
ANEXO 2.4

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE SALIDAS DE EMERGENCIA

Contenido

1. OBJETIVO Y CONTENIDO	4
2. Antecedentes	4
3. CÁLCULOS ESTRUCTURALES.....	5
3.1 Modelo estructural.....	5
3.1.1 Modelo estructural de elemento finito.....	6
3.1.2 Consideración de anillos colindantes	9
3.1.3 Simulación de las juntas longitudinales	9
3.1.4 Modelo geotécnico de elementos finitos	11
4. REVISIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE ELEMENTO FINITO	12
4.1 Revisión de armado de dovelas por flexocompresión a Largo Plazo	12
4.2 Revisión por cortante	21

1. OBJETIVO Y CONTENIDO

El objetivo de informe es presentar la revisión del túnel de dovelas de concreto reforzado, en su conexión con las salidas de emergencia.

Las salidas de emergencia a estudiar en la presente memoria corresponden a las ubicadas en Balboa en el intertramo Ermita-Eje Central y Vertiz en el intertramo Eje Central-Parque de los Venados.

2. Antecedentes

En la construcción del tramo subterráneo de la Línea 12 del metro, cuando se tienen distancias mayores a 750 m entre estaciones se requiere una salida de emergencia. Existen cuatro, dos en el intertramo Mexicaltzingo-Ermita, una en el intrertramo Ermita-Eje Central y otra en el intertramo Eje Central-Parque de los Venados. En la memoria PMDF-11-EST-612000-III-0050-06950-M-00 del proyecto ejecutivo, se presentó el análisis y diseño de la conexión entre el túnel y las salidas de emergencia.

El diseño consideró la siguiente configuración de la conexión:

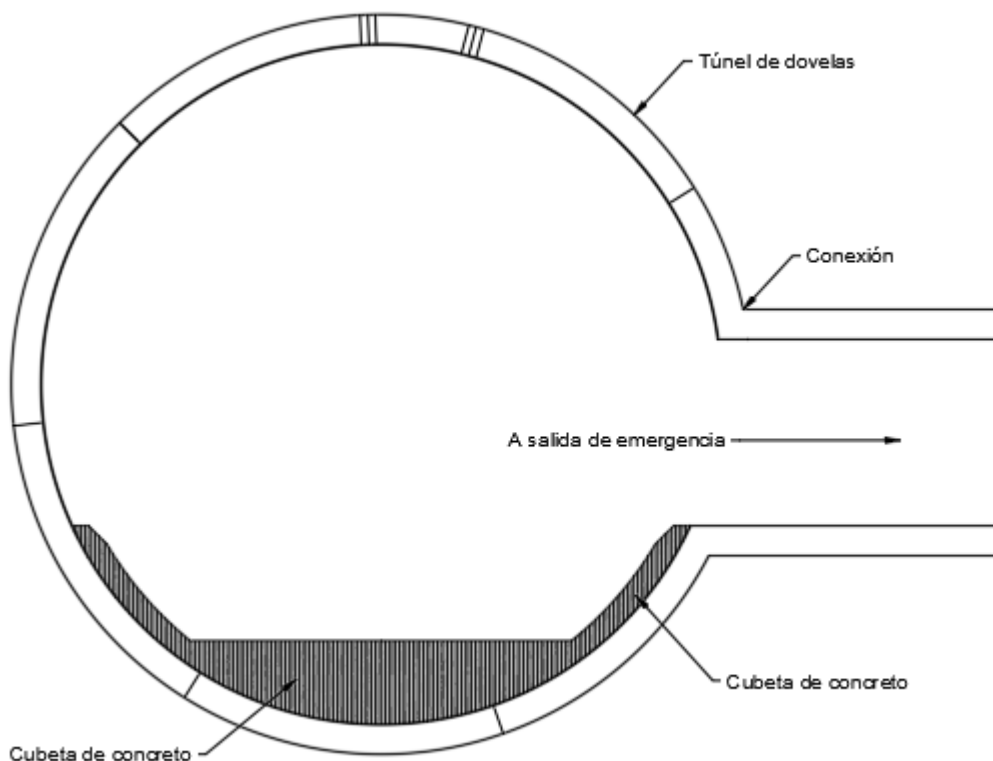


Figura 1. Corte esquemático de conexión entre túnel de dovelas y salida de emergencia

De acuerdo con el larguillo de secciones del tramo subterráneo (Anexo 2.2), la sección de la Figura 1 de las salidas de emergencia en los intertramos Ermita-Eje Central y Eje Central-Parque de los Venados, es la siguiente:

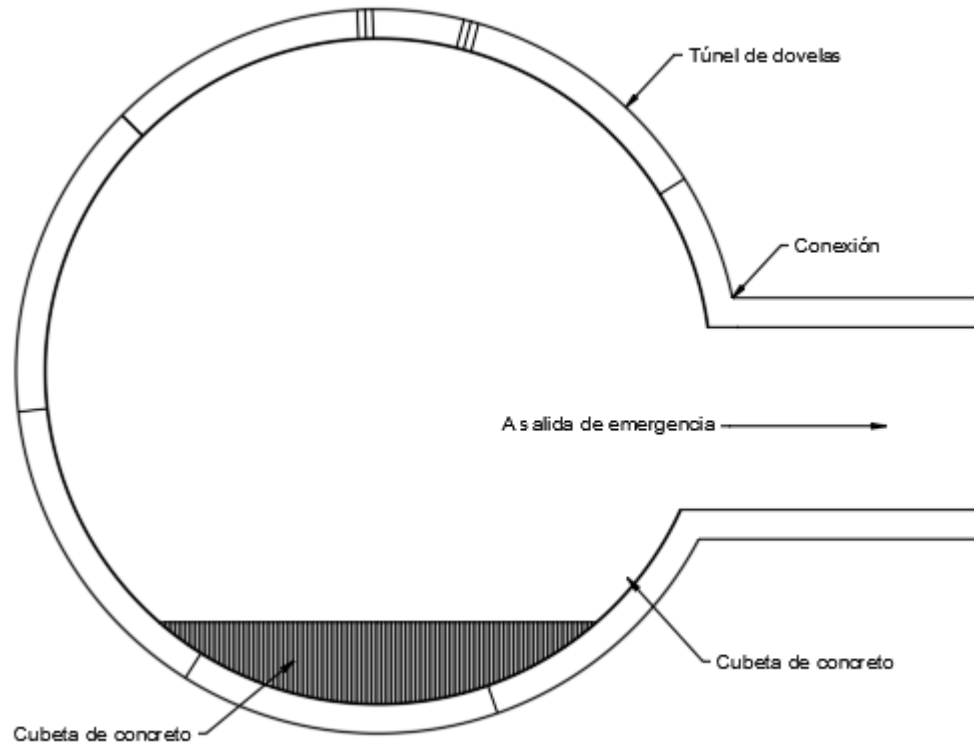


Figura 2. Corte esquemático de conexión entre túnel de dovelas y salida de emergencia en Balboa y Vértiz

Se observa de la Figura 2 que el diseño considerado no aplica para las salidas de emergencia de Balboa y Vértiz, por lo que se realizará una revisión al diseño.

3. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

3.1 Modelo estructural

El objeto del cálculo estructural es realizar el análisis de los siguientes aspectos:

- Diagramas de elementos mecánicos
- Deformada del anillo de dovelas
- Interacción con el terreno

- Acoplamiento entre anillos
- Rotación de las juntas longitudinales
- Dimensionamiento del armado

Para la revisión estructural del anillo de dovelas en la zona de la abertura debida a la conexión con la salida de emergencia, se emplea un modelo de elemento finito que simula la interacción entre suelo y la estructura, la interacción entre anillos colindantes y la rigidez del giro de las juntas longitudinales del anillo.

El modelo de cálculo se desarrolla en base a las Recomendaciones para el cálculo de túneles en suelos blandos, desarrollado en Europa. Dichas recomendaciones quedan avaladas por las experiencias y aplicaciones prácticas ejecutadas hasta la fecha.

Dado que las deformaciones que se esperan del anillo de dovelas no son despreciables, tampoco será despreciable la no linealidad introducida por estas deformaciones. Por este motivo, la obtención de los elementos mecánicos mediante el modelo de elemento finito se realiza considerando teoría de segundo orden. Mediante la consideración de la teoría de segundo orden, se cubren los casos de inestabilidad del anillo.

Es importante notar que la deformada del anillo de dovelas, viene controlada por un lado por las características geotécnicas (coeficiente de empuje al reposo K_0 y módulo de deformación del terreno, cargas del terreno y agua), y por el otro la rigidez de las juntas longitudinales.

Para el cálculo estructural del anillo de dovelas se empleará un modelo de elemento finito que simula la interacción entre el suelo y la estructura, la interacción entre anillos consecutivos y la rigidez del giro de las juntas longitudinales del anillo.

3.1.1 Modelo estructural de elemento finito

Para el diseño de la conexión del túnel con las salidas de emergencia, se consideró lo siguiente: el revestimiento del túnel consiste en dovelas de concreto armado y una base de concreto con una altura de 1.10 m, de manera que el túnel estará formado por un sistema de anillos articulados acoplados entre sí y confinados por el terreno circundante. La simulación del anillo de dovelas con la abertura se realizará mediante un modelo de elemento finito. La Figura 3 y Figura 4 muestra el modelo empleado:

Se hizo la consideración que, en la zona de la base de concreto, los anillos de dovelas y ésta trabajan acoplados.

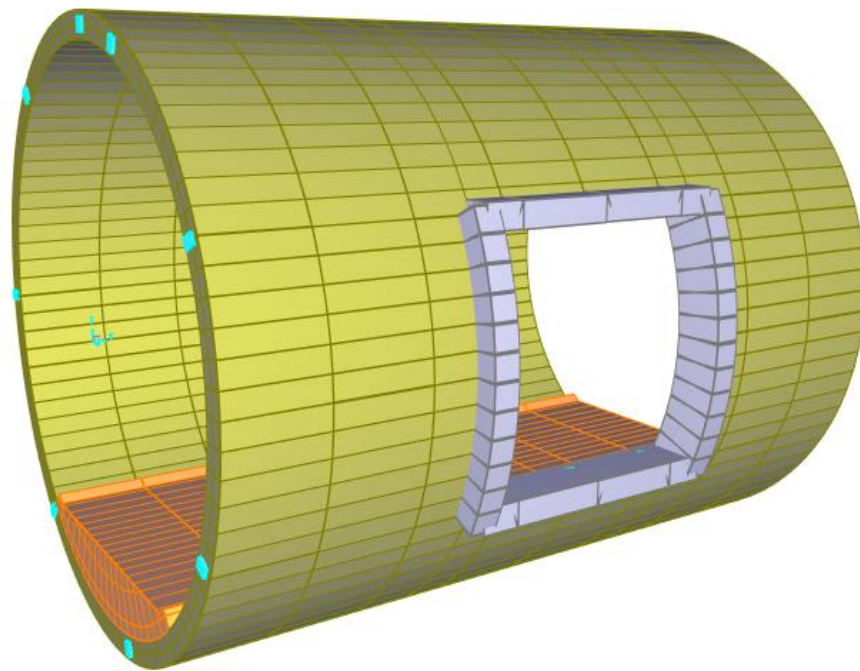


Figura 3. Modelo extruido con la presencia de cubeta.

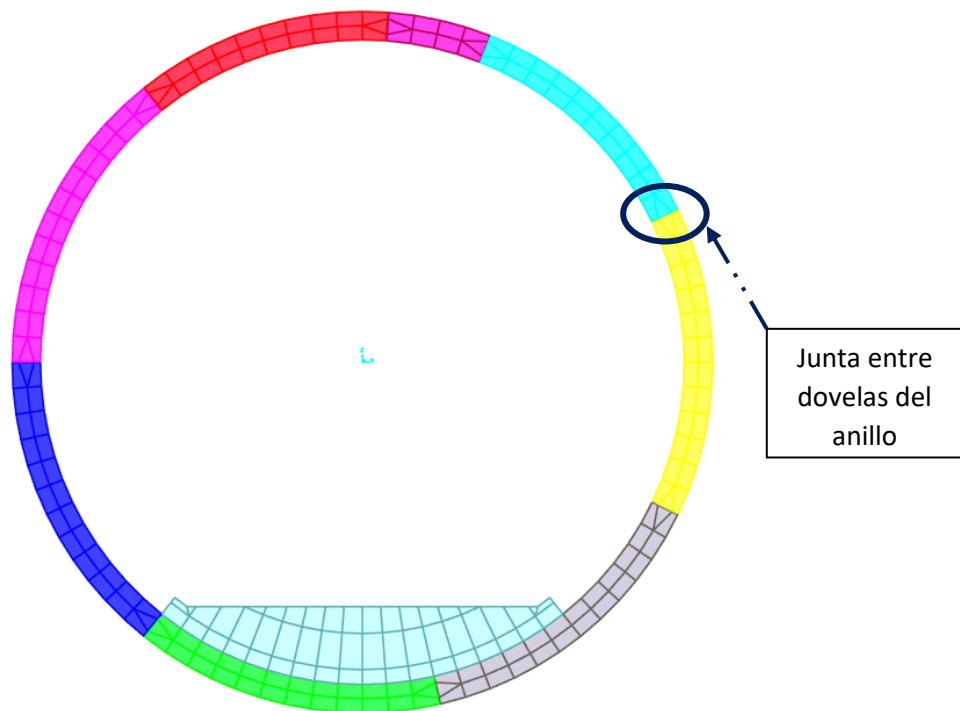


Figura 4. Modelo de barras empleado

El modelo contempla la interacción entre anillos contiguos.

Las cargas que se aplican al modelo estructural provienen del análisis realizado con el programa PLAXIS. Dado que en dicho programa se trabaja con un modelo de anillo simplificado monolítico y sin interacción entre anillos, para el cálculo de los esfuerzos con PLAXIS se trabaja con un anillo en el que se presenta una rigidez "EI" reducida para simular el comportamiento más flexible del anillo debido a la presencia de juntas longitudinales. La determinación de la magnitud de reducción de la rigidez "EI" se realiza mediante un proceso de calibración iterativo de la deformación del anillo entre el programa de elementos finitos (PLAXIS) y un modelo estructural de barras (SAP2000).

En el modelo se consideraron elementos tipo Link (radiales) que son empleados como apoyos flexibles para dar estabilidad al modelo en el medio elástico, que en general siempre maneja valores bajos de rigidez (ésta depende del nivel del estado de esfuerzos aplicado, resultandos menores siempre las reacciones en estos elementos, comparados con los elementos mecánicos).

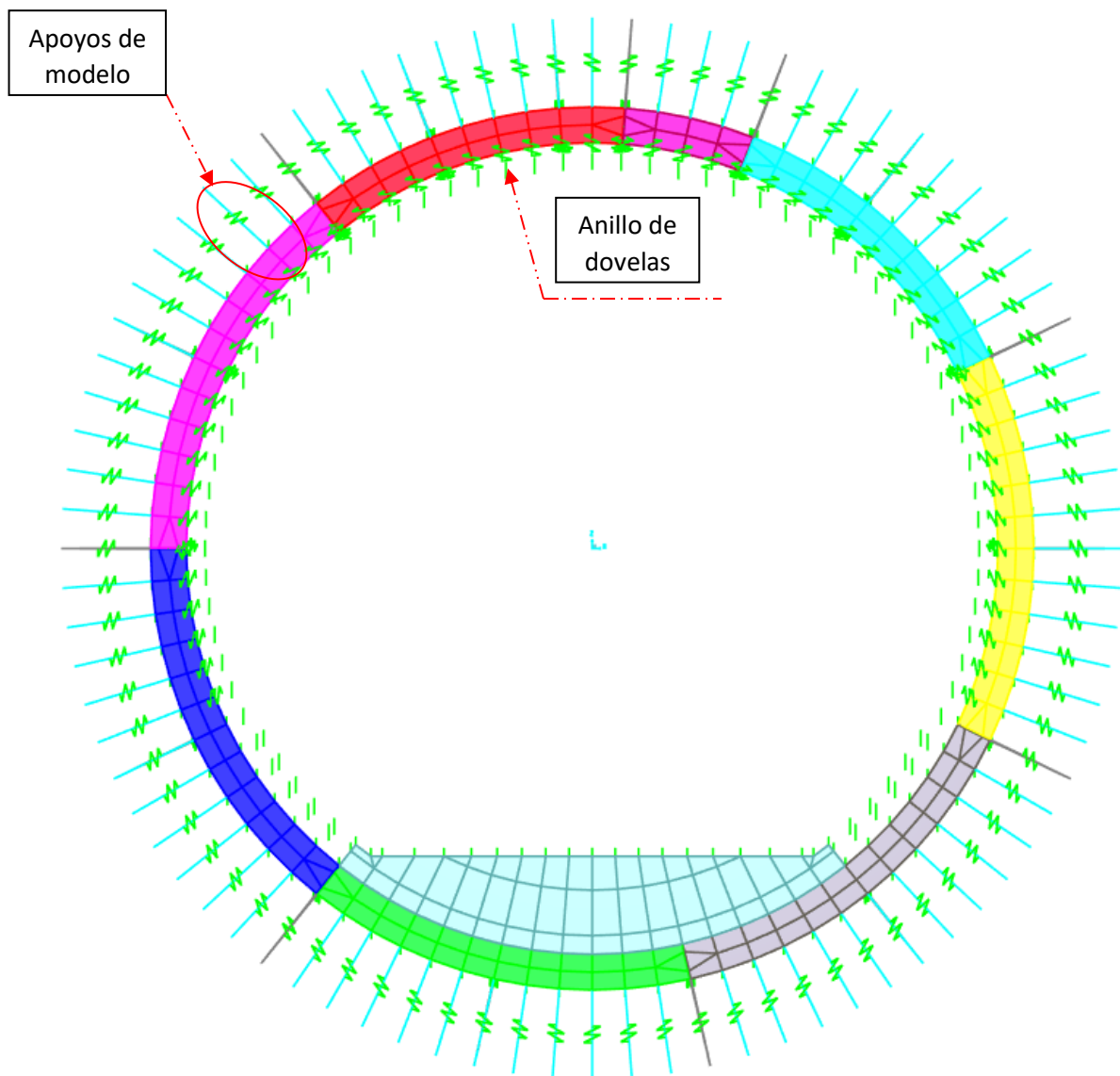


Figura 5. Modelo de elemento finito

3.1.2 Consideración de anillos colindantes

Los anillos de dovelas no trabajan de forma independiente, sino que cada anillo está acoplado, bien por fricción y/o por sistemas de acoplamiento mecánicos con los anillos colindantes. Esto introduce en el anillo una rigidez adicional. Esta rigidez adicional aportada por el acoplamiento con los anillos consecutivos debe considerarse, pues supone un aumento de los momentos flectores en el anillo. El no considerar el acoplamiento entre anillos estaría del lado de la inseguridad desde el punto de vista del cálculo de elementos mecánicos.

La deformación de los resortes y la fuerza que transmiten a la estructura se rigen por una ley lineal, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F = K \Delta\delta$$

Donde:

F Fuerza de acoplamiento, kN

K Rigidez del resorte, kN/mm

$\Delta\delta$ Desplazamiento entre anillos, mm

Tal como se ha comentado más arriba, el acoplamiento entre anillos está garantizado por la fricción y por los elementos de acoplamiento. La rigidez K del resorte depende precisamente de la fricción y de los elementos de acoplamiento considerados.

El acoplamiento entre anillos funciona inicialmente por fricción en sus juntas transversales. Una vez se supera la fricción y que existe un desplazamiento relativo entre anillos, empiezan a trabajar los sistemas mecánicos de acoplamiento entre anillos. En este caso, el sistema de machihembrado. El acoplamiento estará por lo tanto garantizado por la fricción entre anillos y por los machimbres.

3.1.3 Simulación de las juntas longitudinales

Las juntas longitudinales actúan como articulaciones con una rigidez al giro, es decir permiten un cierto giro de la junta, pero también transmiten momento flector debido a la excentricidad. A medida que el anillo se deforma y las juntas longitudinales giran, se introduce una excentricidad mayor en la transmisión de la fuerza axial (N) en el anillo. De esta manera con el aumento del giro, o lo que es lo mismo, con el aumento de excentricidad, se aumenta el momento transmitido, pero se reduce la superficie de contacto para la transmisión de la fuerza axial. Esto supone un aumento de los esfuerzos en el concreto cuya capacidad de resistencia a compresión debe ser comprobada. Esta es una sollicitación que condiciona en gran manera la resistencia del concreto a adoptar.

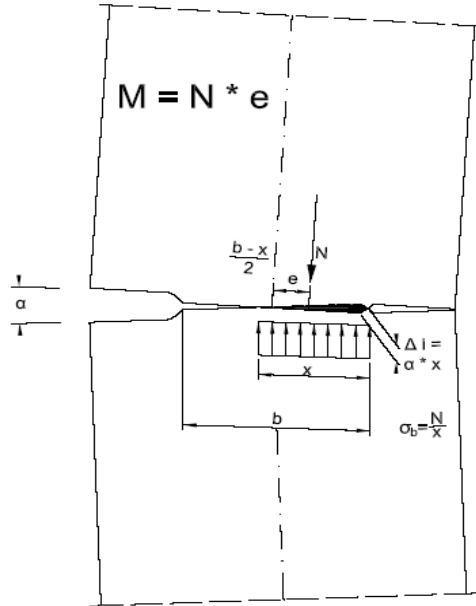


Figura 6. Rotación y transmisión de esfuerzos en la junta longitudinal

El giro y el momento flector que transmite la junta es función de la geometría de la junta, de la rigidez del concreto y también de los elementos mecánicos actuantes (Figura 6).

Con base a ensayos se ha determinado según Janßen que la relación entre el momento flector transmitido y la rotación en la junta es bilineal tal como se muestra en la Figura 7.

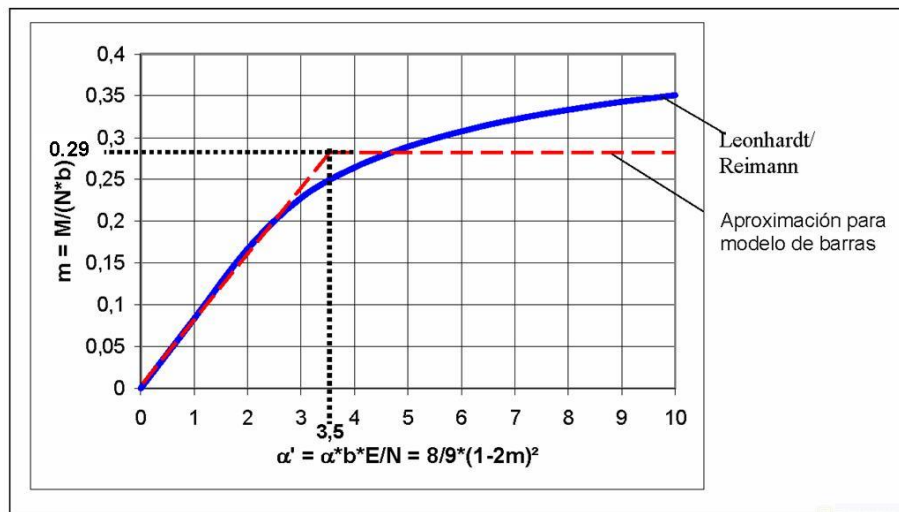


Figura 7. Variación de la rigidez al giro de las articulaciones de las juntas longitudinales según Janßen

El diagrama presenta la primera rama lineal, en la cual la junta transmite un momento proporcional al giro de esta. No obstante, a partir de un cierto momento flector la junta plastifica.

Del diagrama se obtienen las siguientes relaciones:

$$\text{Momento plástico} \quad M_{\text{plast.}} = 0.29 \cdot N \cdot b \cdot L \quad [\text{kNm}]$$

$$\text{Giro al inicio de la plastificación} \quad \alpha_{\text{plast.}} = 3.5 \cdot N / (b \cdot E) \quad [\text{rad}]$$

$$\begin{aligned} \text{Rigidez al giro a corto plazo} \quad C_{\alpha} &= M_{\text{plast.}} / \alpha_{\text{plast.}} = 0.29 \cdot N \cdot b^2 \cdot L \cdot E / (3.5 \cdot N) = \\ &= 0.0829 \cdot b^2 \cdot L \cdot E \quad [\text{kN/rad}] \end{aligned}$$

Reducción de la rigidez al giro a largo plazo: 50%.

Donde:

N Fuerza axial actuante en la junta [KN]

b Espesor de la superficie de contacto de concreto en la junta longitudinal [m]

L Longitud de un anillo [m]

E Módulo de deformación del concreto [KPa]

Por lo tanto, tanto el momento transmitido como el giro de la junta, dependen no únicamente de la geometría de la superficie de contacto y de la rigidez del concreto, sino también de la fuerza axial actuante en el anillo. Consecuentemente, el cálculo estructural consiste en un proceso interactivo para ajustar la rigidez de la junta a la fuerza axial actuante.

Tal como se deduce de estas expresiones, el giro máximo admisible en la junta dependerá de las fuerzas axiales actuantes y de la clase de concreto.

3.1.4 Modelo geotécnico de elementos finitos

La interacción suelo-estructura en las arcillas blandas con altos contenidos de agua y sometidas a los fenómenos de consolidación regional es compleja. Por ello dicha interacción no se ha calculado con métodos analíticos simplificados, sino mediante la simulación con un modelo continuo de elementos finitos. El cálculo geotécnico con elementos finitos se realiza mediante el software PLAXIS 2D.

De este modelo se obtienen los esfuerzos radiales y tangenciales que actúan sobre el revestimiento de dovelas. En este modelo el revestimiento de dovelas se simula con juntas longitudinales y su comportamiento elasto-plástico al giro.

Los esfuerzos radiales y tangenciales obtenidos se aplican entonces sobre el modelo estructural de barras descrito anteriormente. Este modelo estructural sí considera la interacción entre anillos. En este caso, el modelo estructural de barras (con el que se calibra el modelo geotécnico) no trabaja con los resortes que simulan la interacción con el terreno, puesto que esta interacción ya está incluida en los esfuerzos obtenidos con el programa PLAXIS.

Del modelo de elemento finito geotécnico se obtuvieron las cargas que se aplicaron en el modelo de elemento finito estructural.

4. REVISIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE ELEMENTO FINITO

4.1 Revisión de armado de dovelas por flexocompresión a Largo Plazo

Debido a la abertura de la salida de emergencia se revisó que el armado de las dovelas fuera el adecuado para resistir los elementos mecánicos a los que será sometido el anillo de dovelas a largo plazo. También es importante señalar que se consideró que la cubeta sí está acoplada con el anillo de dovelas.

En la Figura 8 y Figura 9 se presentan los diagramas de esfuerzos en las dovelas para el caso de anillos adyacentes a la abertura y en la abertura misma, respectivamente.

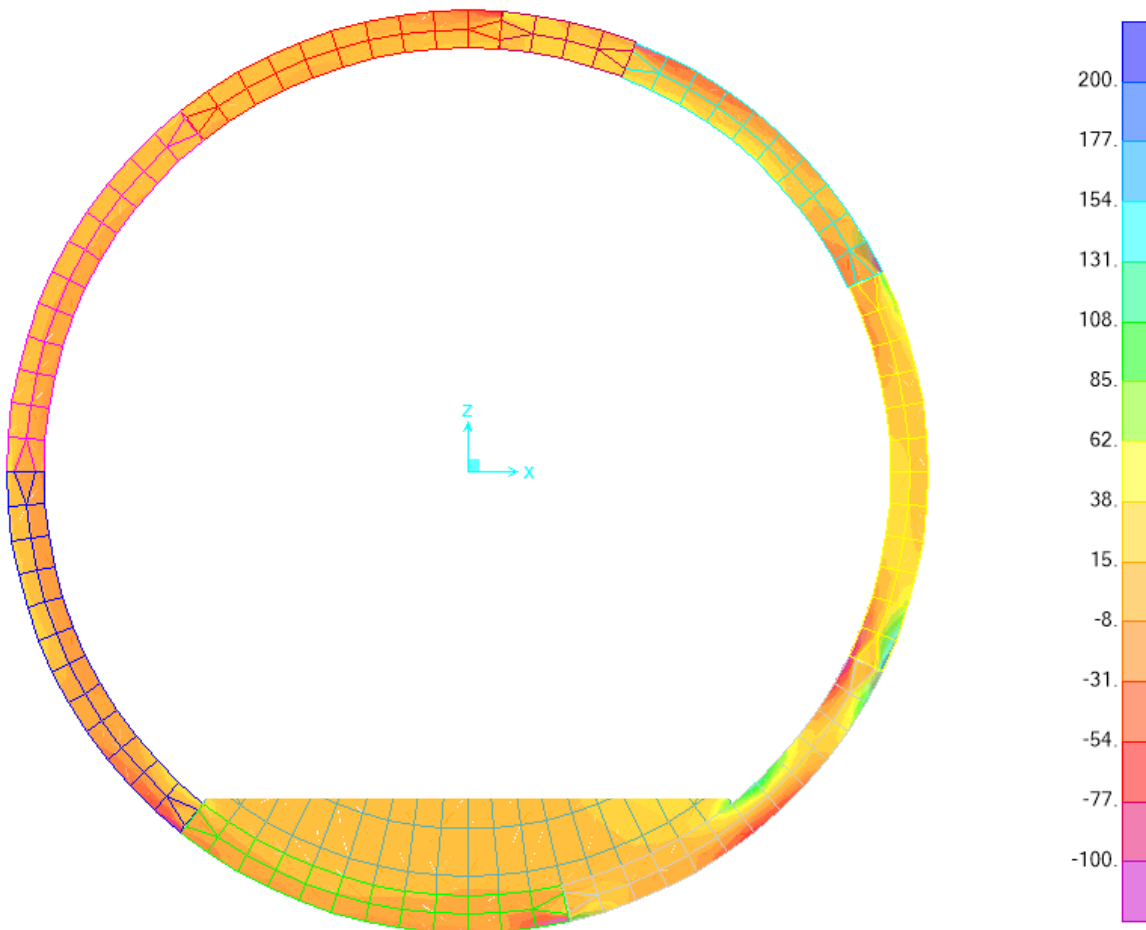


Figura 8. Esfuerzos en anillo adyacente a la abertura, condición a largo plazo [t/m²/m]

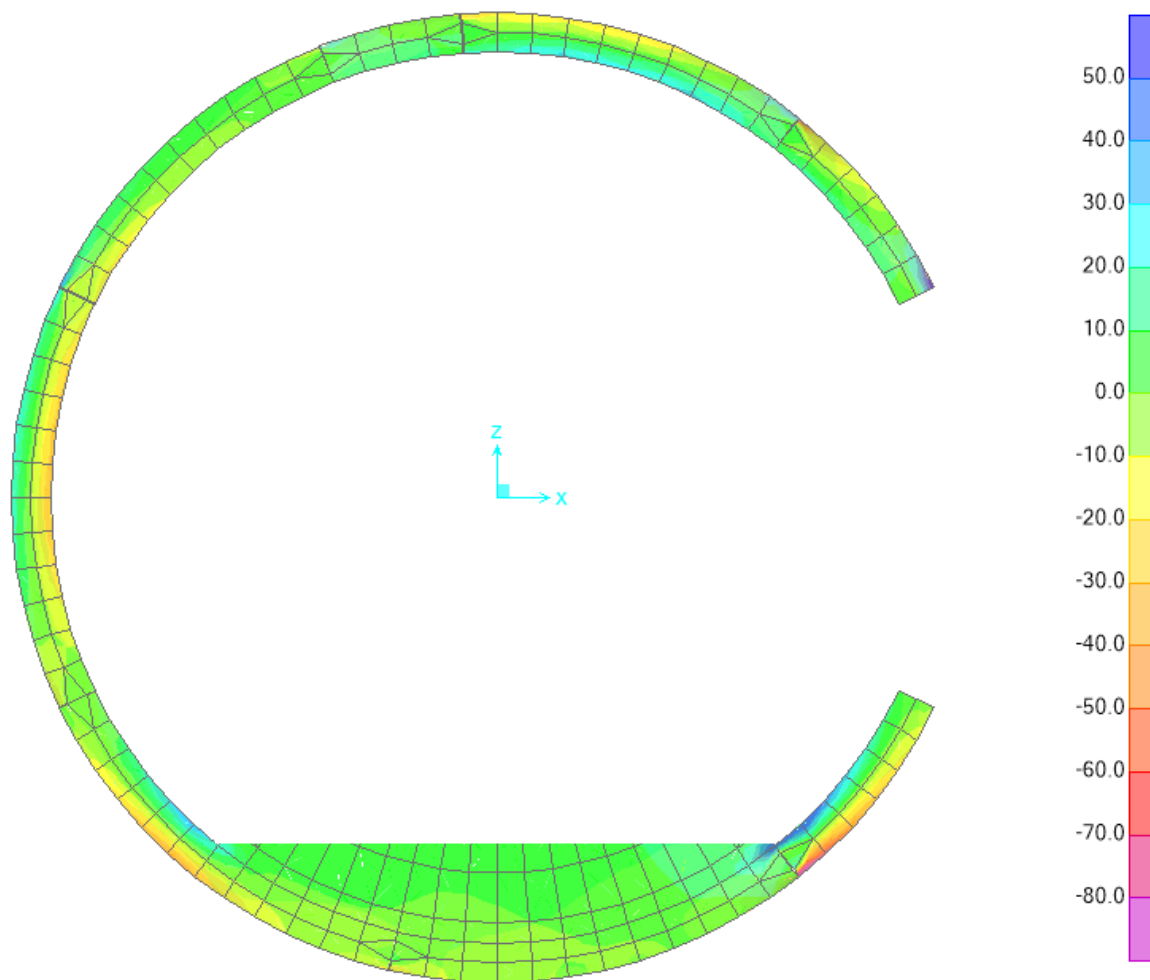


Figura 9. Esfuerzos en anillo con abertura, condición a largo plazo [t/m²/m]

Con estos diagramas se realizó la revisión de los esfuerzos para revisar el armado de las dovelas.

<p>b = 150 cm h = 40 cm r = 7.20 cm d = 32.80 cm f'c = 450.00 Kg/cm² f*c = 405.00 Kg/cm² f''c = 344.25 Kg/cm² Ec = 230312.23 Kg/cm² Es = 2000000 Kg/cm² fy = 4200.00 Kg/cm²</p>																												
	<table border="0"> <tr> <td>h = 70 cm</td> <td>h = 90 cm</td> <td>h = 99 cm</td> <td>h = 107 cm</td> <td>h = 116 cm</td> <td>h = 124 cm</td> <td>h = 133 cm</td> <td>h = 141 cm</td> <td>h = 150 cm</td> </tr> <tr> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> <td>r = 7.20 cm</td> </tr> <tr> <td>d = 62.80 cm</td> <td>d = 82.80 cm</td> <td>d = 91.30 cm</td> <td>d = 99.80 cm</td> <td>d = 108.30 cm</td> <td>d = 116.80 cm</td> <td>d = 125.30 cm</td> <td>d = 133.80 cm</td> <td>d = 142.80 cm</td> </tr> </table>	h = 70 cm	h = 90 cm	h = 99 cm	h = 107 cm	h = 116 cm	h = 124 cm	h = 133 cm	h = 141 cm	h = 150 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	d = 62.80 cm	d = 82.80 cm	d = 91.30 cm	d = 99.80 cm	d = 108.30 cm	d = 116.80 cm	d = 125.30 cm	d = 133.80 cm	d = 142.80 cm
h = 70 cm	h = 90 cm	h = 99 cm	h = 107 cm	h = 116 cm	h = 124 cm	h = 133 cm	h = 141 cm	h = 150 cm																				
r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm																				
d = 62.80 cm	d = 82.80 cm	d = 91.30 cm	d = 99.80 cm	d = 108.30 cm	d = 116.80 cm	d = 125.30 cm	d = 133.80 cm	d = 142.80 cm																				

Se consideraron los datos listados anteriormente para hacer la revisión del armado de las dovelas en el anillo adyacente a la demolición. En la Tabla 1 se presentan los resultados del anillo adyacente al hueco en la salida de emergencia.

Datos

Ancho de Patín	B =	150 cm
Espesor de Patín	tp =	40 cm
Ancho de alma	bw =	150 cm
Altura de la sección	h =	40 cm
Carga axial (última)	Pu =	-93.8 t
Resistencia del concreto	f'c =	450 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	Ec =	290,312.23 Kg/cm ²
Resistencia del acero	fy =	4,200.00 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	Es =	2,000,000.00 Kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia	FR =	0.8

Acero de refuerzo

	As	y	d
	cm ²	cm	cm
Nivel de refuerzo 1	23.04	7.20	32.80
Nivel de refuerzo 2	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 3	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 4	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 5	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 6	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 7	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 8	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 9	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 10	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 11	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 12	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 13	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 14	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 15	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 16	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 17	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 18	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 19	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 20	19.79	32.80	7.20

Posición del eje neutro supuesta

	a =	1.59	cm
Esfuerzo en el acero	fs1 =	-4200	Kg/cm ²
	fs2 =	-4200	Kg/cm ²
	fs3 =	-4200	Kg/cm ²
	fs4 =	-4200	Kg/cm ²
	fs5 =	-4200	Kg/cm ²
	fs6 =	-4200	Kg/cm ²
	fs7 =	-4200	Kg/cm ²
	fs8 =	-4200	Kg/cm ²
	fs9 =	-4200	Kg/cm ²
	fs10 =	-4200	Kg/cm ²
	fs11 =	-4200	Kg/cm ²
	fs12 =	-4200	Kg/cm ²
	fs13 =	-4200	Kg/cm ²
	fs14 =	-4200	Kg/cm ²

fs15 =	-4200	Kg/cm ²
fs16 =	-4200	Kg/cm ²
fs17 =	-4200	Kg/cm ²
fs18 =	-4200	Kg/cm ²
fs19 =	-4200	Kg/cm ²
fs20 =	-4200	Kg/cm ²

Área del acero en compresión

A's = 0.00

Esfuerzo del concreto reducido por reglamento

f*c = 405 Kg/cm²

β1 = 0.76071429

Esfuerzo equivalente de compresión en el concreto

f''c = 308.089286 Kg/cm²

Compresión del concreto

Cc = 62,636 Kg

Cc = 0 Kg

Cargas en el refuerzo

N1 = -96,768.00 Kg

N2 = 0.00 Kg

N3 = 0.00 Kg

N4 = 0.00 Kg

N5 = 0.00 Kg

N6 = 0.00 Kg

N7 = 0.00 Kg

N8 = 0.00 Kg

N9 = 0.00 Kg

N10 = 0.00 Kg

N11 = 0.00 Kg

N12 = 0.00 Kg

N13 = 0.00 Kg

N14 = 0.00 Kg

N15 = 0.00 Kg

N16 = 0.00 Kg

N17 = 0.00 Kg

N18 = 0.00 Kg

N19 = 0.00 Kg

N20 = -83,118.00 Kg

N = -117,250

N-Pu/FR = 0.00

Momento flexionante resistente del concreto

Mc = 12.028 t-m

Mc = 0.000 t-m

Ms1 = 12.386 t-m

Ms2 = 0.000 t-m

Ms3 = 0.000 t-m

Ms4 = 0.000 t-m

Ms5 = 0.000 t-m

Ms6 = 0.000 t-m

Ms7 = 0.000 t-m

Ms8 = 0.000 t-m

Ms9 =	0.000 t-m
Ms10 =	0.000 t-m
Ms11 =	0.000 t-m
Ms12 =	0.000 t-m
Ms13 =	0.000 t-m
Ms14 =	0.000 t-m
Ms15 =	0.000 t-m
Ms16 =	0.000 t-m
Ms17 =	0.000 t-m
Ms18 =	0.000 t-m
Ms19 =	0.000 t-m
Ms20 =	-10.639 t-m

Momento resistente de la sección

Mr = 11.020 t-m

Área de acero en tensión

As = 42.83 cm²
 d = 32.80 cm
 p = 0.00870528
 p' = 0

Mu = 2.31 t-m
 Mu/Mr = 0.210

Se observa que, al considerar los dos lechos, la relación de trabajo entre el momento último y el resistente es menor a la unidad.

En la Tabla 2 se presentan los resultados correspondientes a la dovela en la zona de demolición para la abertura de la salida de emergencia.

b = 150 cm									
h = 40 cm	h = 70 cm	h = 90 cm	h = 99 cm	h = 107 cm	h = 116 cm	h = 124 cm	h = 133 cm	h = 141 cm	h = 150 cm
r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm	r = 7.20 cm
d = 32.80 cm	d = 62.80 cm	d = 82.80 cm	d = 91.30 cm	d = 99.80 cm	d = 108.30 cm	d = 116.80 cm	d = 125.30 cm	d = 133.80 cm	d = 142.80 cm
f'c = 450.00 Kg/cm ²									
f*c = 405.00 Kg/cm ²									
f''c = 344.25 Kg/cm ²									
Ec = 230312.23 Kg/cm ²									
Es = 2000000 Kg/cm ²									
fy = 4200.00 Kg/cm ²									

Datos

Ancho de Patín	B =	150 cm
Espesor de Patín	tp =	40 cm
Ancho de alma	bw =	150 cm
Altura de la sección	h =	40 cm
Carga axial (última)	Pu =	-27.909 t
Resistencia del concreto	f'c =	450 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	Ec =	290,312.23 Kg/cm ²
Resistencia del acero	fy =	4,200.00 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	Es =	2,000,000.00 Kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia	FR =	0.8

Acero de refuerzo

	As	y	d
	cm ²	cm	cm
Nivel de refuerzo 1	19.80	7.20	32.80
Nivel de refuerzo 2	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 3	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 4	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 5	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 6	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 7	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 8	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 9	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 10	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 11	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 12	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 13	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 14	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 15	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 16	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 17	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 18	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 19	0.00	10.00	30.00
Nivel de refuerzo 20	60.84	32.80	7.20

Posición del eje neutro supuesta

	a =	5.09	cm
Esfuerzo en el acero	fs1 =	-4200	Kg/cm ²
	fs2 =	-4200	Kg/cm ²
	fs3 =	-4200	Kg/cm ²
	fs4 =	-4200	Kg/cm ²
	fs5 =	-4200	Kg/cm ²
	fs6 =	-4200	Kg/cm ²
	fs7 =	-4200	Kg/cm ²
	fs8 =	-4200	Kg/cm ²
	fs9 =	-4200	Kg/cm ²
	fs10 =	-4200	Kg/cm ²
	fs11 =	-4200	Kg/cm ²
	fs12 =	-4200	Kg/cm ²
	fs13 =	-4200	Kg/cm ²
	fs14 =	-4200	Kg/cm ²

fs15 = -4200 Kg/cm²
 fs16 = -4200 Kg/cm²
 fs17 = -4200 Kg/cm²
 fs18 = -4200 Kg/cm²
 fs19 = -4200 Kg/cm²
 fs20 = -2491.32328 Kg/cm²

Área del acero en compresión

A's = 0.00

Esfuerzo del concreto reducido por reglamento

f*c = 405 Kg/cm²
 β1 = 0.76071429

Esfuerzo equivalente de compresión en el concreto
 Compresión del concreto

f''c = 308.089286 Kg/cm²
 Cc = 199,846 Kg
 Cc = 0 Kg

Cargas en el refuerzo

N1 = -83,160.00 Kg
 N2 = 0.00 Kg
 N3 = 0.00 Kg
 N4 = 0.00 Kg
 N5 = 0.00 Kg
 N6 = 0.00 Kg
 N7 = 0.00 Kg
 N8 = 0.00 Kg
 N9 = 0.00 Kg
 N10 = 0.00 Kg
 N11 = 0.00 Kg
 N12 = 0.00 Kg
 N13 = 0.00 Kg
 N14 = 0.00 Kg
 N15 = 0.00 Kg
 N16 = 0.00 Kg
 N17 = 0.00 Kg
 N18 = 0.00 Kg
 N19 = 0.00 Kg
 N20 = -151,572.11 Kg

N = -34,886

N-Pu/FR = 0.00

Momento flexionante resistente del concreto

Mc = 34.886 t-m
 Mc = 0.000 t-m
 Ms1 = 10.644 t-m
 Ms2 = 0.000 t-m
 Ms3 = 0.000 t-m
 Ms4 = 0.000 t-m
 Ms5 = 0.000 t-m
 Ms6 = 0.000 t-m
 Ms7 = 0.000 t-m
 Ms8 = 0.000 t-m
 Ms9 = 0.000 t-m

Ms10 =	0.000 t-m
Ms11 =	0.000 t-m
Ms12 =	0.000 t-m
Ms13 =	0.000 t-m
Ms14 =	0.000 t-m
Ms15 =	0.000 t-m
Ms16 =	0.000 t-m
Ms17 =	0.000 t-m
Ms18 =	0.000 t-m
Ms19 =	0.000 t-m
Ms20 =	-19.401 t-m

Momento resistente de la sección

$$Mr = 20.903 \text{ t-m}$$

Área de acero en tensión

$$As = 80.64 \text{ cm}^2$$

$$d = 32.80 \text{ cm}$$

$$p = 0.01639024$$

$$p' = 0$$

$$Mu = 4.83 \text{ t-m}$$

$$Mu/Mr = 0.231$$

Se observa que, al considerar los dos lechos, la relación de trabajo entre el momento último y el resistente es menor a la unidad.

4.2 Revisión por cortante

En la Figura 10 y la Figura 11 se presentan los esfuerzos cortantes del anillo adyacente y el de la abertura de los cuales se obtiene la revisión por cortante.

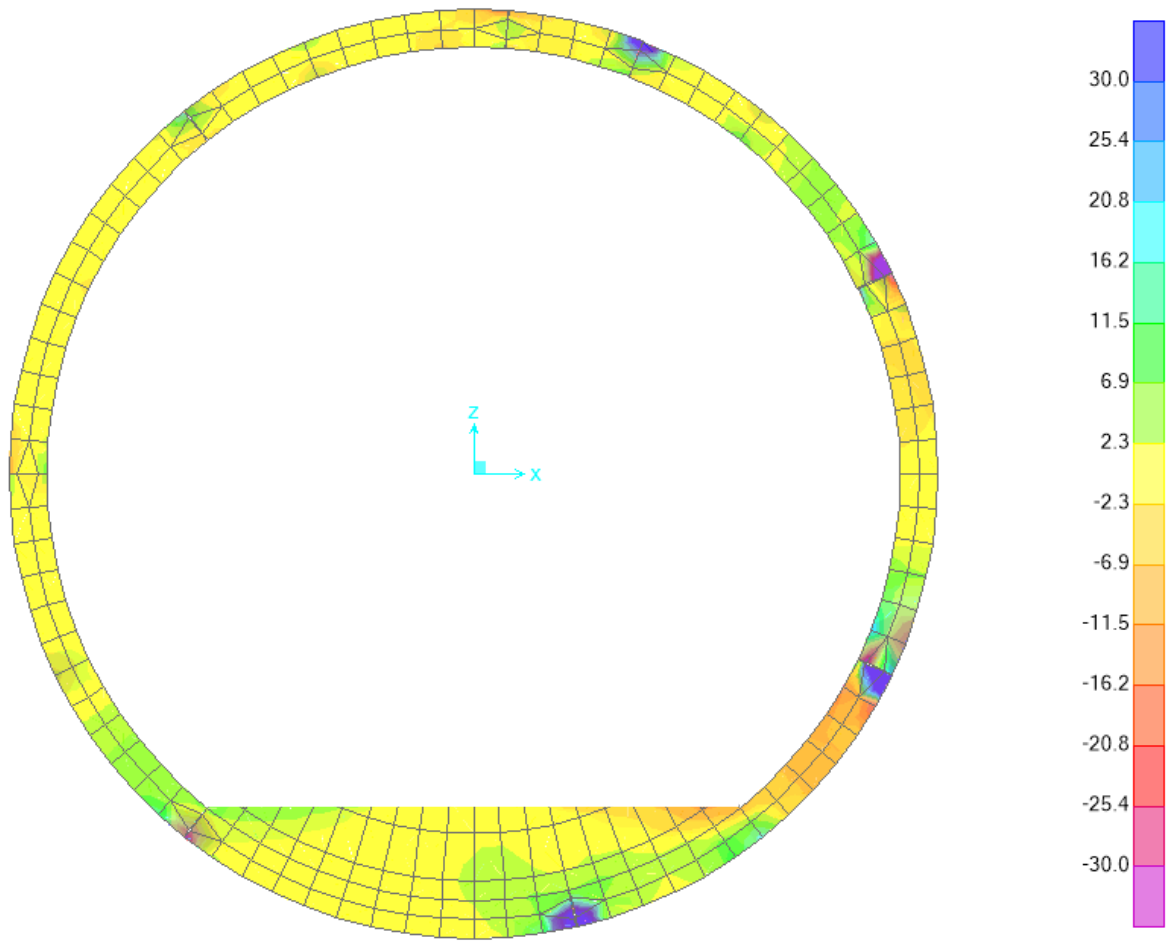


Figura 10. Esfuerzos cortantes en anillo adyacente a la abertura, condición a largo plazo [t/m²/m]

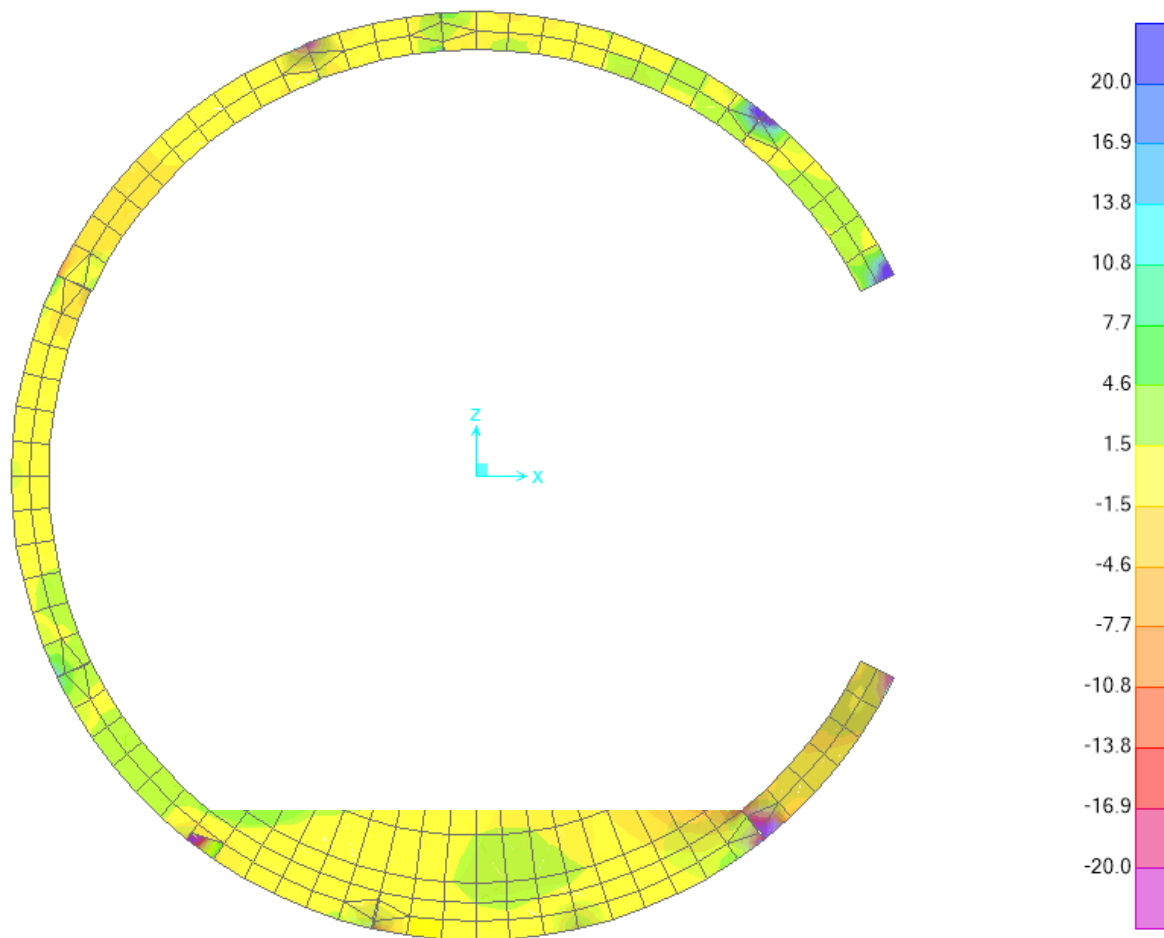


Figura 11. Esfuerzos cortantes en en anillo con abertura, condición a largo plazo [t/m²/m]

De estos diagramas se obtuvo la condición más desfavorable, la cual se presenta en los siguientes cálculos, de los cuales se observa que el armado propuesto para cortante es adecuado.

$$P_u = 121 \text{ t}$$

$$f_c = 450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 22.4 \text{ t}$$

$$f_c^* = 0.9 f_c' = 405 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^* = \left(1.05 \cdot \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^* = 308 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c^*} = 20.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$d = 32.8$$

$$p = \frac{A_s}{\text{área}} = 0.004024$$

$$b = 150$$

$$\left. \begin{array}{l} d = 32.8 \\ b = 150 \end{array} \right\} \text{área : } 4920 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

$$P_0 = 1,147,536 \text{ Kg} \quad \text{mayor que} \quad P_u = 120,800.0 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad V_{cr} = 17,123.8 \text{ Kg}$$

factor K :

$$K = \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \quad K = 1.17$$

$$V_{cru} = V_{cr} K \quad V_{cru} = 20,066.85 \quad V_u = 22,410.00$$

la seccion requier refuerzo

$$s = \frac{F_R A_v F_y d}{V_u - V_{cru}} = 231$$

$$\left\lceil \frac{s}{2} \right\rceil = 16.4 \rightarrow 16$$

De los cálculos presentados, se observa que las salidas de emergencia de Balboa y Vértiz tienen un buen comportamiento estructural, de acuerdo con lo presentado en las tablas y análisis.