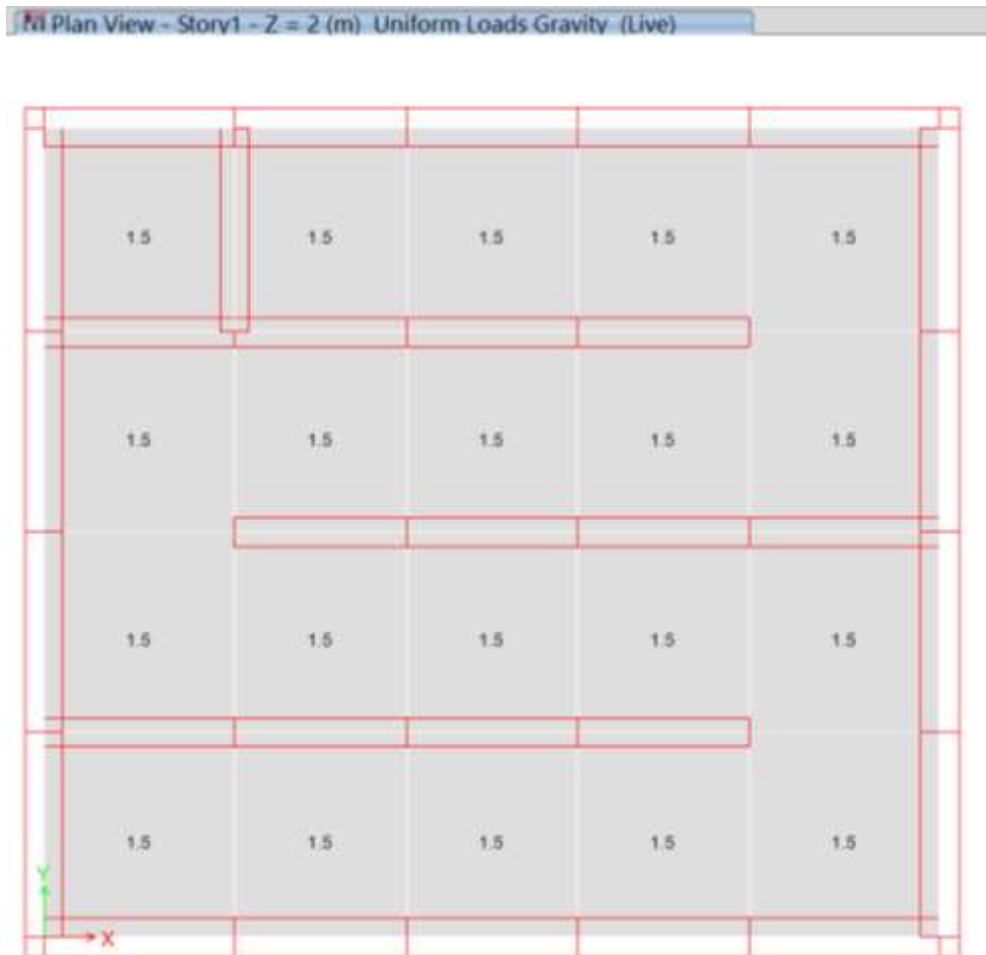


IMAGEN 1-CARGA VIVA APLICADA SOBRE LA TAPA (kN/m²).

CARGA DE SISMO.

El cálculo de las fuerzas sísmicas se realizó aplicando los requisitos del código ACI 350-06.

Perfil de suelo D

Aa=	0.25
Av=	0.2
Fa=	1.3
Fv=	2
Grupo de importancia I=	1.25
Coeficiente de disipación de energía R=	2
Resistencia del concreto f'c=	28.00MPa
Módulo de elasticidad Ec=	24870MPa
Espesor tapa del tanque=	0.15m

Espesor de los muros=	0.20m
Altura libre del tanque=	1.85m
Lado largo libre del tanque=	4.50m
Lado corto libre del tanque=	4.05m
Peso del contenido del tanque=	337.2kN
Peso de la tapa del tanque=	78.5kN
Peso de muros del tanque=	168.3kN
Peso total=	583.9kN

ANALISIS LADO LARGO

Relación lado sobre altura L/HI=	2.432	
Relación W_i/W_L (de tablas)=	0.461	
Relación W_c/W_L (de tablas)=	0.642	
Relación h_i/H_L (de tablas)=	0.375	
Relación h_c/H_L (de tablas)=	0.870	
h_i =	0.69m	
h_c =	1.61m	
Porción de masa impulsiva W_i =	155.4kN	
Porción de masa convectiva W_c =	216.5kN	
h =	0.8817m	
Rigidez k =	72576.2N/m	
Periodo componente impulsiva T_i =	0.4722Seg	
λ =	5.22	
Periodo componente convectiva T_c =	2.55Seg	
Aceleración componente impulsiva=	1.02	
Aceleración componente convectiva=	0.29	
Cortante basal reducido componente impulsiva V_i =	204.2kN	
Cortante basal reducido componente convectiva V_c =	31.8kN	
Cortante basal total V_s =	206.7kN	
Momento de volcamiento componente impulsiva=	180kN*m	
Momento de volcamiento componente convectiva=	51kN*m	
Momento total de volcamiento=	187kN*m	
Factor de seguridad al deslizamiento=	2.27	OK
Factor de seguridad al volcamiento=	6.32	OK
Peso de muros=	88.6kN	
Fuerza inercial=	45.0kN	
Fuerza impulsiva=	78.9kN	
Fuerza compulsiva=	31.8kN	
Presión impulsiva inferior=	8.3kN/m ²	
Presión impulsiva superior=	1.2kN/m ²	
Presión convectiva inferior=	-2.3kN/m ²	
Presión convectiva superior=	6.1kN/m ²	
Presión por fuerza de inercia=	2.4kN/m ²	

ANALISIS LADO CORTO

Relación lado sobre altura $L/HI=$	2.189	
Relación W_i/WL (de tablas)=	0.504	
Relación W_c/WL (de tablas)=	0.578	
Relación h_i/HL (de tablas)=	0.375	
Relación h_c/HL (de tablas)=	0.856	
$h_i=$	0.69m	
$h_c=$	1.58m	
Porción de masa impulsiva $W_i=$	170.0kN	
Porción de masa convectiva $W_c=$	194.9kN	
$h=$	0.88m	
Rigidez $k=$	74227.3N/m	
Periodo componente impulsiva $T_i=$	0.475Seg	
$\lambda=$	5.32	
Periodo componente convectiva $T_c=$	2.38Seg	
Aceleración componente impulsiva=	1.02	
Aceleración componente convectiva=	0.32	
Cortante basal reducido componente impulsiva $V_i=$	211.6kN	
Cortante basal reducido componente convectiva $V_c=$	30.7kN	
Cortante basal total $V_s=$	213.9kN	
Momento de volcamiento componente impulsiva=	185kN*m	
Momento de volcamiento componente convectiva=	49kN*m	
Momento total de volcamiento=	191kN*m	
Factor de seguridad al deslizamiento=	2.20	OK
Factor de seguridad al volcamiento=	6.86	OK
Peso de muros=	79.7kN	
Fuerza inercial=	40.5kN	
Fuerza impulsiva=	86.3kN	
Fuerza compulsiva=	30.7kN	
Presión impulsiva inferior=	10.1kN	
Presión impulsiva superior=	1.4kN	
Presión convectiva inferior=	-2.3kN	
Presión convectiva superior=	6.4kN	
Presión por fuerza de inercia=	2.4kN/m ²	

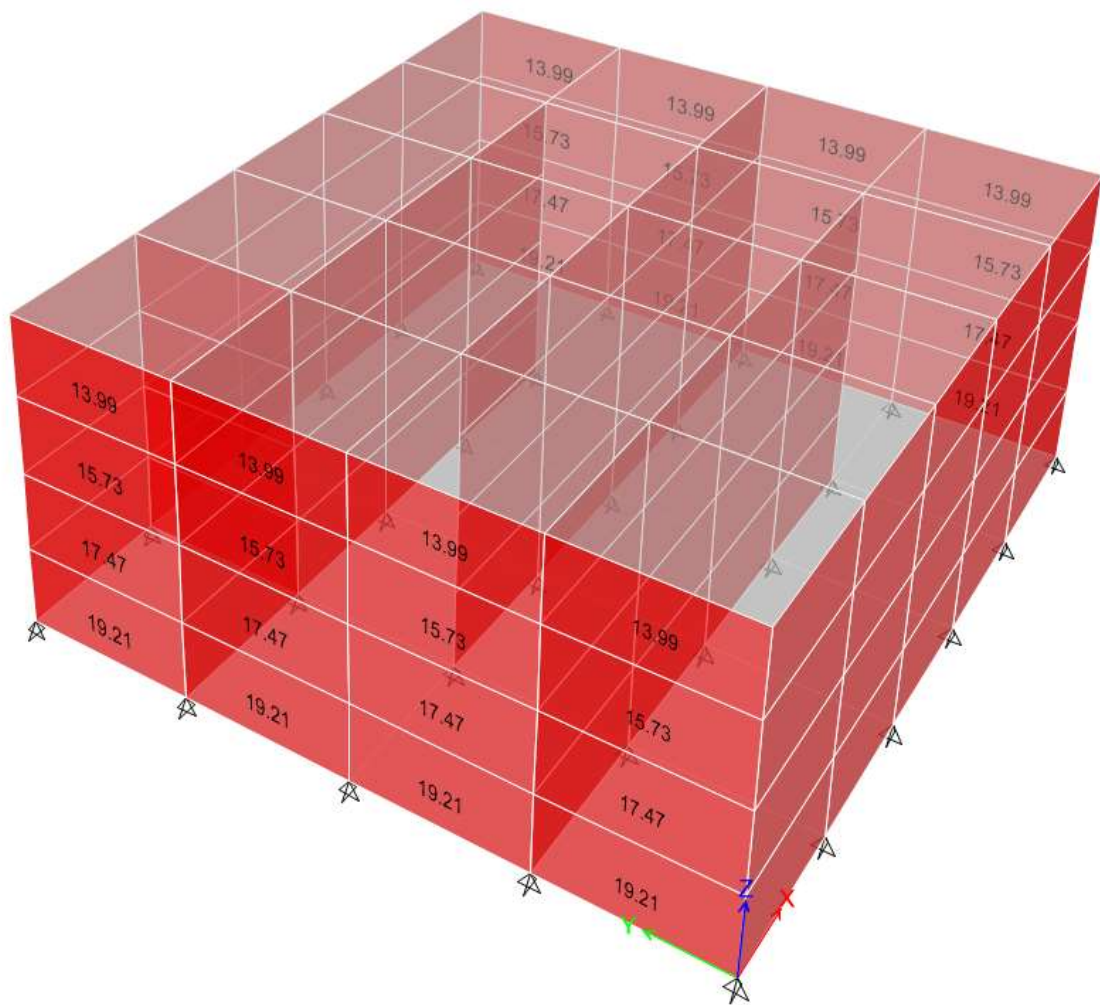


IMAGEN 2-ASIGNACIÓN DE CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN X.

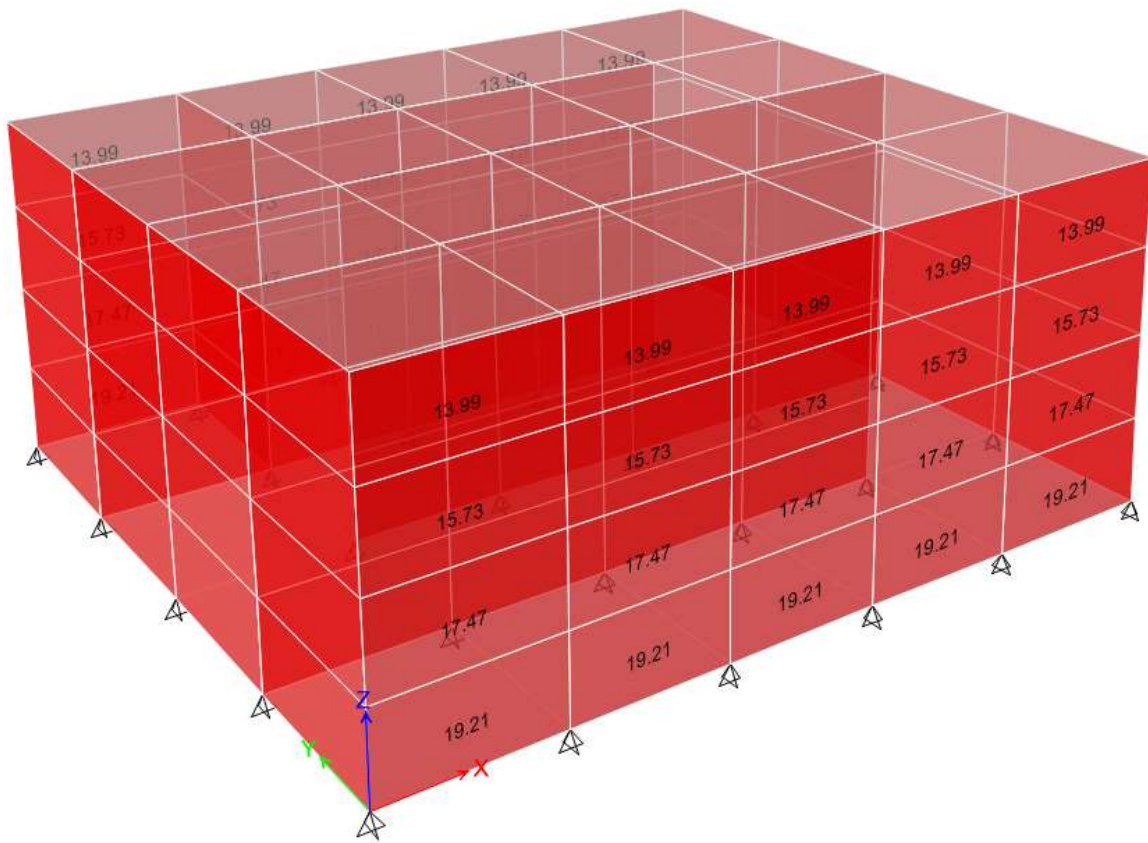


IMAGEN 3-ASIGNACIÓN DE CARGAS DE SISMO EN DIRECCIÓN Y.

CARGA POR PRESIÓN DEL AGUA.

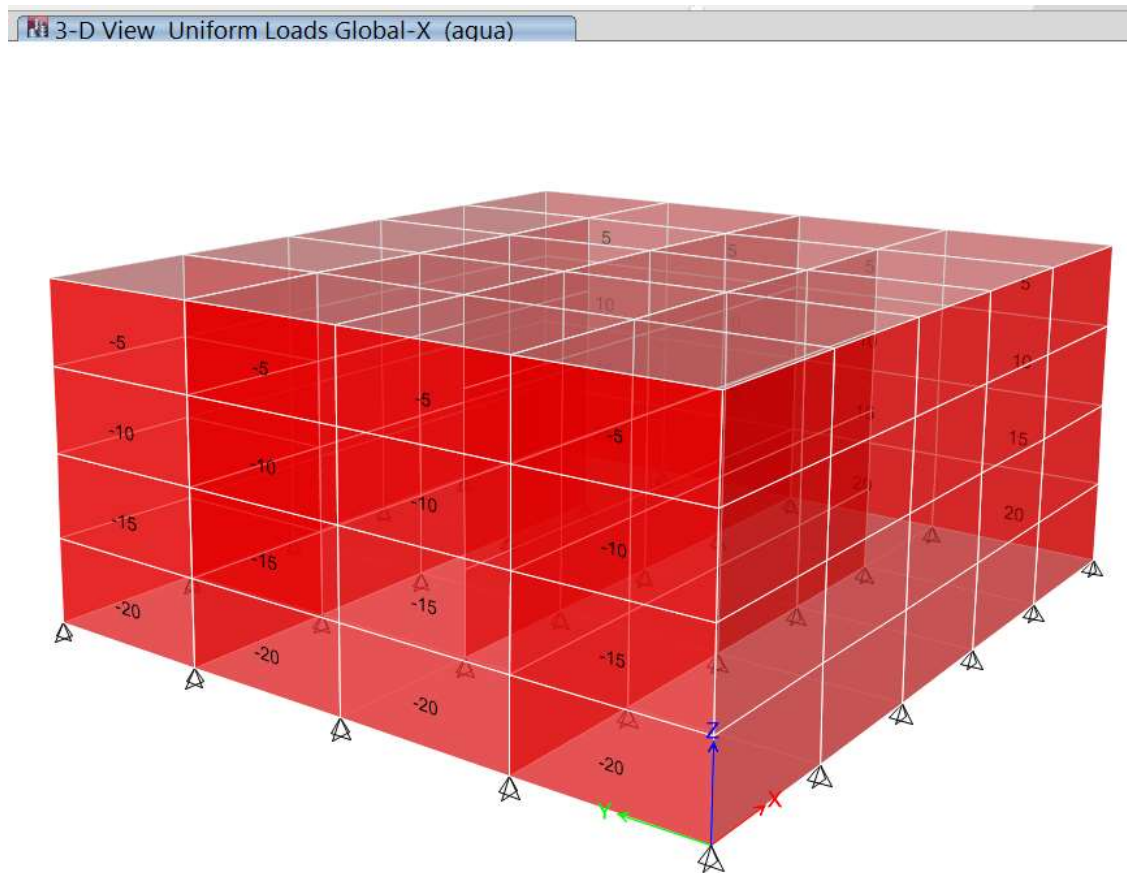


IMAGEN 4-CARGA APLICADA POR PRESIÓN DEL AGUA.

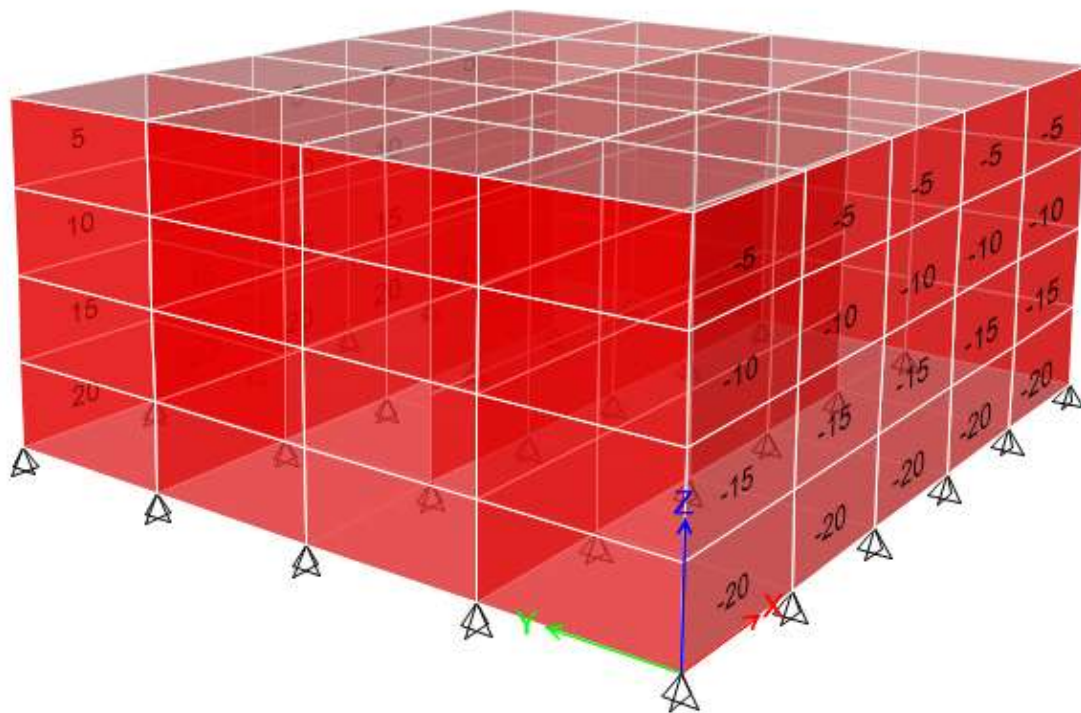


IMAGEN 5-CARGA APLICADA POR PRESIÓN DEL AGUA.

COMBINACIONES DE CARGAS.

DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA.

Para el diseño los elementos del tanque se utilizan las siguientes combinaciones de carga. Se utiliza un coeficiente de durabilidad ambiental $S_d=1.50$.

- Comb1=2.1D+2.1F.
- Comb2=1.8D+1.8F+2.4L.
- Comb3=1.2D+1.0L+1.0SX.
- Comb4=1.2D+1.0L-1.0SX.
- Comb5=1.2D+1.0L+1.0SY.
- Comb6=1.2D+1.0L-1.0SY.
- Comb7=0.9D+1.0SX.
- Comb8=0.9D-1.0SX.
- Comb9=0.9D+1.0SY.
- Comb10=0.9D-1.0SY.

VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS DEL TERRENO.

Peso total por carga muerta=45.18tonf.

Peso total por carga viva=3.05tonf.

Peso total por peso del agua=36.96tonf

Sobrecarga por efecto sísmico=12tonf

Carga vertical total=100.19tonf

Area de contacto=21.80m²

Esfuerzo sobre el terreno=4.59tonf/m²

Se observa que los esfuerzos sobre el terreno son pequeños y que un suelo de capacidad de carga baja soporta adecuadamente dichos esfuerzos.