

1. INTRODUCCIÓN	7
2. CONCEPCION DEL DISEÑO DE PUENTES	7
3. FUNDAMENTOS	7
4. TIPOLOGIAS DE PUENTES	7
5. MATERIALES	7
6. CARGAS Y FACTORES DE 4RV CARGA	7
7. PUENTE DE UNA LUZ DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO	7
8. PUENTES DE DOS LUCES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PREESFORZADO	7
9. PUENTE EN VIGA CAJON DE UNA SOLA LUZ	7
10. PUENTE EN VOLADIZOS SUCESIVOS	8
10.1. INTRODUCCIÓN	8
10.2. TABLERO	11
10.2.1 Materiales.....	11
10.2.2 Predimensionamiento del tablero.....	11
10.2.3 Propiedades geométricas.....	13
10.2.4 Evaluación de cargas.....	16
10.2.4.1 En construcción.....	16
10.2.4.2 En servicio.....	19
10.2.5 Construcción de modelo estructural.....	34
10.2.6 Definición e inclusión del preesforzado.....	37
10.2.7 Revisión de esfuerzos de servicio en las etapas de construcción.....	42
10.2.7.1 Conceptos generales.....	42
10.2.7.2 Revisión de esfuerzos de servicio manual.....	45
19.2.7.1 Revisión manual – Etapa1.....	46
19.2.7.2 Revisión manual – Etapa2.....	49
19.2.7.3 Revisión manual – Etapa 3.....	51
19.2.7.4 Revisión manual – Etapa 4.....	55
19.2.7.5 Revisión manual – Etapa 5.....	57
19.2.7.6 Revisión manual – Etapa 6.....	61
19.2.7.7 Revisión manual – Etapa 7.....	64
19.2.7.8 Revisión manual – Etapa 8.....	67
19.2.7.9 Revisión manual – Etapa 9.....	69
10.2.7.3 Revisión de esfuerzos de servicio apoyada en el CSI-bridge.....	72
10.2.8 Revisión de estado límite de flexión.....	77
10.2.8.1 Fundamentos.....	77

10.2.8.2	Aplicación	80
10.2.9	Diseño a cortante/torsión.....	89
10.2.9.1	Fundamentos	89
10.2.9.2	Aplicación al ejercicio.....	92
10.2.10	Diseño de almas.....	98
10.3	PILAS	98
10.3.1	Materiales	98
10.3.2	Evaluación de cargas	98
10.3.3	Esbeltez local.....	101
10.3.4	Diseño a flexo compresión	101
10.3.5	Diseño a cortante de la columna.....	111
10.3.6	Diseño cimentación pila - pilotes	114
10.3.7	Diseño cimentación pila - dado	122
10.4	REFERENCIAS.....	125

DICE DE TABLAS

Tabla 10-1. Propiedades geométricas de dovela “DSP”	14
Tabla 10-2. Resumen de propiedades geométricas de cada dovela.....	15
Tabla 10-3. Peso unitario de los materiales. Fuente: (AIS, 2014).....	20
Tabla 10-4.. Factores de presencia múltiple de la carga viva. Fuente: (AIS, 2014).....	22
Tabla 10-5. Amplificación por carga dinámica. Fuente: (AIS, 2014):.....	22
Tabla 10-6. Camión estándar más línea de carga	23
Tabla 10-7. Valores del factor del sitio (F _{pga}). Fuente: (AIS, 2014).....	30
Tabla 10-8.. Valores del factor del sitio (F _a). Fuente: (AIS, 2014).....	30
Tabla 10-9.. Valores del factor del sitio (F _v). Fuente: (AIS, 2014)	31
Tabla 10-10.. Zonas de desempeño sísmico Fuente: (AIS, 2014).....	32
Tabla 10-11. Factores de modificación de respuesta Fuente: (AIS, 2014).....	33
Tabla 10-12.. Resumen de los esfuerzos actuantes en cada etapa.....	71
Tabla 10-13.. Resumen del cálculo del momento último negativo resistente	87
Tabla 10-14.. Resumen del cálculo del momento último positivo resistente	88
Tabla 10-15.. Cuadro con la determinación de cada fuerza y momento proporcionado por el acero y el concreto para el punto balanceado en dirección X para una cuantía 1%	106
Tabla 10-16.. Cuadro con la determinación de cada fuerza y momento proporcionado por el acero y el concreto para el punto balanceado en dirección Y para una cuantía 1%	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 10-1 Recomendaciones del tensionamiento en fibra superior de los voladizos compensados. Perfil y planta. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)	37
Figura 10-2 Localización longitudinal de las 5 familias en la parte inferior entre voladizos 2 y 3.....	39
Figura 10-3 Localización longitudinal de la familia en el parte inferior voladizo 4	40
Figura 10-4 análisis dinámico espectral en dirección X.....	98
Figura 10-5 Formulario donde se convierten las cargas adicionales en masas	100
Figura 10-6 Diagramas de cortante	121

- 1. INTRODUCCIÓN**

- 2. CONCEPCION DEL DISEÑO DE PUENTES**

- 3. FUNDAMENTOS**

- 4. TIPOLOGIAS DE PUENTES**

- 5. MATERIALES**

- 6. CARGAS Y FACTORES DE 4RV CARGA**

- 7. PUENTE DE UNA LUZ DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO**

- 8. PUENTES DE DOS LUCES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PREENFORZADO**

- 9. PUENTE EN VIGA CAJON DE UNA SOLA LUZ**

10. PUENTE EN VOLADIZOS SUCESIVOS

10.1. INTRODUCCIÓN

El puente tiene una longitud total de 140 metros y una pendiente de 0.05%. Cuenta con dos apoyos extremos y dos intermedios, con distancia entre apoyos de 35 m (voladizo 1), 70 m (voladizo 2 más voladizo 3) y 35 m (voladizo 4). En las Figura 10-1 y Figura 10-2 se presentan perfil y planta respectivamente. La superestructura del puente estará conformada por una viga-cajón con un ancho de 10.36 m, cuya altura variará parabólicamente en las dos luces extremas y en la luz central. Esta altura del tablero es de 3.6 m en zona rígida de las pilas y 2.0 metros en el la dovela de cierre de la luz central. El ancho del tablero se está compuesto por dos bermas, dos carriles de 3,65 m y dos barreras de seguridad tipo New Jersey de 0,35 m, éstas tendrán una altura de 0,85 m. (Figura 10-3 y Figura 10-5)

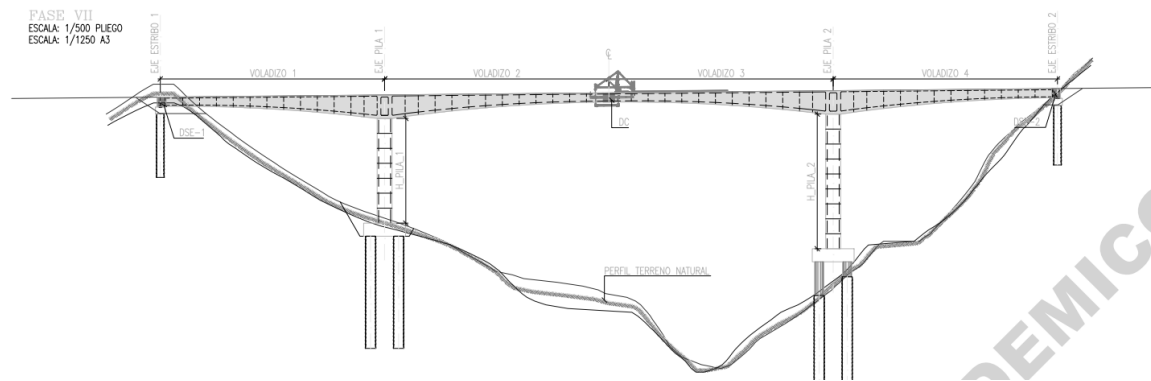


Figura 10-1 Perfil del puente

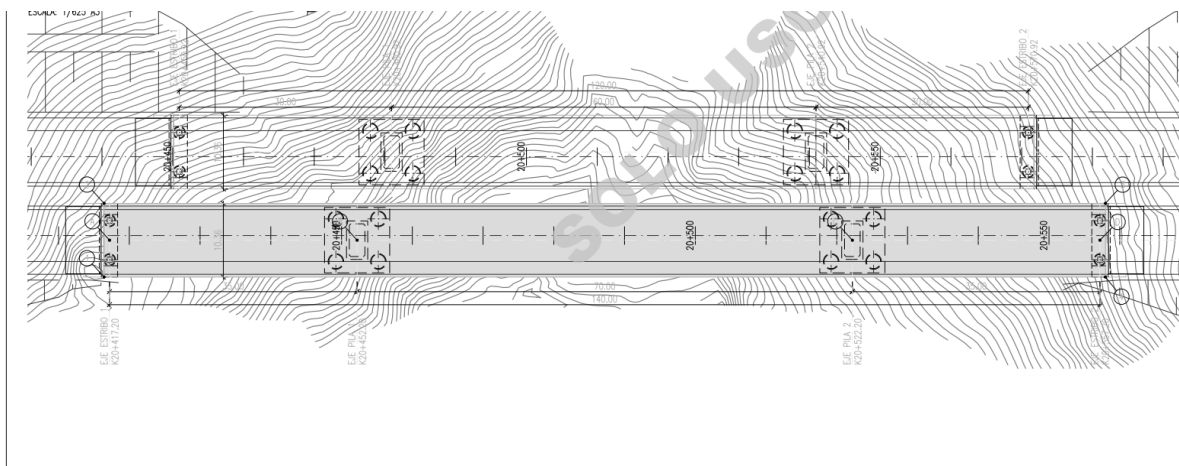


Figura 10-2 Planta del puente

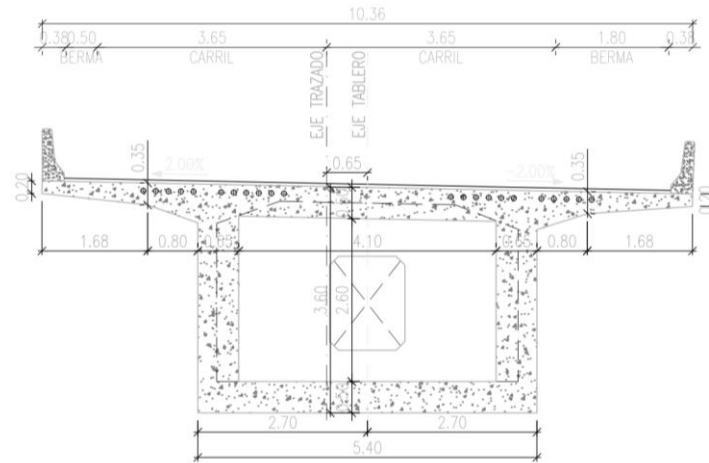


Figura 10-3 Sección transversal de la dovela en la zona de la pila

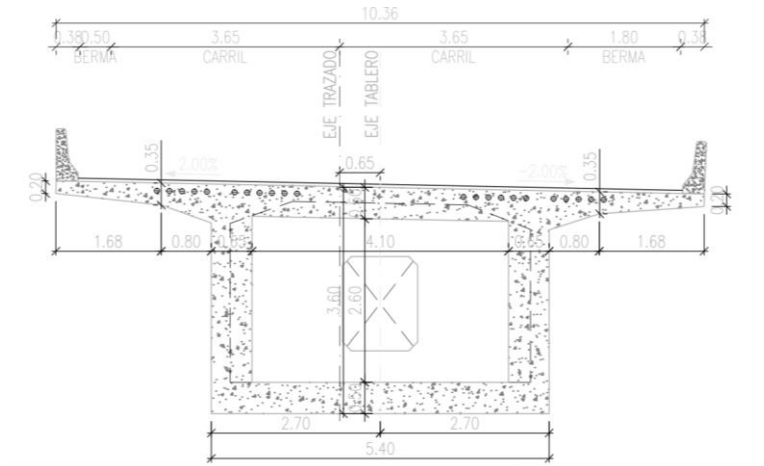


Figura 10-4 Sección transversal de la dovela de cierre

Las pilas son de una altura de 15 metros son de sección hueca rectangular de 3m por 5.4m con una cimentación profunda compuesta por cuatro (4) caissons como se observa en la Figura 10-5 y Figura 10-6

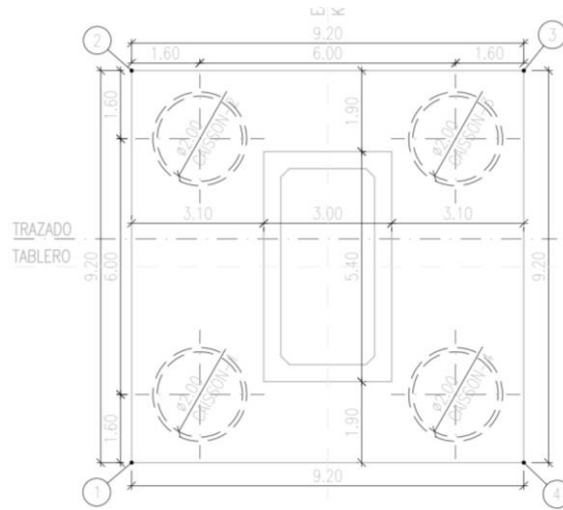


Figura 10-5 Sección transversal de pila

Los estribos son una viga cabezal con cimentación profunda y con losa de aproximación como se observa en la siguiente figura:

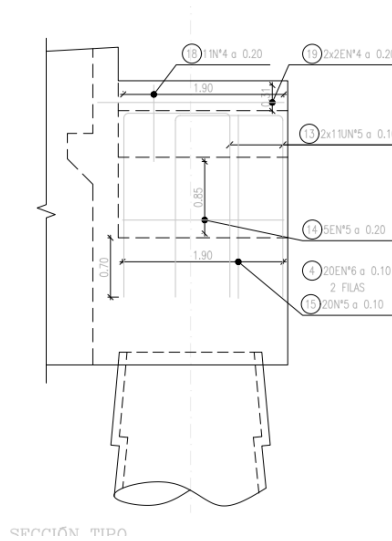


Figura 10-6 Perfil de estribo

10.2. TABLERO

10.2.1 Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales del tablero son las siguientes considerando una resistencia del concreto a compresión de 42MPa.:

Acero de refuerzo (pasivo):	Longitudinal (Flexión)	$f_{yt} := 420 \cdot \text{MPa}$
	Flejes (Cortante)	$f_{yt} := 420 \cdot \text{MPa}$
Acero de refuerzo activo:		$F_{pu} := 1860 \cdot \text{MPa}$
		$F_{py} := (1.674 \cdot 10^3) \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad acero		$E_s := 197000 \text{ MPa}$
Propiedades del ducto		$K := 0.001 \frac{1}{m}$
		$\mu := 0.20$
Penetración cuña		$d_{cuña} := 4 \cdot \text{mm}$
Peso específico del concreto reforzado		$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
		$\gamma_{pav} := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso específico del pavimento		

10.2.2 Predimensionamiento del tablero

La altura de del tablero(dovelas) en la zona de la pila, según la norma y otras referencias (AIS, 2014) y (Dongzhou & Bo , 2020) debe considerarse con las segmtes relaciones (h/L) en el siguiente rango:

$$ho1 := \frac{L2}{15} = 4.667 \text{ m}$$

$$ho2 := \frac{L2}{30} = 2.333 \text{ m}$$

O también considerar lo que la norma (AIS, 2014) recomienda para vigas cajón continuas (sección A):

$$0.04 \cdot L2 = 2.8 \text{ m}$$

Basados en lo anterior, se opta de una altura de la dovela en la zona de pila de **3.6 metros**. El espesor mínimo de la losa(tt) superior normalmente se determina considerando la disposición del refuerzo, los tamaños de los conductos de postensado y el recubrimiento necesario: Es preferible que sea como mínimo 23 centímetros y no menos de 20 centímetros. En las zonas de anclaje donde se usa el postensado transversal, el espesor del patín superior no debe ser menor de 23 centímetros. Normalmente se recomienda que el espesor mínimo de la losa inferior no sea menor de 18 centímetros. AASHTO Las especificaciones también exigen que el espesor de las alas superior e inferior no sea inferior a 1/30 de la luz libre entre almas o cartelas. Por lo anterior y teniendo en cuenta los anclajes se opta por el siguiente espesor de la losa en la parte superior e inferior:

$$tt := 0.5 \cdot m$$

$$tb := 0.5 \cdot m$$

El espesor del alma normalmente se determina con base en los siguientes tres factores:

- Suficiente capacidad para resistir las fuerzas de corte verticales y de torsión
- La capacidad para que el concreto se coloque correctamente
- Suficiente espacio para distribuir adecuadamente las altas fuerzas de preesfuerzo en los anclajes

El artículo 5.14.2.3.10b[1-15] de (AASHTO , 2010) recomienda que el espesor mínimo del alma se tome de la siguiente manera:

- $tw_{m_in} = 21 \text{ cm.}$, para almas sin tendones de postensado longitudinales o verticales
- $b. tw_{m_in} = 28 \text{ cm.}$, para almas con tendones de postesado únicamente longitudinales (o verticales)
- $c. tw_{m_in} = 38 \text{ cm.}$, para almas con tendones tanto longitudinales como verticales

También, recomiendan la siguiente expresión para este espesor: (Patiño, 2015)

$$Atablero := 10.36 \text{ m}$$

$$tw := \frac{L2}{275} + 1.25 \cdot \frac{A_{\text{tablero}} \cdot m}{L2} - 0.125 \cdot m = 0.315 \text{ m}$$

Cumpliendo con el espacio que necesitan los ductos y las dimensiones mínimas, se opta por el siguiente espesor de alma:

$$tw := 0.65 \cdot m$$

Por lo tanto, la sección transversal de la dovela “DSP” es:

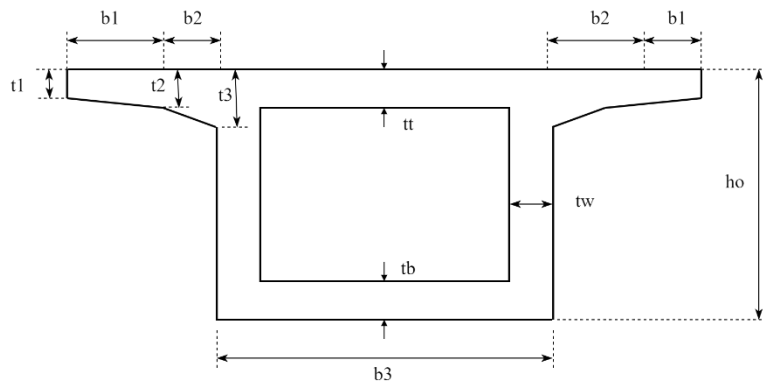


Figura 10-7 Sección transversal de dovela

Y las demás dimensiones son:

$b1 := 1.68 \cdot m$	$b2 := 0.80 \cdot m$	$b3 := 5.40 \cdot m$	$t1 := 0.25 \cdot m$
$t2 := 0.35 \cdot m$	$t3 := 0.53 \cdot m$	$A_{\text{tablero}} := 2 \cdot b1 + 2 \cdot b2 + b3 = 10.36 \text{ m}$	

10.2.3 Propiedades geométricas

En las dos luces extremas, se tienen desde la pila a cada estribo un total de ocho dovelas y una de cierre. Y en la parte central, se tienen desde cada pila a la zona central, ocho dovelas y un de cierre. En la siguiente figura se muestra una de las luces extremas desde la dovela en la pila a la dovela de cierre en el estribo.

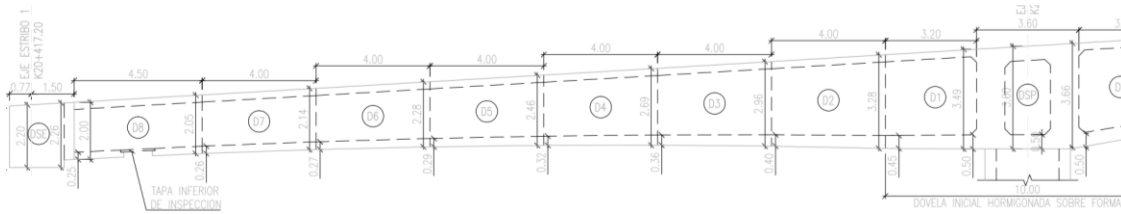


Figura 10-8 Dovelas de la pila a la parte central.

De cada una de las 8 dovelas, más las dovelas de cierre se determinaron las propiedades geométricas utilizando la siguiente numeración de las partes que lo componen:

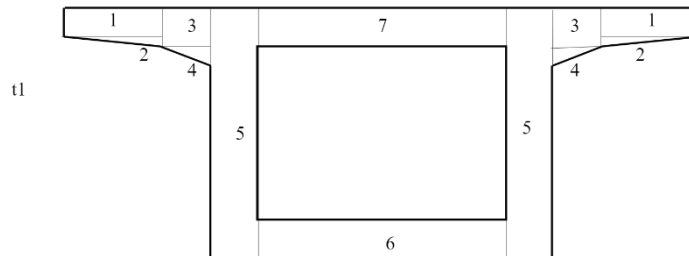


Figura 10-9 Numeración de las partes de la sección transversal

Para la dovela “DSP”, se tiene los siguientes resultados del área, centro de gravedad, inercia y módulos de sección en la fibra extrema superior e inferior:

Item	Area (m ²)	Barzo(m)	Area* Brazo	Io(m ⁴)	Area*(Brazo-Yb) ²
1	0,8	3,4	2,8	0,0	1,6
2	0,2	3,2	0,5	0,0	0,2
3	0,6	3,3	1,9	0,0	1,0
4	0,1	3,1	0,4	0,0	0,2
5	4,5	1,7	7,9	4,6	0,3
6	2,1	0,3	0,5	0,0	6,3
7	2,1	3,2	6,6	0,0	3,1
	10,3		20,7	4,7	12,7
Yb		2,0 m	Inercia		17,4 m ⁴
Yt		1,5 m			
Sb		8,7 m ³			
St		11,7 m ³			

Tabla 10-1. Propiedades geométricas de dovela “DSP”

Se presenta a continuación en la siguiente tabla las propiedades geométricas de las demás dovelas

Dovela	ho(m)	A(m2)	Inercia(m3)	Yb(m)	Yt(m)	Sb(m3)	St(m3)
DSP	3,60	10,49	18,77	2,06	1,54	9,09	12,22
1	3,49	10,35	17,37	2,00	1,49	8,67	11,69
2	3,28	10,08	14,88	1,89	1,39	7,88	10,69
3	2,96	9,66	11,50	1,71	1,25	6,72	9,20
4	2,69	9,31	9,03	1,56	1,13	5,79	7,98
5	2,46	9,01	7,19	1,43	1,03	5,03	6,97
6	2,28	8,78	5,91	1,33	0,95	4,45	6,20
7	2,14	8,59	5,01	1,25	0,89	4,02	5,61
8	2,05	8,48	4,48	1,20	0,85	3,75	5,24
DSE	2,00	8,41	4,20	1,17	0,83	3,60	5,04

Tabla 10-2. Resumen de propiedades geométricas de cada dovela

A continuación, se presentan los cálculos de cada una con solamente el área transversal:

$$ho := 3.28 \cdot m$$

$$At1 := 0.5 \cdot (b1) \cdot (t1 + t2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b2) \cdot (t3 + t2) \cdot 2 + ho \cdot tw \cdot 2 + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tt + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tb = 10.076 \text{ m}^2$$

Dovela 2:

$$ho := 2.96 \cdot m$$

$$At2 := 0.5 \cdot (b1) \cdot (t1 + t2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b2) \cdot (t3 + t2) \cdot 2 + ho \cdot tw \cdot 2 + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tt + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tb = 9.66 \text{ m}^2$$

Dovela 3:

$$ho := 2.69 \cdot m$$

$$At3 := 0.5 \cdot (b1) \cdot (t1 + t2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b2) \cdot (t3 + t2) \cdot 2 + ho \cdot tw \cdot 2 + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tt + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tb = 9.309 \text{ m}^2$$

Dovela 4:

$$ho := 2.46 \cdot m$$

$$At4 := 0.5 \cdot (b1) \cdot (t1 + t2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b2) \cdot (t3 + t2) \cdot 2 + ho \cdot tw \cdot 2 + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tt + (b3 - 2 \cdot tw) \cdot tb = 9.01 \text{ m}^2$$

Dovela 5:

$$h_o := 2.28 \cdot m$$

$$At_5 := 0.5 \cdot (b_1) \cdot (t_1 + t_2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b_2) \cdot (t_3 + t_2) \cdot 2 + h_o \cdot t_w \cdot 2 + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_t + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_b = 8.776 \text{ m}^2$$

Dovela 6:

$$h_o := 2.14 \cdot m$$

$$At_6 := 0.5 \cdot (b_1) \cdot (t_1 + t_2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b_2) \cdot (t_3 + t_2) \cdot 2 + h_o \cdot t_w \cdot 2 + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_t + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_b = 8.594 \text{ m}^2$$

Dovela 7:

$$h_o := 2.05 \cdot m$$

$$At_7 := 0.5 \cdot (b_1) \cdot (t_1 + t_2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b_2) \cdot (t_3 + t_2) \cdot 2 + h_o \cdot t_w \cdot 2 + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_t + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_b = 8.477 \text{ m}^2$$

Dovela 8:

$$h_o := 2.0 \cdot m$$

$$At_8 := 0.5 \cdot (b_1) \cdot (t_1 + t_2) \cdot 2 + 0.5 \cdot (b_2) \cdot (t_3 + t_2) \cdot 2 + h_o \cdot t_w \cdot 2 + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_t + (b_3 - 2 \cdot t_w) \cdot t_b = 8.412 \text{ m}^2$$

10.2.4 Evaluación de cargas

10.2.4.1 En construcción

Las acciones en construcción se calculan según el Art. 5.14.2.3.2 del CCP-14, el cual estipula las cargas a considerarse durante la etapa de construcción de la estructura y se designan como “EL” (Erection Loads)

PESO PROPIO (DC): El peso propio de los distintos elementos se ha calculado a partir de su geometría (sección transversal) adoptando peso específico del concreto armado de 24 kN/m³ y de 78.5 kN/m³ del acero Estructural. Dentro de esta carga se considera el peso de la dovela sin fraguar ubicada en el centroide volumétrico del elemento correspondiente. En el modelo de cálculo se denomina a la carga de la dovela húmeda “WC” (Wet concrete) y a la dovela fraguada “SW” (Self-weight).

CARGA DIFERENCIAL (DIFF) Se aplicará un incremento del peso propio en el voladizo, calculado como 2% de la carga DC.

SOBRECARGA CONSTRUCTIVA DISTRIBUIDA (CLL) La carga viva en construcción se ha tomado como 4.8E-4 MPa aplicada sobre un voladizo y 2.4E-4 MPa en el otro.

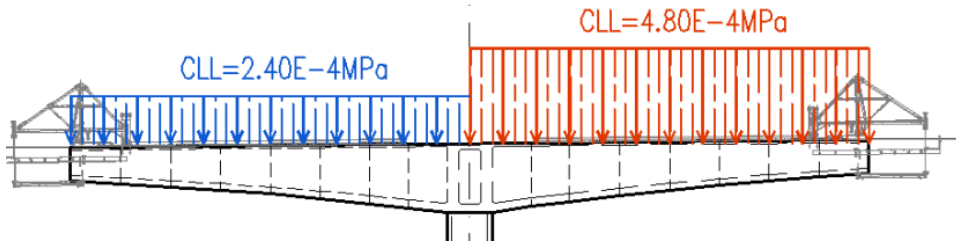


Figura 10-10 La carga viva en construcción

CARGA DE EQUIPOS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN (CEQ) Carga proveniente del equipo de construcción especializado, que en nuestro caso la genera el carro de avance (Véase Figura 10-12) . En el caso de este puente, se adopta un valor de 55 ton (550 kN) para el peso del carro de avance, cuya capacidad de carga asciende a las 150ton (1500kN). No se ha afectado esta carga con ningún coeficiente de amplificación dinámica. En el modelo se designa a esta carga como “TR” (Traveller). Esta fuerza actúa en el centroide del carro de avance y se aplica a las dovelas fraguadas como un par de fuerzas equivalentes calculadas a partir de la posición de los puntos de apoyo del carro. El centroide del carro de avance se ubica a 0.60m del borde de la dovela. El primer punto de apoyo está ubicado a 0.40m del borde de la dovela fraguada. La separación entre los puntos de anclaje del SOLO carro es 4.0m. En la siguiente figura se representan estas distancias.

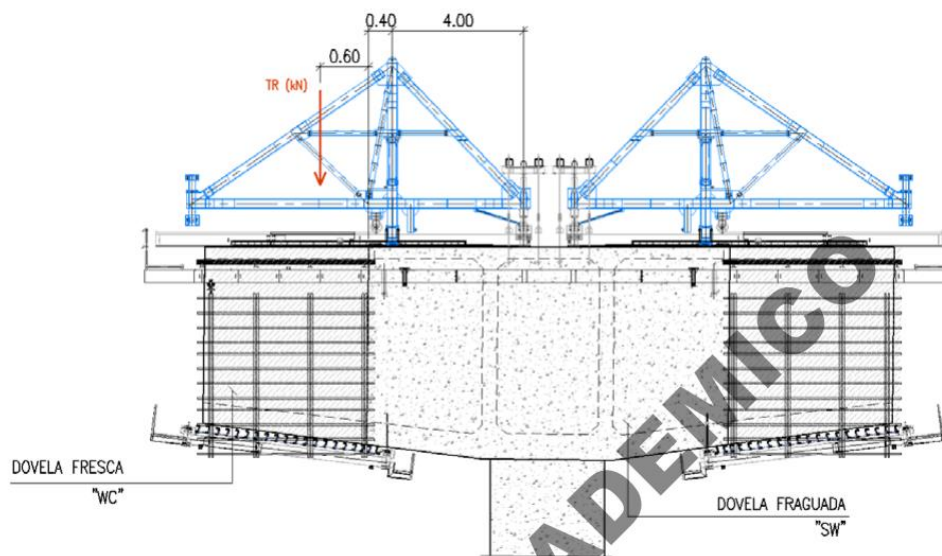


Figura 10-11 Peso y localización de carro de avance



Figura 10-12 Ejemplo de carro de avance. Fuente. Notas de clase de ingeniero Oscar Patiño

DESBALANCE DE LOS SEGMENTOS (U) Esta carga considera el efecto de desequilibrio u otra condición no habitual de cualquier segmento, mediante el cual se analiza la ejecución de una dovela previamente a la de su dovela simétrica. En el modelo se considera esta condición de desbalance activando el peso de una dovela húmeda asimétricamente, con el fin de analizar la posibilidad de vaciado de las dovelas de manera no simultánea.

VIENTO HORIZONTAL SOBRE LA ESTRUCTURA (WS) Se ha considerado una carga proveniente de la acción del viento sobre los elementos materializados en cada etapa constructiva. La fuerza de viento se calcula de acuerdo a las provisiones del Art. 3.8.1 con base en la velocidad básica del viento, teniendo en cuenta que el puente se ubica a campo abierto

VIENTO VERTICAL SOBRE LOS VOLADIZOS (WUP) Se considera una fuerza de levantamiento proveniente del viento, aplicada sobre un voladizo de manera asimétrica y se toma el valor de $2.4E-4$ MPa, actuando sobre el área correspondiente.

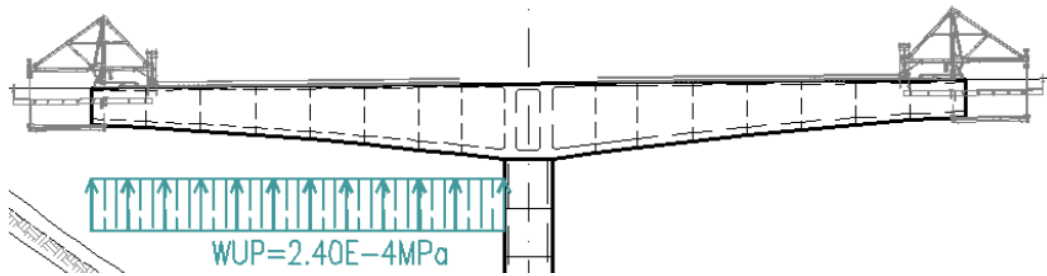


Figura 10-13 Carga de viento

RETRACCION (SH) Y FLUENCIA (CR) Se ha considerado la reología del concreto de acuerdo al proceso de ejecución previsto, con un vaciado de dovelas cada semana, en las condiciones ambientales del lugar con una humedad relativa de 75%. El programa utilizado realiza el cálculo automático de esta acción según el modelo reológico sugerido en el Art. 5.14.2.3.6 y realizando una integración paso a paso en el tiempo. El cálculo de los efectos reológicos depende de la evolución del módulo de elasticidad del concreto, el cual se detalla en las siguientes figuras junto con los coeficientes de fluencia para diversas edades del hormigón y la deformación unitaria por efectos de retracción en el tiempo

EFFECTOS TÉRMICOS (TU Y TG) Los efectos térmicos se desprecian durante la etapa constructiva, ya que las provisiones de la norma se derivaron para variaciones anuales de temperatura y el proceso constructivo de la superestructura no requerirá tal intervalo de tiempo. Además, durante la construcción de los voladizos el esquema del puente permite libremente eventuales deformaciones generadas por cambios térmicos considerables.

SISMO EN ETAPA CONSTRUCTIVA (EQ) La probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante la etapa constructiva se analiza, y se considera un factor de mayoración de 0.50 para este caso de carga.

CARGAS PERMANENTES Para analizar los efectos de las cargas permanentes en los estados límites diferentes a los de construcción, se toman las provisiones del Art. 3.5 del CCP-14.

10.2.4.2 En servicio

10.2.4.2.1 Carga muerta (DC y DW)

En este apartado se presenta la carga DC, que corresponden al peso propio de los elementos estructurales y de los accesorios estructurales. También la carga DW, que se refiere al peso propio de solamente la carpeta de rodadura y las instalaciones (Ver Sección 3 – numeral 3.5.1 de la (AIS,

2014). La norma establece los pesos unitarios de los materiales en la tabla 3.5.1-1, la cual se exponen a continuación:

Material		Peso Unitario (kN/m ³)
Aleaciones de Aluminio		28
Pavimentos Bituminosos		22,5
Hierro fundido		72
Relleno de ceniza		9,6
Arena, Limo o Arcilla Compactadas		19,25
Concreto simple	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25
	Normal con $f'_c \leq 35$ MPa	23,2
	Normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$22,4 + 0,0229 f'_c$
Arena, Limo o Grava Sueltas		16
Arcilla Blanda		16
Grava Compactada, Macadam, o Cascajo		22,5
Acero		78,5
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,6
	Blanda	8
Agua	Dulce	1
	Salada	10,25
Item		Peso por unidad de longitud (kN/m)
Sistemas de rieles, Traviesas, y fijaciones por cada Riel		3

Tabla 10-3. Peso unitario de los materiales. Fuente: (AIS, 2014)

El peso unitario del concreto reforzado se determina como 0.8 kN/m³ más que el concreto simple que se presenta en la tabla anterior. De esta forma, para concreto normal con resistencia a la compresión menor o igual a 35 Mpa el peso unitario de este material es de 24 kN/m³.

10.2.4.2.2 Carga viva (LL)

Para la carga viva por carril se debe diseñar teniendo en cuenta las siguientes (2) combinaciones, basados en la sección 3 de la norma (AIS, 2014):

- Camión de diseño más la carga de carril
- Tándem de diseño más la carga de carril

Se presenta a continuación la definición de cada uno de ellas:

- El camión de diseño consta de tres cargas por eje que deben ser afectadas por impacto, cuyas características se observan a continuación:

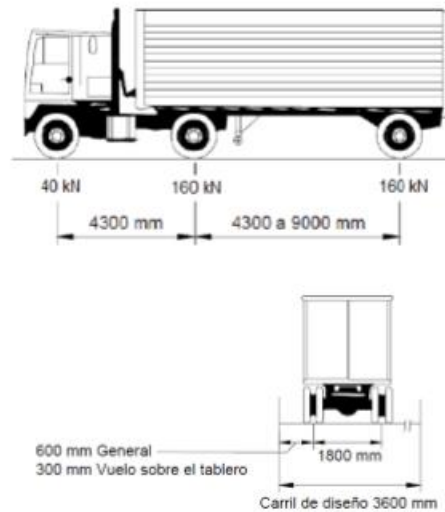


Figura 10-14 Camión de diseño. Fuente: (AIS, 2014):

- El tándem de diseño consiste en dos cargas por eje de 125 kN separadas 1.2 m. El espaciado transversal de las ruedas es de 1.8 m. Esta carga debe someterse a una amplificación dinámica es decir impacto.
- La carga de carril de diseño es uniformemente distribuida en dirección longitudinal de 10.3 kN/m. Transversalmente, la carga de carril de diseño debe suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.0 m. Esta carga no debe someterse a una amplificación dinámica.

Se deben aplicar una amplificación por carga dinámica o impacto del 33% para todos los estados límites de resistencia y de 15% para los estados límites de fatiga y fractura.

Los factores de presencia múltiple, son definidos por la norma que tiene en cuenta la probabilidad de ocupación simultánea de los carriles por carga viva CC-14 completa, y tiene como objetivo identificar el caso con el peor escenario. Estos factores son aplicables para todas las combinaciones de carga sin incluir fatiga y se presentan a continuación:

Número de Carriles Cargados	Factores de presencia Múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla 10-4.. Factores de presencia múltiple de la carga viva. Fuente: (AIS, 2014)

Los efectos estáticos producidos por la carga viva de diseño, diferentes a la fuerza centrífuga y frenado, deben incrementarse por los factores amplificación por carga dinámica que se presentan continuación:

Componente	IM
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

Tabla 10-5. Amplificación por carga dinámica. Fuente: (AIS, 2014):

Los efectos dinámicos producidos por los camiones en movimiento pueden atribuirse a las siguientes causas:

- Discontinuidades de la superficie de rodadura cercana a las juntas de dilatación o en la zona con huecos o grietas en el pavimento.
- Asentamientos especialmente en la zona de los terraplenes de acceso.

Para ello, se crea la carga del camión estándar más la línea de carga en el csibridge:

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1,33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		10,3	Fixed Width	3,05	40,	Two Points	1,8
Leading Load	Infinite		10,3	Fixed Width	3,05	40,	Two Points	1,8
Fixed Length	4,3		10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8
Variable Length	4,3	9,	10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8
Trailing Load	Infinite		10,3	Fixed Width	3,05		Two Points	1,8

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments 0 One Point 1

For Other Responses 0 One Point 1

Floating Axle Load Scale Factor 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor

Uniform Load Factor

OK Cancel

Tabla 10-6. Camión estándar más línea de carga

También se crean “lane bridge” concéntricos, excéntricos como se muestra en la siguiente figura:

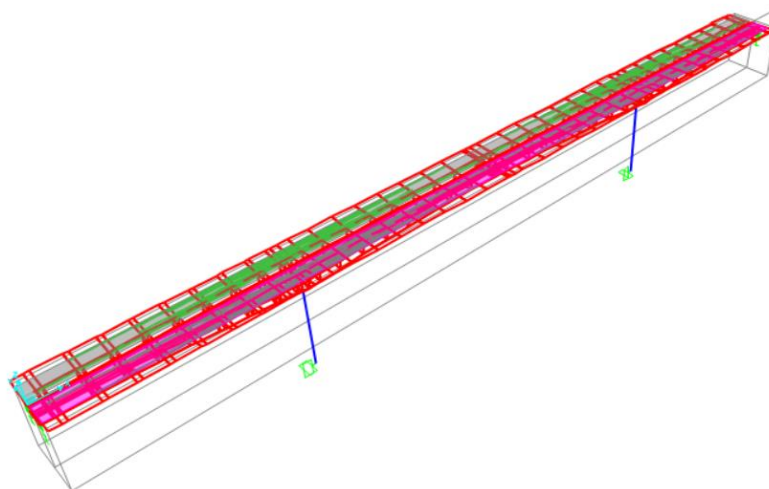


Figura 10-15. “Lane bridge” concéntricos

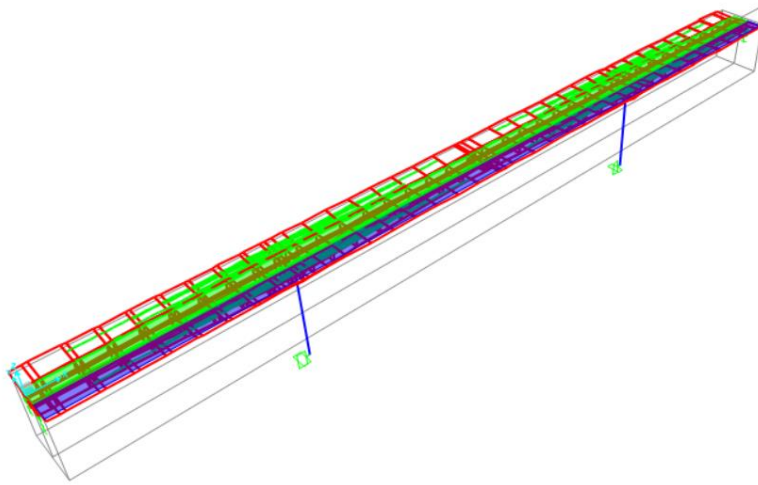


Figura 10-16. “Lane bridge” Excéntrico

Para momento negativo, la norma establece lo siguiente para tableros continuos:

3.6.1.3.1 — General — A menos que se especifique de otra manera, el efecto extremo se debe tomar como el mayor de los siguientes:

- El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la carga de carril de diseño, o
- El efecto de un camión de diseño con el espaciamiento variable entre ejes especificado en el Artículo 3.6.1.2.2, combinado con el efecto de la carga de carril de diseño, y
- Para momento negativo entre puntos de inflexión bajo carga uniforme en todos los vanos, y reacción solamente en apoyos internos, se debe usar el mayor entre el: a) 100 por ciento del efecto de dos camiones de diseño espaciados mínimo 15000 mm entre el primer eje de un camión y el eje trasero del otro camión, combinado con el 100 por ciento del efecto de la carga de carril de diseño. b) 100 por ciento del efecto de dos tándem de diseño espaciados entre 8000 mm y 12000 mm entre el primer eje de un tándem y el eje trasero del otro tándem, combinado con el 100 por ciento del efecto de la carga de carril de diseño. La distancia entre los ejes de 160 kN de cada camión debe tomarse como 4300 mm. Los dos camiones o dos tándem de diseño deben colocarse en vanos adyacentes para producir la máxima fuerza.

Deben ignorarse los ejes que no contribuyen a los efectos extremos bajo consideración.

Para lo cual se creó, el siguiente lane bridge:

Vehicle Data

Vehicle Name: Design Type: Units:

Source: User Defined

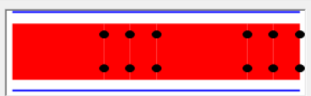
Length Effects
 Axle:
 Uniform:

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (in Lane Longitudinal Direction)

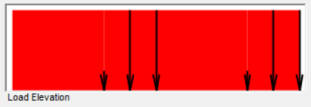
Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge:
 Lane Interior Edge:

Center of Gravity
 Height - Axle Loads:
 Height - Uniform Loads:



Load Plan



Load Elevation

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: Axle Load Scale Factor:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		10,3	Fixed Width	3,05	40,	Two Points	1,8
Leading Load	Infinite		10,3	Fixed Width	3,05	40,	Two Points	1,8
Fixed Length	4,3		10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8
Variable Length	4,3	9,	10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8
Fixed Length	15,		10,3	Fixed Width	3,05	40,	Two Points	1,8
Fixed Length	4,3		10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8
Fixed Length	4,3		10,3	Fixed Width	3,05	160,	Two Points	1,8

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value Width Type Axle Width
 For Other Responses: Value Width Type Axle Width
 Floating Axle Load Scale Factor:
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

Figura 10-17. Camión estándar más línea de carga

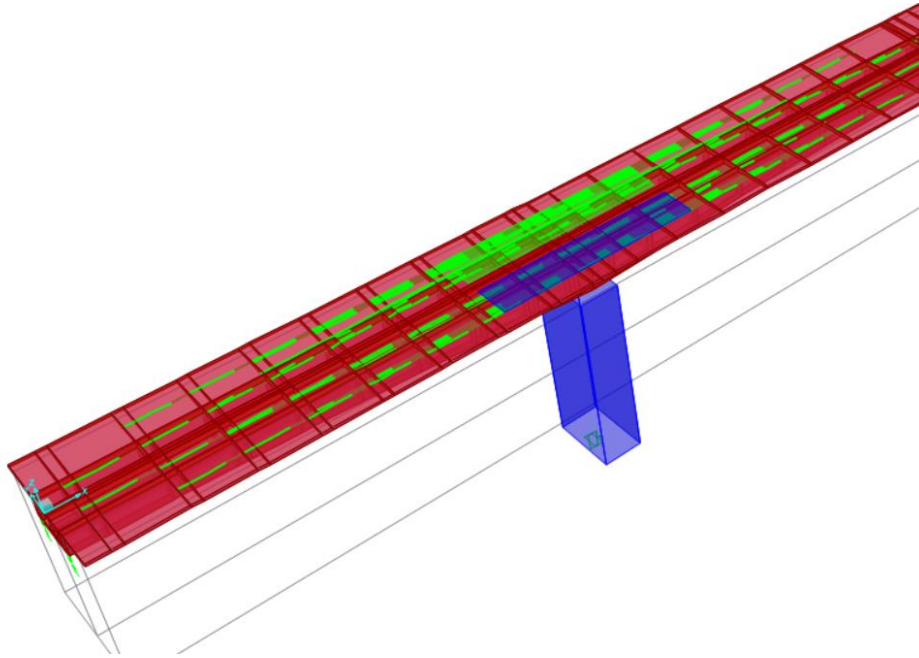


Figura 10-18. Lane concéntrico para momento negativo

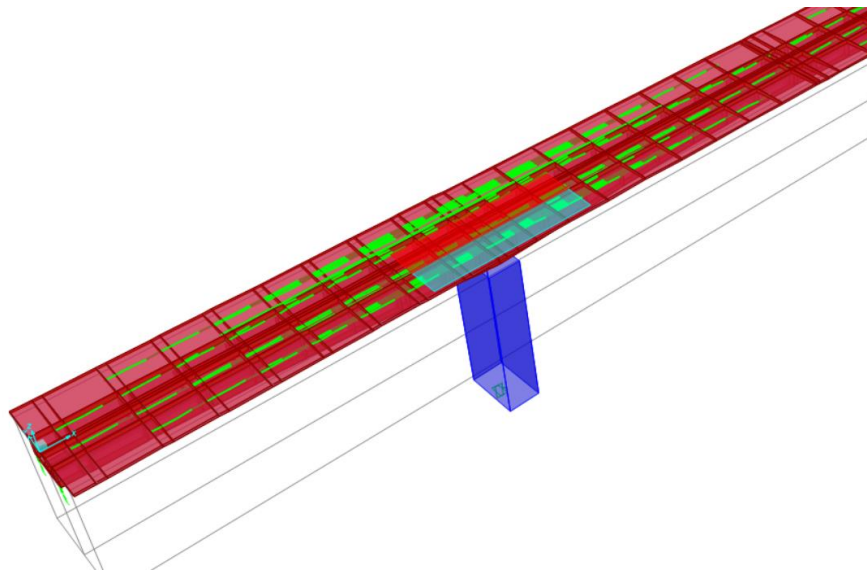


Figura 10-19 Lane excéntrico para momento negativo

10.2.4.2.3 Sismo EQ

A continuación, se construye el espectro de respuesta del puente, el cual está localizado en una región 10 (Cúcuta), luego tiene una aceleración pico horizontal del terreno (PGA) de 0.5 tomado del mapa siguiente:

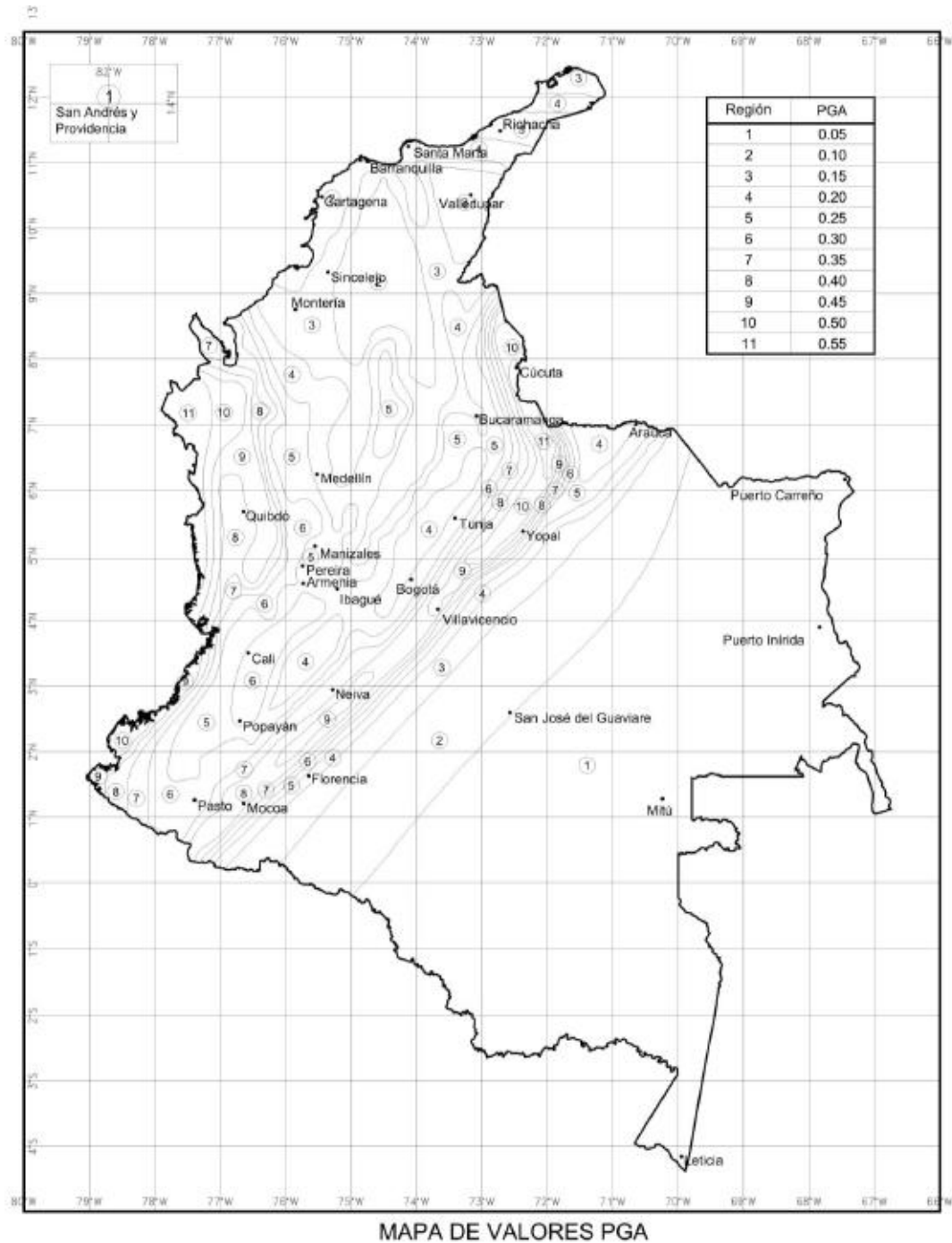


Figura 10-20. Mapa con los valores de PGA. Fuente: (AIS, 2014)

Tiene un valor de S_s y S_1 de 0.9 (zona 9) y 0.60 (zona 12) respectivamente tomado de los mapas correspondientes de la norma que se presentan continuación.

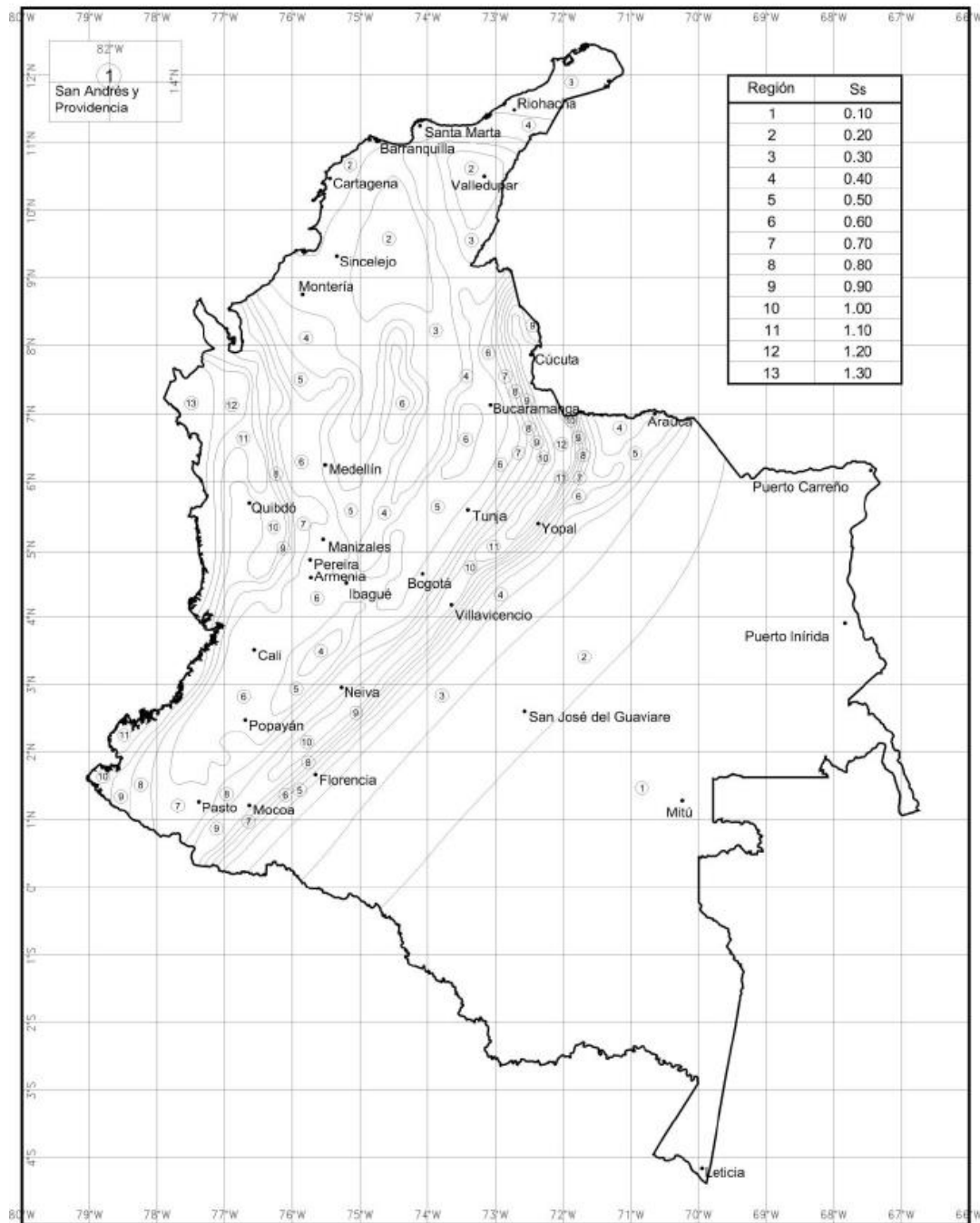


Figura 10-21. Mapa con los valores de S_s . Fuente: (AIS, 2014)

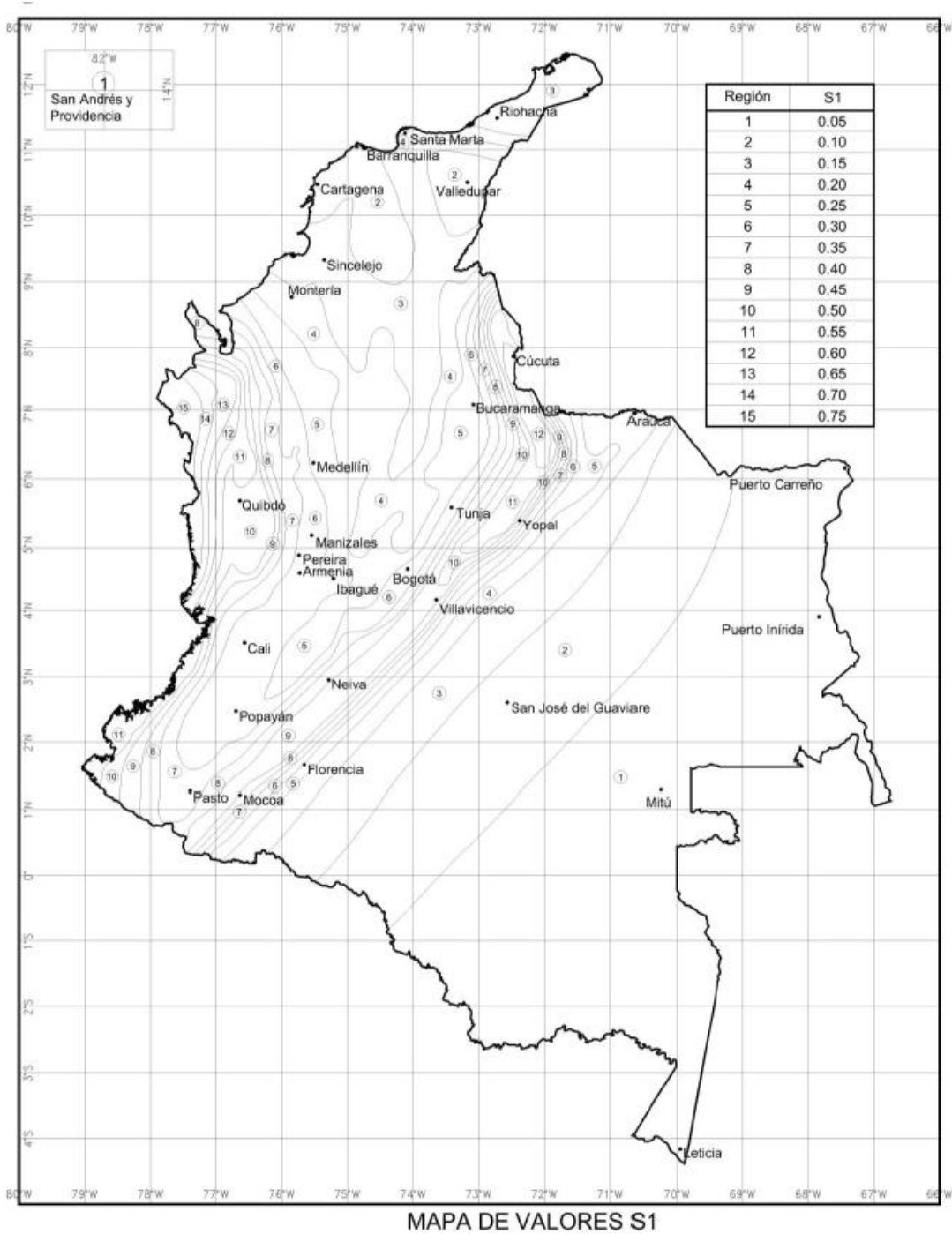


Figura 10-22. Mapa con los valores de S1. Fuente: (AIS, 2014)

El tipo de suelo es “C”, por lo que F_{pga} es de 1.0 tomado de la siguiente tabla:

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el período de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos ^(Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 10-7. Valores del factor del sitio (F_{pga}). Fuente: (AIS, 2014)

También un F_a y F_v de 1.0 y 1.3 respectivamente empleando las siguientes tablas de la norma.

Tabla 3.10.3.2-2 — Valores del factor de Sitio, F_a , en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 0.2s ^(Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_S
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 10-8.. Valores del factor del sitio (F_a). Fuente: (AIS, 2014)

Tabla 3.10.3.2-3 — Valores del factor de Sitio, F_v , en el intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 1.0s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_1
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Tabla 10-9.. Valores del factor del sitio (F_v). Fuente: (AIS, 2014)

Basado en lo anterior se tienen los siguientes valores, con los cuales se construye el espectro de respuesta:

$$PGA := 0.5$$

$$ss := 0.9$$

$$s1 := 0.6$$

$$Fpga := 1$$

$$Fa := 1$$

$$Fv := 1.3$$

$$As := PGA \cdot Fpga = 0.5$$

$$Sds := ss \cdot Fa = 0.9$$

$$Sd1 := s1 \cdot Fv = 0.78$$

$$Ts := \frac{Sd1}{Sds} \cdot s = 0.867 \text{ s}$$

$$To := 0.2 \cdot Ts = 0.173 \text{ s}$$

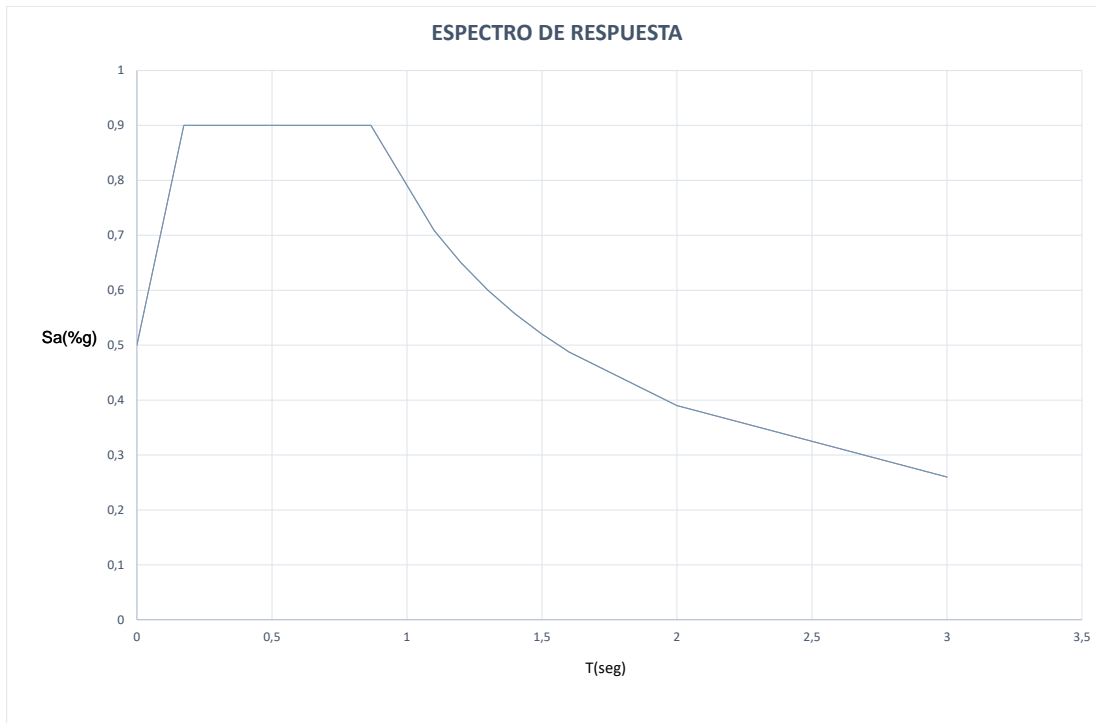


Figura 10-23 Espectro de respuesta. Fuente: (AIS, 2014)

Basados en lo anterior, la zona de desempeño sísmico es 4

Tabla 3.10.6-1 — Zonas de Desempeño Sísmico

Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Tabla 10-10.. Zonas de desempeño sísmico Fuente: (AIS, 2014)

El coeficiente de modificación de respuesta para el análisis de la pila de este puente es 2, basado en las especificaciones al respecto de la norma CCP-14:

Tabla 3.10.7.1-1 — Factores de Modificación de Respuesta — Subestructuras

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Tabla 10-11. Factores de modificación de respuesta Fuente: (AIS, 2014)

En el modelo estructural se va realizar un análisis dinámico espectral, para lo cual se ingresa el espectro de respuesta:

Se utiliza un $R=2.0$, por ser columna sola. Se muestra el espectro en csi bridge:

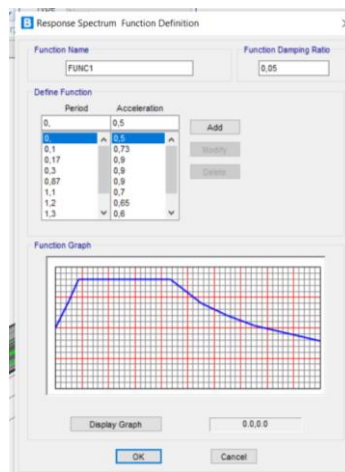


Figura 10-24 Espectro de respuesta en csi bridge

10.2.5 Construcción de modelo estructural

Se construyó el modelo estructural en el programa CSIBRIDGE que tiene por defecto las especificaciones de (AASHTO , 2010), el cual es una herramienta que sirve para el diseño del puente en las etapas de construcción, servicio y operación (capacidad de carga). En la siguiente figura se encuentra la definición de la sección transversal de la dovela base en la zona de la pila:

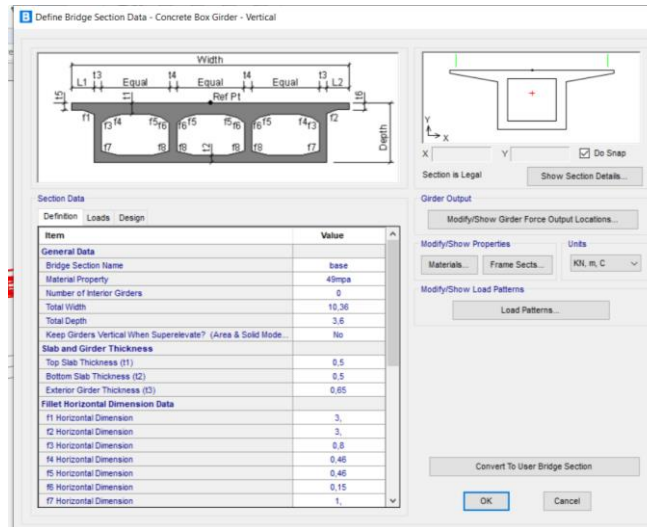
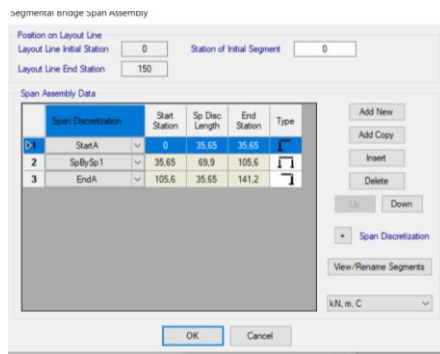
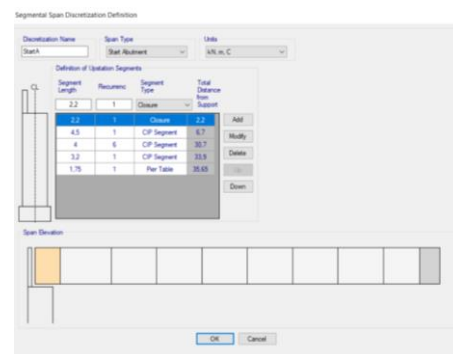


Figura 10-25 Sección transversal de la dovela en la pila

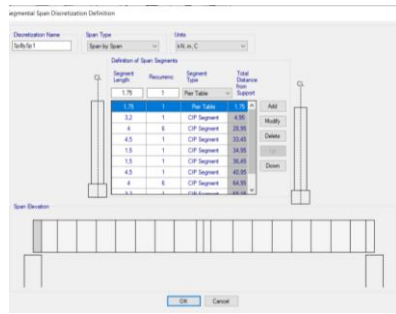
En la Figura 10-26 se presentan los formularios utilizados para definir la distribución longitudinal de las dovelas en los voladizos 1,2,3 y 4 especificados en la Figura 10-27



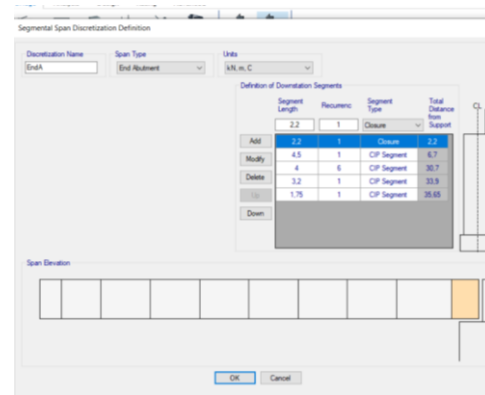
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 10-26 Formulario para definir la geometría del tablero. (a) general (b) Geometría de dovelas en voladizo1 (c) geometría de dovelas en voladizo 2 y voladizo 3 (d) Geometría de dovelas en voladizo 4

Del proceso anterior, se obtiene el siguiente modelo:

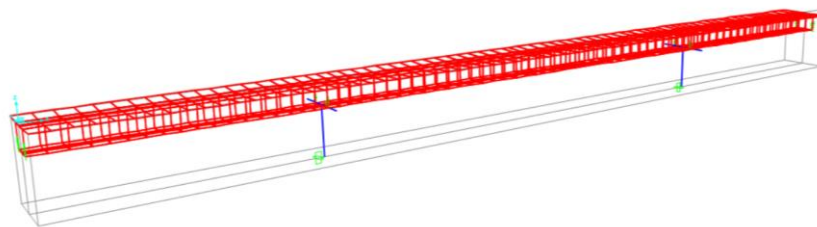


Figura 10-27 Modelo estructural inicial sin incluir variación de la sección transversal de las dovelas.

Posteriormente a la definición de la geometría, se estableció la variación en altura que tiene cada tramo, para lo cual se llenaron los siguientes formularios:

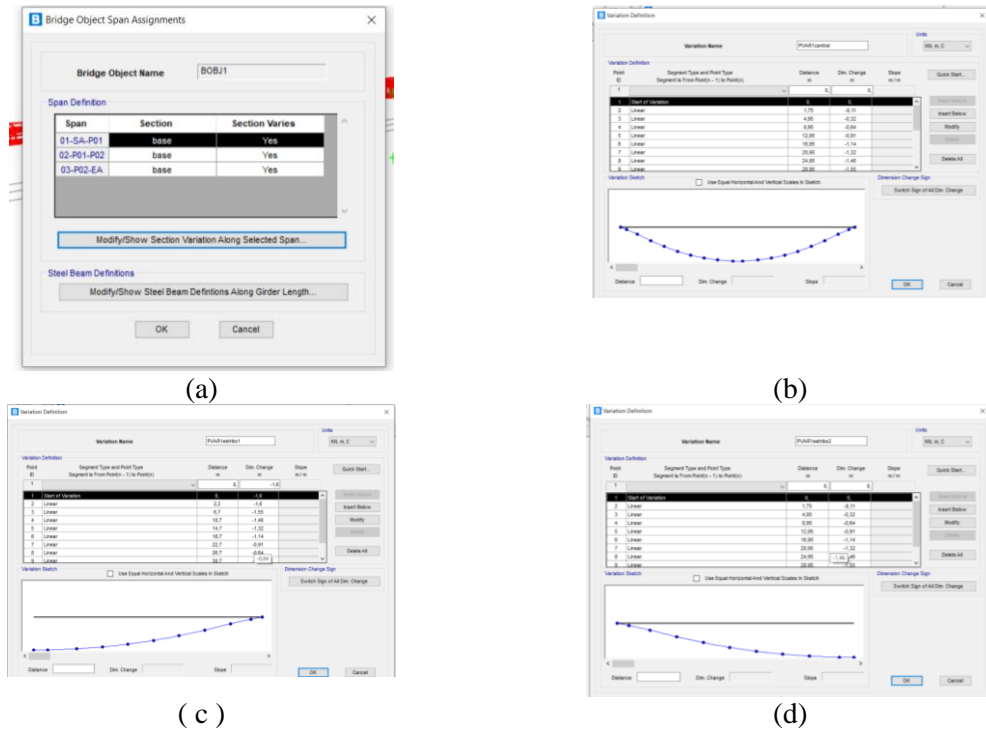


Figura 10-28 Formulario para definir la geometría del tablero. (a) Menú principal de cada luz o sector (b) Variación de la altura de las dovelas en los voladizos 2 y 3 (c) Variación de la altura de las dovelas en el voladizo 1 (d) Variación de la altura de las dovelas en el voladizo 4

Basados en lo anterior, se tiene el siguiente modelo incluyendo las dimensiones de las dos pilas:

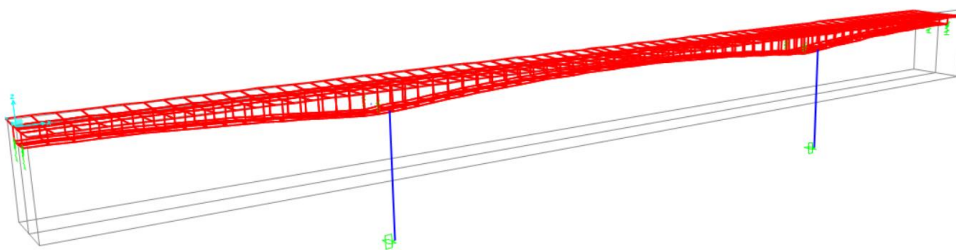


Figura 10-29 Modelo estructural incluyendo la variación de la sección transversal de las dovelas y dimensiones de las pilas

10.2.6 Definición e inclusión del preesforzado

Antes de presentar el tensionamiento del presente ejercicio académico, es importante informar para la definición del sistema de tensionamiento en la fibra superior, que se acostumbra de la siguiente forma en el mundo, según la referencia (Dongzhou & Bo , 2020):

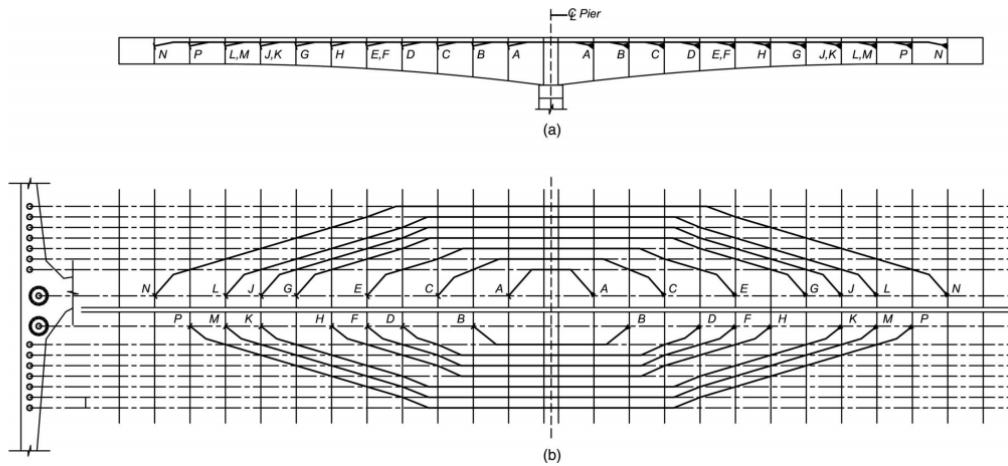


Figura 10-1 Recomendaciones del tensionamiento en fibra superior de los voladizos compensados. Perfil y planta. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

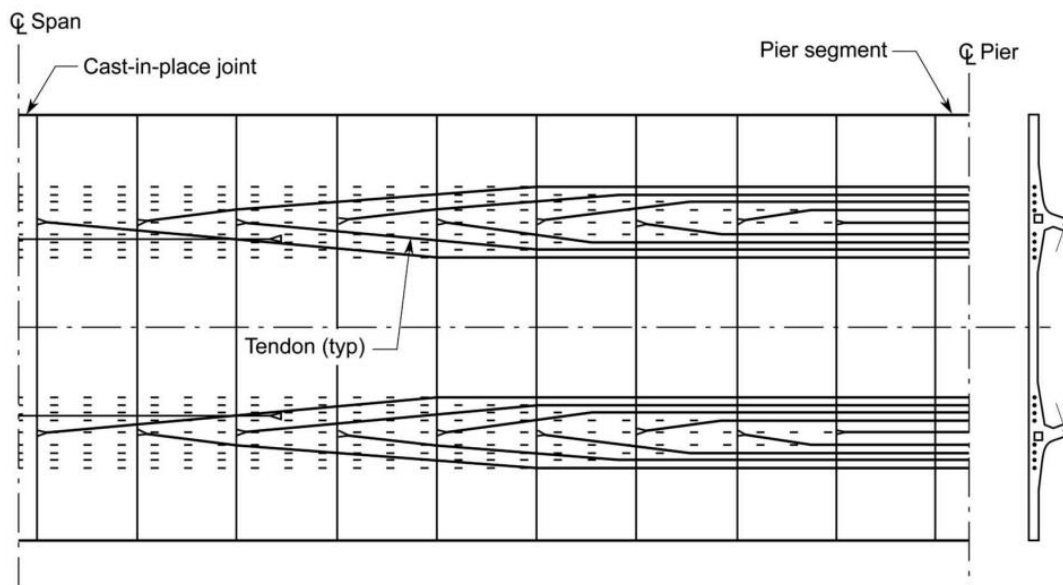


Figura 10-30 Recomendaciones del tensionamiento en fibra superior de los voladizos compensados. Planta. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

También el tensionamiento de cierre en la parte inferior de las dovelas:

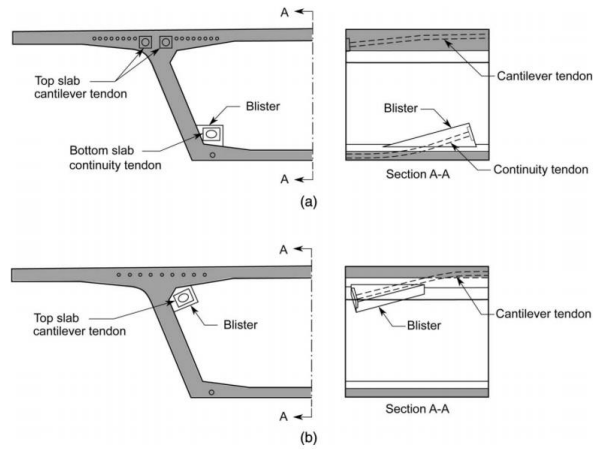


Figura 10-31 Recomendaciones del tensionamiento en fibra inferior de los voladizos compensados. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

Se utilizan cables compuestos por 12 torones de 0.6 pulgadas de diámetro con una fuerza del gato de 2470 kN, para las siguientes tres partes:

- En la zona superior de las dovelas, el cual es necesario para el proceso de construcción en voladizos sucesivos. Consta de un total de 11 familias localizadas en cada zona de la pila como se muestra en las Figura 10-32 y Figura 10-33:

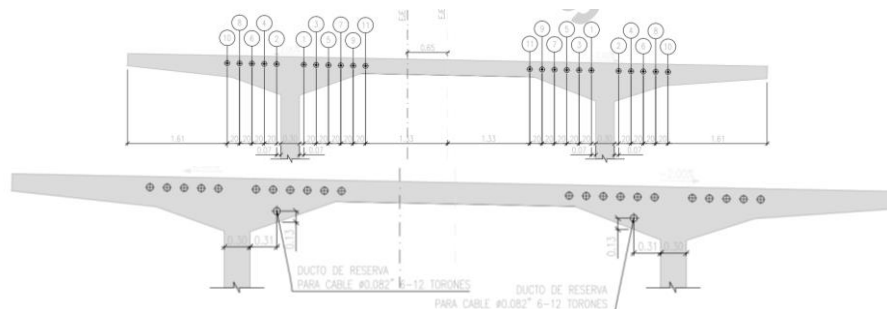


Figura 10-32 Localización transversal de las 11 familias en la parte superior de la dovela(incluye ductos de reserva)

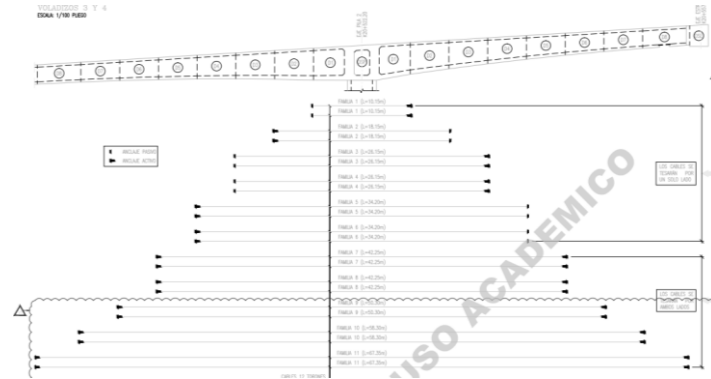


Figura 10-33 Localización longitudinal de las 11 familias en la parte superior de la dovela

- En la zona inferior de las dovelas de cierre entre los voladizos 2 y 3:

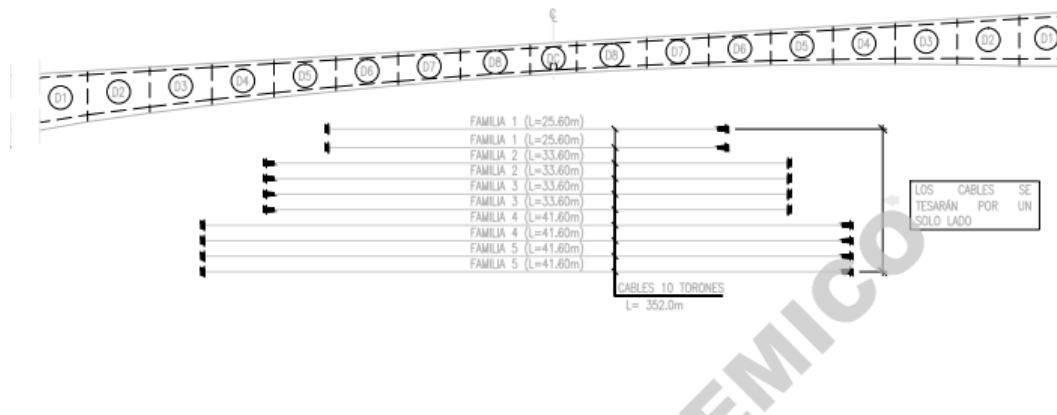


Figura 10-2 Localización longitudinal de las 5 familias en la parte inferior entre voladizos 2 y 3

- En la zona inferior de las dovelas de cierre del voladizo 1 en la zona de estribo

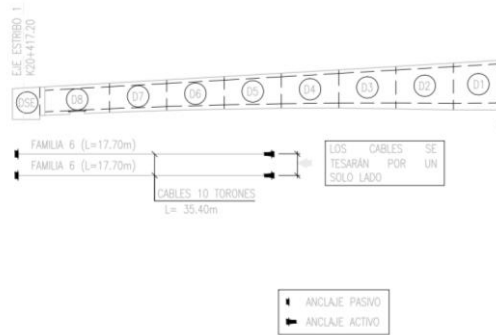


Figura 10-34 Localización longitudinal de la familia en el parte inferior voladizo 1

- En la zona inferior de las dovelas de cierre del voladizo 1 en la zona de estribo

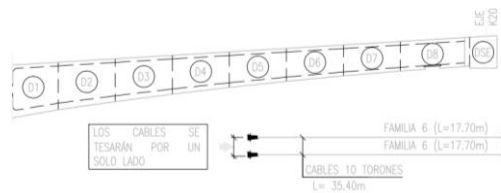


Figura 10-3 Localización longitudinal de la familia en el parte inferior voladizo 4

En cada familia de cables se especifica si los anclajes en los extremos son:

- Activo y activo
- Activo y pasivo
- Pasivo y activo

El detalle de los anclajes activos utilizados en este diseño académico:

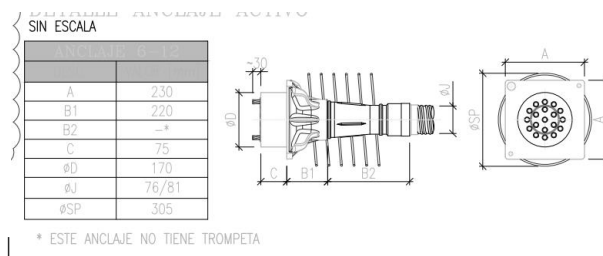


Figura 10-35 Detalle de anclaje activo

Este refuerzo de postensado, se debe aplicar en el modelo estructural del puente. Se muestra los formularios utilizados para la familia 1 de cables localizados en la pila 1:

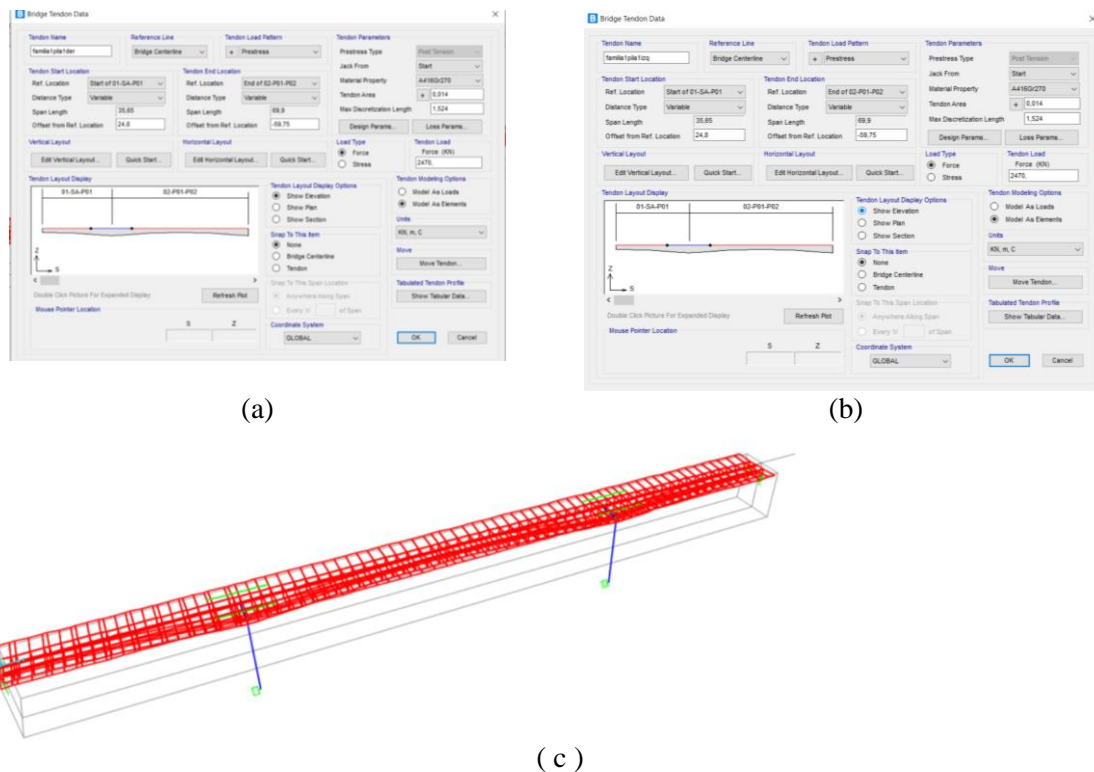


Figura 10-36 Ejemplo de inclusión de la familia 1 de las dos pilas en el modelo estructural. (a) Datos para el lado izquierdo. (b) Datos para el lado derecho. (c) Vista en el modelo

10.2.7 Revisión de esfuerzos de servicio en las etapas de construcción

10.2.7.1 Conceptos generales

Antes de presentar la revisión de esfuerzos del ejercicio académico, es esencial conocer la variación de los diagramas de momento durante la etapa de construcción hasta la de servicio, incluyendo en este último los efectos de fluencia y retracción:

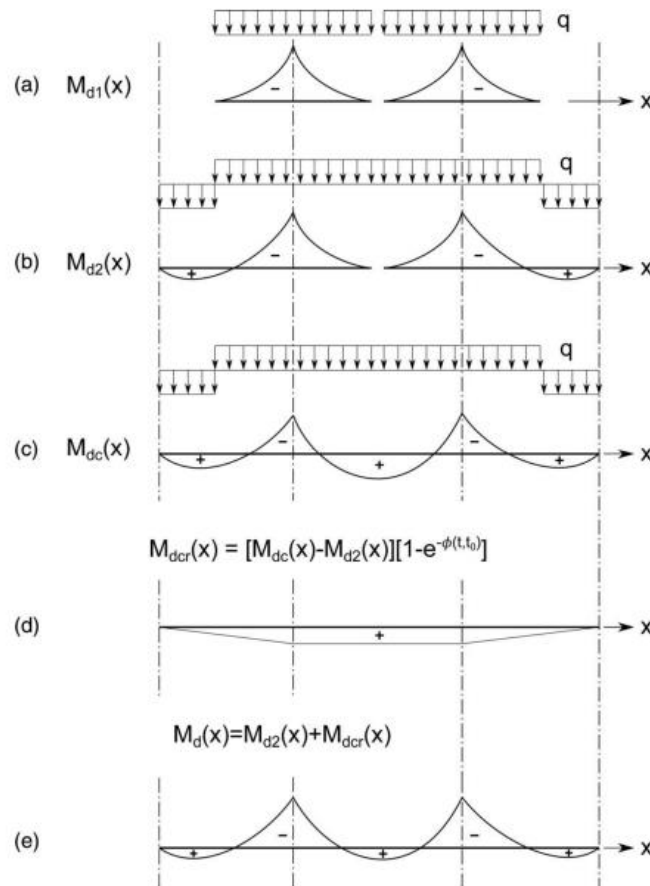


Figura 10-37 Diagramas de momento en las etapas de construcción hasta las de servicio.

Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

En la siguiente figura, se presenta un ejemplo del diagrama de momento de primer orden, el secundario (por fluencia) y el total:

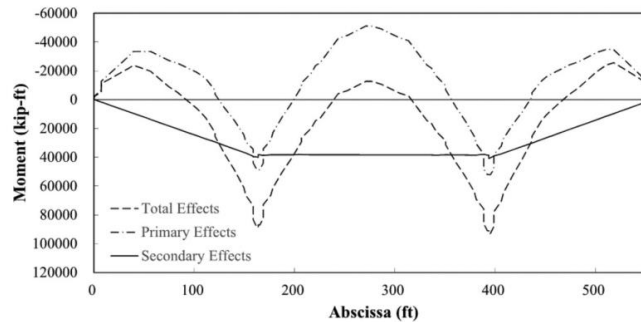


Figura 10-38 Ejemplo de los diagramas de momento de efectos primarios, secundarios y totales.
Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

Según la referencia (Dongzhou & Bo , 2020), durante la construcción de este tipo de puente, sus sistemas estructurales y condiciones de contorno cambian constantemente desde el inicio de la construcción, las diferentes etapas y hasta colocarlos en servicio. Es un tema crítico de diseño para asegurar la estabilidad a nivel estructural y volcamiento, durante cada etapa de la construcción. La resistencia y estabilidad de la estructura y su cimentación debe ser comprobada en cada una de las etapas constructivas, especialmente para un sistema estructural con bajo grado de redundancia y cargas desequilibradas, como es una estructura en voladizo libre. A menudo se necesitan soportes temporales para mantener estable la estructura durante la construcción. Es importante que el ingeniero establezca claramente las cargas de construcción asumidas y las ubicaciones de los soportes temporales en los planos. Las cargas de construcción, los factores de carga y las combinaciones de carga para los límites de servicio y resistencia se presentan en las Secciones 2.2.12 y 2.3.3.4 de la (AASHTO , 2010). Durante la construcción, las tensiones del concreto armado deben mantenerse dentro de las tensiones admisibles en el límite de servicio especificado en la Sección 1.2.5.1.3 según (AASHTO , 2010). Las combinaciones de carga de construcción en los estados límite de resistencia se discuten en la Sección 2.3.3.4.2 según (AASHTO , 2010). Todos los límites de servicio y resistencia deben verificarse y cumplirse durante la construcción. Se debe considerar que las aplicaciones de carga producen los casos de carga más desfavorables para las secciones relacionadas. Algunas aplicaciones de carga típicas para los límites de servicio y resistencia se muestran en las siguientes figuras:

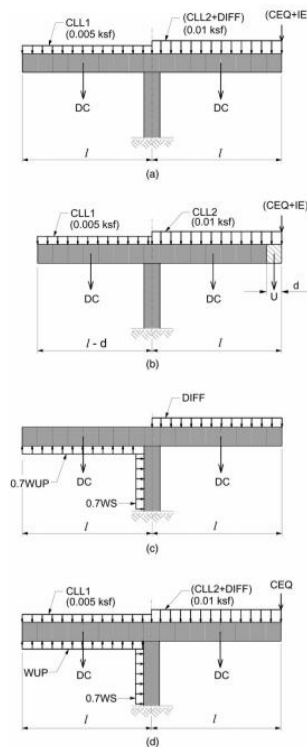


Figura 10-39 Combinaciones de carga recomendadas. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

En el modelo de este ejercicio en CSI Bridge, el manejo de creep (fluencia) y retracción en el proceso constructivo de puentes segmentados se realiza considerando los efectos a lo largo del tiempo y cómo estos influyen en las fuerzas internas y deformaciones del puente. El procedimiento incluye:

Definición de propiedades de material a largo plazo

- CSI Bridge permite definir propiedades específicas para el creep (fluencia) y la retracción (encogimiento) del concreto, incluyendo factores de creep y funciones de retracción basadas en modelos normativos (como AASHTO o Eurocódigo). Estas propiedades se establecen en el modelo de material y se aplican a las secciones de los elementos estructurales.

Etapas de construcción secuenciales

- La simulación del proceso constructivo se realiza de manera secuencial, etapa por etapa, agregando segmentos de dovelas conforme avanza la construcción.
- El software rastrea el estado de esfuerzos y deformaciones acumuladas, incluyendo el efecto del creep y la retracción en cada etapa de adición de dovelas, ajustando automáticamente las fuerzas internas y las deformaciones resultantes.

Determinación de momentos en la etapa de cierre

- Una vez que se tensiona el cable de post-tensado inferior en el lado de la dovela de cierre, se asegura la continuidad del puente. Para determinar los momentos en esta etapa:

- **Análisis de continuidad:** Se realiza un análisis considerando la estructura como un sistema continuo completo. El software ajusta las fuerzas internas para reflejar la distribución de momentos y esfuerzos en el puente después de la tensión final.
- **Efectos acumulativos:** CSI Bridge toma en cuenta los efectos acumulados de creep y retracción desde las primeras etapas de construcción hasta la etapa de cierre. Se realiza un análisis no lineal de largo plazo que incluye estos efectos para reflejar cómo afectan la distribución de momentos en el puente.
- **Aplicación de cargas de cierre:** Se considera la carga del último segmento y las fuerzas del tensionamiento de la dovela de cierre, asegurando que los momentos sean consistentes con el estado final de equilibrio.

Para su desarrollo puede utilizar los siguientes modelos de materiales:

- **Modelo AASHTO LRFD (AASHTO 2020 y versiones anteriores)**
 - Utiliza el modelo basado en las especificaciones AASHTO LRFD, que calcula el creep y la retracción del concreto para puentes. Este modelo es ampliamente utilizado en proyectos en Estados Unidos y se ajusta a las especificaciones definidas para la construcción de puentes segmentados.
- **Modelo CEB-FIP 1990/2010 (Eurocódigo 2)**
 - CSI Bridge también admite el modelo CEB-FIP, que es la base para el Eurocódigo 2. Este modelo considera tanto el creep como la retracción para concretos con características específicas, como la edad del concreto al inicio de la carga, la humedad relativa y el tamaño de los elementos.
- **Modelo CEB-FIP 1990**
 - Este es el modelo tradicional para el cálculo de creep y retracción, utilizado en muchos países como una base general para puentes. CSI Bridge permite aplicar este modelo cuando se busca una aproximación más general o cuando las normas locales no especifican un modelo particular.

10.2.7.2 Revisión de esfuerzos de servicio manual

Se presenta a continuación la revisión de esfuerzos en las etapas de construcción de la superestructura del puente, teniendo en cuenta las condiciones y combinaciones de carga para esta labor que se explicaron en el numeral 10.4.

Los esfuerzos actuantes deben ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles que establece la norma (AIS, 2014) para este caso y para un concreto que logra una resistencia mínima del 80% la de diseño (esto depende de lo que se expone en el diseño y del interventor). Los admisibles a compresión y tracción son respectivamente:

$$f_{\text{admisible compresión}} := 0.6 \cdot f'_c \cdot 0.8 = 20.16 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{admisbletracción}} := 0.25 \cdot \sqrt{\frac{f'_c \cdot 0.8}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 1.449 \text{ MPa}$$

19.2.7.1 Revisión manual – Etapa1

La etapa 1 consiste en la construcción de la dovela 1 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

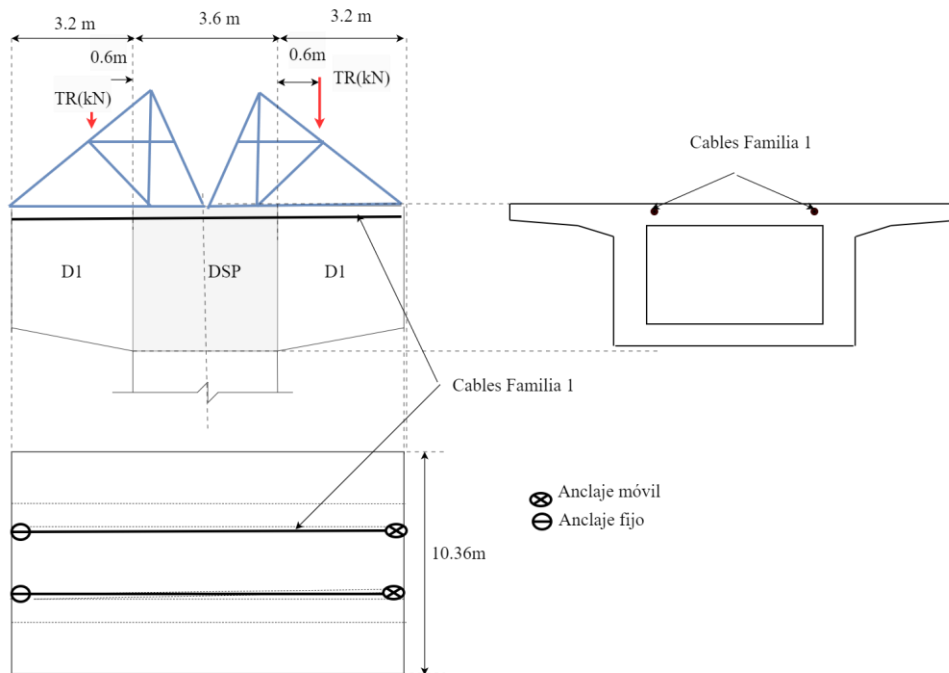


Figura 10-40 Esquema etapa 1

Se utilizan las propiedades geométricas que se presentan en la Tabla 10-2, luego se tiene:

$$\begin{aligned}
 Sbdv1 &:= 8.67 \cdot m^3 & Stdv1 &:= 11.69 \cdot m^3 & Ytdv1 &:= 1.49 \cdot m \\
 edv1 &:= Ytdv1 - 0.35 \cdot m = 1.14 \text{ m} & Adv1 &:= 10.35 \cdot m^2 & Adv2 &:= 10.08 \cdot m^2
 \end{aligned}$$

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia 1 de cables, teniendo en cuenta las perdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas. Este al inicio tiene un anclaje fijo y al final un anclaje móvil:

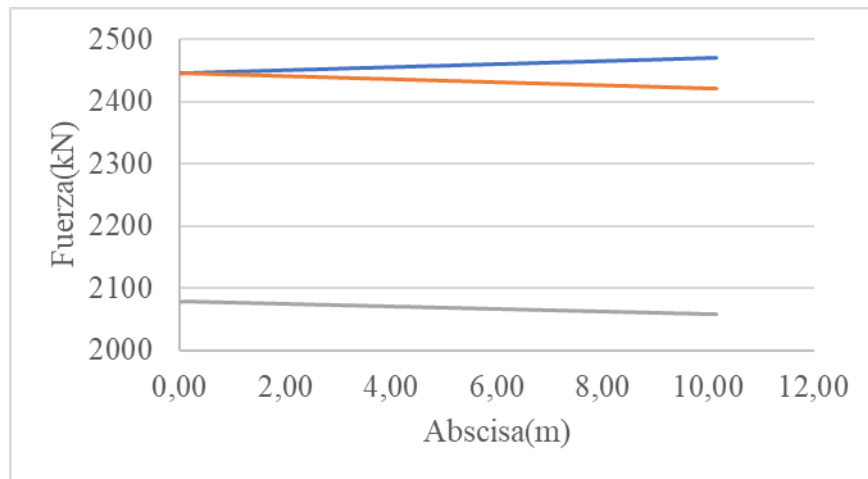


Figura 10-41 Diagrama de tensionamiento cable familia 1

Se determina a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho en sentido longitudinal de la dovela de la pila. Se hace para una de las combinaciones de carga de servicio, que incluye: DC+TR+DIFF+CLL. La carga de peso propio (DC) es un trapecio uniformemente distribuido. La carga TR es el peso de los carros de avance. DIFF es un 2% más de la carga DC. Y CLL es una carga viva de construcción que es asimétrica. Los cálculos obtenidos son los siguientes, incluyendo los esfuerzos arriba y abajo, derecho e izquierda en la sesión de estudio localizada en el borde la dovela DSP

ETAPA 1

$$W_{\text{carroavance}} = 500 \cdot \text{kN}$$

$$d_{\text{libre}} = 3.2 \cdot \text{m}$$

$$M_{dc} = \frac{(Adv2) \cdot \gamma_c \cdot d_{\text{libre}}^2}{2} + (Adv1 - Adv2) \cdot \gamma_c \cdot \frac{d_{\text{libre}}}{2} \cdot \frac{d_{\text{libre}}}{3} = (1.25 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{diff} = M_{dc} \cdot 0.02 = 24.994 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad Adv1 = 10.35 \text{ m}^2 \quad Adv2 = 10.08 \text{ m}^2$$

$$M_{tr} = W_{\text{carroavance}} \cdot 0.6 \cdot \text{m} = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$W_{cll1zq} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot \text{MPa} \quad W_{cll2r} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot \text{MPa} \quad A_{\text{tablero}} = 10.36 \cdot \text{m}$$

$$M_{cll1zq} = \frac{W_{cll1zq} \cdot A_{\text{tablero}} \cdot d_{\text{libre}}^2}{2} = 10.609 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cll2r} = \frac{W_{cll2r} \cdot A_{\text{tablero}} \cdot d_{\text{libre}}^2}{2} = 21.217 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{s2r} = 2 \cdot 2470 \cdot \text{kN}$$

$$P_{s1zq} = 2 \cdot 2445 \cdot \text{kN}$$

$$P_{1c} = P_{s2r} = (4.94 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f_{\text{betab1izq}} = \frac{(M_{dc} + M_{diff} + M_{tr} + M_{cll1zq})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{s1zq}}{Adv1} - \frac{P_{s1zq} \cdot edv1}{S_{bdv1}} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{tetab1izq}} = \frac{-(M_{dc} + M_{diff} + M_{tr} + M_{cll1zq})}{Stdv1} + \frac{P_{s1zq}}{Adv1} + \frac{P_{s1zq} \cdot edv1}{Stdv1} = 0.814 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{betab1der}} = \frac{(M_{dc} + M_{diff} + M_{tr} + M_{cll2r})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{s2r}}{Adv1} - \frac{P_{s2r} \cdot edv1}{S_{bdv1}} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{tetab1der}} = \frac{-(M_{dc} + M_{diff} + M_{tr} + M_{cll2r})}{Stdv1} + \frac{P_{s2r}}{Adv1} + \frac{P_{s2r} \cdot edv1}{Stdv1} = 0.823 \text{ MPa}$$

Se verifican esfuerzos actuantes versus admisibles:

$$\text{if}(f_{\text{betab1izq}} < f_{\text{admisiblecompresion}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{\text{tetab1izq}} < f_{\text{admisiblecompresion}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{\text{betab1der}} < f_{\text{admisiblecompresion}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{\text{tetab1der}} < f_{\text{admisiblecompresion}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$f_{\text{betab1izqVAR}} = \frac{(M_{tr} + M_{cll1zq})}{S_{bdv1}} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{tetab1izqVAR}} = \frac{-(M_{tr} + M_{cll1zq})}{Stdv1} = -0.027 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{betab1derVAR}} = \frac{(M_{tr} + M_{cll2r})}{S_{bdv1}} = 0.037 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{tetab1derVAR}} = \frac{-(M_{tr} + M_{cll2r})}{Stdv1} = -0.027 \text{ MPa}$$

19.2.7.2 Revisión manual – Etapa2

La etapa 2 consiste en la construcción de la dovela 2 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

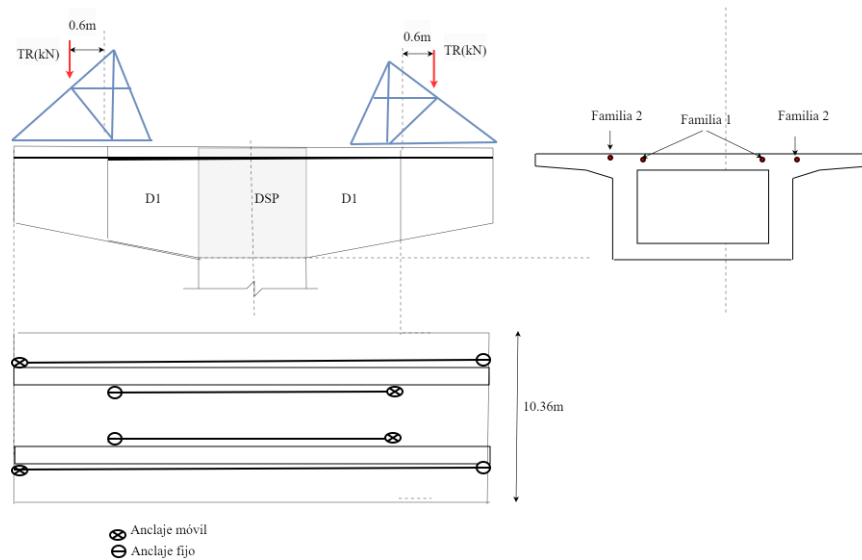


Figura 10-42 Esquema etapa 2

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

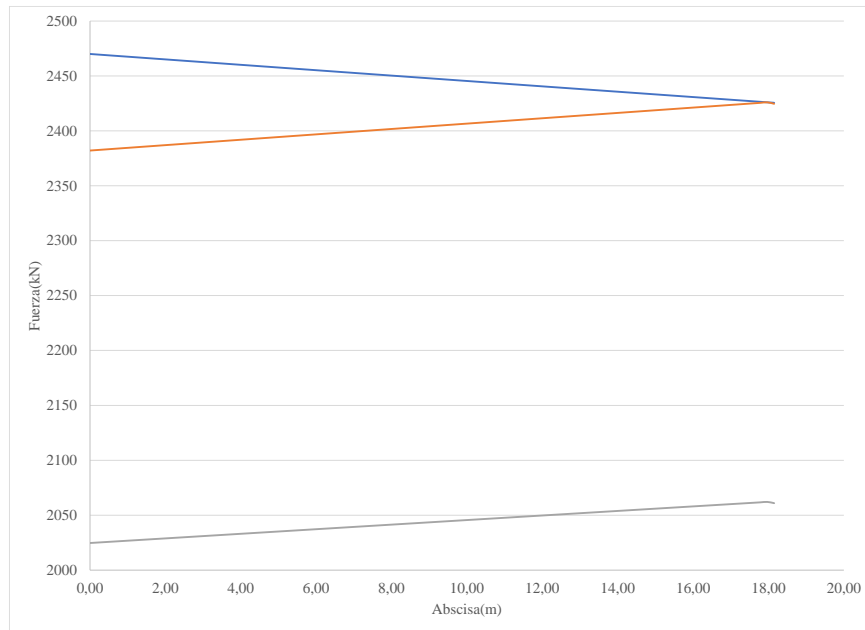


Figura 10-43 Diagrama de tensionamiento cable familia 2

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 9.66 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(\frac{4}{2} + 3.2\right) \cdot m$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (4.822 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mdiff = Mdc \cdot 0.02 = 96.445 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mtr = W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m) = (1.9 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$W_{cll2q} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad W_{cllder} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad A_{tablero} = 10.36 \cdot m$$

$$d_{libre} = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m = 7.2 \text{ m}$$

$$M_{cll2q} = W_{cll2q} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre} \cdot d_{libre} \cdot 0.5 = 53.706 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cllder} = \frac{W_{cllder} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre}^2}{2} = 107.412 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{sder} = 2 \cdot 2400 \cdot kN \quad P_{s2q} = 2 \cdot 2407 \cdot kN$$

$$P_{2c} = P_{sder} = (4.8 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f_{beta2izq} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cll2q})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{s2q}}{Adv1} - \frac{P_{s2q} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{beta1izq} - f_{beta1izq}VAR = 0.601 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba2izq} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cll2q})}{Stdv1} + \frac{P_{s2q}}{Adv1} + \frac{P_{s2q} \cdot edv1}{Stdv1} + f_{tetaba1izq} - f_{tetaba1izq}VAR = 1.187 \text{ MPa}$$

$$f_{beta2der} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} - \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{beta1der} - f_{beta1der}VAR = 0.606 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba2der} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{Stdv1} + \frac{P_{sder}}{Adv1} + \frac{P_{sder} \cdot edv1}{Stdv1} + f_{tetaba1der} - f_{tetaba1der}VAR = 1.189 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if ($f_{beta2izq} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{tetaba2izq} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{beta2der} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{tetaba2der} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$f_{beta2izq}VAR = \frac{(Mtr + M_{cll2q})}{S_{bdv1}} = 0.225 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba2izq}VAR = \frac{-(Mtr + M_{cll2q})}{Stdv1} = -0.167 \text{ MPa}$$

$$f_{beta2der}VAR = \frac{(Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} = 0.232 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba2der}VAR = \frac{-(Mtr + M_{cllder})}{Stdv1} = -0.172 \text{ MPa}$$

19.2.7.3 Revisión manual – Etapa 3

La etapa 3 consiste en la construcción de la dovela 3 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

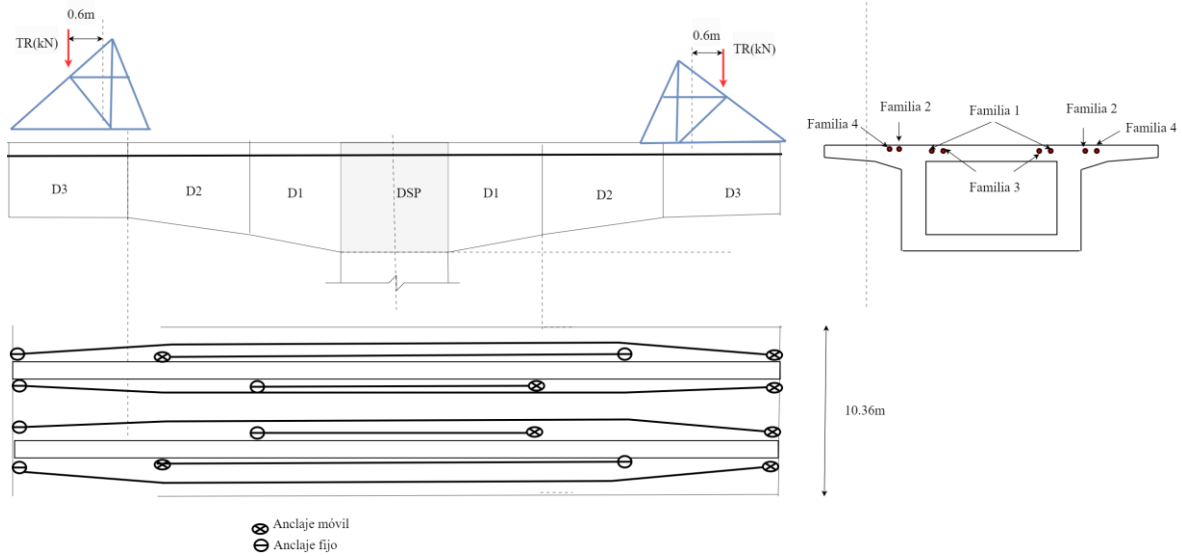


Figura 10-44 Esquema etapa 3

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

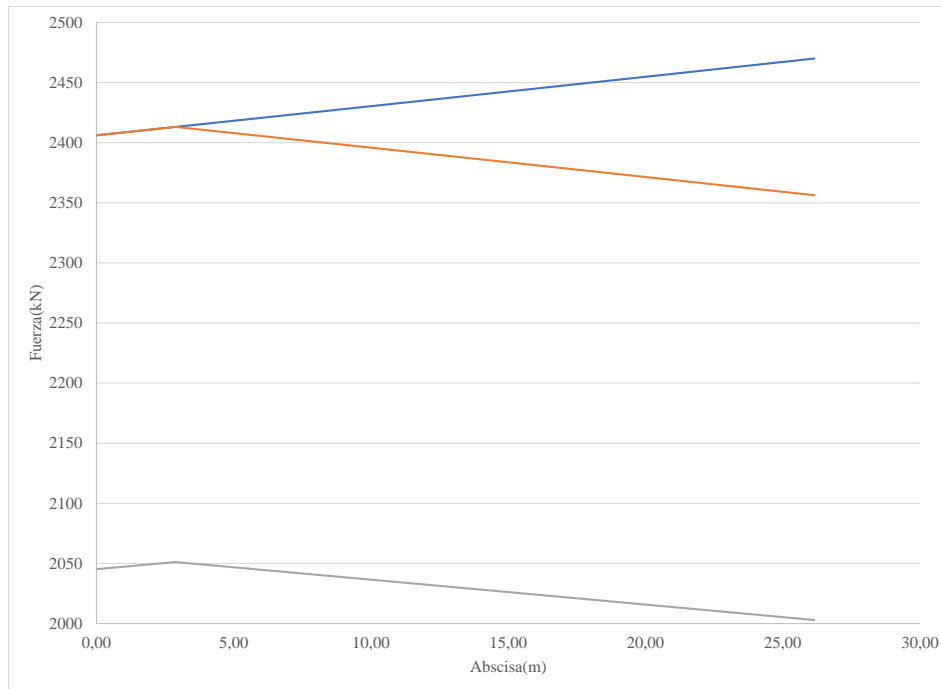


Figura 10-45 Diagrama de tensionamiento cable familia 3 o 4

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 9.31 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(4 + 3.2 + \frac{4}{2}\right) \cdot m$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (8.223 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mdiff = Mdc \cdot 0.02 = 164.452 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mtr = W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m) = (3.9 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$W_{clizq} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad W_{cllder} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad A_{tablero} = 10.36 \cdot m$$

$$d_{libre} = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m = 11.2 \text{ m}$$

$$M_{clizq} = W_{clizq} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre} \cdot d_{libre} \cdot 0.5 = 129.956 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cllder} = \frac{W_{cllder} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre}^2}{2} = 259.912 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{sder} = 4 \cdot 2323 \cdot kN$$

$$P_{sizq} = 4 \cdot 2386 \cdot kN$$

$$P_{3c} = P_{sder} = (9.292 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f_{betaba3izq} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} - \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba2izq} - f_{betaba2izqVAR} = 1.475 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba3izq} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{Stdv1} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} + \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{Stdv1} + f_{tetaba2izq} - f_{tetaba2izqVAR} = 2.145 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba3der} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} - \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba2der} - f_{betaba2derVAR} = 1.498 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba3der} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{Stdv1} + \frac{P_{sder}}{Adv1} + \frac{P_{sder} \cdot edv1}{Stdv1} + f_{tetaba2der} - f_{tetaba2derVAR} = 2.092 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$\text{if}(f_{betaba3izq} < f_{admisiblecompresion}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{tetaba3izq} < f_{admisiblecompresion}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{betaba3der} < f_{admisiblecompresion}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{tetaba3der} < f_{admisiblecompresion}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$f_{betaba3izqVAR} = \frac{(Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} = 0.465 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba3izqVAR} = \frac{-(Mtr + M_{clizq})}{Stdv1} = -0.345 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba3derVAR} = \frac{(Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba3derVAR} = \frac{-(Mtr + M_{cllder})}{Stdv1} = -0.356 \text{ MPa}$$

19.2.7.4 Revisión manual – Etapa 4

La etapa 4 consiste en la construcción de la dovela 4 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

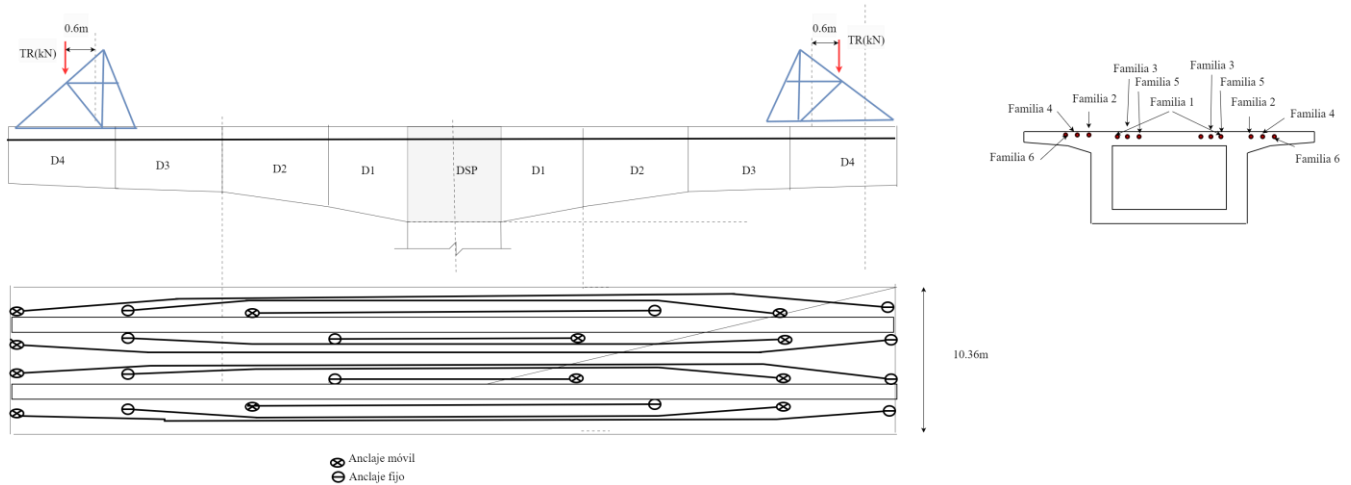


Figura 10-46 Esquema etapa 4

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

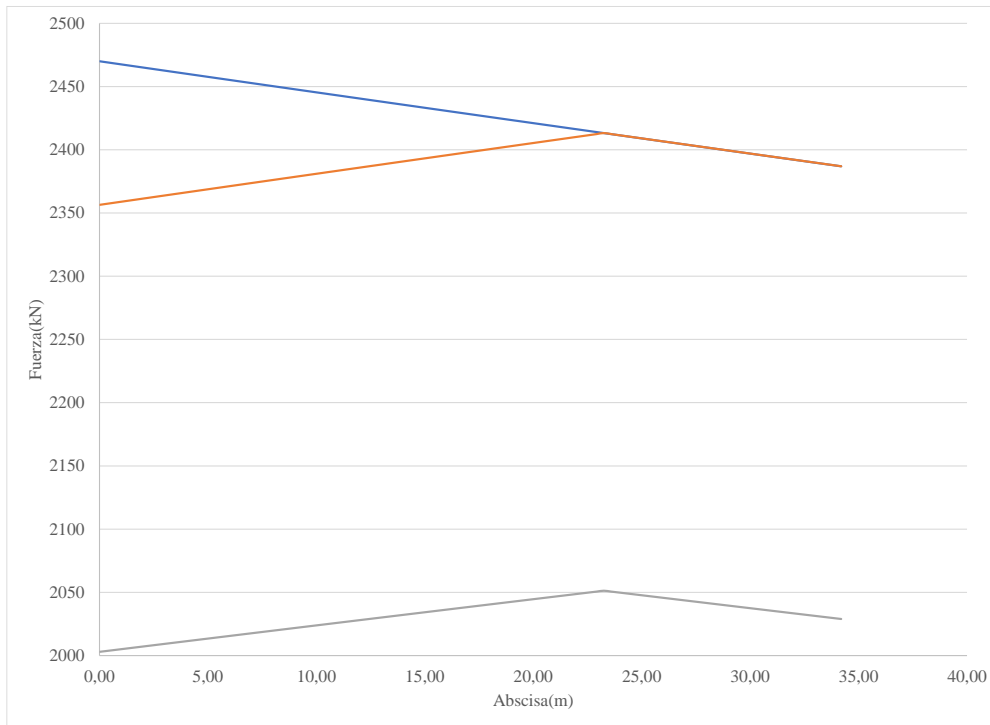


Figura 10-47 Diagrama de tensionamiento cable familia 5 y 6

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$\begin{aligned}
 Adv1 &:= 10.35 \cdot m^2 & Adv3 &:= 9.01 \cdot m^2 \\
 dovela &:= (4) \cdot m & brazo &:= \left(4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2}\right) \cdot m = 13.2 \text{ m} \\
 Mdc &:= (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (1.142 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mdiff &:= Mdc \cdot 0.02 = 228.349 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mtr &:= W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m) = (5.9 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 W_{clizq} &:= 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa & W_{cllder} &:= 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa & Atablero &:= 10.36 \cdot m \\
 dlibre &:= 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m = 15.2 \text{ m} \\
 M_{clizq} &:= W_{clizq} \cdot Atablero \cdot dlibre \cdot dlibre \cdot 0.5 = 239.357 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{cllder} &:= \frac{W_{cllder} \cdot Atablero \cdot dlibre^2}{2} = 478.715 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Psder &:= 4 \cdot 2393 \cdot kN & Psizq &:= 4 \cdot 2401 \cdot kN \\
 Pac &:= Psder = (9.572 \cdot 10^3) \text{ kN} \\
 f_{betaba4izq} &:= \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} + \frac{Psizq}{Adv1} - \frac{Psizq \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba3izq} - f_{betaba3izqVAR} = 2.727 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba4izq} &:= \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} + \frac{Psizq}{Adv1} + \frac{Psizq \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba3izq} - f_{tetaba3izqVAR} = 2.833 \text{ MPa} \\
 f_{betaba4der} &:= \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} + \frac{Psder}{Adv1} - \frac{Psder \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba3der} - f_{betaba3derVAR} = 2.763 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba4der} &:= \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} + \frac{Psder}{Adv1} + \frac{Psder \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba3der} - f_{tetaba3derVAR} = 2.764 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if($f_{betaba4izq} < f_{admisiblecompresión}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba4izq} < f_{admisiblecompresión}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{betaba4der} < f_{admisiblecompresión}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba4der} < f_{admisiblecompresión}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$\begin{aligned}
 f_{betaba4izqVAR} &:= \frac{(Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} = 0.708 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba4izqVAR} &:= \frac{-(Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} = -0.525 \text{ MPa} \\
 f_{betaba4derVAR} &:= \frac{(Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} = 0.736 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba4derVAR} &:= \frac{-(Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} = -0.546 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

19.2.7.5 Revisión manual – Etapa 5

La etapa 5 consiste en la construcción de la dovela 5 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

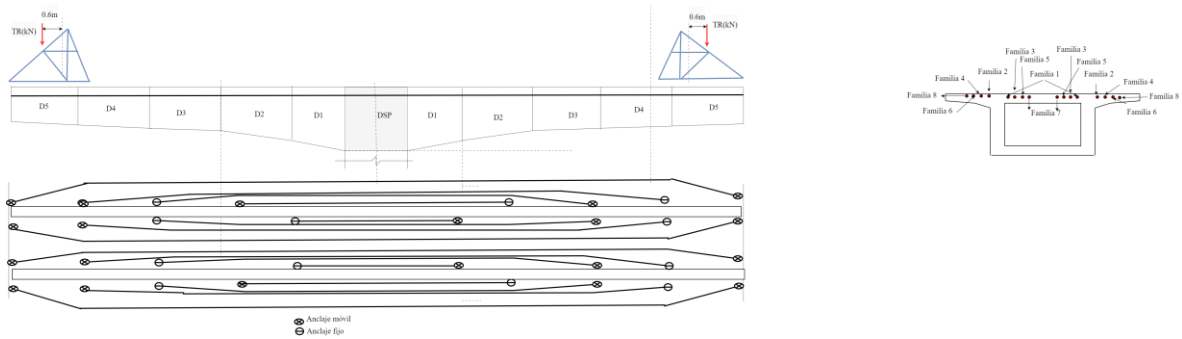


Figura 10-48 Esquema etapa 5

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

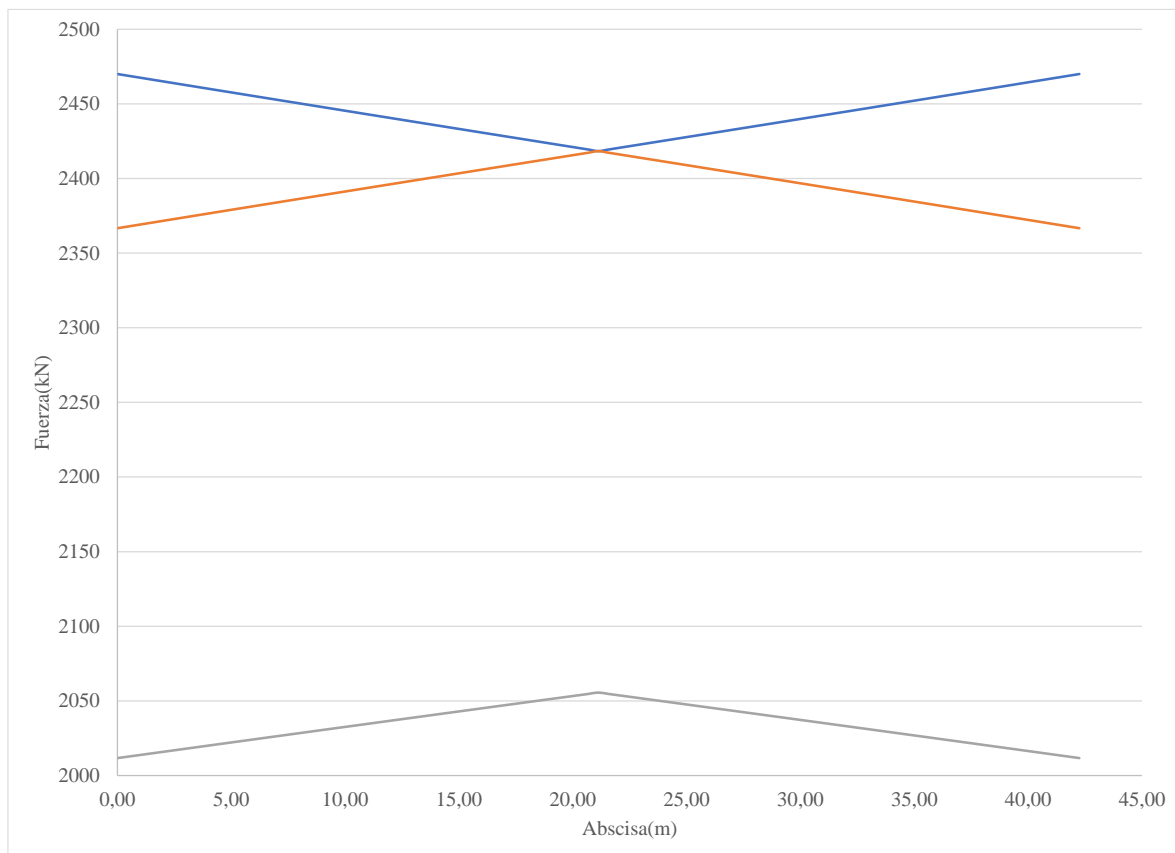


Figura 10-49 Diagrama de tensionamiento cable familia 7 y 8

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 8.78 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2}\right) \cdot m = 17.2 \cdot m$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (1.45 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mdiff = Mdc \cdot 0.02 = 289.951 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mtr = W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m) = (7.9 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$W_{clizq} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad W_{cllder} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad A_{tablero} = 10.36 \cdot m$$

$$d_{libre} = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m = 19.2 \cdot m$$

$$M_{clizq} = W_{clizq} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre} \cdot 0.5 = 381.911 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cllder} = \frac{W_{cllder} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre}^2}{2} = 763.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{sder} = 4 \cdot 2414 \cdot kN$$

$$P_{sizq} = 4 \cdot 2406 \cdot kN$$

$$P_{5c} = P_{sder} = (9.656 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f_{betaba5izq} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} - \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba4izq} - f_{betaba4izqVAR} = 4.344 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba5izq} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} + \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba4izq} - f_{tetaba4izqVAR} = 3.253 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba5der} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} - \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba4der} - f_{betaba4derVAR} = 4.396 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba5der} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} + \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba4der} - f_{tetaba4derVAR} = 3.178 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if($f_{betaba5izq} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba5izq} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{betaba5der} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba5der} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$f_{betaba5izqVAR} = \frac{(Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} = 0.955 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba5izqVAR} = \frac{-(Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} = -0.708 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba5derVAR} = \frac{(Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} = 0.999 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba5derVAR} = \frac{-(Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} = -0.741 \text{ MPa}$$

19.2.7.6 Revisión manual – Etapa 6

La etapa 6 consiste en la construcción de la dovela 6 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

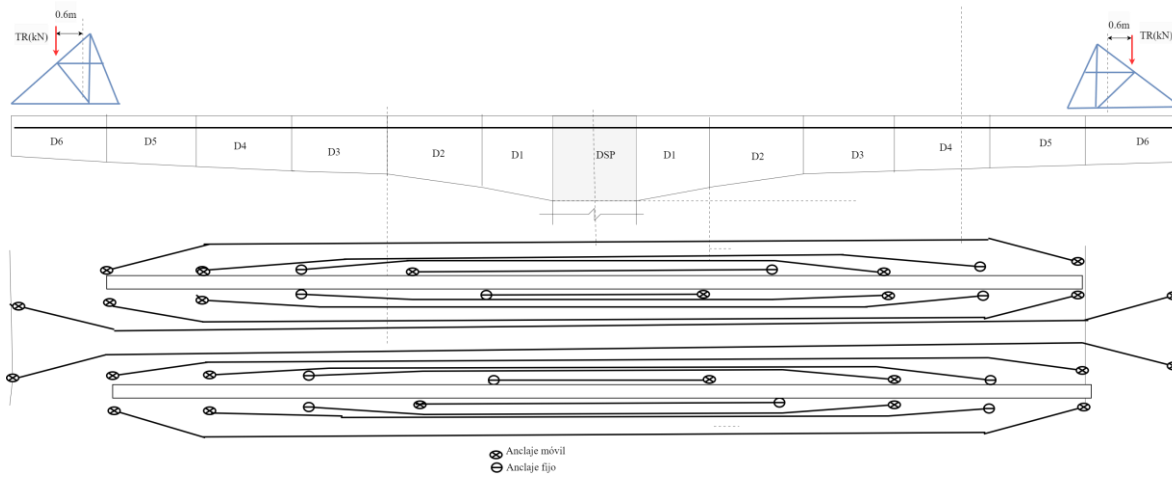


Figura 10-50 Esquema etapa 6

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

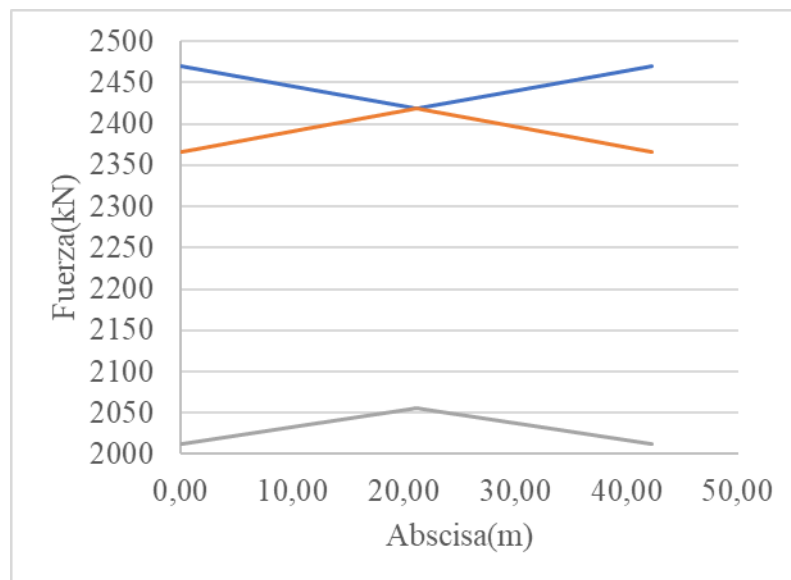


Figura 10-51 Diagrama de tensionamiento cable familia 9

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 8.59 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(4 + 4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2}\right) \cdot m = 21.2 \, m$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (1.748 \cdot 10^4) \, kN \cdot m$$

$$Mdiff = Mdc \cdot 0.02 = 349.647 \, kN \cdot m$$

$$Mtr = Wcarroavance \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m) = (9.9 \cdot 10^3) \, kN \cdot m$$

$$Wcllizq = 2 \cdot 10^{-4} \, MPa \quad Wcllder = 4 \cdot 10^{-4} \, MPa \quad Atablero = 10.36 \cdot m$$

$$dlibre = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m = 23.2 \, m$$

$$Mcllizq = Wcllizq \cdot Atablero \cdot dlibre \cdot dlibre \cdot 0.5 = 557.617 \, kN \cdot m$$

$$Mcllder = \frac{Wcllder \cdot Atablero \cdot dlibre^2}{2} = (1.115 \cdot 10^3) \, kN \cdot m$$

$$Psder = 2 \cdot 2412 \cdot kN \quad Psizq = 2 \cdot 2412 \cdot kN$$

$$Psc = Psder = (4.824 \cdot 10^3) \, kN$$

$$fbetaba6izq = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + Mcllizq)}{Sbdv1} + \frac{Psizq}{Adv1} - \frac{Psizq \cdot edv1}{Sbdv1} + fbetaba5izq - fbetaba5izqVAR = 6.484 \, MPa$$

$$ftetaba6izq = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + Mcllizq)}{Stdv1} + \frac{Psizq}{Adv1} + \frac{Psizq \cdot edv1}{Stdv1} + ftetaba5izq - ftetaba5izqVAR = 2.478 \, MPa$$

$$fbetaba6der = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + Mcllder)}{Sbdv1} + \frac{Psder}{Adv1} - \frac{Psder \cdot edv1}{Sbdv1} + fbetaba5der - fbetaba5derVAR = 6.555 \, MPa$$

$$ftetaba6der = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + Mcllder)}{Stdv1} + \frac{Psder}{Adv1} + \frac{Psder \cdot edv1}{Stdv1} + ftetaba5der - ftetaba5derVAR = 2.388 \, MPa$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if($fbetaba6izq < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($ftetaba6izq < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($fbetaba6der < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($ftetaba6der < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$fbetaba6izqVAR = \frac{(Mtr + Mcllizq)}{Sbdv1} = 1.206 \, MPa$$

$$ftetaba6izqVAR = \frac{-(Mtr + Mcllizq)}{Stdv1} = -0.895 \, MPa$$

$$fbetaba6derVAR = \frac{(Mtr + Mcllder)}{Sbdv1} = 1.27 \, MPa$$

$$ftetaba6derVAR = \frac{-(Mtr + Mcllder)}{Stdv1} = -0.942 \, MPa$$

19.2.7.7 Revisión manual – Etapa 7

La etapa 7 consiste en la construcción de la dovela 7 a cada lado de la dovela en la zona de la pila, como se observa en la siguiente figura:

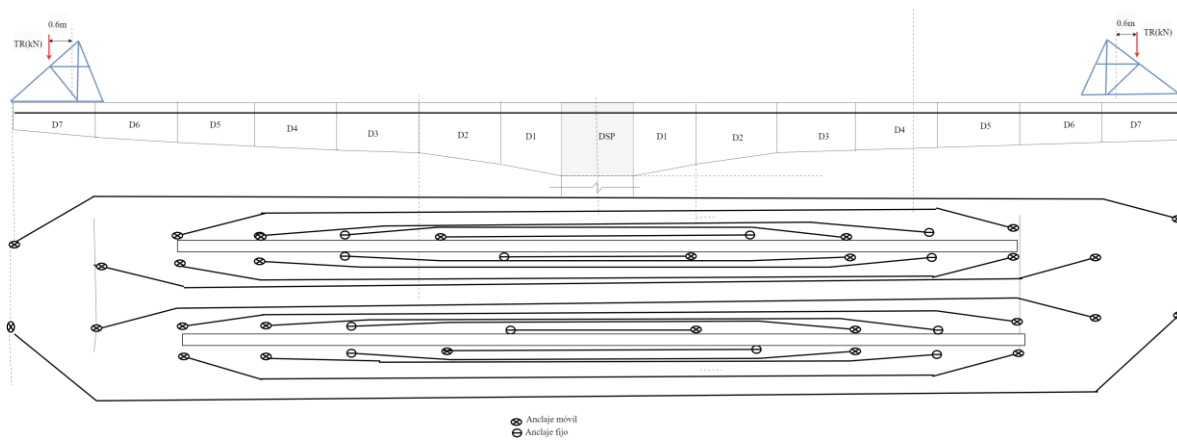


Figura 10-52 Esquema etapa 7

Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

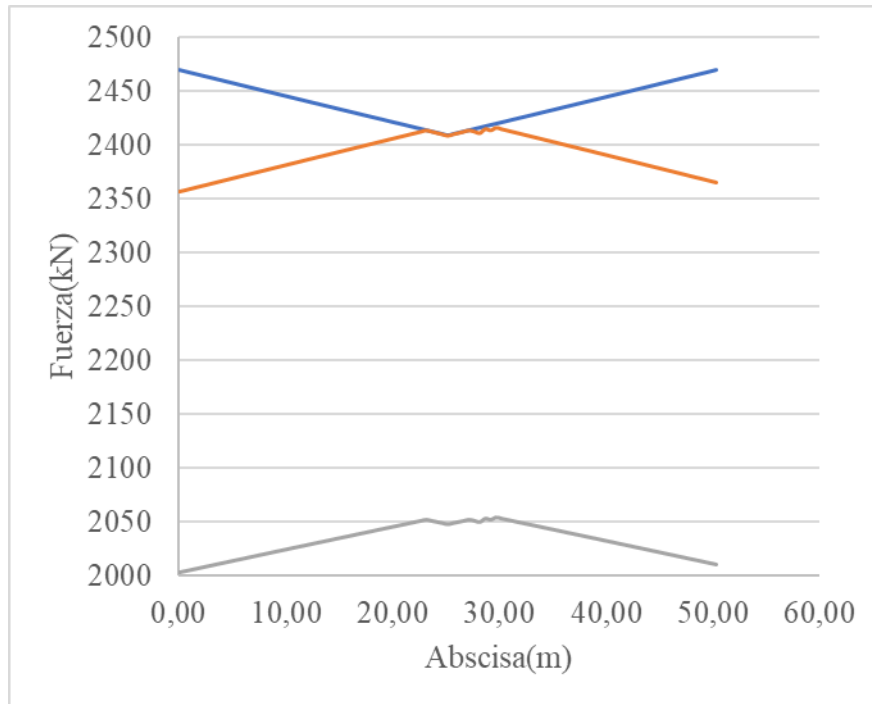


Figura 10-53 Diagrama de tensionamiento cable familia 10

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

ETAPA 7

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 8.489 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2} \right) \cdot m = 25.2 \, m$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (2.054 \cdot 10^4) \, kN \cdot m$$

$$Mdif = Mdc \cdot 0.02 = 410.732 \, kN \cdot m$$

$$Mtr = Wcarroavance \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m) = (1.19 \cdot 10^4) \, kN \cdot m$$

$$Wclizq = 2 \cdot 10^{-4} \, MPa \quad Wcllder = 4 \cdot 10^{-4} \, MPa \quad Atablero = 10.36 \cdot m$$

$$dlibre = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m = 27.2 \, m$$

$$Mclizq = Wclizq \cdot Atablero \cdot dlibre \cdot dlibre \cdot 0.5 = 766.474 \, kN \cdot m$$

$$Mcllder = \frac{Wcllder \cdot Atablero \cdot dlibre^2}{2} = (1.533 \cdot 10^3) \, kN \cdot m$$

$$Psder = 2 \cdot 2411 \, kN \quad Psizq = 2 \cdot 2413 \, kN$$

$$P7c = Psder = (4.822 \cdot 10^3) \, kN$$

$$fbetaba7izq = \frac{(Mdc + Mdif + Mtr + Mclizq)}{Sbdv1} + \frac{Psizq}{Adv1} - \frac{Psizq \cdot edv1}{Sbdv1} + fbetaba6izq - fbetaba6izqVAR = 8.986 \, MPa$$

$$ftetaba7izq = \frac{-(Mdc + Mdif + Mtr + Mclizq)}{Stdv1} + \frac{Psizq}{Adv1} + \frac{Psizq \cdot edv1}{Stdv1} + ftetaba6izq - ftetaba6izqVAR = 1.434 \, MPa$$

$$fbetaba7der = \frac{(Mdc + Mdif + Mtr + Mcllder)}{Sbdv1} + \frac{Psder}{Adv1} - \frac{Psder \cdot edv1}{Sbdv1} + fbetaba6der - fbetaba6derVAR = 9.082 \, MPa$$

$$ftetaba7der = \frac{-(Mdc + Mdif + Mtr + Mcllder)}{Stdv1} + \frac{Psder}{Adv1} + \frac{Psder \cdot edv1}{Stdv1} + ftetaba6der - ftetaba6derVAR = 1.326 \, MPa$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if($fbetaba7izq < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($ftetaba7izq < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($fbetaba7der < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($ftetaba7der < fadmisiblecompresion$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$fbetaba7izqVAR = \frac{(Mtr + Mclizq)}{Sbdv1} = 1.461 \, MPa$$

$$ftetaba7izqVAR = \frac{-(Mtr + Mclizq)}{Stdv1} = -1.084 \, MPa$$

$$fbetaba7derVAR = \frac{(Mtr + Mcllder)}{Sbdv1} = 1.549 \, MPa$$

$$ftetaba7derVAR = \frac{-(Mtr + Mcllder)}{Stdv1} = -1.149 \, MPa$$

19.2.7.8 Revisión manual – Etapa 8

La etapa 8 consiste en la construcción de la dovela 8 a cada lado de la dovela en la zona de la pila. Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

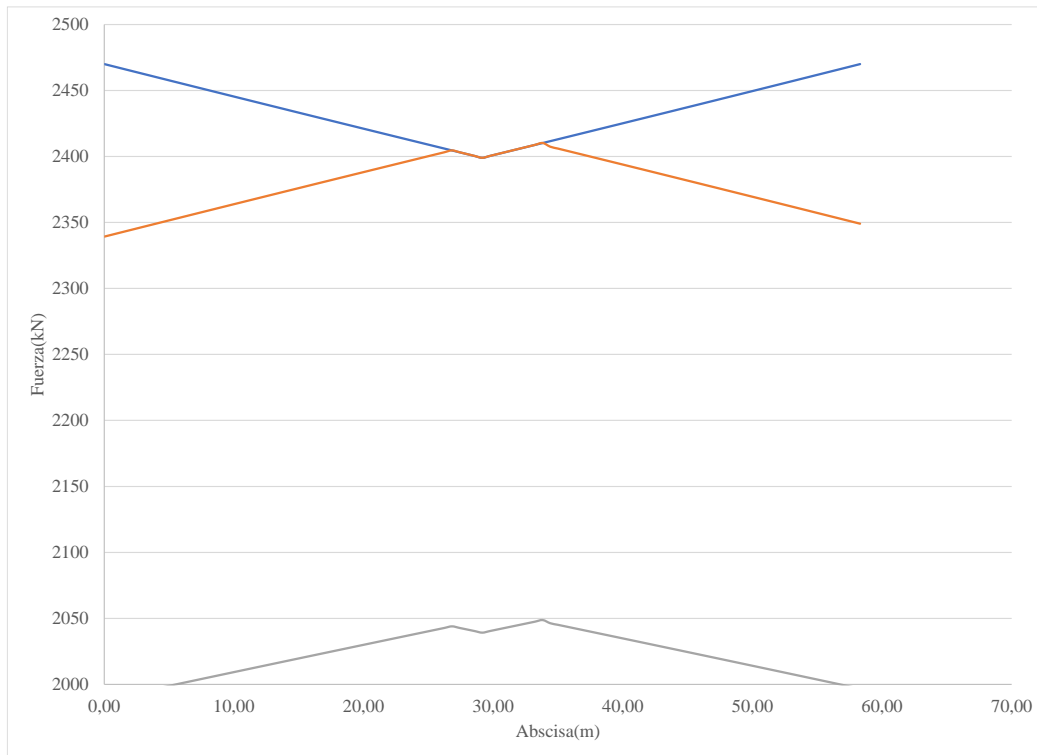


Figura 10-54 Diagrama de tensionamiento cable familia 11

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$Adv1 = 10.35 \cdot m^2 \quad Adv3 = 8.41 \cdot m^2$$

$$dovela = (4) \cdot m \quad brazo = \left(4.5 + 4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2} \right) \cdot m = 29.7 \text{ m}$$

$$Mdc = (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovela \cdot brazo = (2.398 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mdiff = Mdc \cdot 0.02 = 479.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mtr = W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m) = (1.39 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$W_{clizq} = 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad W_{cllder} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa \quad A_{tablero} = 10.36 \cdot m$$

$$d_{libre} = 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4.5 \cdot m = 31.7 \text{ m}$$

$$M_{clizq} = W_{clizq} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre} \cdot d_{libre} \cdot 0.5 = (1.041 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cllder} = \frac{W_{cllder} \cdot A_{tablero} \cdot d_{libre}^2}{2} = (2.082 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{sder} = 2 \cdot 2412 \cdot kN$$

$$P_{sizq} = 2 \cdot 2412 \cdot kN$$

$$P_{sc} = P_{sder} = (4.824 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$f_{betaba\text{sizq}} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} - \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba\text{7izq}} - f_{betaba\text{7izq}VAR} = 11.901 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba\text{sizq}} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} + \frac{P_{sizq}}{Adv1} + \frac{P_{sizq} \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba\text{7izq}} - f_{tetaba\text{7izq}VAR} = 0.083 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba\text{sder}} = \frac{(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} - \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betaba\text{7der}} - f_{betaba\text{7der}VAR} = 12.029 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba\text{sder}} = \frac{-(Mdc + Mdiff + Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} + \frac{P_{sder}}{Adv1} + \frac{P_{sder} \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetaba\text{7der}} - f_{tetaba\text{7der}VAR} = -0.048 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if ($f_{betaba\text{sizq}} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{tetaba\text{sizq}} < f_{admisibletraccion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{betaba\text{sder}} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($f_{tetaba\text{sder}} < f_{admisibletraccion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

$$f_{betaba\text{sizq}VAR} = \frac{(Mtr + M_{clizq})}{S_{bdv1}} = 1.723 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba\text{sizq}VAR} = \frac{-(Mtr + M_{clizq})}{S_{tdv1}} = -1.278 \text{ MPa}$$

$$f_{betaba\text{sder}VAR} = \frac{(Mtr + M_{cllder})}{S_{bdv1}} = 1.843 \text{ MPa}$$

$$f_{tetaba\text{sder}VAR} = \frac{-(Mtr + M_{cllder})}{S_{tdv1}} = -1.367 \text{ MPa}$$

19.2.7.9 Revisión manual – Etapa 9

La etapa 9 consiste en las dovelas de cierre en cada lado. Se hace el diagrama de tensionamiento de la familia correspondiente, teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas (curvatura, fricción y penetración de cuña) y reológicas.

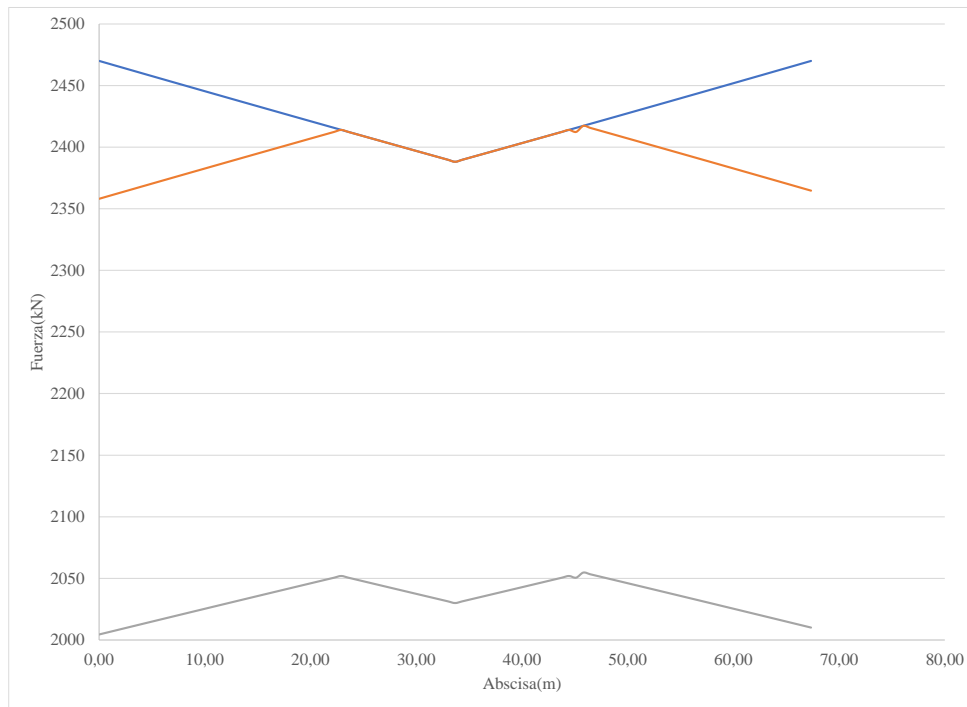


Figura 10-55 Diagrama de tensionamiento cable familia 12

Se determinan a continuación los momentos y esfuerzos correspondientes para el lado izquierdo y derecho. Se utiliza la misma combinación de carga de servicio de la etapa anterior, teniendo en cuenta la acumulación de esfuerzos.

$$\begin{aligned}
 Adv1 &= 10.35 \cdot m^2 & Adv3 &= 8.41 \cdot m^2 \\
 dovelader &= (3) \cdot m & brazoder &= \left(4.5 + 4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2} + 3.0 \right) \cdot m = 32.7 \text{ m} \\
 Mdcder &= (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovelader \cdot brazoder = (1.98 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mdifder &= Mdcder \cdot 0.02 = 396.01 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 dovelaizq &= (1.5 + 0.77) \cdot m & brazoizq &= \left(4.5 + 4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 3.2 + \frac{4}{2} + 1.5 + 0.77 \right) \cdot m = 31.97 \text{ m} \\
 Mdcizq &= (Adv3) \cdot \gamma_c \cdot dovelaizq \cdot brazoizq = (1.465 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mdifizq &= Mdcizq \cdot 0.02 = 292.958 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mtr &= W_{carroavance} \cdot (0.6 \cdot m + 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4.5 \cdot m + 4 \cdot m) = (1.615 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Wcllizq &= 2 \cdot 10^{-4} \cdot MPa & Wcllder &= 4 \cdot 10^{-4} \cdot MPa & Atablero &= 10.36 \cdot m \\
 dlbreder &= 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4.5 \cdot m + 1.5 \cdot m = 33.2 \text{ m} \\
 dlbreizq &= 3.2 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4 \cdot m + 4.5 \cdot m + 1.5 \cdot m + 0.77 \cdot m = 33.97 \text{ m} \\
 Mcllizq &= Wcllizq \cdot Atablero \cdot dlbreizq \cdot dlbreizq \cdot 0.5 = (1.196 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Mcllder &= \frac{Wcllder \cdot Atablero \cdot dlbreder^2}{2} = (2.284 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Psder &= 2 \cdot 2400 \cdot kN & Psizq &= 2 \cdot 2400 \cdot kN \\
 f_{betaba9izq} &= \frac{(Mdcizq + Mdifizq + Mcllizq)}{S_{bdv1}} + \frac{Psizq}{Adv1} - \frac{Psizq \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betabasizq} - f_{betabasizqVAR} = 11.872 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba9izq} &= \frac{-(Mdcizq + Mdifizq + Mcllizq)}{S_{tdv1}} + \frac{Psizq}{Adv1} + \frac{Psizq \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetabasizq} - f_{tetabasizqVAR} = 0.913 \text{ MPa} \\
 f_{betaba9der} &= \frac{(Mdcder + Mdifder + Mtr + Mcllder)}{S_{bdv1}} + \frac{Psder}{Adv1} - \frac{Psder \cdot edv1}{S_{bdv1}} + f_{betabasder} - f_{betabasderVAR} = 14.474 \text{ MPa} \\
 f_{tetaba9der} &= \frac{-(Mdcder + Mdifder + Mtr + Mcllder)}{S_{tdv1}} + \frac{Psder}{Adv1} + \frac{Psder \cdot edv1}{S_{tdv1}} + f_{tetabasder} - f_{tetabasderVAR} = -1.054 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

+

Esfuerzo de solamente carro de avance y carga viva, que es móvil y cambia en cada etapa.

if($f_{betaba9izq} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba9izq} < f_{admisibletraccion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{betaba9der} < f_{admisiblecompresion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if($f_{tetaba9der} < f_{admisibletraccion}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

En resumen, se presente una tabla y grafica de los esfuerzos actuantes en cada etapa de construcción, los cuales deben ser menores a los, donde se demuestra que este requisito se cumple.:

Etapa	Esfuerzo abajo lado derecho(MPa)	Esfuerzo arriba lado derecho(MPa)	Esfuerzo abajo lado izquierdo(MPa)	Esfuerzo arriba lado izquierdo(MPa)	Esfuerzo admisible a compresión(Mpa)	Esfuerzo admisible a tracción(Mpa)
1	0,012	0,81	0,18	0,823	20,16	-1,44
2	0,6	1,18	0,93	1,18	20,16	-1,44
3	1,47	2,14	2,14	2	20,16	-1,44
4	2,72	2,83	3,73	2,76	20,16	-1,44
5	4,34	3,25	5,69	3,17	20,16	-1,44
6	6,84	2,47	8	2,38	20,16	-1,44
7	8,98	1,43	10,71	1,32	20,16	-1,44
8	11,9	0,083	13,82	-0,048	20,16	-1,44
9	11,87	0,91	16,42	-1,05	20,16	-1,44

Tabla 10-12.. Resumen de los esfuerzos actuantes en cada etapa

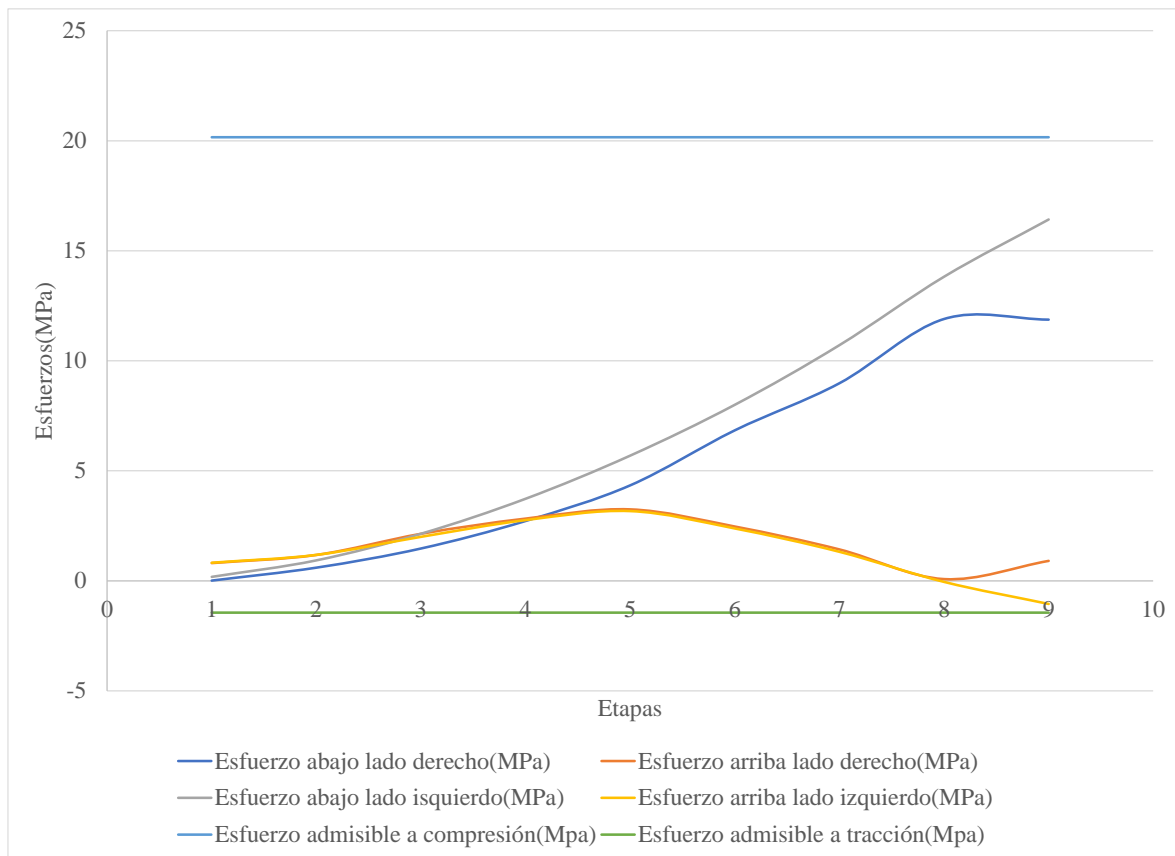


Figura 10-56 Resumen de esfuerzos actuantes versus admisibles en cada etapa de construcción

10.2.7.3 Revisión de esfuerzos de servicio apoyada en el CSI-bridge

El programa CsiBRidge permite hacer una evaluación del proceso constructivo utilizando la opción “No lineal staged construction”, para lo cual se realizaron los siguientes pasos:

a. Inclusión del tensionamiento:

Primero, se deben definir las características del cable (para cada familia). En este caso, el cable consta de 12 torones de 0.6 pulgadas de diámetro, con las mismas propiedades mecánicas del ducto mencionadas anteriormente, como se muestra en la figura siguiente.

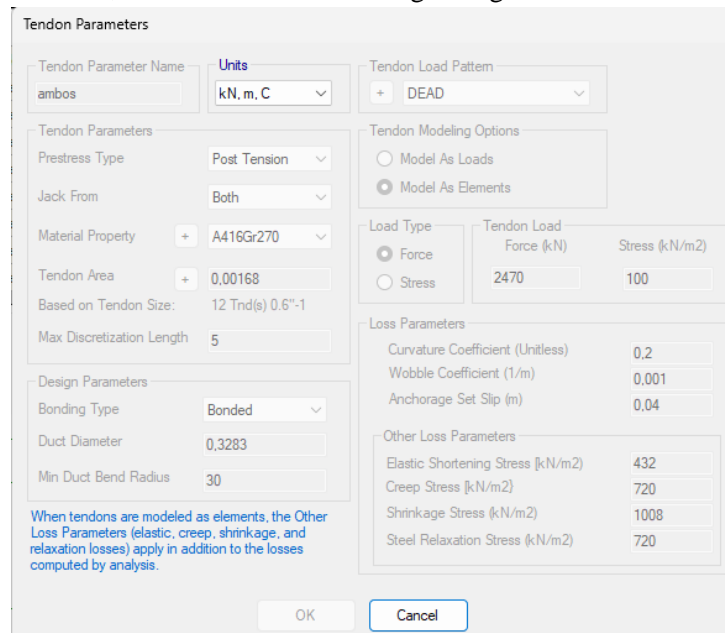


Figura 10-57 Información de cada cable

Definido cada cable, que tendrá una fuerza en el gato de 2470 kN, cercana al 80% del F_{pu} , se asigna dicho refuerzo en la parte superior e inferior de la viga como se muestra en las siguientes figuras:

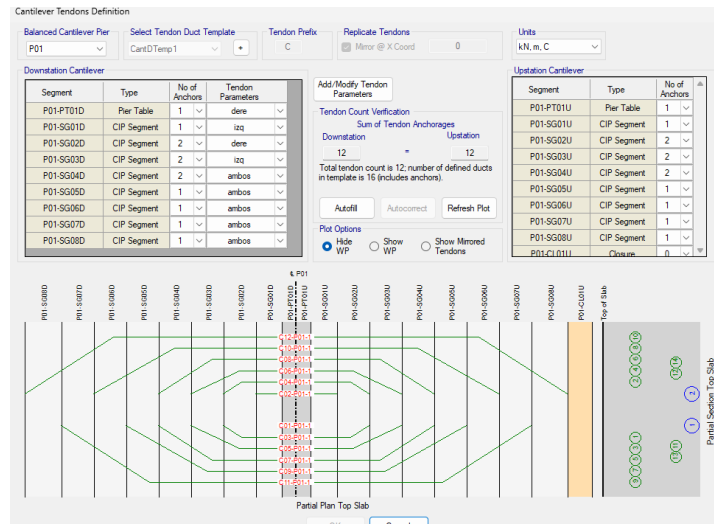


Figura 10-58 *Preesforzado en la parte superior de la viga*

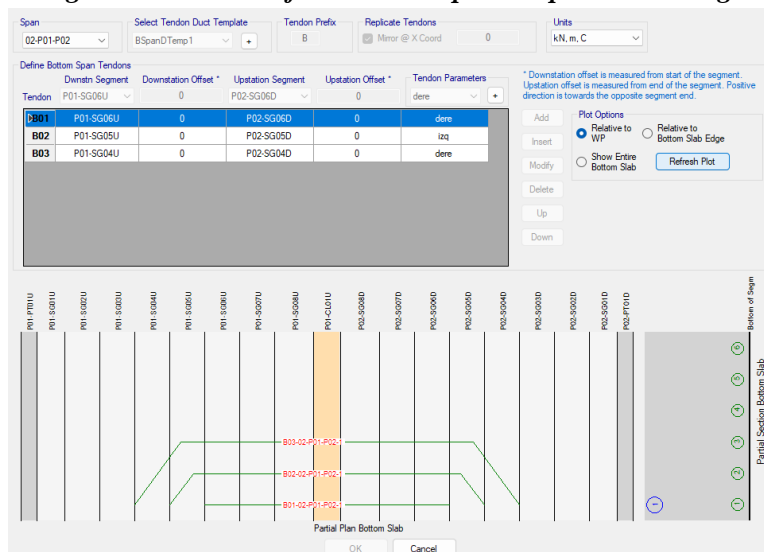
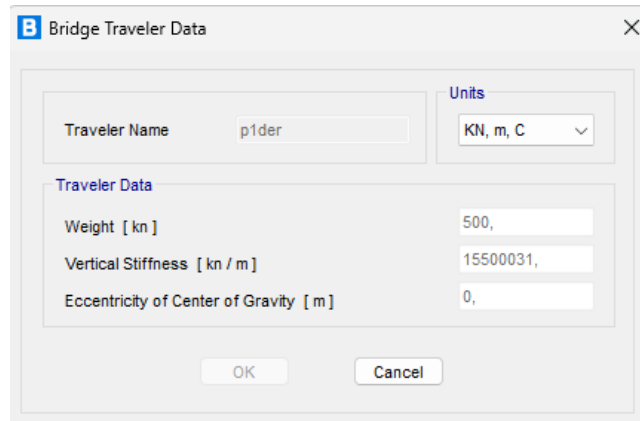


Figura 10-59 *Preesforzado en la parte inferior de la viga*

b. Definición del carro de avance:

Dentro del programa, se definen las características del carro de avance, el cual consta de cuatro unidades en este caso, como se muestra en la figura. A cada carro se le asigna un peso de 550 kN. La rigidez vertical se deja por defecto, aunque se puede ajustar en caso de que se requiera un cálculo más detallado.



B Bridge Traveler Data

Traveler Name: p1der Units: KN, m, C

Traveler Data

Weight [kn]: 500,

Vertical Stiffness [kn / m]: 15500031,

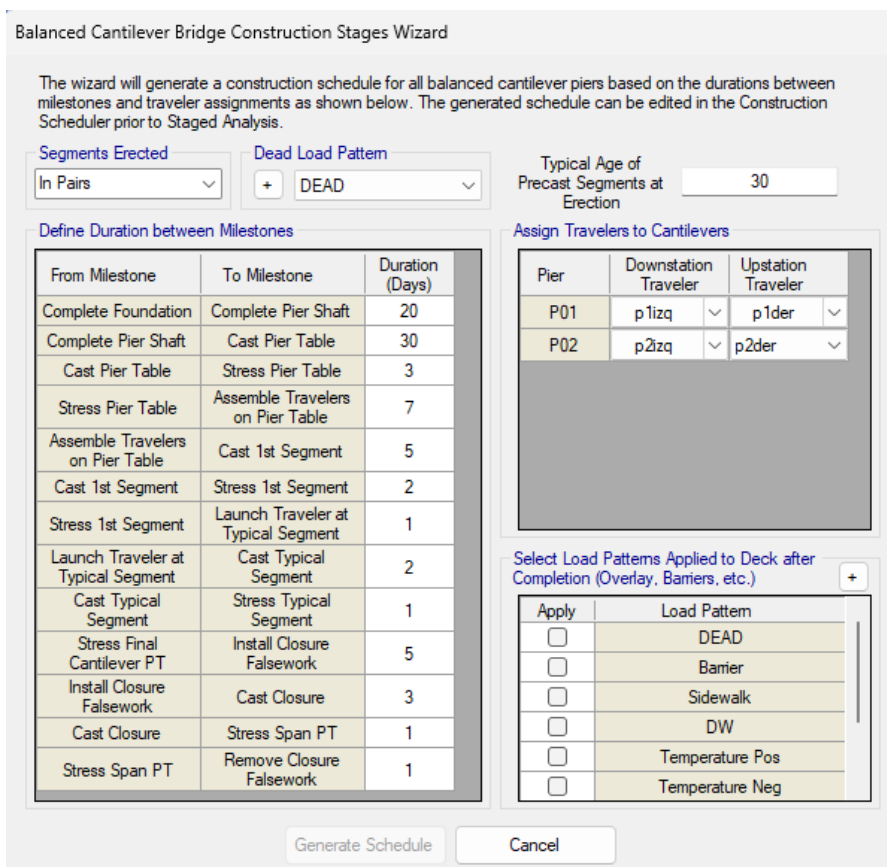
Eccentricity of Center of Gravity [m]: 0,

OK Cancel

Figura 10-60 Características del carro de avance

c. Definición del proceso constructivo:

Se define el proceso constructivo, el cual se genera automáticamente en el programa. Posteriormente, puede ajustarse de acuerdo con las condiciones específicas de cada puente, lo cual se realiza cuando la construcción ya está en marcha y requiere una serie de ajustes por parte del diseñador en esta etapa. En las siguientes figuras se muestra una de las opciones generadas.



Balanced Cantilever Bridge Construction Stages Wizard

The wizard will generate a construction schedule for all balanced cantilever piers based on the durations between milestones and traveler assignments as shown below. The generated schedule can be edited in the Construction Scheduler prior to Staged Analysis.

Segments Erected: In Pairs Dead Load Pattern: + DEAD

Typical Age of Precast Segments at Erection: 30

Define Duration between Milestones

From Milestone	To Milestone	Duration (Days)
Complete Foundation	Complete Pier Shaft	20
Complete Pier Shaft	Cast Pier Table	30
Cast Pier Table	Stress Pier Table	3
Stress Pier Table	Assemble Travelers on Pier Table	7
Assemble Travelers on Pier Table	Cast 1st Segment	5
Cast 1st Segment	Stress 1st Segment	2
Stress 1st Segment	Launch Traveler at Typical Segment	1
Launch Traveler at Typical Segment	Cast Typical Segment	2
Cast Typical Segment	Stress Typical Segment	1
Stress Final Cantilever PT	Install Closure Falsework	5
Install Closure Falsework	Cast Closure	3
Cast Closure	Stress Span PT	1
Stress Span PT	Remove Closure Falsework	1

Assign Travelers to Cantilevers

Pier	Downstation Traveler	Upstation Traveler
P01	p1izq	p1der
P02	p2izq	p2der

Select Load Patterns Applied to Deck after Completion (Overlay, Barriers, etc.):

Apply	Load Pattern
<input type="checkbox"/>	DEAD
<input type="checkbox"/>	Barrier
<input type="checkbox"/>	Sidewalk
<input type="checkbox"/>	DW
<input type="checkbox"/>	Temperature Pos
<input type="checkbox"/>	Temperature Neg

Generate Schedule Cancel

Figura 10-61 Generación de proceso constructivo

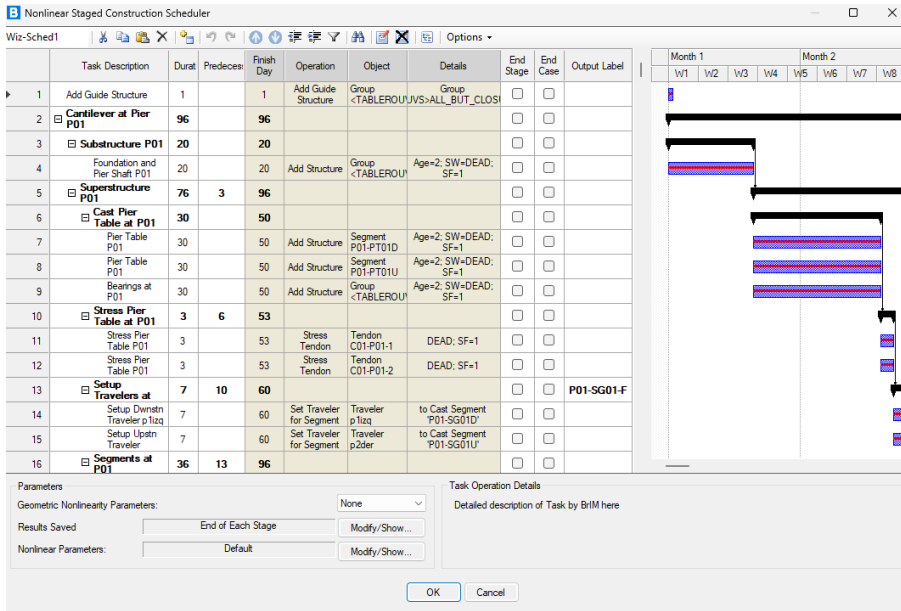


Figura 10-62 *Proceso constructivo generado*

En la siguiente figura se muestran los resultados de la variación del diagrama de momento en cada etapa de construcción:

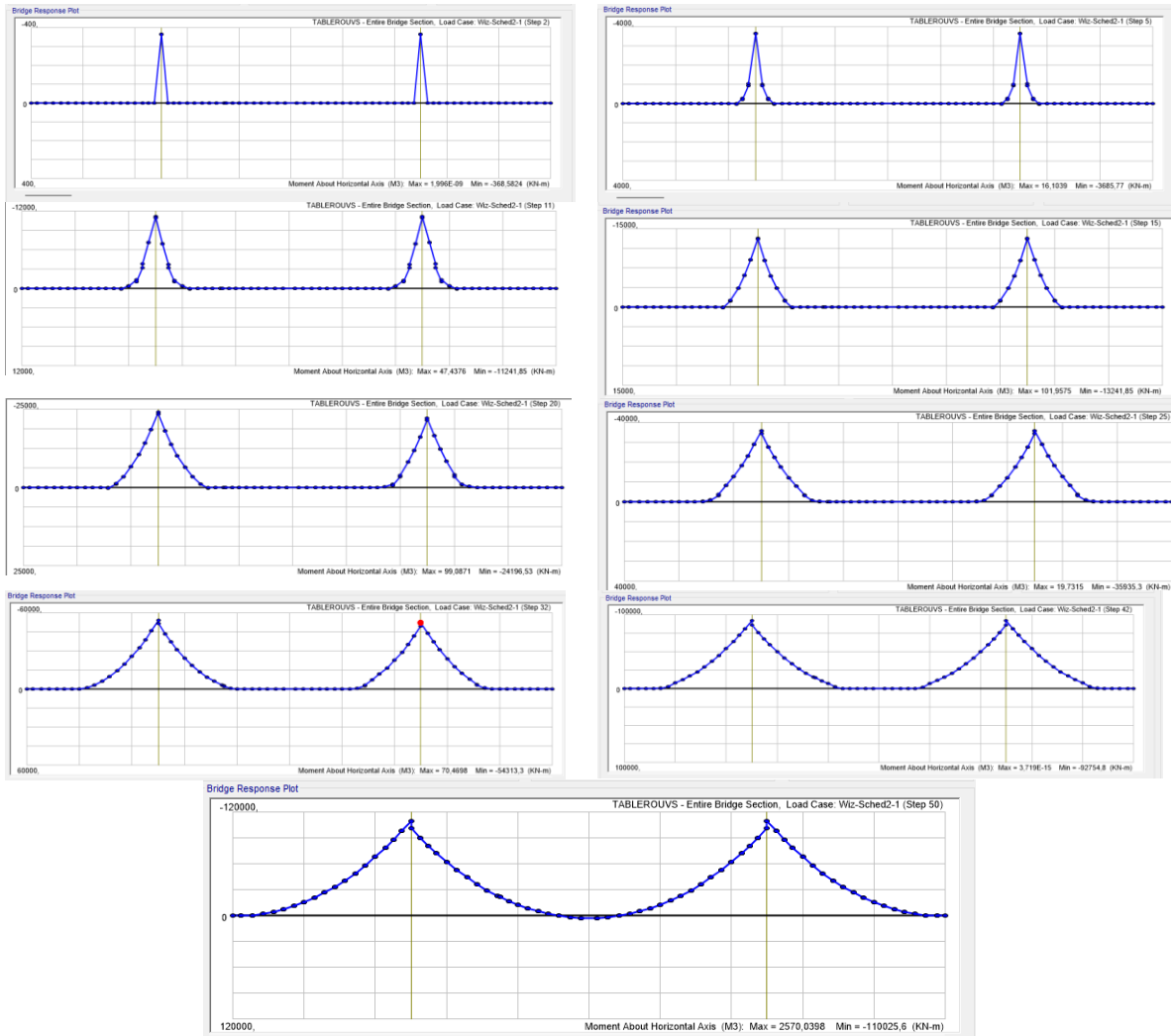


Figura 10-63 Variación del diagrama de momento en cada etapa de construcción

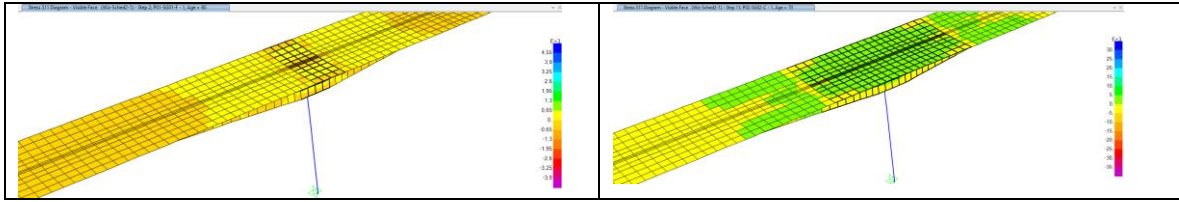


Figura 10-64 Variación de los esfuerzos (s11) en cada etapa de construcción

10.2.8 Revisión de estado límite de flexión

10.2.8.1 Fundamentos

El comportamiento de flexión de los elementos con tendones adheridos y no adheridos aún no se comprende completamente y requiere más investigación. Las especificaciones actuales de AASHTO recomiendan dos métodos para estimar la capacidad de flexión: uno es el método analítico detallado, que utiliza las condiciones de compatibilidad de deformaciones previamente discutidas, y el otro es un método analítico simplificado. A continuación, se presenta la ecuación de refuerzo mínimo a flexión:

$$M_r \geq 1.33M_u$$

$$M_r \geq 1.33M_{cr} = 1.33\gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para la viga tipo I, se presentan las variables necesarias, las cuales son, en cierta medida, aplicables también a las vigas cajón.

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_c \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3-164)$$

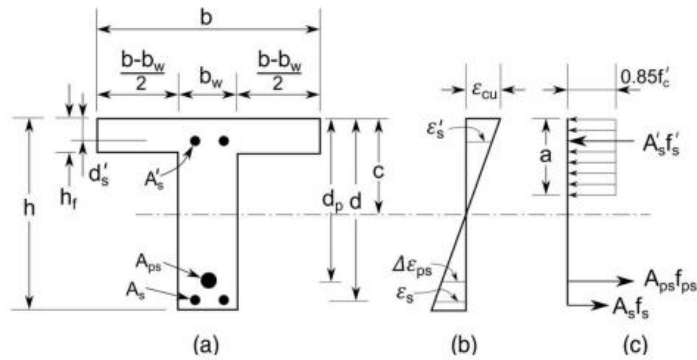


Figura 10-65 Diseño a flexión. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

El resumen para este cálculo es el siguiente;

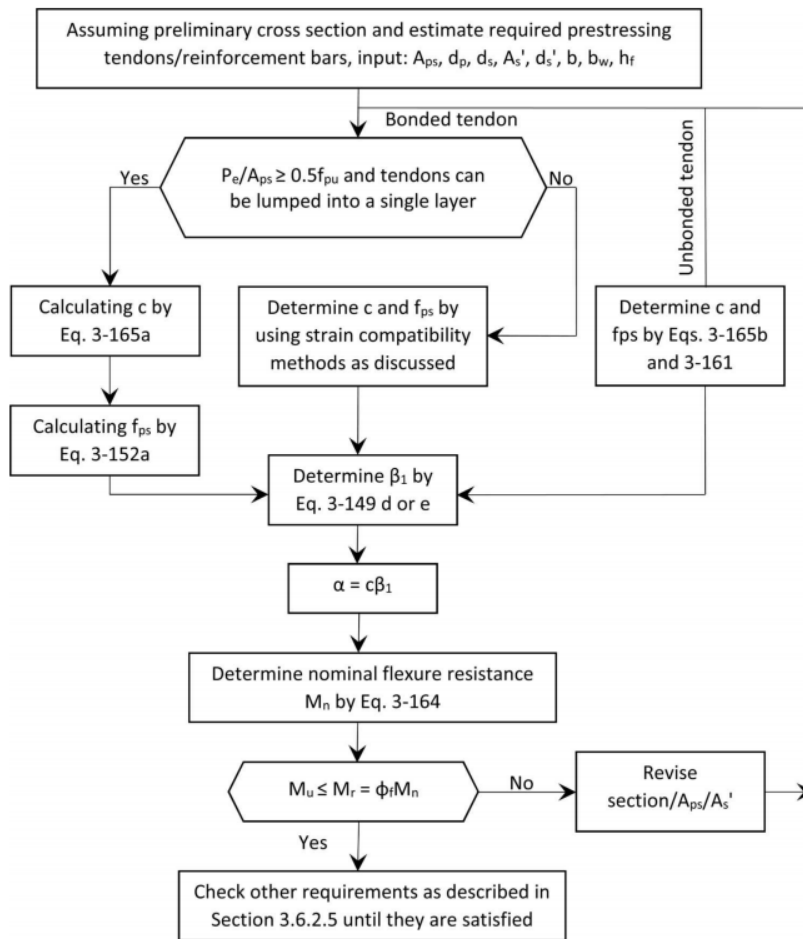


Figura 10-66 Resumen de diseño a flexión. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

Los resultados de las pruebas muestran que varias barras con un espaciamiento moderado son más efectivas para controlar la fisuración que una o dos barras de mayor tamaño. Las especificaciones de AASHTO LRFD exigen que el espaciamiento del refuerzo de acero suave en la capa más cercana a la cara de tracción cumpla con lo siguiente:

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

where

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

γ_e = exposure factor
= 1.00 for Class 1 exposure condition
= 0.75 for Class 2 exposure condition

d_c = thickness of concrete cover measured from extreme tension fiber to center of flexural reinforcement (in.)
 f_{ss} = calculated tensile stress in mild steel reinforcement at service limit state, not to exceed $0.60f_y$ (ksi)
 h = overall depth of component (in.)

La Clase de Condición de Exposición 1 se aplica normalmente en situaciones donde la apariencia o la corrosión no son una preocupación significativa. Por otro lado, la Clase de Condición de Exposición 2 se utiliza típicamente en el diseño transversal de vigas cajón de concreto segmental, tableros y subestructuras expuestas al agua.

10.2.8.2 Aplicación

En la siguiente figura se muestra la envolvente a flexión del tablero continuo para la combinación de carga “resistencia 1” que no tiene en cuenta los momentos adicionales por fluencia y retracción:

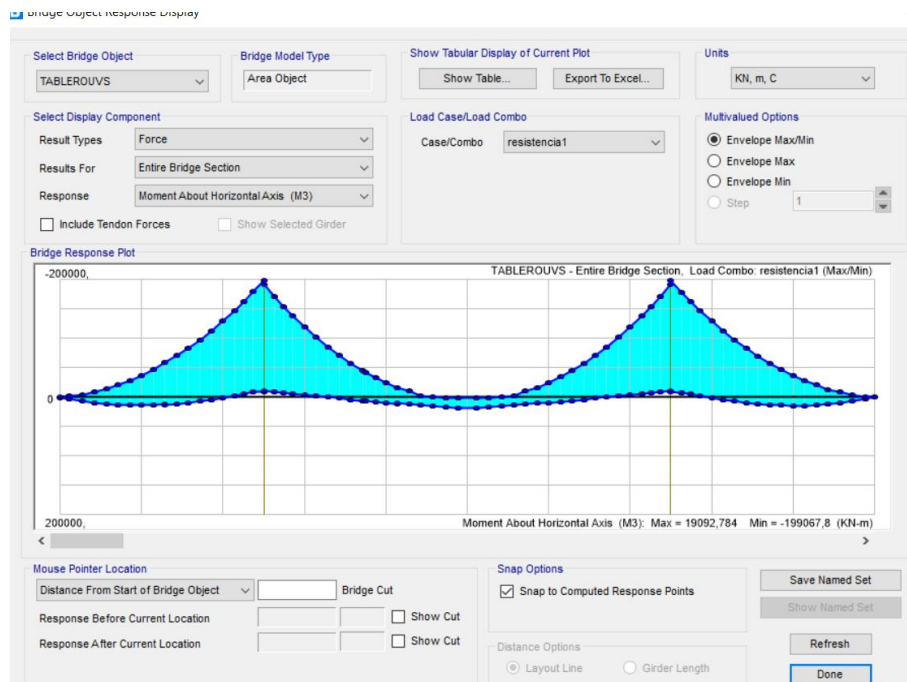


Figura 10-67 Envoltura para la combinación de carga “resistencia 1”

Se determina continuación el momento nominal negativo resistente de la dovela en la zona de las pilas empleando compatibilidad de deformaciones. Es un proceso interactivo y después de diferentes pruebas se encontró que el “c” para cumplir equilibrio (C=T), es el siguiente:

$$\begin{aligned}
 c &:= 0,364 \cdot m & B1 &:= \text{if} \left(f'_c < 28 \cdot \text{MPa}, 0,85, \text{if} \left(0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \cdot \text{MPa}} < 0,65, 0,65, 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \cdot \text{MPa}} \right) \right) = 0,75 \\
 a &:= B1 \cdot c = 0,273 \text{ m} & E_s &:= 197000 \cdot \text{MPa}
 \end{aligned}$$

El refuerzo pasivo y activo es el siguiente:

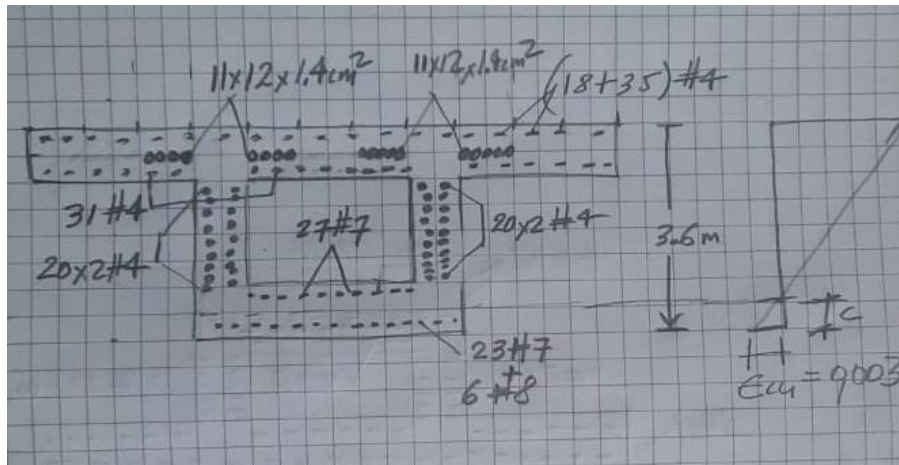


Figura 10-68 Esquema con refuerzo de dovela

Se determina las fuerzas del refuerzo pasivo, localizado en la aleta fibra superior de la viga cajón:

Refuerzo pasivo superior

Nivel 1 (refuerzo arriba en aleta superior de viga)

$$d'_{supe} := 0.06 \cdot m$$

$$d_{sup1} := (3.6 \cdot m - d'_{supe}) = 3.54 \text{ m}$$

$$e_{sup1} := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{sup1} - c) = 0.019$$

$$F_{sup1} := \min(e_{sup1} \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Assup1 := (9 \cdot 1.29 + 35 \cdot 1.29 + 9 \cdot 1.29) \cdot \text{cm}^2 = 68.37 \text{ cm}^2$$

$$P_{sup1} := Assup1 \cdot F_{sup1} = (2.872 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Nivel 2 (refuerzo abajo en aleta superior de viga)

$$d_{sup2} := (3.6 \cdot m - 0.45 \cdot m) = 3.15 \text{ m}$$

$$e_{sup2} := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{sup2} - c) = 0.017$$

$$F_{sup2} := \min(e_{sup2} \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Assup2 := (31 \cdot 1.29) \cdot \text{cm}^2 = 39.99 \text{ cm}^2$$

$$P_{sup2} := Assup2 \cdot F_{sup2} = (1.68 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Se determina las fuerzas del refuerzo pasivo, localizado en la aleta inferior de la viga cajón:

Refuerzo pasivo inferior

Nivel 1 (refuerzo abajo en aleta inferior de viga)

$$d'inf := 0.06 \cdot m$$

$$einf1 := \frac{(c - d'inf)}{c} \cdot 0.003 = 0.003$$

$$Finf1 := \min(einf1 \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Asinf1 := (23 \cdot 3.87 + 6 \cdot 5.1) \cdot \text{cm}^2 = 119.61 \text{ cm}^2$$

$$Pinf1 := Asinf1 \cdot Finf1 = (5.024 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Nivel 2 (refuerzo arriba en aleta inferior de viga)

$$d'inf := 0.06 \cdot m$$

$$einf2 := \frac{(c - 0.44 \cdot m)}{c} \cdot 0.003$$

$$Finf2 := \min(einf2 \cdot Es, f_{yt}) = 44.697 \text{ MPa}$$

$$Asinf2 := (27 \cdot 3.87) \cdot \text{cm}^2 = 104.49 \text{ cm}^2$$

$$Pinf2 := Asinf2 \cdot Finf2 = 467.044 \text{ kN}$$

Se halla la fuerza del refuerzo activo, es decir del preesfuerzo, colocado en la aleta superior de la viga cajón:

$$Apst := 12 \cdot 1.4 \cdot 22 \cdot \text{cm}^2 = 369.6 \text{ cm}^2$$

$$k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{F_{py}}{F_{pu}} \right) = 0.28 \quad dp := (3.6 - 0.35) \cdot m = 3.25 \text{ m}$$

$$Fps := F_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{dp} \right) = (1.784 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$Pactivo := Fps \cdot Apst = (6.593 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Se determina la fuerza del refuerzo localizada en el alma, que se tiene n 20 niveles:

Fuerza en el alma

nivel 1 $As = 4 \cdot 1.29 \cdot cm^2 = 5.16 \text{ cm}^2$

$$\delta = \frac{(3.6 - 0.50 \cdot 2)}{(20 - 1)} \cdot m = 0.137 \text{ m}$$

$$d_{alma1} = (0.5 \cdot m + \delta) = 0.637 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma1} - c) = 0.001$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 199.701 \text{ MPa}$$

$$Palma1 = As \cdot F = 103.046 \text{ kN}$$

nivel 2

$$d_{alma2} = (0.50 \cdot m + 2 \cdot \delta) = 0.774 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma2} - c) = 0.002$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 369.604 \text{ MPa}$$

$$Palma2 = As \cdot F = 190.716 \text{ kN}$$

nivel 3

$$d_{alma3} = (0.50 \cdot m + 3 \cdot \delta) = 0.911 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma3} - c) = 0.003$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma3 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 4

$$d_{alma4} = (0.50 \cdot m + 4 \cdot \delta) = 1.047 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma4} - c) = 0.004$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma4 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 5

$$d_{alma5} = (0.50 \cdot m + 5 \cdot \delta) = 1.184 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma5} - c) = 0.004$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma5 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 6

$$d_{alma6} = (0.50 \cdot m + 6 \cdot \delta) = 1.321 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma6} - c) = 0.005$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma6 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 7

$$d_{alma7} = (0.50 \cdot m + 7 \cdot \delta) = 1.458 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma7} - c) = 0.006$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma7 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 8

$$d_{alma8} = (0.50 \cdot m + 8 \cdot \delta) = 1.595 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma8} - c) = 0.007$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma8 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 9

$$d_{alma9} = (0.50 \cdot m + 9 \cdot \delta) = 1.732 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma9} - c) = 0.008$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma9 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 10

$$d_{alma10} = (0.50 \cdot m + 10 \cdot \delta) = 1.868 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma10} - c) = 0.009$$

$$F = \min(e \cdot Es, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma10 = As \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

$$d_{alma11} := (0.50 \cdot m + 11 \cdot \text{delta}) = 2.005 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma11} - c) = 0.01$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma11 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 12

$$d_{alma12} := (0.50 \cdot m + 12 \cdot \text{delta}) = 2.142 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma12} - c) = 0.011$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma12 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 13

$$d_{alma13} := (0.50 \cdot m + 13 \cdot \text{delta}) = 2.279 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma13} - c) = 0.011$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma13 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 14

$$d_{alma14} := (0.50 \cdot m + 14 \cdot \text{delta}) = 2.416 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma14} - c) = 0.012$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma14 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 15

$$d_{alma15} := (0.50 \cdot m + 15 \cdot \text{delta}) = 2.553 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma15} - c) = 0.013$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma15 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

$$d_{alma16} := (0.50 \cdot m + 16 \cdot \text{delta}) = 2.689 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma16} - c) = 0.014$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma16 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 17

$$d_{alma17} := (0.50 \cdot m + 17 \cdot \text{delta}) = 2.826 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma17} - c) = 0.015$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma17 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 18

$$d_{alma18} := (0.50 \cdot m + 18 \cdot \text{delta}) = 2.963 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma18} - c) = 0.016$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma18 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 19

$$d_{alma19} := (0.50 \cdot m + 19 \cdot \text{delta}) = 3.1 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma19} - c) = 0.017$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma19 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

nivel 20

$$d_{alma20} := (0.50 \cdot m + 20 \cdot \text{delta}) = 3.237 \text{ m}$$

$$e := \frac{0.003}{c} \cdot (d_{alma20} - c) = 0.017$$

$$F := \min(e \cdot E_s, f_{yt}) = 420 \text{ MPa}$$

$$Palma20 := A_s \cdot F = 216.72 \text{ kN}$$

Se determina la fuerza a compresión del concreto, localizada en el alma inferior de la viga cajón:

$$b_e := 5.4 \cdot m = 5.4 \text{ m}$$

$$F_{comp} := b_e \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot a = (6.882 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad a = 0.357 \text{ m}$$

Se revisa equilibrio y se encuentra después de diferentes pruebas una diferencia pequeña/aceptable:

$$P_{compresión} := F_{comp} + P_{inf1} + P_{inf2} = (7.431 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$P_{tracción1} := P_{activo} + P_{sup1} + P_{sup2} + P_{alma1} + P_{alma2} + P_{alma3} + P_{alma4} + P_{alma5} + P_{alma6} + P_{alma7} + P_{alma8} + P_{alma9} = (7.229 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$P_{tracción2} := P_{alma10} + P_{alma11} + P_{alma12} + P_{alma13} + P_{alma14} + P_{alma15} + P_{alma16} + P_{alma17} + P_{alma18} + P_{alma19} + P_{alma20} = (2.384 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{traccióntotal2} := P_{tracción1} + P_{tracción2} = (7.467 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$Diferencia := P_{compresión} - P_{traccióntotal2} = -359.113 \text{ kN}$$

Defino lo anterior, se determina el momento nominal resistente, que es mayor al momento último actuante mostrado en la parte de arriba:

$$oMn1 := 0.9 \cdot \left(F_{comp} \cdot \left(c - \frac{a}{2} \right) + P_{sup1} \cdot (d_{psup1} - c) + P_{activo} \cdot (d_p - c) + P_{sup2} \cdot (d_{psup2} - c) + P_{inf1} \cdot (c - d_{inf}) + P_{inf2} \cdot (d_{inf} + 0.55 \cdot m - c) \right) = (1.969 \cdot 10^5) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMn2 := 0.9 \cdot (P_{alma1} \cdot (d_{alma1} - c) + P_{alma2} \cdot (d_{alma2} - c) + P_{alma3} \cdot (d_{alma3} - c) + P_{alma4} \cdot (d_{alma4} - c)) = 262.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMn3 := 0.9 \cdot (P_{alma5} \cdot (d_{alma5} - c) + P_{alma6} \cdot (d_{alma6} - c) + P_{alma7} \cdot (d_{alma7} - c) + P_{alma8} \cdot (d_{alma8} - c)) = 712.685 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMn4 := 0.9 \cdot (P_{alma9} \cdot (d_{alma9} - c) + P_{alma10} \cdot (d_{alma10} - c) + P_{alma11} \cdot (d_{alma11} - c) + P_{alma12} \cdot (d_{alma12} - c)) = (1.14 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMn5 := 0.9 \cdot (P_{alma13} \cdot (d_{alma13} - c) + P_{alma14} \cdot (d_{alma14} - c) + P_{alma15} \cdot (d_{alma15} - c) + P_{alma16} \cdot (d_{alma16} - c)) = (1.567 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMn6 := 0.9 \cdot (P_{alma17} \cdot (d_{alma17} - c) + P_{alma18} \cdot (d_{alma18} - c) + P_{alma19} \cdot (d_{alma19} - c) + P_{alma20} \cdot (d_{alma20} - c)) = (1.994 \cdot 10^3) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$oMnt := oMn1 + oMn2 + oMn3 + oMn4 + oMn5 + oMn6 = (2.026 \cdot 10^5) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El anterior calculo se resumen en la siguiente tabla:

c	0,47669	m					
a	0,3575175	m					
k	0,28						
dp(m)	Item	Tipo de elemento	Deformación unitaria	Esfuerzo(MPa)	As(cm2)	Fuerza(kN)	M(kN.m)
	Compresión concreto	aleta				68922,224	20534,084
0,060	Compresión acero	aleta	0,003	420,000	119,610	5023,620	2093,292
0,440	Compresión acero	aleta	0,000	45,488	104,490	475,307	17,439
0,500	Tracción acero pasivo	alma	0,000	28,900	5,160	14,912	0,348
0,637	Tracción acero pasivo	alma	0,001	198,556	5,160	102,455	16,408
0,774	Tracción acero pasivo	alma	0,002	368,213	5,160	189,998	56,428
0,911	Tracción acero pasivo	alma	0,003	420,000	5,160	216,720	94,021
1,047	Tracción acero pasivo	alma	0,004	420,000	5,160	216,720	123,677
1,184	Tracción acero pasivo	alma	0,004	420,000	5,160	216,720	153,334
1,321	Tracción acero pasivo	alma	0,005	420,000	5,160	216,720	182,990
1,458	Tracción acero pasivo	alma	0,006	420,000	5,160	216,720	212,647
1,595	Tracción acero pasivo	0,000	0,007	420,000	5,160	216,720	242,303
1,732	Tracción acero pasivo	alma	0,008	420,000	5,160	216,720	271,960
1,868	Tracción acero pasivo	alma	0,009	420,000	5,160	216,720	301,616
2,005	Tracción acero pasivo	alma	0,010	420,000	5,160	216,720	331,272
2,142	Tracción acero pasivo	alma	0,010	420,000	5,160	216,720	360,929
2,279	Tracción acero pasivo	alma	0,011	420,000	5,160	216,720	390,585
2,416	Tracción acero pasivo	alma	0,012	420,000	5,160	216,720	420,242
2,553	Tracción acero pasivo	alma	0,013	420,000	5,160	216,720	449,898
2,689	Tracción acero pasivo	alma	0,014	420,000	5,160	216,720	479,554
2,826	Tracción acero pasivo	alma	0,015	420,000	5,160	216,720	509,211
2,963	Tracción acero pasivo	alma	0,016	420,000	5,160	216,720	538,867
3,100	Tracción acero pasivo	alma	0,017	420,000	5,160	216,720	568,524
3,160	Tracción acero pasivo	Aleta	0,017	420,000	39,990	1679,580	4506,834
3,540	Tracción acero pasivo	Aleta	0,019	420,000	68,370	2871,540	8796,417
3,250	Tracción acero activo	aleta		1783,612	369,600	65922,309	182822,999
						Momento	224475,880
							202028,292
Revisión equilibrio							
Fuerzas a compresión	74421,150	KN					
Fuerzas a tracción	74465,035	kN					
Diferencia	-43,884	kN					
Momento (0Mn)	202028,292	kN.m					

Tabla 10-13.. Resumen del cálculo del momento último negativo resistente

Como se observa, el momento resistente es mayor al momento último que actúa, cumpliendo con este estado límite. A continuación, se procede a la revisión del momento positivo en el centro de la luz, el cual es de 19092 kN·m. En la siguiente tabla se resume el cálculo del momento resistente para momento positivo:

delta	0,136842105						
c	0,13700 m						
a	0,10275 m						
k	0,280						
dp(m)	Item	Tipo de elemento	Deformación unitaria	Esfuerzo(MPa)	As(cm2)	Fuerza(kN)	M(kN.m)
	Compresión concreto	aleta				38002,293	3253,946
0,060	Compresión acero	aleta	0,002	332,168	67,080	2228,182	171,570
0,440	Tracción acero pasivo	aleta	0,008	420,000	29,850	1253,700	-379,871
0,500	Tracción acero pasivo	alma	0,008	420,000	11,360	477,120	173,195
0,700	Tracción acero pasivo	alma	0,012	420,000	11,360	477,120	268,619
0,900	Tracción acero pasivo	alma	0,017	420,000	11,360	477,120	364,043
1,100	Tracción acero pasivo	alma	0,021	420,000	11,360	477,120	459,467
1,300	Tracción acero pasivo	alma	0,025	420,000	11,360	477,120	554,891
1,500	Tracción acero pasivo	alma	0,030	420,000	11,360	477,120	650,315
1,560	Tracción acero pasivo	Aleta	0,031	420,000	69,660	2925,720	4163,300
1,940	Tracción acero pasivo	Aleta	0,039	420,000	92,880	3900,960	7033,431
1,650	Tracción acero activo	aleta		1816,758	168,000	30521,531	46179,077
							62891,980
							56602,782
Revisión equilibrio							
Fuerzas a compresión	40230,475 KN						
Fuerzas a tracción	40210,931 kN						
Diferencia	19,544 kN						
Momento (0Mn)	56602,782 kN.m						

Tabla 10-14.. Resumen del cálculo del momento último positivo resistente

El refuerzo es:

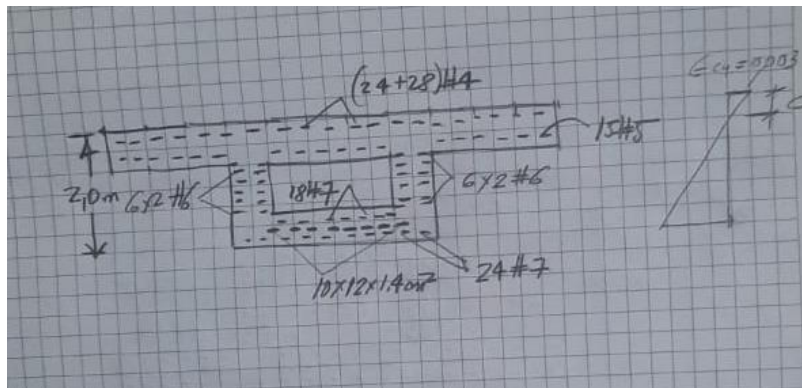


Figura 10-69 Esquema con refuerzo de dovola

Basado en lo anterior, el momento resistente es mayor que el momento último actuante, cumpliendo con el estado límite de diseño. Además, logra superar el incremento previsto en el momento positivo a lo largo del tiempo, generado por la fluencia y la retracción del concreto, el cual oscila entre un 10% y un 15%. Se debe revisar este en cada sección por lo menos cada 2 metros.

10.2.9 Diseño a cortante/torsión

10.2.9.1 Fundamentos

Cuando una viga cajón con sección transversal simétrica es sometida a una carga vertical excéntrica, con una excentricidad con respecto a su línea central, la carga aplicada puede descomponerse en una fuerza de **flexión y un momento torsor**. Este momento torsor, a su vez, puede descomponerse en torsión **pura y distorsión**. En la siguiente figura se representa el centro de gravedad, representa el centro de torsión y representa el centro de distorsión. Bajo carga de flexión, la viga cajón se dobla alrededor de su eje neutro; bajo torsión pura, la viga gira alrededor de su centro de torsión como una caja rígida; bajo distorsión, se deforma de manera más compleja.

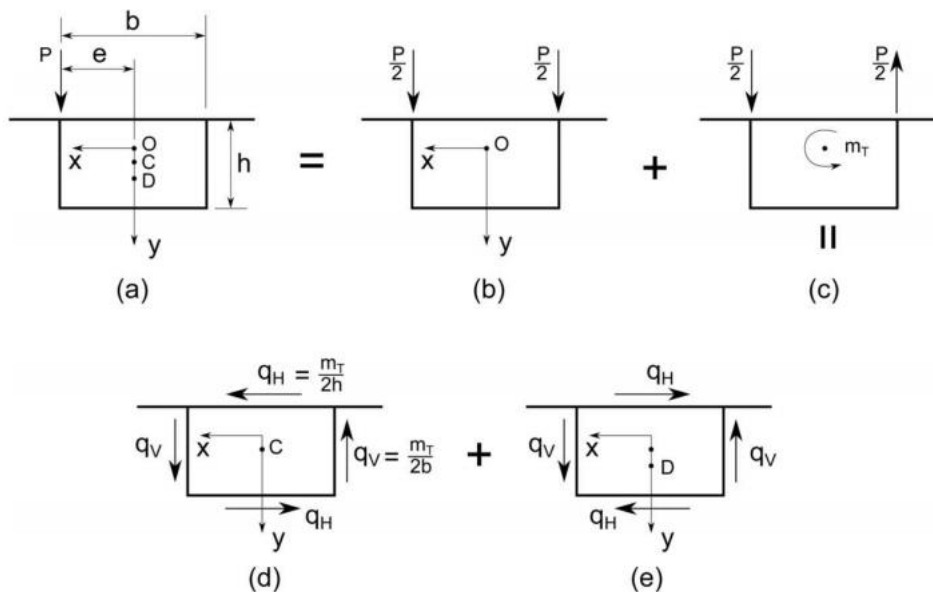


Figura 10-70 Efectos de torsión más flexión. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

La sección cajón se deforma de manera que las almas y las losas superior e inferior rotan alrededor de su centro de distorsión. La tensión normal longitudinal en la sección transversal incluye tres componentes:

- Es la tensión normal por flexión,
- Es la tensión normal por torsión de alabeo,
- Es la tensión normal por distorsión.

La tensión cortante consta de cuatro componentes:

- La tensión cortante por flexión,
- La tensión cortante por torsión libre,
- Es la tensión cortante por torsión de alabeo,
- Es la tensión cortante por distorsión.

Si una carga vertical se aplica entre las almas, también se produce una flexión transversal local. El momento de flexión transversal incluye dos componentes:

- Es el momento por distorsión,
- Es el momento por flexión local.

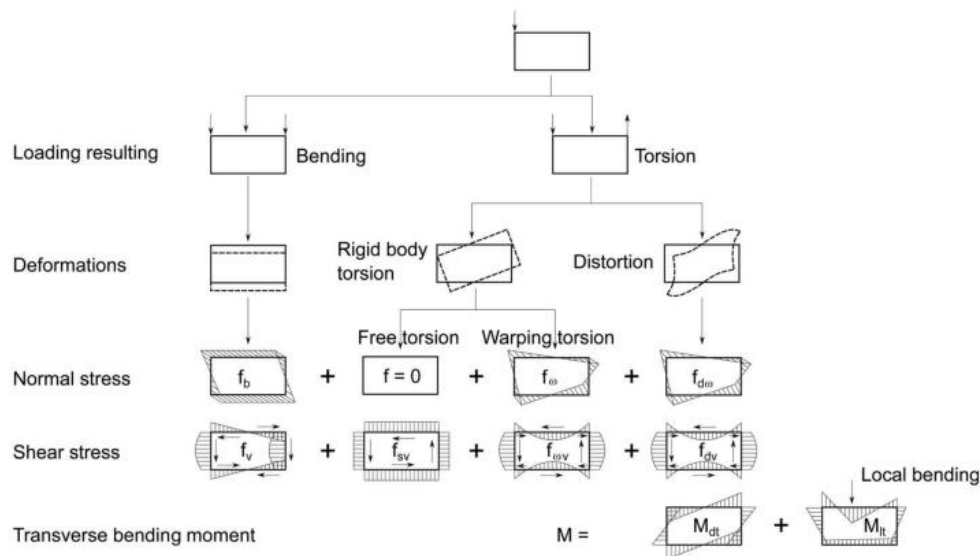


Figura 10-71 Efectos de torsión más flexión y cortante. Fuente: (Dongzhou & Bo , 2020)

La determinación de la resistencia al corte en secciones de concreto pretensado es mucho más compleja que la de su resistencia a la flexión. En general, la resistencia nominal al corte puede expresarse como:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (3-171)$$

where

V_c = shear strength provided by concrete

V_s = shear strength provided by transverse reinforcing

V_p = shear resistance provided by component of effective prestressing force in direction of applied shear

En los puentes segmentales de concreto, la fuerza de postensado se trata como una carga externa, por lo que $V_p=0$. A pesar de que se ha realizado mucha investigación teórica y experimental para determinar la resistencia al corte, la diferencia en las resistencias al corte predichas por distintos códigos de diseño a nivel mundial puede llegar a duplicarse para ciertas secciones. Esto indica la necesidad de un mayor esfuerzo para encontrar un método más simple y preciso para predecir la resistencia al corte. Actualmente, existen dos métodos principales permitidos en el diseño de puentes de concreto postensado para determinar la resistencia al corte: el método semiempírico y la teoría de campo de compresión modificada simplificada (MCFT). Para facilitar la comprensión, se presenta una breve discusión sobre la transformación de esfuerzos y los esfuerzos principales antes de abordar estos métodos. En la siguiente figura se presenta el procedimiento general y simplificado para evaluar la resistencia nominal de cortante:

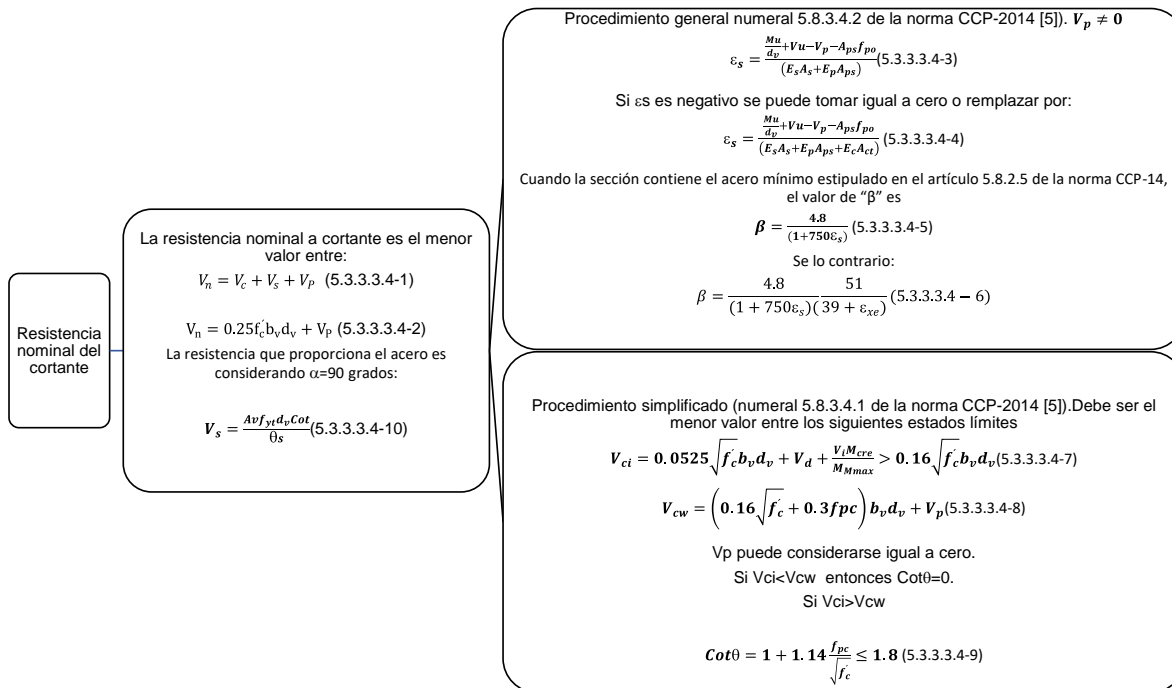


Figura 10-72 Diseño a cortante por procedimiento general y simplificado.

Para restringir el crecimiento de las fisuras diagonales y aumentar la ductilidad de la sección, se debe proporcionar el siguiente refuerzo transversal mínimo para elementos de concreto de peso normal:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (3-203)$$

where

- A_v = area of transverse reinforcement within distance s (in.²)
- b_v = effective width of web (in.)
- s = spacing of transverse reinforcement (in.)
- f_y = yield strength of transverse reinforcement (ksi) ≤ 100 ksi

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder los siguientes límites:

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder los siguientes límites:

$$s \leq 0.8 d_v \leq 24.0 \text{ in, para } v_u < 0.125 \sqrt{f'_c}$$
$$s \leq 0.4 d_v \leq 12.0 \text{ in, para } v_u \geq 0.125 \sqrt{f'_c}$$

donde:

$$v_u = \frac{V_u - V_p}{\phi b d_v}$$

v_u representa el esfuerzo cortante factorizado efectivo (ksi).

En puentes de vigas cajón de concreto segmental postensado, el espaciamiento de los estribos cerrados necesarios para resistir el cortante torsional no debe exceder la mitad de la dimensión más corta de la sección transversal, ni superar las 30 cm.

10.2.9.2 Aplicación al ejercicio

Se hace la revisión de cortante y torsión en el borde de la dovela de la pila DSP, que se observa en la siguiente figura:

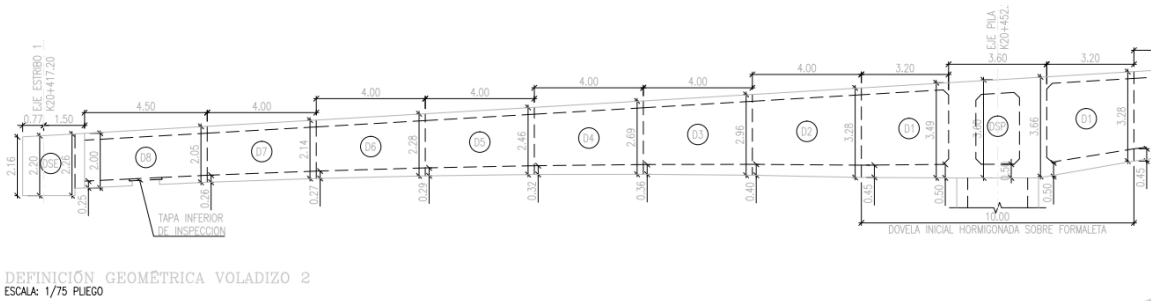


Figura 10-73 Localización de la sesión para evaluar cortante.

En esta sección se tiene dos almas con un espesor de 0.65 metros cada uno y una altura de 3.6m:

$$b_v := 2 \cdot 0.65 \cdot m = 1.3 \text{ m}$$

$$h_{viga} := 3.60 \cdot m$$

Se determina el “dv” correspondiente:

$$dv1 := h_{viga} - \frac{a}{2} - 0.35 \cdot m = 3.072 \text{ m}$$

$$d_v := \max(dv1, 0.9 \cdot (h_{viga} - 0.35 \cdot m), 0.72 \cdot h_{viga}) = 3.072 \text{ m}$$

Se hala el nivel de esfuerzos producidos por el pres forzado. La carga de tensión de los cables en esta zona y pata t=infinitos es:

$$p1t := (5.273 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$f_{pc} := \frac{p1t}{10.49 \cdot m^2} = 5.027 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} := \frac{p1t}{10.49 \cdot m^2} + \frac{p1t \cdot edv1}{9.09 \cdot m^3} = 11.64 \text{ MPa}$$

La torsión máxima en esta sesión es de Tu=6300kN. Se determina el área y perímetros de la sección cajón:

$$A_{cp} := (3.60 \cdot 5.4 - (3.60 - 2 \cdot 0.50) \cdot (5.4 - 2 \cdot 0.65)) \cdot m^2 = 8.78 \text{ m}^2$$

$$P_c := \left((3.60 - 0.25 \cdot 2) \cdot 2 + \left(5.4 - \frac{0.65}{2} \cdot 2 \right) \cdot 2 \right) \cdot m = 15.7 \text{ m}$$

Se debe investigar los efectos de torsión cuando la siguiente relación se cumpla:

$$T_u > 0.9 \cdot 0.25 \cdot T_{cr}$$

Se calcula T_{cr} : Se verifica lo siguiente:

$$\frac{A_{cp}^2}{P_c} = 4.91 \text{ m}^2 \cdot m$$

$$2 \cdot A_{cp} \cdot b_v = 22.828 \text{ m}^2 \cdot m$$

$$\text{if} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_c} \leq 2 \cdot A_{cp} \cdot b_v, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$T_{cr} = 0.328 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot MPa \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{\frac{f_{pc}}{MPa}}{0.328 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}} = (1.915 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{if} (T_u > 0.9 \cdot T_{cr} \cdot 0.25, \text{"Investigar torsión"}, \text{"no investigar torsión"}) = \text{"Investigar torsión"}$$

Es necesario tener en cuenta para el diseño la torsión. Por lo tanto, se determina el cortante último incluyendo torsión:

$$A_o := \left(3.6 - 2 \cdot \frac{0.5}{2} \right) \cdot \left(5.4 - 2 \cdot \frac{0.65}{2} \right) \cdot m^2 = 14.725 \text{ m}^2$$

$$d_p := (3.60 - 0.35) \cdot m = 3.25 \text{ m}$$

$$V_i := 12103 \cdot kN$$

$$V_u := V_i + \frac{T_u \cdot dp}{2 \cdot A_o} = (1.28 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Se determina el módulo de rotura:

$$f_r := 0.62 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 4.018 \text{ MPa}$$

$$M_{dnc} := 65900 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} := S_{bdv1} \cdot \left(f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{bdv1}} \right) = (6.985 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se determina el Mmax, que es el momento último en la zona de estudio y también el cortante solamente de carga muerta. Esto se obtiene del modelo estructural

$$M_{max} := 119900 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d := 73398 \cdot \text{kN}$$

Se determina Vci y Vcw:

$$V_{ci} := 0.0525 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_v \cdot d_v + V_d + V_i \cdot \frac{M_{cr}}{M_{max}} = (8.181 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{cw} := \left(0.16 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} + 0.3 \cdot f_{pc} \right) \cdot b_v \cdot d_v = (1.016 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Se selecciona el menor de los dos:

$$V_c := \min(V_{ci}, V_{cw}) = (1.016 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Se determina Cot(0):

$$cot\theta := \text{if} \left(V_{ci} < V_{cw}, 1, 1 + 1.14 \cdot \left(\frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot \frac{1}{MPa} \right) = 1.884$$

$$cot\theta := \min(cot\theta, 1.8) = 1.8$$

Se halla la separación del refuerzo a cortante/torsión teniendo en cuenta 4 ramas No.4:

$$V_s := \frac{Vu}{0.9} - V_c = (4.059 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_v := 4 \cdot 1.29 \cdot \text{cm}^2 = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$s := \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d_v \cdot cot\theta}{V_s} = 0.295 \text{ m}$$

Finalmente, en esta zona de estudio se debe colocar varillas No.4 cada 0.29m. Por otro lado, se verifica la resistencia a la torsión:

5.8.3.6.2 — Resistencia a la Torsión — La resistencia nominal a torsión debe tomarse como:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y cot\theta}{s} \quad (5.8.3.6.2-1)$$

donde:

- A_o = área encerrada por la trayectoria de flujo de cortante, incluyendo el área de los huecos (mm^2)
- A_t = área de un ramal del refuerzo transversal de torsión en miembros sólidos, o el área total del refuerzo transversal de torsión en almas exteriores de miembros celulares (mm^2)
- θ = ángulo de la grieta determinado de acuerdo con las disposiciones del Artículo 5.8.3.4, con las modificaciones incluidas de las expresiones para v y V_u (grados)

Y se tiene:

Tu	6300	kN.m
Ao	1472,5	mm ²
At	129	mm ²
fy	420	Mpa
cota o	1,00079664	Radianes
s	25347,1766	mm

También se verifica, el refuerzo adicional a la torsión:

SECCIÓN

$$A_t = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y} \quad (5.8.3.6.3-2)$$

donde:

p_h = perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado de torsión (mm)

A_t debe distribuirse alrededor del exterior de las vigas y en la losa superior y losa baja de la viga en cajón.

Y se tiene, la necesidad de colocar 78.95 cm² de refuerzo longitudinal distribuido en la aleta superior e inferior de la viga:

Tu	6300	kN.m
Ph	155	mm ²
Ao	1472,5	mm ²
fy	420	Mpa
At	0,79	mm ²
	78,95	cm ²

10.2.10 Diseño de almas

10.3 PILAS

10.3.1 Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales de la pila son las siguientes:

Concreto:	$f'_c := 35 \cdot MPa$				
Acero de refuerzo (pasivo):	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 30%; padding: 5px;">Longitudinal (Flexión)</td> <td style="padding: 5px;">$f_{yt} := 420 \cdot MPa$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Flejes (Cortante)</td> <td style="padding: 5px;">$f_{yt} := 420 \cdot MPa$</td> </tr> </table>	Longitudinal (Flexión)	$f_{yt} := 420 \cdot MPa$	Flejes (Cortante)	$f_{yt} := 420 \cdot MPa$
Longitudinal (Flexión)	$f_{yt} := 420 \cdot MPa$				
Flejes (Cortante)	$f_{yt} := 420 \cdot MPa$				

10.3.2 Evaluación de cargas

Las cargas muertas y viva se explicaron en el capítulo anterior. Con respecto a la carga de sismo, se muestra un formulario del CSIBRIDGE con el análisis dinámico espectral en csibridge, para la combinación de carga de solamente sismo en dirección x:

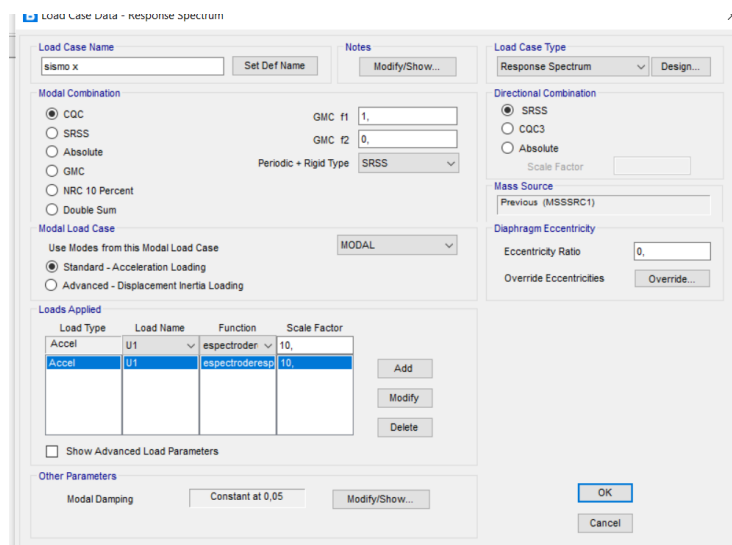


Figura 10-4 análisis dinámico espectral en dirección X

Se define el método de análisis sísmico para puentes de múltiples luces basado en la norma CCP-14 cumpliendo con el siguiente requisito tomado de la tabla 4.7.4.3.1-1:

Zona Sísmica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Tabla 8 - 1. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmico. UL: Método de fuerza uniforme. SM: Método elástico de un solo modo. MM: Método elástico multimodal. TH: Método de respuesta contra el tiempo. Fuente: (AIS, 2014)

Como la zona sísmica es 4, es necesario emplear un Análisis Modal Espectral (Análisis Dinámico Elástico). Los modos de vibración natural necesarios para el análisis espectral se obtuvieron por el método de Iteración en el Subespacio. Se consideraron 500 modos de vibración para cumplir con el requisito de participación de masa superior a 90% en las direcciones X e Y. En la siguiente figura se muestra algunos de estos modos principales:

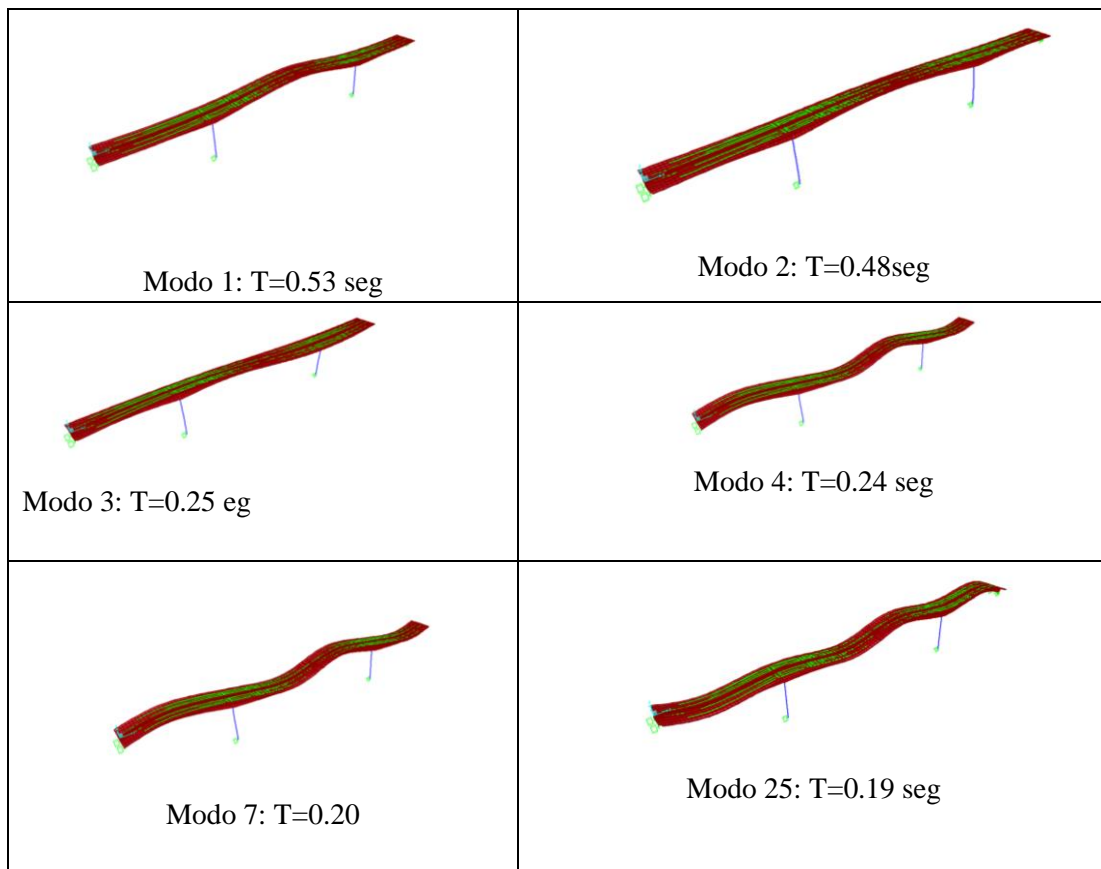


Figura 10-74 Algunos modos de vibración obtenidos del modelo estructural

Se convierten las cargas adicionales DC y DW en masa, empleando la siguiente opción que permite el csibridge:

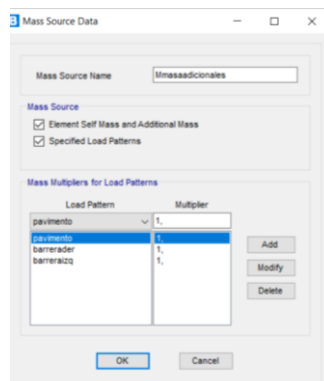


Figura 10-5 Formulario donde se convierten las cargas adicionales en masas

10.3.3 Esbeltez local

Se determina la esbeltez local de la columna, considerando un “K” de 2.0 y una longitud de 15 metros

$$\begin{aligned}
 bx &:= 3 \cdot m & hy &:= 5.4 \cdot m & esppared &:= 0.5 \cdot m \\
 Ag &:= (bx \cdot hy) - (bx - 2 \cdot esppared) \cdot (hy - 2 \cdot esppared) = 7.4 \text{ m}^2 \\
 I &:= \frac{bx^3 \cdot hy}{12} - \frac{(bx - 2 \cdot esppared)^3 \cdot (hy - 2 \cdot esppared)}{12} = 9.217 \text{ m}^4 \\
 r &:= \sqrt{\frac{I}{Ag}} = 1.116 \text{ m} & Lpila &:= 15 \cdot m & k &:= 2 \\
 \frac{k \cdot Lpila}{r} &= 26.881 \\
 \text{if} \left(\frac{k \cdot Lpila}{r} \leq 22, \text{“Se puede despreciar efecto pdelta”}, \text{“No se puede despreciar el efecto pdelta”} \right) &= \text{“No se puede despreciar el efecto pdelta”}
 \end{aligned}$$

Como la relación de esbeltez local determinada es mayor de 22, no se pueden despreciar los efectos de segundo orden como lo establece la norma CCP-14 en el numeral 5.7.4.3 para los elementos no arriostrados

10.3.4 Diseño a flexo compresión

Se construye una carta de diseño de la columna de la pila que tiene la siguiente geometría de la sección transversal:

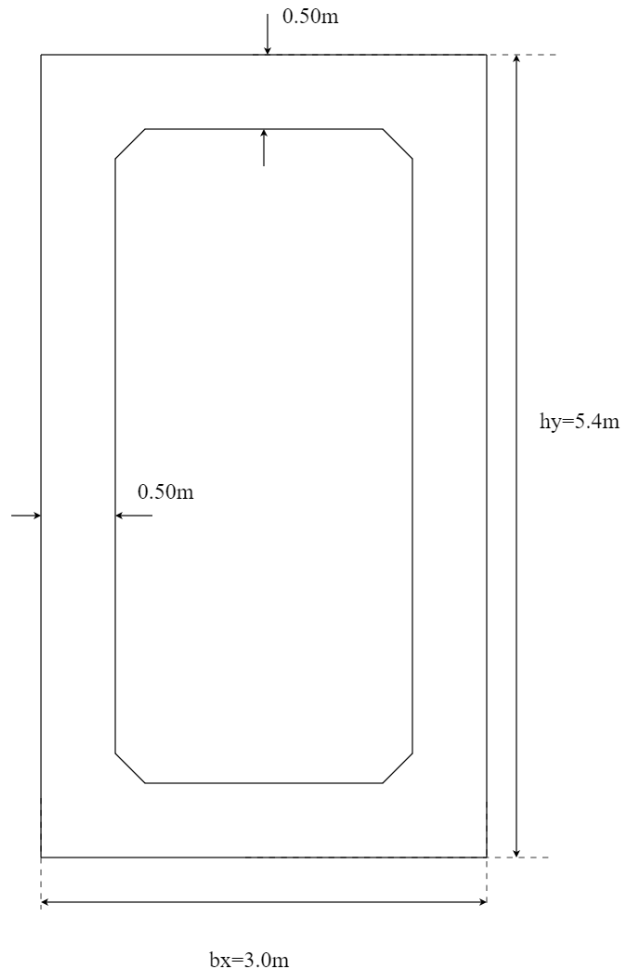


Figura 10-75 Sección transversal de pila

Se construye el diagrama de interacción para una cuantía del 1%. Se consideran un total de 272 varillas longitudinales distribuidas como se observa en la siguiente figura:

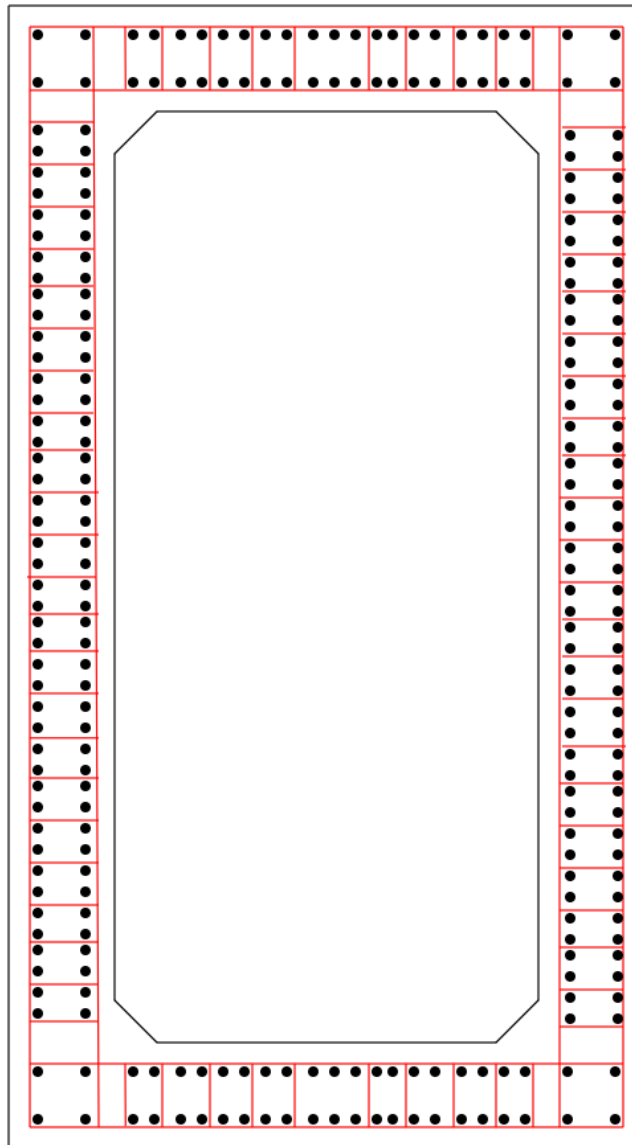


Figura 10-76 Distribución del refuerzo longitudinal y transversal de la pila

Se determinan los puntos de falla a compresión y a tensión respectivamente con su respectivo factor de reducción de resistencia:

$$As1 := Ag \cdot 0.01 = 740 \text{ cm}^2 \quad Nbarras := 272$$

$$Asbarra := \frac{As1}{Nbarras} = 2.721 \text{ cm}^2 \quad Ag = 7.4 \text{ m}^2$$

$$Po := 0.85 \cdot f'_c \cdot (Ag - As1) + f_{yl} \cdot As1 = (2.49 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$Pt := -f_{yl} \cdot As1 = -3.108 \cdot 10^4 \text{ kN}$$

Se determina el punto de falla balanceado empleando compatibilidad de deformaciones, para lo cual se determina “c” considerando que falta simultáneamente el concreto y fluye el acero de refuerzo:

$$c := 0.003 \cdot \frac{(bx - 0.05 \cdot m)}{(0.003 + \epsilon_y)} = 1.724 \text{ m}$$

$$dt := bx - 0.05 \cdot m = 2.95 \text{ m}$$

Se determina la deformación unitaria, esfuerzo, fuerza y momento de cada grupo de barras, que están a tensión y compresión hasta determinar los valores de P_b y M_b . Esto también incluye la fuerza a compresión del concreto y el factor de reducción de resistencia. Y todo en las dos direcciones:

Determina c balanceado en x

$$E_s := 197000 \cdot \text{MPa} = (1.97 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$B1 := \text{if} \left(f'_c \leq 28 \cdot \text{MPa}, 0.85, 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \cdot \text{MPa})}{7 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.8$$

$$e_{cu} := 0.003 \quad e_y := \frac{f_{yl}}{E_s} = 0.002 \quad d := b_x - 0.05 \cdot m = 2.95 \text{ m}$$

$$C_{bx} := \frac{d \cdot e_{cu}}{(e_y + e_{cu})} = 1.724 \text{ m}$$

Determina c balanceado en y

$$d := h_y - 0.05 \cdot m = 5.35 \text{ m}$$

$$C_{by} := \frac{d \cdot e_{cu}}{(e_y + e_{cu})} = 3.127 \text{ m}$$

En las siguientes figuras se presenta un cuadro con el cálculo de la fuerza y momento nominal balanceados dada en dirección X y Y respectivamente.

Es	197000 MPa							
fc	35 MPa							
d	2,95 m							
ecu	0,003							
ey	0,00213198							
c	1,724480712 m							
B1	0,8	Cantidd de barras	272					
a	1,37958457 m	Cuántia	1%					
d-c	1,225519288 m	Ag	7,4	m2				
bx	3 m	Ag	740	cm2				
Espeor pared	0,5 m	Ag barra	2,72	cm2				
hy	5,4 m							

X(m)	Tipo de uerza	N.barras	As(cm2)	Deformación uitaria	Esfuerzo(Mpa)	Fuerza(kN)	Brazo(m)	Momento(kN.m)
	Compresión concreto aleta					80325,00	1,25	100406,25
	Compresión concreto alma					21584,20	0,56	12091,63
0,05	Compresión acero	48	130,59	0,00	420,00	5484,71	1,45	7952,82
0,45	Compresión acero	48	130,59	0,00	420,00	5484,71	1,05	5758,94
0,55	Compresión acero	4	10,88	0,00	402,51	438,02	0,95	416,12
0,65	Compresión acero	4	10,88	0,00	368,24	400,73	0,85	340,62
0,75	Compresión acero	4	10,88	0,00	333,97	363,43	0,75	272,58
0,85	Compresión acero	4	10,88	0,00	299,69	326,14	0,65	211,99
0,95	Compresión acero	4	10,88	0,00	265,42	288,84	0,55	158,86
1,05	Compresión acero	4	10,88	0,00	231,15	251,55	0,45	113,20
1,15	Compresión acero	4	10,88	0,00	196,88	214,25	0,35	74,99
1,25	Compresión acero	4	10,88	0,00	162,61	176,96	0,25	44,24
1,35	Compresión acero	4	10,88	0,00	128,34	139,66	0,15	20,95
1,45	Compresión acero	4	10,88	0,00	94,07	102,37	0,05	5,12
1,55	Compresión acero	4	10,88	0,00	59,80	65,07	-0,05	-3,25
1,65	Compresión acero	4	10,88	0,00	25,53	27,78	-0,15	-4,17
1,75	Tracción el acero	4	10,88	0,00	8,75	-9,52	0,25	2,38
1,85	Tracción el acero	4	10,88	0,00	43,02	-46,81	0,35	16,38
1,95	Tracción el acero	4	10,88	0,00	77,29	-84,11	0,45	37,85
2,05	Tracción el acero	4	10,88	0,00	111,56	-121,40	0,55	66,77
2,15	Tracción el acero	4	10,88	0,00	145,83	-158,70	0,65	103,15
2,25	Tracción el acero	4	10,88	0,00	180,10	-195,99	0,75	146,99
2,35	Tracción el acero	4	10,88	0,00	214,37	-233,29	0,85	198,29
2,45	Tracción el acero	4	10,88	0,00	248,64	-270,58	0,95	257,05
2,55	Tracción el acero	48	130,59	0,00	282,92	-3694,54	1,05	3879,27
2,95	Tracción el acero	48	130,59	0,00	420,00	-5484,71	1,45	7952,82
		272				105373,77		140521,87

Tabla 10-15.. Cuadro con la determinación de cada fuerza y momento proporcionado por el acero y el concreto para el punto balanceado en dirección X para una cuantía 1%

Es	197000,00 Mpa				
fc	35,00 Mpa				
d	5,35 m				
ecu	0,00				
ey	0,00				
c	3,13 m				
B1	0,80	Cantidd de barras	272		
a	2,50 m	Cuantia	1%		
d-c	2,22 m	Ag	7,4	m2	
bx	3,00 m	Ag	740	cm2	
Espeor pared	0,50 m	Ag barra	2,72	cm2	
hy	5,40 m				

X(m)	Tipo de urza	Número de barras	As(cm2)	Deformación uitaria	Esfuerzo(Mpa)	Fuerza(kN)	Brazo(m)	Momento(kN.m)
	Compresión concreto aleta					44625,00	2,45	109331,25
	Compresión concreto alma					59558,26	1,20	71411,60
0,05	Compresión acero	24	65,29	0,00295	420,00	2742,35	2,65	7267,24
0,45	Compresión acero	24	65,29	0,00257	420,00	2742,35	2,25	6170,29
0,55	Compresión acero	4	10,88	0,00247	420,00	457,06	2,15	982,68
0,65	Compresión acero	4	10,88	0,00238	420,00	457,06	2,05	936,97
0,75	Compresión acero	4	10,88	0,00228	420,00	457,06	1,95	891,26
0,85	Compresión acero	4	10,88	0,00218	420,00	457,06	1,85	845,56
0,95	Compresión acero	4	10,88	0,00209	411,48	447,78	1,75	783,62
1,05	Compresión acero	4	10,88	0,00199	392,58	427,22	1,65	704,91
1,15	Compresión acero	4	10,88	0,00190	373,68	406,65	1,55	630,31
1,25	Compresión acero	4	10,88	0,00180	354,79	386,09	1,45	559,83
1,35	Compresión acero	4	10,88	0,00171	335,89	365,53	1,35	493,46
1,45	Compresión acero	4	10,88	0,00161	316,99	344,96	1,25	431,20
1,55	Compresión acero	4	10,88	0,00151	298,09	324,40	1,15	373,06
1,65	Compresión acero	4	10,88	0,00142	279,20	303,83	1,05	319,02
1,75	Compresión acero	4	10,88	0,00132	260,30	283,27	0,95	269,10
1,85	Compresión acero	4	10,88	0,00123	241,40	262,70	0,85	223,30
1,95	Compresión acero	4	10,88	0,00113	222,50	242,14	0,75	181,60
2,05	Compresión acero	4	10,88	0,00103	203,61	221,57	0,65	144,02
2,15	Compresión acero	4	10,88	0,00094	184,71	201,01	0,55	110,55
2,25	Compresión acero	4	10,88	0,00084	165,81	180,44	0,45	81,20
2,35	Compresión acero	4	10,88	0,00075	146,92	159,88	0,35	55,96
2,45	Compresión acero	4	10,88	0,00065	128,02	139,31	0,25	34,83
2,55	Compresión acero	4	10,88	0,00055	109,12	118,75	0,15	17,81
2,65	Compresión acero	4	10,88	0,00046	90,22	98,19	0,05	4,91
2,75	Compresión acero	4	10,88	0,00036	71,33	77,62	-0,05	-3,88
2,85	Compresión acero	4	10,88	0,00027	52,43	57,06	-0,15	-8,56
2,95	Compresión acero	4	10,88	0,00017	33,53	36,49	-0,25	-9,12
3,05	Compresión acero	4	10,88	0,00007	14,64	15,93	-0,35	-5,57
3,15	Tracción el acero	4	10,88	0,00002	4,26	-4,64	-0,45	2,09
3,25	Tracción el acero	4	10,88	0,00012	23,16	-25,20	0,45	11,34
3,35	Tracción el acero	4	10,88	0,00021	42,06	-45,77	0,55	25,17
3,45	Tracción el acero	4	10,88	0,00031	60,95	-66,33	0,65	43,12
3,55	Tracción el acero	4	10,88	0,00041	79,85	-86,90	0,75	65,17
3,65	Tracción el acero	4	10,88	0,00050	98,75	-107,46	0,85	91,34
3,75	Tracción el acero	4	10,88	0,00060	117,64	-128,03	0,95	121,62
3,85	Tracción el acero	4	10,88	0,00069	136,54	-148,59	1,05	156,02
3,95	Tracción el acero	4	10,88	0,00079	155,44	-169,15	1,15	194,53
4,05	Tracción el acero	4	10,88	0,00088	174,34	-189,72	1,25	237,15
4,15	Tracción el acero	4	10,88	0,00098	193,23	-210,28	1,35	283,88
4,25	Tracción el acero	4	10,88	0,00108	212,13	-230,85	1,45	334,73
4,35	Tracción el acero	4	10,88	0,00117	231,03	-251,41	1,55	389,69
4,45	Tracción el acero	4	10,88	0,00127	249,93	-271,98	1,65	448,76
4,55	Tracción el acero	4	10,88	0,00136	268,82	-292,54	1,75	511,95
4,65	Tracción el acero	4	10,88	0,00146	287,72	-313,11	1,85	579,25
4,75	Tracción el acero	4	10,88	0,00156	306,62	-333,67	1,95	650,66
4,85	Tracción el acero	4	10,88	0,00165	325,51	-354,24	2,05	726,18
4,95	Tracción el acero	24	65,29	0,00175	344,41	-2248,80	2,15	4834,93
5,35	Tracción el acero	24	65,29	0,00213	420,00	-2742,35	2,25	6170,29
		272				108376,00		219106,28

Tabla 10-16.. Cuadro con la determinación de cada fuerza y momento proporcionado por el acero y el concreto para el punto balanceado en dirección Y para una cuantía 1%

Se determina los factores de reducción de resistencia y las resistencias afectadas por este factor en dirección X:

$$d := bx - 0.05 \cdot m = 2.95 \text{ m}$$

$$\phi := \text{if}\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cbx} - 1\right) > 0.75, \text{if}\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cbx} - 1\right) > 0.9, 0.9, 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cbx} - 1\right)\right), 0.75\right) = 0.757$$

$$Pbx := 105373.77 \cdot \text{kN}$$

$$Mbx := 140521.87 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi Pbx := Pbx \cdot \phi = (7.973 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\phi Mbx := Mbx \cdot \phi = (1.063 \cdot 10^5) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Se determina los factores de reducción de resistencia y las resistencias afectadas por este factor en dirección Y

$$d := hy - 0.05 \cdot m = 5.35 \text{ m}$$

$$\phi := \text{if}\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cby} - 1\right) > 0.75, \text{if}\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cby} - 1\right) > 0.9, 0.9, 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{Cby} - 1\right)\right), 0.75\right) = 0.757$$

$$Pby := 108837 \cdot \text{kN}$$

$$Mby := 219106.28 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi Pby := Pby \cdot \phi = (8.235 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\phi Mby := Mby \cdot \phi = (1.658 \cdot 10^5) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para terminar de construir el diagrama fue necesario determinar 50 puntos adicionales (variando la ubicación de la distancia “c”), lo cual se realizó basado en un programa desarrollado en visual Basic para Excel, que incluye la evaluación de las siguientes cuantías: 1%, 2%, 3% y 4%. También factores de reducción de resistencia que dependen de la relación de “dt/c” para cada punto, con lo cual se obtuvo la carta de diseño correspondiente. Se presenta la carta de diseño, la cual es igual en sentido “x” y “y” por ser una sección transversal simétrica. A esta carta de diseño se le incluyeron los valores de momento y carga axial actuantes producto del análisis dinámico espectral extraído del modelo estructural y para las combinaciones de carga de evento extremo 1, resistencia 1, etc.

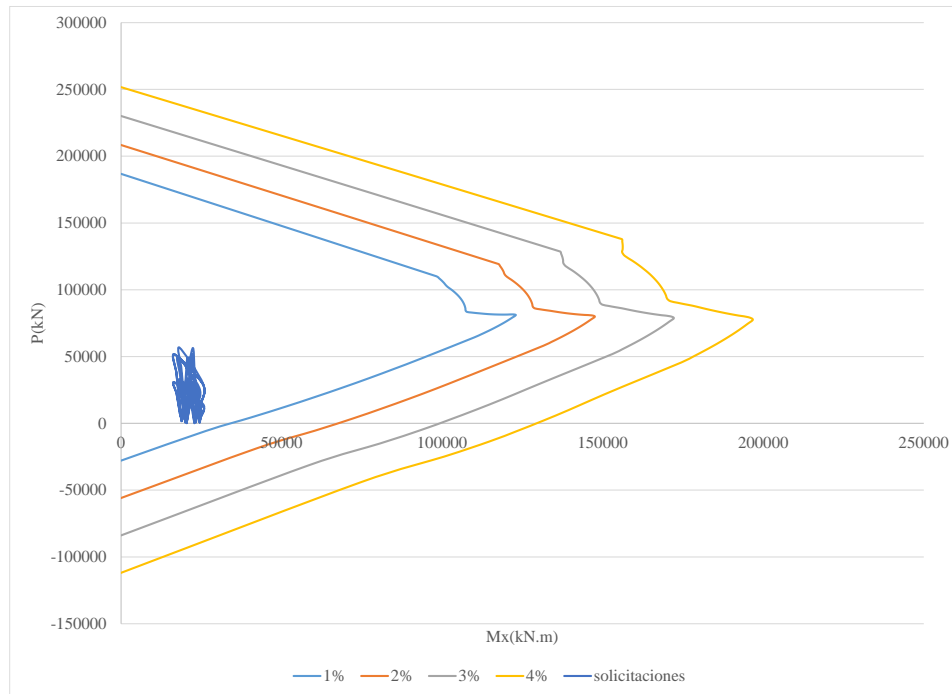


Figura 10-77 Carta de diseño en X

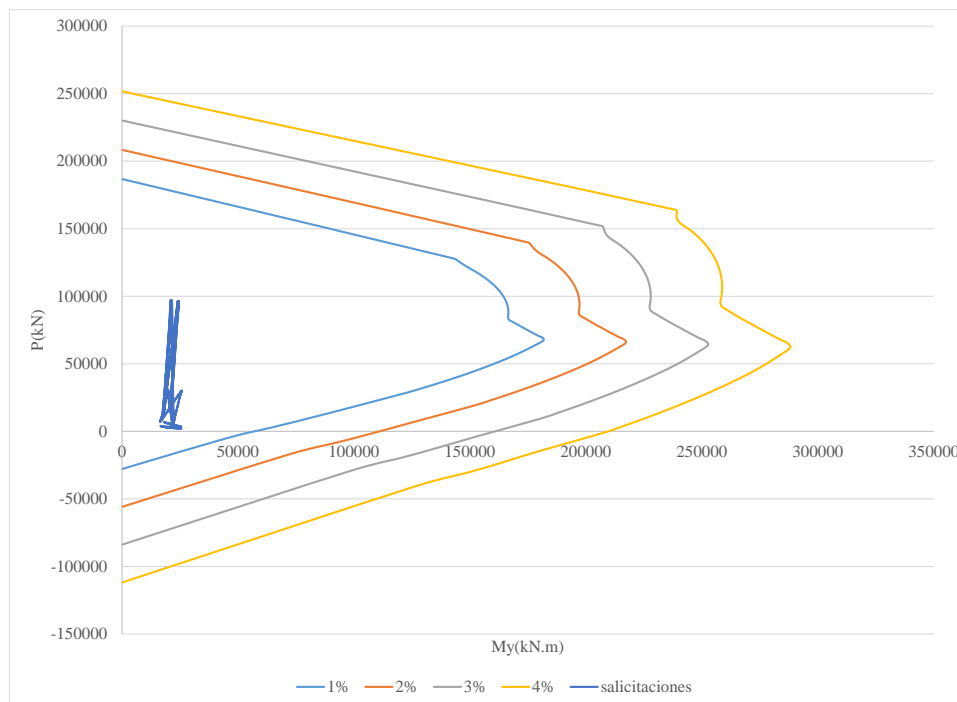


Figura 10-78 Carta de diseño en Y

Se determinó que se necesita una cuantía mínima, lo que corresponde 272 barras No. 6 , cuyos diagramas se presentan a continuación:

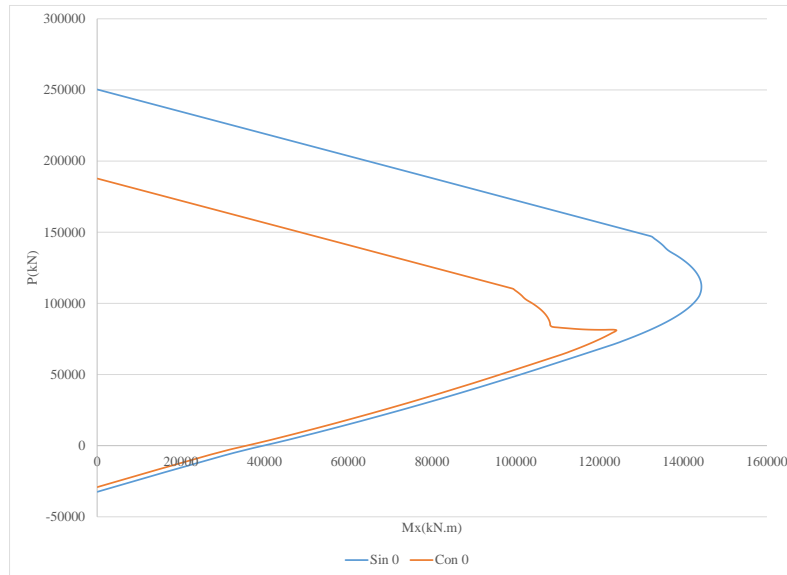


Figura 10-79 Diagrama de interacción con 272 barras No. 6 en sentido X

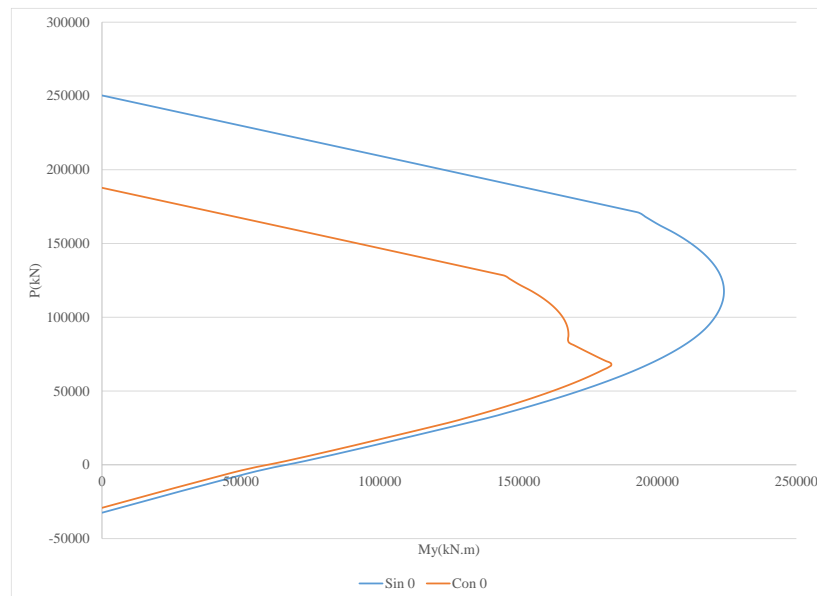


Figura 10-80 Diagrama de interacción con 272 barras No. 6 en sentido Y

Se hace una revisión biaxial, para una de las combinaciones de carga, encontrando que esta en limite que cumple:

Revisión biaxial

Datos de una de las
combinaciones de carga

$$Mx = 57000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$My = 26000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Pu = 18600 \text{ kN}$$

$$As = 272 \cdot 2.84 \cdot \text{cm}^2 = 0.077 \text{ m}^2 \quad Ag = 7.4 \text{ m}^2$$

$$Cc = 0.7 \cdot Ag \cdot f'_c = (1.813 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$Cs = 0.7 \cdot As \cdot f_y = (2.271 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$B25 = \text{if} \left(\frac{Cs}{Cc} \geq 0.5, 0.485 + 0.03 \cdot \frac{Cs}{Cc}, 0.545 + 0.35 \cdot \left(0.5 - \frac{Cs}{Cc} \right)^2 \right) = 0.594$$

$$BB = \text{if} \left(Pu \geq 0.25 \cdot Cc, B25 + 0.2 \cdot \left(\frac{\frac{Pu}{Cc} - 0.25}{0.85 + \frac{Cs}{Cc}} \right), B25 + \left(0.25 - \frac{Pu}{Cc} \right)^2 \left(0.85 - \frac{Cs}{2 \cdot Cc} \right) \right) = 0.611$$

$$\alpha = \frac{\log(0.5)}{\log(BB)} = 1.408$$

$oMnx = 62000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Tomado del diagrama de interacción área comecial

$oMny = 99500 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$rel = \left(\frac{Mx}{oMnx} \right)^\alpha + \left(\frac{My}{oMny} \right)^\alpha = 1.039$$

10.3.5 Diseño a cortante de la columna

Se hace a continuación la evaluación a cortante de la columna hueca. Se determina inicialmente la resistencia a cortante que proporciona el concreto. Para determinar “dvx” y “dvy”, se optó por el mayor valor entre 0.9 de y 0.7bx 0.9 de y 0.7hy, basados en las recomendaciones de la norma CCP-14.

$$h_y := 5.4 \cdot m \quad b_x := 3 \cdot m \quad \text{espesor} := 0.50 \cdot m$$

$$d_{ex} := b_x - 0.05 \cdot m = 2.95 \text{ m}$$

$$d_{vx1} := 0.9 \cdot d_{ex} = 2.655 \text{ m}$$

$$d_{vx2} := 0.7 \cdot b_x = 2.1 \text{ m}$$

$$d_{vx} := \max(d_{vx1}, d_{vx2}) = 2.655 \text{ m}$$

$$d_{ey} := h_y - 0.05 \cdot m = 5.35 \text{ m}$$

$$d_{vy1} := 0.9 \cdot d_{ey} = 4.815 \text{ m}$$

$$d_{vy2} := 0.7 \cdot h_y = 3.78 \text{ m}$$

$$d_{vy} := \max(d_{vy1}, d_{vy2}) = 4.815 \text{ m}$$

Considerando P_u igual a P_b , se tiene de los diagramas de interacción con las áreas comerciales de acero, lo siguiente:

$$M_{nx} := 141599.7 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{ny} := 223933 \cdot kN \cdot m$$

$$V_{ux} := 2 \cdot \frac{M_{nx}}{15 \cdot m} = 18879.96 \text{ kN}$$

$$V_{uy} := 2 \cdot \frac{M_{ny}}{15 \cdot m} = 29857.733 \text{ kN}$$

Se determina la separación de los flejes en cada dirección, considerando que son de No.4:

$$A_{vy} := A_{sn4} \cdot n_{ramasy} = 3096 \text{ mm}^2$$

$$A_{sn4} := 1.29 \cdot \text{cm}^2 \quad n_{ramasx} := (23 \cdot 2 + 4) = 50$$

$$A_{vx} := A_{sn4} \cdot n_{ramasx} = 6450 \text{ mm}^2$$

$$f_c := 35 \cdot \text{MPa} \quad f_y := 420 \cdot \text{MPa}$$

$$2.0 \cdot 0.083 = 0.166$$

$$V_{sx} := \frac{V_{ux}}{0.9} - \frac{\sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}} \cdot \text{MPa}}}{6} \cdot d_{vx} \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot m = 18359.868 \text{ kN}$$

$$V_{sy} := \frac{V_{uy}}{0.9} - \frac{\sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}} \cdot \text{MPa}}}{6} \cdot d_{vy} \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot m = 28427.605 \text{ kN}$$

$$S_x := \frac{A_{vx} \cdot f_y \cdot d_{vx}}{V_{sx}} = 0.392 \text{ m}$$

$$S_y := \frac{A_{vy} \cdot f_y \cdot d_{vy}}{V_{sy}} = 0.22 \text{ m}$$

Con respecto al detallado estructural se deben tener una zona confinada en la parte superior e inferior cuya longitud es el mayor valor entre:

- La máxima dimensión de la sección transversal que sería de 5.4m .
- El sexto de la altura libre que es 2.5 m
- Y 450 mm.

Basado en lo anterior, toda la longitud de la columna hueca tiene zona confinada. La separación del refuerzo transversal en zona de confinamiento no puede ser mayor que un cuarto de la menor dimensión del elemento ni 100 mm. Luego finalmente, quedan No. 4 cada 0.1 m en la zona confinada (arriba y abajo):

$$l_{zconfinada} := \max\left(h_y, b_x, 15 \cdot \frac{m}{6}, 0.45 \cdot m\right) = 5.4 \text{ m}$$

$$s_{mx} := \min\left(0.1 \cdot m, \frac{b_x}{4}\right) = 0.1 \text{ m}$$

10.3.6 Diseño cimentación pila - pilotes

Para el diseño de la cimentación de los estribos y pila se realizó un estudio de suelos. Para ello, se utiliza, la carta de diseño de la capacidad de carga última para pilote de diámetro 2.0 m:

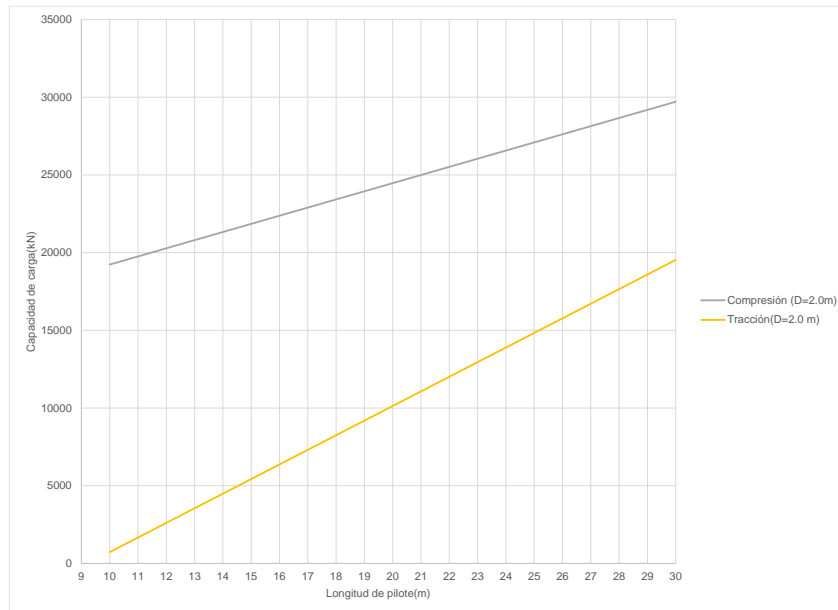


Figura 10-81 Carta de diseño de la capacidad de carga última de pilotes con un diámetro de 2.0 metros.

Se presenta la planta y perfil de la cimentación de la pila incluyendo los pilotes:

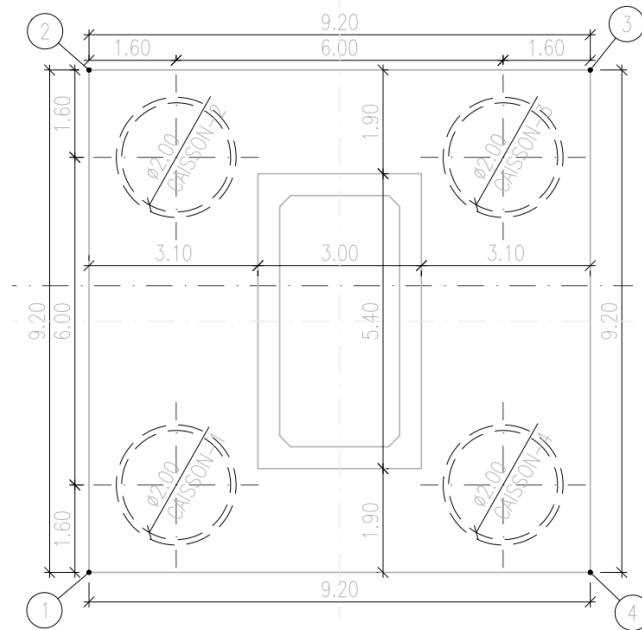


Figura 10-82 Planta de la cimentación pila

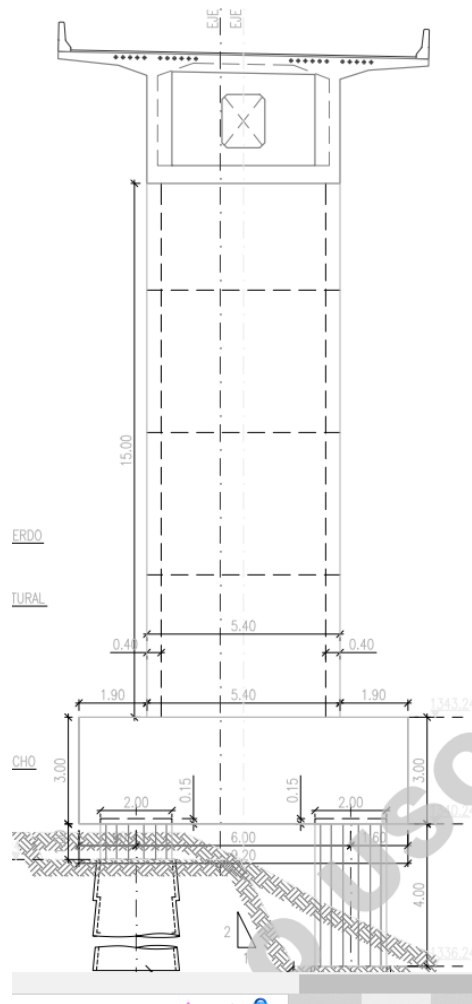


Figura 10-83 Perfil de la pila incluyendo tablero y cimentación

Se determina las fuerzas de reacción en una de las pilas producto de la combinación de carga “Evento extremo 1”:

$$M_x := (1.14 \cdot 10^5) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y := (5.2 \cdot 10^4) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_u := 18600 \text{ kN}$$

Y se determina la fuerza de cada uno de los pilotes, considerándolos de un diámetro de 2 metros y una longitud de 17 metros.:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{dado}} &:= 9.2 \cdot \text{m} & h_{\text{dado}} &:= 9.2 \cdot \text{m} & \text{Espesor} &:= 3 \cdot \text{m} \\
 D_{\text{pilote}} &:= 2 \cdot \text{m} & L_{\text{pilote}} &:= 17 \cdot \text{m} & PP_{\text{pilote}} &:= \frac{D_{\text{pilote}}^2 \cdot 3.1416}{4} \cdot L_{\text{pilote}} \cdot \gamma_c = (1.282 \cdot 10^3) \text{ kN} \\
 P_{\text{dado}} &:= b_{\text{dado}} \cdot h_{\text{dado}} \cdot \text{Espesor} \cdot \gamma_c = 6094.08 \text{ kN} \\
 P_{\text{pilote1}} &:= PP_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{dado}}}{4} - \frac{M_y \cdot 0.5}{6.10 \cdot \text{m}} + \frac{M_x \cdot 0.5}{6.0 \cdot \text{m}} + \frac{P_u}{4} = 12692.998 \text{ kN} \\
 P_{\text{pilote2}} &:= PP_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{dado}}}{4} - \frac{M_y \cdot 0.5}{6.10 \cdot \text{m}} - \frac{M_x \cdot 0.5}{6.0 \cdot \text{m}} + \frac{P_u}{4} = -6307.002 \text{ kN} \\
 P_{\text{pilote3}} &:= PP_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{dado}}}{4} + \frac{M_y \cdot 0.5}{6.10 \cdot \text{m}} + \frac{M_x \cdot 0.5}{6.0 \cdot \text{m}} + \frac{P_u}{4} = 21217.588 \text{ kN} \\
 P_{\text{pilote4}} &:= PP_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{dado}}}{4} + \frac{M_y \cdot 0.5}{6.10 \cdot \text{m}} - \frac{M_x \cdot 0.5}{6.0 \cdot \text{m}} + \frac{P_u}{4} = 2217.588 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Se cumple con la fuerza máxima a tracción que es de 6307 kN, la cual es menor a la resistente tomada de la carta de diseño (Véase **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). También con la fuerza máxima a compresión que es de 21217.5 kN y que es menor a la resistencia tomada de la carta de diseño (Véase **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Se construye un modelo estructural dado/pilote, como se observa en la siguiente figura, teniendo en cuenta: cuatro pilotes de diámetro dos metros con una profundidad de 17 metros, más un dado con una profundidad de 3 metros.

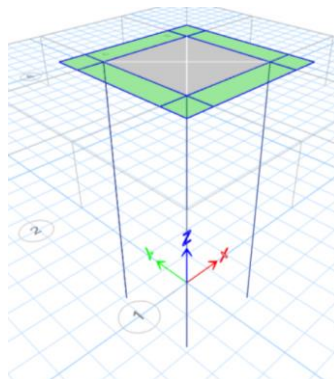


Figura 10-84 Modelo estructural dado/pilotes

A dicho modelo de le incluyen las cargas provenientes del puente en el nudo central:

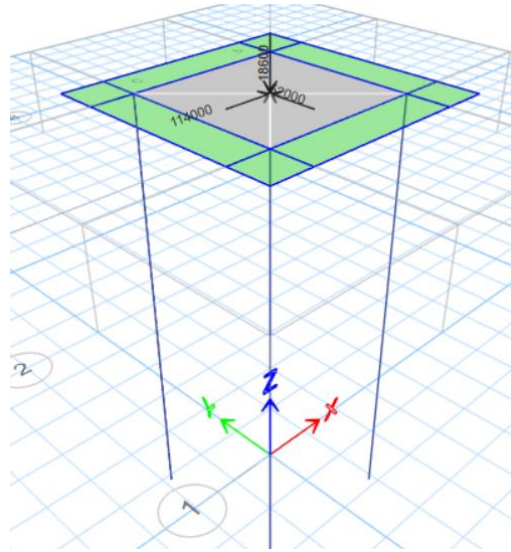


Figura 10-85 Reacciones generadas por la pila por la combinación de carga de Evento extremo 1

Se modela la interacción suelo-estructura de los pilotes a través de resortes en línea, cuya rigidez (coeficiente de balastro) es determinada por el ingeniero de suelos. Se tiene en cuenta que el suelo no resiste nada de tracción. Se presentan los coeficientes de balastro utilizados y su aplicación al modelo estructural.

Díámetro (m)	Carga Punta KN	Asentamiento por Punta cm	Profundidad (m)	Kv KN/m3	Em KPa	Kh KN/m3
1,5	4.871	0,41	20,00	665.061	4.411.189	1.558.625
1,8	6.827	0,44		612.489		1.298.854
2,0	8.322	0,46		570.690		1.168.969
2,5	12.742	0,51		509.288		935.175
1,5	5.312	0,67	23,00	450.798	4.411.189	1.558.625
1,8	7.386	0,73		398.683		1.298.854
2,0	8.964	0,80		357.485		1.168.969
2,5	13.610	0,92		302.186		935.175
1,5	5.447	0,67	24,00	459.868	4.411.189	1.568.082
1,8	7.553	0,75		397.274		1.306.735
2,0	9.154	0,81		357.772		1.176.062
2,5	13.858	0,93		304.205		940.849
1,5	5.903	0,98	27,00	341.498	4.411.189	1.568.082
1,8	8.122	0,80		401.435		1.306.735
2,0	9.802	0,84		370.227		1.176.062
2,5	14.718	0,95		315.779		940.849

Figura 10-86 Coeficientes de balastro.

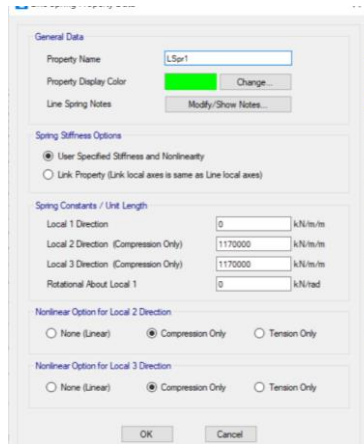


Figura 10-87 Asignación del resorte a cada pilote.

Se corre el modelo y se determinan los momentos actuantes de cada pilote con su correspondiente carga axial:

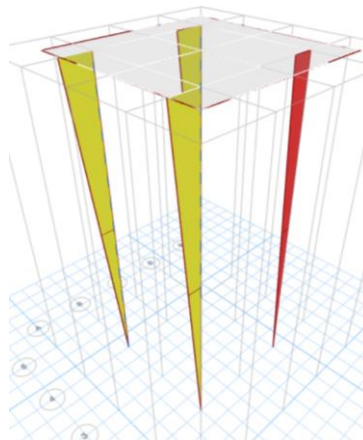


Figura 10-88 Diagramas de momento

Se encontró que se tiene un momento máximo de 3600kN.m y una carga axial de 1200 kN. Se construye una carta de diseño para pilotes de un diámetro de 2 metros y una resistencia a la compresión de 28 MPa:

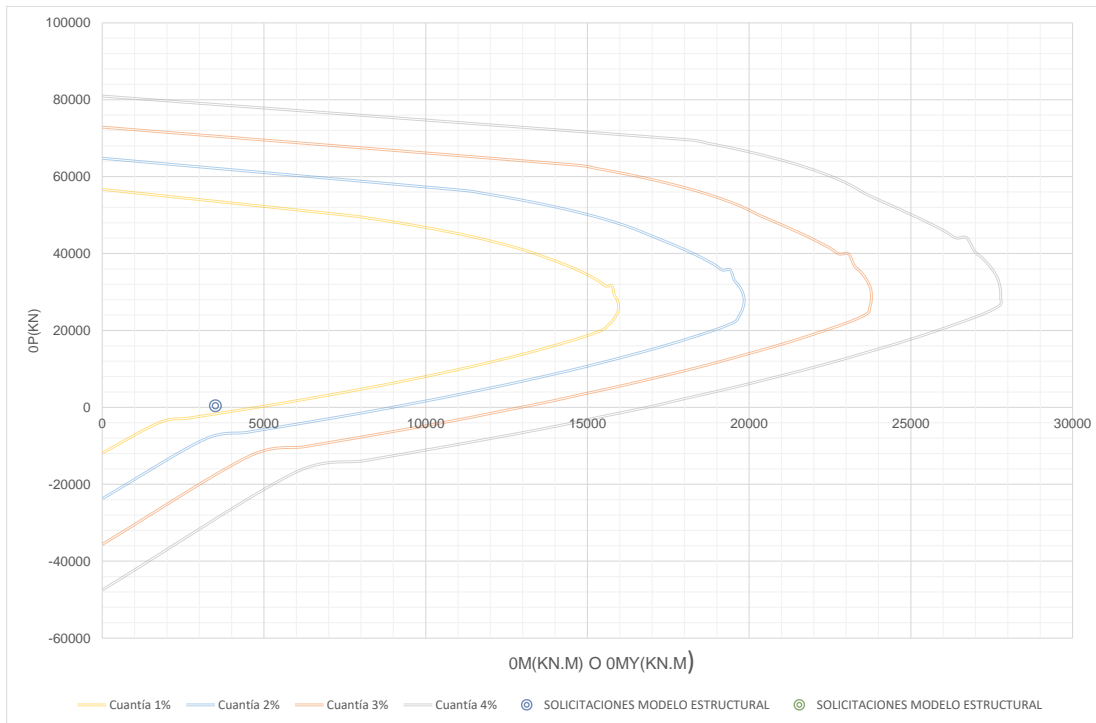


Figura 10-89 Carta de diseño pilotes de $D=2\text{ m}$.

Se encontró que es necesario una cuantía del 1%, lo cual se comprobó con un análisis biaxial, para lo cual es necesario 62 barras No. 8 cuyo diagrama de interacción se presenta a continuación. Se opta por 62 barras No. 8

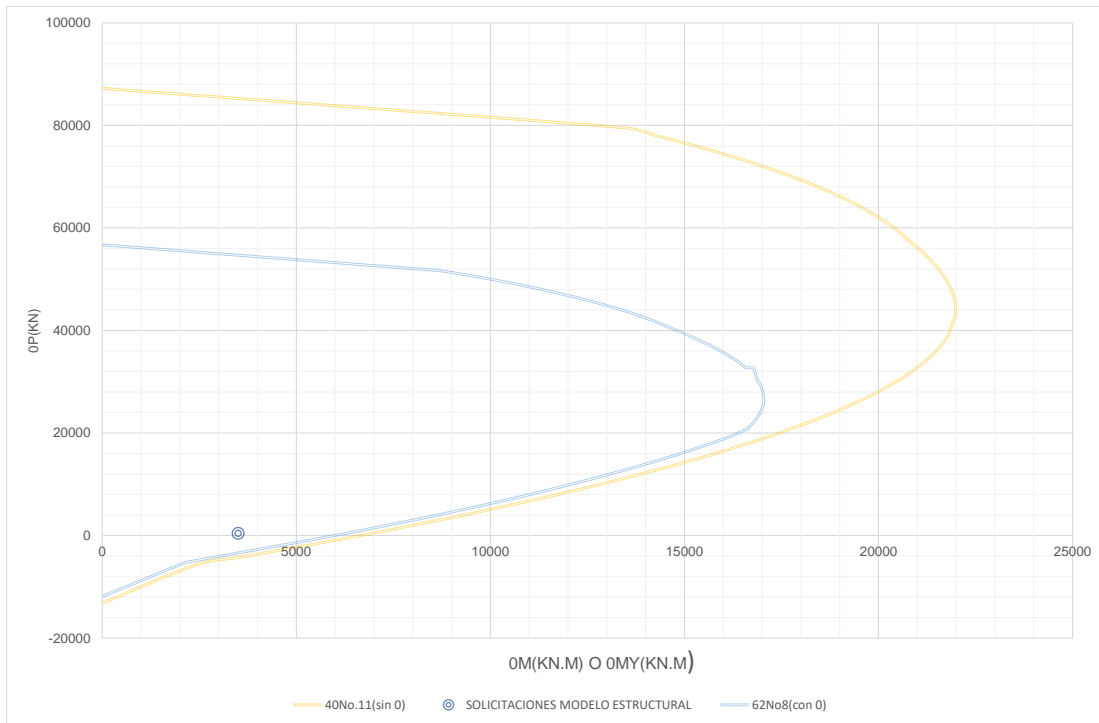


Figura 10-90 Diagrama de interacción circular de $D=2$ m. 62 barras No. 8

Para cortante, se determina el máximo cortante y considerando que no hay problemas de socavación:

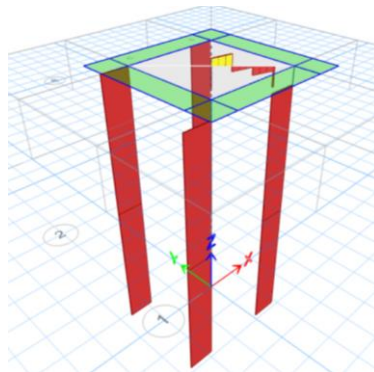


Figura 10-6 Diagramas de cortante

Se encontró que se tiene un cortante máximo de 530 kN. Con V_s es negativo, el concreto asume las solicitaciones de cortante. Luego, se coloca detallado estructural según la norma. Es necesario una longitud de la zona de confinamiento de $L/6$ que corresponde a 17/3 metros y flejes No. 3 separados 0.1 m. En la zona no confinada flejes separados cada 0.4 m.

10.3.7 Diseño cimentación pila - dado

Para el diseño del dado se va emplear el modelo de puntales y tensores que específico la norma CCP-14 en el numeral 5.6.3. 2 y 5.10.9.4, además de las demás recomendaciones al respecto. Es un modelo usado donde principalmente en estructuras con fuerzas concentradas y discontinuidades geométricas para determinar las los puntales supuestos, tensiones a tracción y la geometría de los nudos en los puntos de intersección. Para ello, es necesario establecer un modelo estructural de puntales y bielas que se acerque al comportamiento real. El modelo que se propone se desarrolló en CSI-BRIDGE y se muestra a continuación, donde se consideró el puntal como un elemento de armadura con los correspondientes reléase.

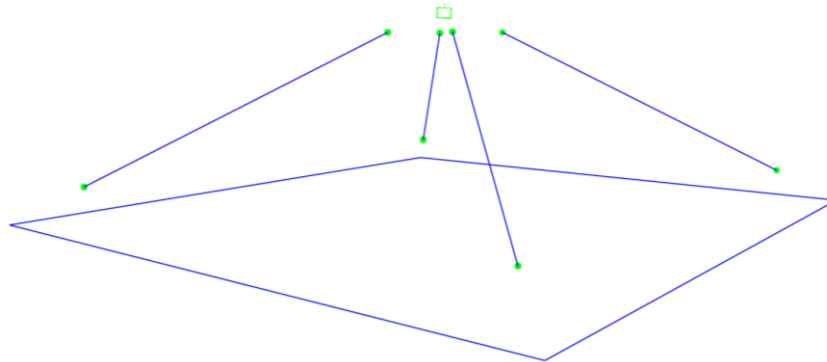


Figura 10-91 Modelo de tirante y puntal del dado de la pila del puente.

A este modelo se le incluyeron las reacciones de los pilotes para diferentes combinaciones de carga.

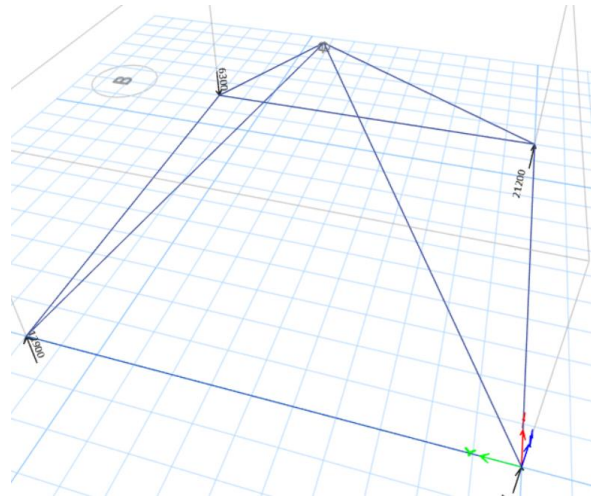


Figura 10-92 Reacciones de los pilotes en el modelo de tirante y puntal del dado de la pila del puente.

Los resultados de las fuerzas internas en los puntales y tirantes son los siguientes:

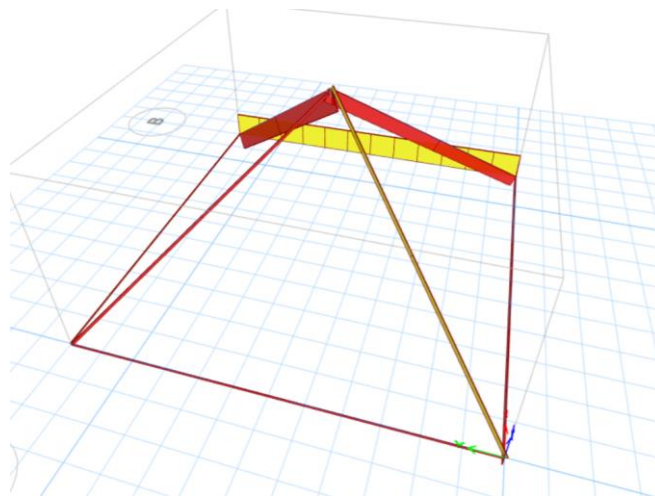


Figura 10-93 Fuerzas internas del dado de la pila del puente.

Para el diseño a flexión utilizamos la mayor fuerza a tracción encontrada en los tirantes que es del orden de 50000 kN y se determina el refuerzo necesario a flexión en la parte interior del dado, teniendo en cuenta la resistencia nominal admisible especificada en el numeral 5.6.3.4.1 del (AIS, 2014):

$$\begin{aligned}
 \text{tirante} &:= 50000 \cdot \text{kN} \\
 a_s &:= \frac{\text{tirante}}{0.9 \cdot 420000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = (1.323 \cdot 10^3) \text{ cm}^2 \\
 n_{\text{barras}} &:= \frac{a_s}{8.19 \cdot \text{cm}^2} = 161.508 \qquad \frac{9.2}{161} = 0.057
 \end{aligned}$$

Son necesarias 161 barras No. 10 en la parte inferior del dado separadas 0.06 m. Para el diseño a **cortante** del dado se utiliza la mayor fuerza de compresión del puntal que es del orden de 33600 kN, que debe ser menor a la estipulada por la norma en el numeral 5.6.3.3.3. Para ello, se debe terminar el área del puntal y se va utilizar el caso b del CCP-14 que es;

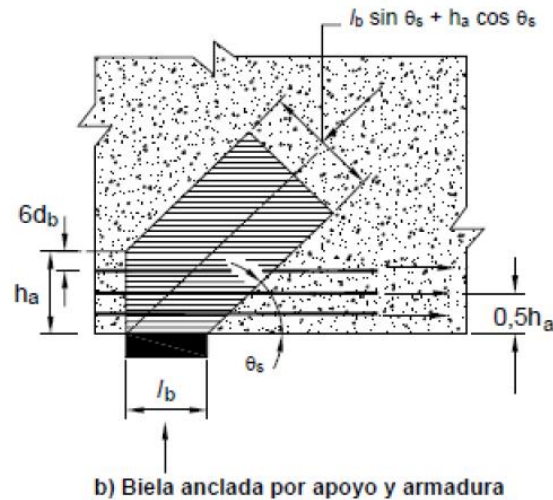


Figura 10-94 Área del puntal a compresión.

Considerando:

- h_a de 0.2 m
- Angulo del puntal con respecto al eje horizontal de 45 grados
- Y que las deformaciones unitarias a tracción son menores a 0.002, se tiene que se cumple con los esfuerzos a compresión:

$$P_{puntal} := 33600 \cdot kN$$

$$lb := 2 \cdot m$$

$$ha := 0.2 \cdot m$$

$$\theta := 45 \cdot ^\circ$$

$$Acs := (lb \cdot \sin(\theta) + ha \cdot \cos(\theta))^2 = 2.42 \text{ m}^2$$

$$opn := 0.85 \cdot 28000 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot Acs = 57596 \text{ kN}$$

$$\text{if}(opn > P_{puntal}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

+

10.4 REFERENCIAS

AASHTO , L. (2010). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*.

AIS. (2014). *Norma Colombiana de Diseño Sismo Resistente de Puentes*. Bogotá, Colombia:: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

Dongzhou , H., & Bo , H. (2020). *Concrete Segmental Bridges Theory, Design, and Construction to AASHTO LRFD Specifications*.

Patiño, O. (2015). *Apuntes con aportes adaptados de la clase de puentes en la PUJ*.