ÍNDICE							
Categoría	**Número de Documento**	**Fecha**	**Descripción**	**Observaciones**	**Tomo**	**N° de Folio Inicio**	**N° de Folio final**
Estabilidad			Continuación Estabilidad Muros estructurales Estabilidad Global Planos		40	7801 7840 7844	7839 7843 7852
Estructuras			Estructuras Informe estudio y diseño de estructuras de puentes		40	7853	8000

Continuación Estabilidad Muros estructurales
Estabilidad Global
Planos

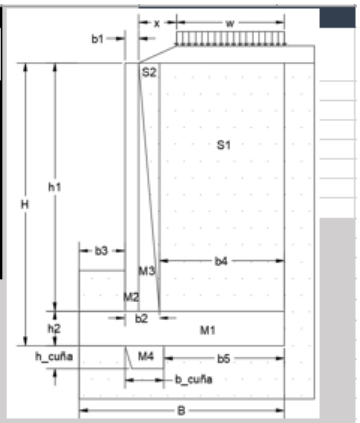
1.6.2. ANALISIS DE CARGAS

Para este apartado, se requiere incluir las cargas verticales estabilizadoras y cargas horizontales desestabilizadoras de los elementos, a fin de conocer las solicitaciones actuantes con la cual se define el refuerzo requerido para cada elemento, por lo cual, se definen las cargas actuantes tanto vertical como horizontal, conforme la siguiente nomenclatura.

Posteriormente, se calcula los coeficientes de presión activa estática Ka y pseudoestática KAE, conforme la metodología de diseño Mononobe – Okabe.

CARGAS ACTUANTES

ITEM	GEOMETRÍA		γ (ton /m3)	FACTOR AREA	Carga (P)-ton	Brazo (x) respecto A	Mn (X) (pto A) ton-m	Carga (P)-ton	Brazo (y) respecto A	Mn (Y) (pto A) ton-m
M1	3.80	0.65	2.40	1.00	5.93	1.90	11.263	5.93	0.325	1.93
M2	0.30	4.00	2.40	1.00	2.88	0.90	2.592	2.88	2.65	7.63
M3	0.25	4.00	2.40	0.50	1.20	1.13	1.360	1.20	1.98	2.38
M4	0.30	1.05	2.40	1.00	0.76	1.28	0.964	0.76	0.15	0.11
S1	2.50	4.00	2.00	1.00	20.00	2.55	51.000	20.00	2.65	53.00
S2	0.25	4.00	2.00	0.50	1.00	1.22	1.217	1.00	2.67	2.67
W	2.45	1.00	1.00	1.00	1.59	2.58	4.086			
SUMATORIA					**33.35**		**72.48**	**31.76**		**67.72**
CENTROIDE					**Mn/P**	**2.17**			**2.13**	



RESUMEN CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

ITEMS	carga (ton)	Mn (ton.m)
CARGAS MURO PESO PROPIO (ton)	10.76	16.18
CARGAS RELLENO (ton)	21.00	52.22
CARGA VIVA (ton)	1.59	4.09
	33.35	**72.48**

CARGAS HORIZONTALES

	Ka	γ	H
WEa (Suelo)	0.324	2.00	4.65
	WEa	**H**	**Ea (ton/m)**
	3.01	4.65	7.00
	Ka	**γ**	**heq**
WEs (sobrecarga)	0.324	2.00	1.00
	WEs	**H**	**Es (ton/m)**
	0.65	4.65	3.01

EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi_f')}{\Gamma\left[\sin^2\theta\,\sin(\theta-\delta)\right]} \qquad \Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f'+\delta)\sin(\phi_f'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

PARAMETROS

	Grados	rad	Definicion
ϕ	30.00	0.52	Angulo de friccion interno suelo
δ	20.00	0.35	Angulo friccion suelo-muro
θ	86.42	1.51	Angulo inclinacion muro-horizontal
β	0.00	0.00	Angulo del relleno con la horizontal
Ka	**0.324**		

CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Xa(m)	Mv(ton.m)
Peso propio	DC	10.76	1.50	16.18
Peso suelo	EV	21.00	2.49	52.22
Sobrecarga Viva	LS	1.59	2.58	4.09
SUMATORIA		**33.35**		**72.48**

CARGAS HORIZONTALES (DES-ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Ya(m)	Mv(ton.m)
Presion lateral suelo	EH	7.00	1.55	10.85
Sobrecarga Viva	LS	3.01	2.33	7.00
Accion sismica del suelo	EQ	1.41	1.86	2.62
Inercial del muro (PIR)	EQ	7.07	1.86	13.16
SUMATORIA		**18.50**		**33.64**

CARGA DE SISMO EN EL TERRENO

PAE	8.41	$E_{AE} = 0.5\ \gamma\ H^2\ (1-Kv)\ K_{AE}$
ΔPAE	1.41	$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$

Combinación mas desfavorable de fuerzas debidas a sismo	PIR	3.57
	100% ΔPAE + 50%PIR	3.20
	50% Ea +100%PIR	7.07
	Mayor	7.07

EMPUJE DINAMICO DEL TERRENO MONONOBE-OKABE

Aceleracion pico horizontal del terreno PGA	0.15
Factor de sitio fPGA	1.50
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal As = K_ho = fPGA*PGA	0.225

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-B)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

PARAMETROS

γ	Densidad del suelo	2.00	(radianes)
H	Altura del suelo	4.65	
ϕ	Angulo de fricción del suelo	30.00	0.524
θ MO	arc tan (kh/(1-kv))	6.75	0.118
δ	Angulo de friccion entre suelo y mur	20.00	0.349
Kh	Coeficiente aceleracion horizontal	0.11	
Kv	Coeficiente aceleracion vertical	0.05	
i	Angulo inclinacion superficie del ter	0.00	0.000
β	Inclinacion del muro respecto a la ve	3.58	0.062
KAE	Coeficiente presion activa del suelo	**0.410**	

1.6.3. CARGAS ESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas verticales, es decir, las cargas estabilizantes por efectos de la gravedad, tanto para la carga muerta de concreto, suelo de relleno y cargas vivas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS VERTICALES							MOMENTO ESTABILIZADOR						
TIPO	DC	EV	LS	SUM (V)			TIPO	DC	EV	LS	SUM MR		
V(Ton)	10.76	21.00	1.59	33.35	MIN	MAX	V(Ton)	16.18	52.22	4.09	72.48	MIN	MAX
R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	44.58	33.46	44.58	R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	97.87	73.93	97.87
	13.46	28.35	2.78					20.22	70.49	7.15			
R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	33.46			R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	73.93		
	9.69	21.00	2.78					14.56	52.22	7.15			
Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	42.60	30.69	42.60	Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	92.76	66.78	92.76
	13.46	28.35	0.79					20.22	70.49	2.04			
Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	30.69			Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	66.78		
	9.69	21.00	0.00					14.56	52.22	0.00			
S-I	1.00	1.00	1.00	33.35	33.35	33.35	S-I	1.00	1.00	1.00	72.48	72.48	72.48
	10.76	21.00	1.59					16.18	52.22	4.09			

TIPO		MIN	MAX
	R_I	33.46	44.58
Ev. Ex I	Ev. Ex II	30.69	42.60
	S	33.35	33.35

TIPO		MIN	MAX
	R_I	73.93	97.87
Ev. Ex I	Ev. Ex II	66.78	92.76
	S	72.48	72.48

1.6.4. CARGAS DESESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas horizontales, es decir, las cargas desestabilizantes por efectos de empujes de suelo, tanto para las fuerzas inerciales por cargas muerta de concreto, suelo de relleno y cargas sísmicas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	7.00	3.01	7.07	17.09	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	15.77	11.57	15.77
	10.50	5.27	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	11.57		
	6.30	5.27	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	19.08	13.38	19.08
	10.50	1.51	7.07			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	13.38		
	6.30	0.00	7.07			
S-I	1.00	1.00	0.00	10.01	10.01	10.01
	7.00	3.01	0.00			

	MIN	MAX
R_I	11.57	15.77
Ev. Ex. I	13.38	19.08
SERV.	10.01	10.01

MOMENTO DE VUELCO CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	10.85	7.00	13.16	31.01	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	28.53	22.02	28.53
	16.28	12.25	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	22.02		
	9.77	12.25	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	32.94	22.92	32.94
	16.28	3.50	13.16			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	22.92		
	9.77	0.00	13.16			
S-I	1.00	1.00	0.00	17.85	17.85	17.85
	10.85	7.00	0.00			

	MIN	MAX
R_I	22.02	28.53
Ev. Ex. I	22.92	32.94
SERV.	17.85	17.85

1.6.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

Se verifica la estabilidad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos para garantizar que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en su vida útil de trabajo.

VERIFICACION ESTABILIDAD (Max Cargas-H-dest)-(Min Cargas V -est)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	Σ H	F (TAN ϕ*V)	Verificacion
Resistencia I	44.58	97.87	28.53	1.56	0.345	1.267	Cumple	15.77	23.23	Cumple
Evento extremo I	42.60	92.76	32.94	1.40	0.496	1.393	Cumple	19.08	22.26	Cumple
Servicio	33.35	72.48	17.85	1.64	0.262	0.633	Cumple	10.01	17.72	Cumple

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

ϕ (RAD)	0.524
TAN ϕ	0.577
Φt	0.85

Kp	3.0
γsuelo	2.0
Φep	0.5

VERIFICACION PRESIONES (Max Cargas Horizontales)-(Max cargas verticales)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	σ	σ MAX	Verificacion
Resistencia I	44.58	97.87	28.53	1.56	0.345	1.267	Cumple	14.33	24.98	Cumple
Evento extremo I	42.60	92.76	32.94	1.40	0.496	1.393	Cumple	15.17	44.40	Cumple
Servicio	33.35	72.48	17.85	1.64	0.262	0.633	Cumple	10.18	36.08	Cumple

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado limite de Resistencia con $\varnothing_b = 0.50$ $q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Evento con $\varnothing_b = 1.00$ $q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Servicio q_{adm}

ESTADO LIMITE	FS	Φb	qr (ton/m2)
Estado limite de resistencia	3	0.45	24.98
Estado limite de evento	3	0.8	44.40
Estado limite de servicio	3	0.65	36.08

RELACION DEMANDA POR ESTABILIDAD EXTERNA

	Factor	Referencia	Verificacion
Deslizamiento	1.47	1.00	Cumple
Volcamiento	2.97	1.00	Cumple
Capacidad del suelo	2.74	1.00	Cumple

1.6.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para el vástago de cada módulo del muro de contención., es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO VASTAGO			
PARAMETROS		PESO VASTAGO (ton)) Wv	
Ka	0.324	h1(altura libre) m	4.00
Kae	0.410	b1(m)	0.30
PGA	0.150	b2 (m)	0.55
Kh	0.113	Peso (ton)-ml	4.08
γ suelo	2.000	PESO SUELO (ton) Ws	
γ concreto	2.400	h (altura libre) (m)	4.00
		b4 (m)	2.50
		b_sup (m)	2.75
		Peso	21

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (ton/m2)				
EQ Suelo	Kae	Ka	γ	h	
	0.410	0.324	2.000	4.00	0.686
LS		Ka	γ	heq	
		0.324	2.000	1.00	0.648
EH		Ka	γ	h	
		0.324	2.000	4.00	2.590

TIPO	CARGA (ton)			
EQ Suelo	Factor area		h1	V(ton)
	0.500	0.686	4.00	1.37
EH	Factor area		h1	V (ton)
	0.500	2.590	4.00	5.18
EQ Est	Yo (EQ EST)	Kh	(Ws+Wv)	V(ton)
	0.00	0.113	25.08	2.82
LS			h1	V(ton)
		0.648	4.00	2.59

VERIFICACION DE MOMENTOS EN PUNTO CRITICO						
abs	VLS	MLS	VEH	MEH	VEQ	MEQ
4.00	2.590	5.181	5.181	6.91	4.19	3.29

Mcr	
fr (ton/m2)	328.0732
yt (m)	0.275
Ig (m4)	0.0139
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)
19.43	19.85

ESTADO LIMITE						
Abs	Esp (m)	Resistencia I (1,75LS+1,5EH)		Evento extremo I (1LS+1,5EH+1EQ)		Mu diseño (Ton-m)
		Vu	Mu (ton.m)	Vu	Mu (ton.m)	
4.00	0.550	12.30	19.43	14.55	18.83	19.43

DISEÑO A FLEXION								
UNIDADES								
	f'c	fy	Mu					
MPa	28	420	Ton*m	19.85		Recubrimiento (m)		0.05
Kpa	0	0	Mpa*m	0				
PSI	0	0	Kpa*m	0				
ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)		ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00214	28000	420000	198.48		0.9	1	0.500	10.704

REVISION POR CORTE					
$V_r = \emptyset V_n$ $\emptyset = 0.9$ siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$ $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N] para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]	ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
	0.9	100	50.000	280	
	Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
	0.0	0.0	44.3	44.3	
	Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
	350.00	44.34	39.9	14.55	ϕ Vn> Vr Cumple

REFUERZO TEMPERATURA								
Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	55.0	As(cm2)	9.90	4.95

Para el refuerzo principal a flexión en la cara trasdós del muro, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.6 cada 0.20m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara intradós, es decir en la cara contraria del lleno, se usará barras No.4 cada 0.25m, en el sentido transversal y se usará barras No.4 cada 0.25m como longitudinal.

1.6.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata trasera de cada módulo

del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA TRASERA

b4 (m)	2.500	PESO CONCRETO (DC)	
h1 (m)	4.000	3.9	ton
h2 (m)	0.650	PESO RELLENO (EV)	
b1 (m)	0.300	21.40	ton
γ suelo	2.000	SOBRECARGA (LS)	
γ concreto	2.400	2.45	ton
W	1.00		

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	3.900	1.250	4.875
MEV	21.400	1.250	26.750
MLS	2.45	1.275	3.124

MOMENTO ULTIMO (Mu) (ton-m)			Mcr		Carga Ultima (Vu)			
Mu= 1,25 MDC+1,35MEV+1,75MLS			fr (ton/m2)	328.0732	Vu= 1,25 VDC+1,35VEV+1,75VLS			
MDC	MEV	MLS	yt (m)	0.325	VDC	VEV	VLS	Vsuelo
1.250	1.350	1.750	Ig (m4)	0.0229	1.250	1.350	1.750	
4.875	26.750	3.124	Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)	3.900	21.400	2.450	Vu
6.094	36.113	5.467	47.67	27.72	4.875	28.890	4.288	38.05

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES					Recubrimiento (m)	0.05
	f'c	fy	Mu (diseño)			
MPa	28	420	Ton*m	47.67		
Kpa	0	0	Mpa*m	0		
PSI	0	0	Kpa*m	0		

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.003619	28000	420000	476.73	0.9	1	0.600	21.713

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_w d_v$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	90.000	280	el brazo mecánico "d", es mayor para cortante por efecto de la altura de la cuña de desplazamiento
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	79.8	79.8	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
630.00	79.8	71.8	38.05	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	60.0	As(cm2)	10.80	5.40

Para el refuerzo principal a flexión en la cara superior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.6 cada 0.10m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara superior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo del lleno, se usará barras No.4 cada 0.20m en el sentido longitudinal.

1.6.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata delantera de cada módulo

del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA DELANTERA

b3 (m)	0.750	PESO CONCRETO (DC)	
h2 (m)	0.650	1.17	ton
h2		Esfuerzo max evento extremo I	
b1		15.17	(ton/m2)
γ suelo	1.700		
γ concreto	2.400		
W			

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	1.170	0.375	0.439
MEV			
MLS			

Mcr		Mu			Carga Ultima (Vu)			
fr (ton/m2)	328.0732	W*L*L/2	4.266	5.673				
yt (m)	0.325							
Ig (m4)	0.0229							
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)							Vu
5.67	27.72					W*L	11.375	11.37

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu	
MPa	28	420	Ton*m	27.72
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m) 0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00208	28000	420000	277.22	0.9	1	0.600	12.451

REVISION POR CORTE

$V_r = \phi V_n$

$\phi = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c}\, b_v d_v$ [N]

para $\beta = 2$ (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c}\, b_v d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)
0.9	100	60.000	280
Vs (ton)	**Vp (ton)**	**Vc (ton)**	**Vn1(ton)**
0.0	0.0	53.2	53.2
Vn2(ton)	**Vn**	**ϕ Vn**	**Vr**
420.00	53.2	47.9	11.37

Verificacion: ϕ Vn>Vr — Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	60.0	As(cm2)	10.80	5.40

Para el refuerzo principal a flexión en la cara inferior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.6 cada 0.20m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara inferior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.4 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

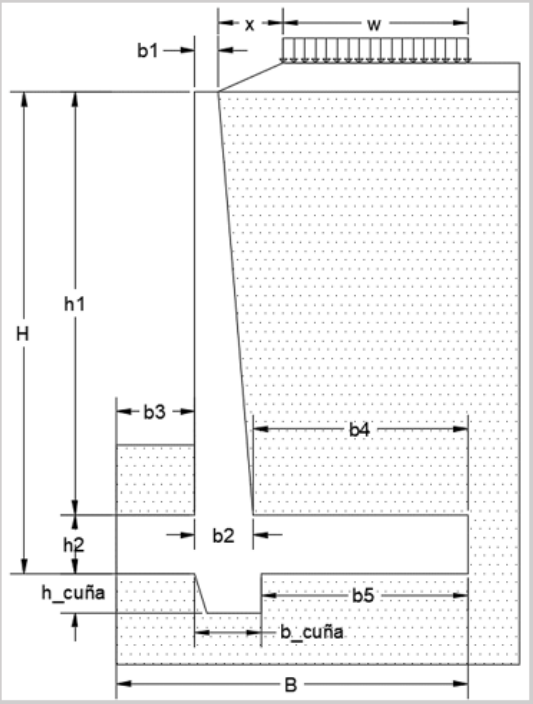
1.7. SECCIÓN TIPO M50 - H = 5.85m

1.7.1. DATOS INICIALES

Para ello se han tomado como datos iniciales la geometría más desfavorable, es decir, el vástago más alto, además de las propiedades mecánicas de los materiales, características geotécnicas del suelo y condiciones de sobrecarga debido a la interacción de la carga viva, a fin de garantizar un diseño adecuado, viable, y económico que cumpla con los parámetros geotécnicos, estructurales ante volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCION

DIMENSIONES MURO		
SECCION DEL MURO (und en m)	Simbolo	Valor
Altura libre vastago	(h1)	5.00
Espesor zapata	(h2)	0.85
Altura del muro	(H)	5.85
Espesor vastago superior	(b1)	0.40
Espesor Vastago inferior	(b2)	0.60
Longitud zarpa delantera	(b3)	0.90
Longitud zarpa trasera	(b4)	3.00
Longitud hacia cuña	(b5)	2.50
Longitud total zarpa	(B)	4.50
Profundidad de la cuña	(hcuña)	0.45
Espesor inferior cuña	(bcuña)	1.10
Altura relleno pasivo	(hpasivo)	0.00
CARACTERISTICAS DEL SUELO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Capacidad de carga (ton/m2)	σ	18.50
CARACTERISTICAS RELLENO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico del suelo (ton/m3)	γ	2.00
Angulo de friccion	ϕ	30.00
PGA		0.15
F_pga		1.50
SOBRECARGA VIVA		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Distancia de aplicación	(x1)	0.30
Sobrecarga	W	1.00
Altura equivalente	heq	1.00
Angulo de apliacion	β	0.00
CARACTERISTICAS MATERIALES		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico concreto (ton/m3)	γ	2.40
Resistencia a la compresion en kg/cm2	f'c	280
Fluencia refuerzo kg/cm2	fy	4200



Altura del muro (mm)	h_{ef} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

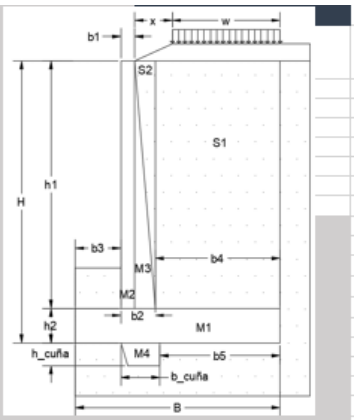
1.7.2. ANALISIS DE CARGAS

Para este apartado, se requiere incluir las cargas verticales estabilizadoras y cargas horizontales desestabilizadoras de los elementos, a fin de conocer las solicitaciones actuantes con la cual se define el refuerzo requerido para cada elemento, por lo cual, se definen las cargas actuantes tanto vertical como horizontal, conforme la siguiente nomenclatura.

Posteriormente, se calcula los coeficientes de presión activa estática Ka y pseudoestática KAE, conforme la metodología de diseño Mononobe – Okabe.

CARGAS ACTUANTES

ITEM	GEOMETRÍA		γ (ton /m3)	FACTOR AREA	Carga (P)-ton	Brazo (x) respecto A	Mn (X) (pto A) ton-m	Carga (P)-ton	Brazo (y) respecto A	Mn (Y) (pto A) ton-m
M1	4.50	0.85	2.40	1.00	9.18	2.25	20.655	9.18	0.425	3.90
M2	0.40	5.00	2.40	1.00	4.80	1.10	5.280	4.80	3.35	16.08
M3	0.20	5.00	2.40	0.50	1.20	1.37	1.640	1.20	2.52	3.02
M4	0.45	1.10	2.40	1.00	1.19	1.45	1.723	1.19	0.23	0.27
S1	3.00	5.00	2.00	1.00	30.00	3.00	90.000	30.00	3.35	100.50
S2	0.20	5.00	2.00	0.50	1.00	1.43	1.433	1.00	3.33	3.33
W	2.90	1.00	1.00	1.00	1.82	3.05	5.556			
SUMATORIA					**49.19**		**126.29**	**47.37**		**127.10**
CENTROIDE					**Mn/P**	**2.57**			**2.68**	



RESUMEN CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

ITEMS	carga (ton)	Mn (ton.m)
CARGAS MURO PESO PROPIO (ton)	16.37	29.30
CARGAS RELLENO (ton)	31.00	91.43
CARGA VIVA (ton)	1.82	5.56
	49.19	**126.29**

CARGAS HORIZONTALES

	Ka	γ	H
WEa (Suelo)	0.314	2.00	5.85
	WEa	**H**	**Ea (ton/m)**
	3.67	5.85	10.75
	Ka	**γ**	**heq**
WEs (sobrecarga)	0.314	2.00	1.00
	WEs	**H**	**Es (ton/m)**
	0.63	5.85	3.67

EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi_f')}{\Gamma\left[\sin^2\theta\,\sin(\theta-\delta)\right]} \qquad \Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f'+\delta)\sin(\phi_f'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

PARAMETROS	Grados	rad	Definicion
ϕ	30.00	0.52	Angulo de friccion interno suelo
δ	20.00	0.35	Angulo friccion suelo-muro
θ	87.71	1.53	Angulo inclinacion muro-horizontal
β	0.00	0.00	Angulo del relleno con la horizontal
Ka	**0.314**		

CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Xa(m)	Mv(ton.m)
Peso propio	DC	16.37	1.79	29.30
Peso suelo	EV	31.00	2.95	91.43
Sobrecarga Viva	LS	1.82	3.05	5.56
SUMATORIA		**49.19**		**126.29**

CARGAS HORIZONTALES (DES-ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Ya(m)	Mv(ton.m)
Presion lateral suelo	EH	10.75	1.95	20.96
Sobrecarga Viva	LS	3.67	2.93	10.75
Accion sismica del suelo	EQ	2.22	2.34	5.19
Inercial del muro (PIR)	EQ	10.70	2.34	25.04
SUMATORIA		**27.34**		**61.94**

CARGA DE SISMO EN EL TERRENO

PAE	12.97	$E_{AE} = 0.5\ \gamma\ H^2\ (1-Kv)\ K_{AE}$	
Δ PAE	2.22	$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$	

Combinación mas desfavorable de fuerzas debidas a sismo	PIR	5.33
	100% ΔPAE + 50%PIR	4.88
	50% Ea +100%PIR	10.70
	Mayor	10.70

EMPUJE DINAMICO DEL TERRENO MONONOBE-OKABE

Aceleracion pico horizontal del terreno PGA	0.15
Factor de sitio fPGA	1.50
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal As = K_ho = fPGA*PGA	0.225

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-B)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

PARAMETROS

γ	Densidad del suelo	2.00	(radianes)
H	Altura del suelo	5.85	
ϕ	Angulo de fricción del suelo	30.00	0.524
θ MO	arc tan (kh/(1-kv))	6.75	0.118
δ	Angulo de friccion entre suelo y muro	20.00	0.349
Kh	Coeficiente aceleracion horizontal	0.11	
Kv	Coeficiente aceleracion vertical	0.05	
i	Angulo inclinacion superficie del terr	0.00	0.000
β	Inclinacion del muro respecto a la ve	2.29	0.040
KAE	Coeficiente presion activa del suelo	**0.399**	

1.7.3. CARGAS ESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas verticales, es decir, las cargas estabilizantes por efectos de la gravedad, tanto para la carga muerta de concreto, suelo de relleno y cargas vivas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS VERTICALES							MOMENTO ESTABILIZADOR						
TIPO	DC	EV	LS	SUM (V)	MIN	MAX	TIPO	DC	EV	LS	SUM MR	MIN	MAX
V(Ton)	16.37	31.00	1.82	49.19			V(Ton)	29.30	91.43	5.56	126.29		
R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	65.50	48.92	65.50	R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	169.78	127.52	169.78
	20.46	41.85	3.19					36.62	123.44	9.72			
R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	48.92			R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	127.52		
	14.73	31.00	3.19					26.37	91.43	9.72			
Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	63.22	45.73	63.22	Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	162.83	117.80	162.83
	20.46	41.85	0.91					36.62	123.44	2.78			
Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	45.73			Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	117.80		
	14.73	31.00	0.00					26.37	91.43	0.00			
S-I	1.00	1.00	1.00	49.19	49.19	49.19	S-I	1.00	1.00	1.00	126.29	126.29	126.29
	16.37	31.00	1.82					29.30	91.43	5.56			

TIPO		MIN	MAX
	R_I	48.92	65.50
Ev. Ex I	Ev. Ex II	45.73	63.22
	S	49.19	49.19

TIPO		MIN	MAX
	R_I	127.52	169.78
Ev. Ex I	Ev. Ex II	117.80	162.83
	S	126.29	126.29

1.7.4. CARGAS DESESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas horizontales, es decir, las cargas desestabilizantes por efectos de empujes de suelo, tanto para las fuerzas inerciales por cargas muerta de concreto, suelo de relleno y cargas sísmicas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS HORIZONTALES							MOMENTO DE VUELCO CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)			TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)	
V(Ton)	10.75	3.67	10.70	25.12	MIN	MAX	V(Ton)	20.96	10.75	25.04	56.75	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	22.55	16.10	22.55	R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	50.25	37.67	50.25
	16.12	6.43	0.00					31.44	18.81	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	16.10			R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	37.67		
	9.67	6.43	0.00					18.86	18.81	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	28.66	20.38	28.66	Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	61.86	43.91	61.86
	16.12	1.84	10.70					31.44	5.37	25.04			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	20.38			Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	43.91		
	9.67	0.00	10.70					18.86	0.00	25.04			
S-I	1.00	1.00	0.00	14.42	14.42	14.42	S-I	1.00	1.00	0.00	31.71	31.71	31.71
	10.75	3.67	0.00					20.96	10.75	0.00			

	MIN	MAX
R_I	16.10	22.55
Ev. Ex. I	20.38	28.66
SERV.	14.42	14.42

	MIN	MAX
R_I	37.67	50.25
Ev. Ex. I	43.91	61.86
SERV.	31.71	31.71

1.7.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

Se verifica la estabilidad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos para garantizar que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en su vida útil de trabajo.

VERIFICACION ESTABILIDAD (Max Cargas-H-dest)-(Min Cargas V -est)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	Σ H	F (TAN ϕ*V)	Verificacion
Resistencia I	65.50	169.78	50.25	1.83	0.425	1.500	Cumple	22.55	34.68	Cumple
Evento extremo I	63.22	162.83	61.86	1.60	0.653	1.650	Cumple	28.66	33.56	Cumple
Servicio	49.19	126.29	31.71	1.92	0.327	0.750	Cumple	14.42	26.67	Cumple

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

ϕ (RAD)	0.524
TAN ϕ	0.577
Φt	0.85

Kp	3.0
γsuelo	2.0
Φep	0.5

VERIFICACION PRESIONES (Max Cargas Horizontales)-(Max cargas verticales)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	σ	σ MAX	Verificacion
Resistencia I	65.50	169.78	50.25	1.83	0.425	1.500	Cumple	17.94	24.98	Cumple
Evento extremo I	63.22	162.83	61.86	1.60	0.653	1.650	Cumple	19.79	44.40	Cumple
Servicio	49.19	126.29	31.71	1.92	0.327	0.750	Cumple	12.79	36.08	Cumple

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado limite de Resistencia con $\varnothing_b = 0.50$ $q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Evento con $\varnothing_b = 1.00$ $q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Servicio q_{adm}

ESTADO LIMITE	FS	Φb	qr (ton/m2)
Estado limite de resistencia	3	0.45	24.98
Estado limite de evento	3	0.8	44.40
Estado limite de servicio	3	0.65	36.08

RELACION DEMANDA POR ESTABILIDAD EXTERNA

	Factor	Referencia	Verificacion
Deslizamiento	1.52	1.00	Cumple
Volcamiento	2.78	1.00	Cumple
Capacidad del suelo	2.15	1.00	Cumple

1.7.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para el vástago de cada módulo del muro de contención., es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO VASTAGO			
PARAMETROS		PESO VASTAGO (ton)) Wv	
Ka	0.314	h1(altura libre) m	5.00
Kae	0.399	b1(m)	0.40
PGA	0.150	b2 (m)	0.60
Kh	0.113	Peso (ton)-ml	6
γ suelo	2.000	PESO SUELO (ton) Ws	
γ concreto	2.400	h (altura libre) (m)	5.00
		b4 (m)	3.00
		b_sup (m)	3.20
		Peso	31

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (ton/m2)				
EQ Suelo	Kae	Ka	γ	h	
	0.399	0.314	2.000	5.00	0.848
LS		Ka	γ	heq	
		0.314	2.000	1.00	0.628
EH		Ka	γ	h	
		0.314	2.000	5.00	3.141

TIPO	CARGA (ton)			
EQ Suelo	Factor area		h1	V(ton)
	0.500	0.848	5.00	2.12
EH	Factor area		h1	V (ton)
	0.500	3.141	5.00	7.85
EQ Est	Yo (EQ EST)	Kh	(Ws+Wv)	V(ton)
	0.00	0.113	37	4.16
LS			h1	V(ton)
		0.628	5.00	3.14

VERIFICACION DE MOMENTOS EN PUNTO CRITICO						
abs	VLS	MLS	VEH	MEH	VEQ	MEQ
5.00	3.141	7.851	7.851	13.09	6.28	6.36

Mcr	
fr (ton/m2)	328.0732
yt (m)	0.3
Ig (m4)	0.0180
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)
33.84	23.62

ESTADO LIMITE						
Abs	Esp (m)	Resistencia I (1,75LS+1,5EH)		Evento extremo I (1LS+1,5EH+1EQ)		Mu diseño (Ton-m)
		Vu	Mu (ton.m)	Vu	Mu (ton.m)	
5.00	0.600	17.27	33.37	21.20	33.84	33.84

DISEÑO A FLEXION							
UNIDADES							
	f'c	fy	Mu				
MPa	28	420	Ton*m	33.84	Recubrimiento (m)		0.05
Kpa	0	0	Mpa*m	0			
PSI	0	0	Kpa*m	0			
ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00304	28000	420000	338.37	0.9	1	0.550	16.724

REVISION POR CORTE					
$V_r = \emptyset V_n$, $\emptyset = 0.9$; siendo V_n el menor de: $V_n = V_c + V_s + V_p$; $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$	ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
	0.9	100	55.000	280	
	Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N]	0.0	0.0	48.8	48.8	
para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]	Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
	385.00	48.78	43.9	21.20	ϕ Vn>Vr Cumple

REFUERZO TEMPERATURA							
Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	60.0	As(cm2)	10.80	5.4

Para el refuerzo principal a flexión en la cara trasdós del muro, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.7 cada 0.15m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara intradós, es decir en la cara contraria del lleno, se usará barras No.4 cada 0.20m, en el sentido transversal y se usará barras No.4 cada 0.20m longitudinal.

1.7.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata trasera de cada módulo

del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA TRASERA

b4 (m)	3.000	PESO CONCRETO (DC)	
h1 (m)	5.000	6.12	ton
h2 (m)	0.850	PESO RELLENO (EV)	
b1 (m)	0.400	32.25	ton
γ suelo	2.000	SOBRECARGA (LS)	
γ concreto	2.400	2.9	ton
W	1.00		

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	6.120	1.500	9.180
MEV	32.250	1.500	48.375
MLS	2.9	1.550	4.495

MOMENTO ULTIMO (Mu) (ton-m)			Mcr		Carga Ultima (Vu)			
Mu= 1,25 MDC+1,35MEV+1,75MLS			fr (ton/m2)	328.0732	Vu= 1,25 VDC+1,35VEV+1,75VLS			
MDC	MEV	MLS	yt (m)	0.425	VDC	VEV	VLS	Vsuelo
1.250	1.350	1.750	Ig (m4)	0.0512	1.250	1.350	1.750	
9.180	48.375	4.495	Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)	6.120	32.250	2.900	Vu
11.475	65.306	7.866	84.65	47.41	7.650	43.538	5.075	56.26

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu (diseño)	
MPa	28	420	Ton*m	84.65
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m) 0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.003614	28000	420000	846.48	0.9	1	0.800	28.914

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	125.000	280	el brazo mecánico "d", es mayor para cortante por efecto de la altura de la cuña de desplazamiento
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	110.9	110.9	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
875.00	110.9	99.8	56.26	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	80.0	As(cm2)	14.40	7.20

Para el refuerzo principal a flexión en la cara superior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usarán barras No.7 cada 0.10m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara superior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo del lleno, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

1.7.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata delantera de cada módulo del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA DELANTERA

b3 (m)	0.900	PESO CONCRETO (DC)	
h2 (m)	0.850	1.836	ton
h2		Esfuerzo max evento extremo I	
b1		19.79	(ton/m2)
γ suelo	1.700		
γ concreto	2.400		
W			

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	1.836	0.450	0.826
MEv			
MLS			

Mcr		Mu			Carga Ultima (Vu)			
fr (ton/m2)	328.0732	W*L*L/2	8.015	10.660				
yt (m)	0.425							
Ig (m4)	0.0512							
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)							Vu
10.66	47.41					W*L	17.811	17.81

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu	
MPa	28	420	Ton*m	47.41
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m)	0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00199	28000	420000	474.07	0.9	1	0.800	15.958

REVISION POR CORTE

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N]

para $\beta = 2$ (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	80.000	280	
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	70.9	70.9	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
560.00	70.9	63.9	17.81	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	80.0	As(cm2)	14.40	7.20

Para el refuerzo principal a flexión en la cara inferior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.5 cada 0.125m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara inferior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

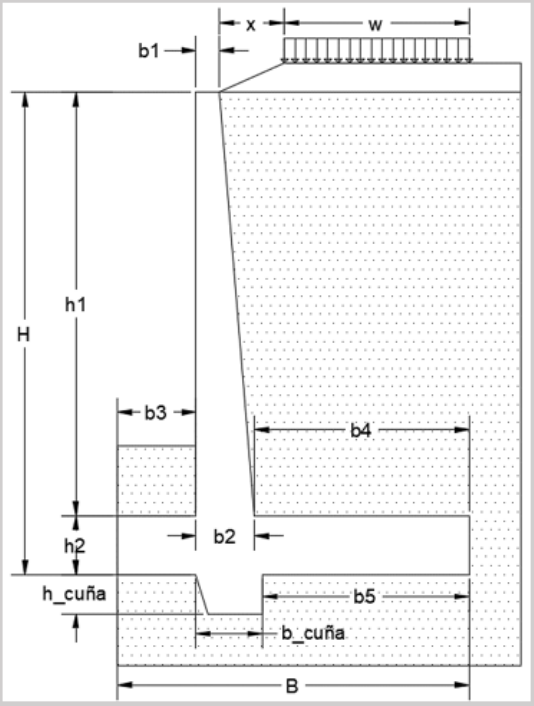
1.8. SECCIÓN TIPO M60 - H = 6.90m

1.8.1. DATOS INICIALES

Para ello se han tomado como datos iniciales la geometría más desfavorable, es decir, el vástago más alto, además de las propiedades mecánicas de los materiales, características geotécnicas del suelo y condiciones de sobrecarga debido a la interacción de la carga viva, a fin de garantizar un diseño adecuado, viable, y económico que cumpla con los parámetros geotécnicos, estructurales ante volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCION

DIMENSIONES MURO		
SECCION DEL MURO (und en m)	Simbolo	Valor
Altura libre vastago	(h1)	6.00
Espesor zapata	(h2)	0.90
Altura del muro	(H)	6.90
Espesor vastago superior	(b1)	0.40
Espesor Vastago inferior	(b2)	0.65
Longitud zarpa delantera	(b3)	1.10
Longitud zarpa trasera	(b4)	3.65
Longitud hacia cuña	(b5)	3.15
Longitud total zarpa	(B)	5.40
Profundidad de la cuña	(hcuña)	0.60
Espesor inferior cuña	(bcuña)	1.15
Altura relleno pasivo	(hpasivo)	0.00
CARACTERISTICAS DEL SUELO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Capacidad de carga (ton/m2)	σ	18.50
CARACTERISTICAS RELLENO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico del suelo (ton/m3)	γ	2.00
Angulo de friccion	ϕ	30.00
PGA		0.15
F_pga		1.50
SOBRECARGA VIVA		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Distancia de aplicación	(x1)	0.30
Sobrecarga	W	1.00
Altura equivalente	heq	1.00
Angulo de apliacion	β	0.00
CARACTERISTICAS MATERIALES		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico concreto (ton/m3)	γ	2.40
Resistencia a la compresion en kg/cm2	f'c	280
Fluencia refuerzo kg/cm2	fy	4200



Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

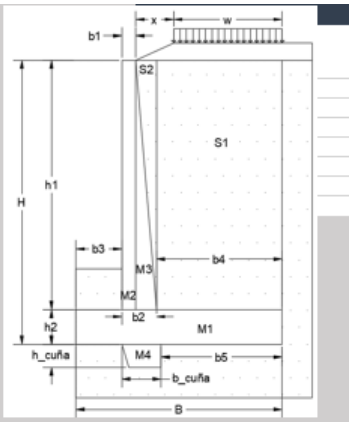
1.8.2. ANALISIS DE CARGAS

Para este apartado, se requiere incluir las cargas verticales estabilizadoras y cargas horizontales desestabilizadoras de los elementos, a fin de conocer las solicitaciones actuantes con la cual se define el refuerzo requerido para cada elemento, por lo cual, se definen las cargas actuantes tanto vertical como horizontal, conforme la siguiente nomenclatura.

Posteriormente, se calcula los coeficientes de presión activa estática Ka y pseudoestática KAE, conforme la metodología de diseño Mononobe – Okabe.

CARGAS ACTUANTES

ITEM	GEOMETRÍA			γ (ton/m3)	FACTOR AREA	Carga (P)-ton	Brazo (x) respecto A	Mn (X) (pto A) ton-m	Carga (P)-ton	Brazo (y) respecto A	Mn (Y) (pto A) ton-m
M1	5.40	0.90	2.40		1.00	11.66	2.70	31.493	11.66	0.450	5.25
M2	0.40	6.00	2.40		1.00	5.76	1.30	7.488	5.76	3.90	22.46
M3	0.25	6.00	2.40		0.50	1.80	1.58	2.850	1.80	2.90	5.22
M4	0.60	1.15	2.40		1.00	1.66	1.68	2.774	1.66	0.30	0.50
S1	3.65	6.00	2.00		1.00	43.80	3.58	156.585	43.80	3.90	170.82
S2	0.25	6.00	2.00		0.50	1.50	1.67	2.500	1.50	4.00	6.00
W	3.60	1.00	1.00		1.00	2.27	3.60	8.159			
SUMATORIA						**68.45**		**211.85**	**66.18**		**210.25**
CENTROIDE						**Mn/P**	**3.10**			**3.18**	



RESUMEN CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

ITEMS	carga (ton)	Mn (ton.m)
CARGAS MURO PESO PROPIO (ton)	20.88	44.60
CARGAS RELLENO (ton)	45.30	159.09
CARGA VIVA (ton)	2.27	8.16
	68.45	**211.85**

CARGAS HORIZONTALES

	Ka	γ	H
WEa (Suelo)	0.315	2.00	6.90
	WEa	**H**	**Ea (ton/m)**
	4.34	6.90	14.99
	Ka	**γ**	**heq**
WEs (sobrecarga)	0.315	2.00	1.00
	WEs	**H**	**Es (ton/m)**
	0.63	6.90	4.34

EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi_f')}{\Gamma\left[\sin^2\theta\,\sin(\theta-\delta)\right]} \qquad \Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f'+\delta)\sin(\phi_f'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

PARAMETROS

	Grados	rad	Definicion
ϕ	30.00	0.52	Angulo de friccion interno suelo
δ	20.00	0.35	Angulo friccion suelo-muro
θ	87.61	1.53	Angulo inclinacion muro-horizontal
β	0.00	0.00	Angulo del relleno con la horizontal
Ka	**0.315**		

CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Xa(m)	Mv(ton.m)
Peso propio	DC	20.88	2.14	44.60
Peso suelo	EV	45.30	3.51	159.09
Sobrecarga Viva	LS	2.27	3.60	8.16
SUMATORIA		**68.45**		**211.85**

CARGAS HORIZONTALES (DES-ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Ya(m)	Mv(ton.m)
Presion lateral suelo	EH	14.99	2.30	34.47
Sobrecarga Viva	LS	4.34	3.45	14.99
Accion sismica del suelo	EQ	3.09	2.76	8.52
Inercial del muro (PIR)	EQ	14.94	2.76	41.23
SUMATORIA		**37.36**		**99.21**

CARGA DE SISMO EN EL TERRENO

PAE	18.07	$E_{AE} = 0.5\ \gamma\ H^2\ (1-Kv)\ K_{AE}$
ΔPAE	3.09	$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$

Combinación mas desfavorable de fuerzas debidas a sismo		
	PIR	7.45
	100% ΔPAE + 50%PIR	6.81
	50% Ea +100%PIR	14.94
	Mayor	14.94

EMPUJE DINAMICO DEL TERRENO MONONOBE-OKABE

Aceleracion pico horizontal del terreno PGA	0.15
Factor de sitio fPGA	1.50
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal As = K_ho = fPGA*PGA	0.225

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-\beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

PARAMETROS

γ	Densidad del suelo	2.00	(radianes)
H	Altura del suelo	6.90	
ϕ	Angulo de fricción del suelo	30.00	0.524
θ MO	arc tan (kh/(1-kv))	6.75	0.118
δ	Angulo de friccion entre suelo y muro	20.00	0.349
Kh	Coeficiente aceleracion horizontal	0.11	
Kv	Coeficiente aceleracion vertical	0.05	
i	Angulo inclinacion superficie del terr	0.00	0.000
β	Inclinacion del muro respecto a la ve	2.39	0.042
KAE	Coeficiente presion activa del suelo	**0.400**	

1.8.3. CARGAS ESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas verticales, es decir, las cargas estabilizantes por efectos de la gravedad, tanto para la carga muerta de concreto, suelo de relleno y cargas vivas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS VERTICALES							MOMENTO ESTABILIZADOR						
TIPO	DC	EV	LS	SUM (V)	MIN	MAX	TIPO	DC	EV	LS	SUM MR	MIN	MAX
V(Ton)	20.88	45.30	2.27	68.45			V(Ton)	44.60	159.09	8.16	211.85		
R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	91.22	68.06	91.22	R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	284.80	213.51	284.80
	26.10	61.16	3.97					55.76	214.76	14.28			
R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	68.06			R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	213.51		
	18.79	45.30	3.97					40.14	159.09	14.28			
Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	88.39	64.09	88.39	Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	274.60	199.23	274.60
	26.10	61.16	1.13					55.76	214.76	4.08			
Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	64.09			Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	199.23		
	18.79	45.30	0.00					40.14	159.09	0.00			
S-I	1.00	1.00	1.00	68.45	68.45	68.45	S-I	1.00	1.00	1.00	211.85	211.85	211.85
	20.88	45.30	2.27					44.60	159.09	8.16			

TIPO		MIN	MAX
	R_I	68.06	91.22
Ev. Ex I	Ev. Ex II	64.09	88.39
	S	68.45	68.45

TIPO		MIN	MAX
	R_I	213.51	284.80
Ev. Ex I	Ev. Ex II	199.23	274.60
	S	211.85	211.85

1.8.4. CARGAS DESESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas horizontales, es decir, las cargas desestabilizantes por efectos de empujes de suelo, tanto para las fuerzas inerciales por cargas muerta de concreto, suelo de relleno y cargas sísmicas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	14.99	4.34	14.94	34.27	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	30.08	21.09	30.08
	22.48	7.60	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	21.09		
	13.49	7.60	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	39.59	28.43	39.59
	22.48	2.17	14.94			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	28.43		
	13.49	0.00	14.94			
S-I	1.00	1.00	0.00	19.33	19.33	19.33
	14.99	4.34	0.00			

	MIN	MAX
R_I	21.09	30.08
Ev. Ex. I	28.43	39.59
SERV.	19.33	19.33

MOMENTO DE VUELCO CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	34.47	14.99	41.23	90.68	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	77.93	57.25	77.93
	51.70	26.23	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	57.25		
	31.02	26.23	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	100.42	72.25	100.42
	51.70	7.49	41.23			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	72.25		
	31.02	0.00	41.23			
S-I	1.00	1.00	0.00	49.45	49.45	49.45
	34.47	14.99	0.00			

	MIN	MAX
R_I	57.25	77.93
Ev. Ex. I	72.25	100.42
SERV.	49.45	49.45

1.8.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

Se verifica la estabilidad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos para garantizar que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en su vida útil de trabajo.

VERIFICACION ESTABILIDAD (Max Cargas-H-dest)-(Min Cargas V -est)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	Σ H	F (TAN ϕ*V)	Verificacion
Resistencia I	91.22	284.80	77.93	2.27	0.432	1.800	Cumple	30.08	48.14	Cumple
Evento extremo I	88.39	274.60	100.42	1.97	0.729	1.980	Cumple	39.59	46.75	Cumple
Servicio	68.45	211.85	49.45	2.37	0.327	0.900	Cumple	19.33	36.96	Cumple

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

ϕ (RAD)	0.524
TAN ϕ	0.577
Φt	0.85

Kp	3.0
γsuelo	2.0
Φep	0.5

VERIFICACION PRESIONES (Max Cargas Horizontales)-(Max cargas verticales)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	σ	σ MAX	Verificacion
Resistencia I	91.22	284.80	77.93	2.27	0.432	1.800	Cumple	20.11	24.98	Cumple
Evento extremo I	88.39	274.60	100.42	1.97	0.729	1.980	Cumple	22.43	44.40	Cumple
Servicio	68.45	211.85	49.45	2.37	0.327	0.900	Cumple	14.42	36.08	Cumple

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado limite de Resistencia con $Ø_b = 0.50$ $q_R = Ø_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Evento con $Ø_b = 1.00$ $q_R = Ø_b(FS\ q_{adm})$

Estado limite de Servicio q_{adm}

ESTADO LIMITE	FS	Φb	qr (ton/m2)
Estado limite de resistencia	3	0.45	24.98
Estado limite de evento	3	0.8	44.40
Estado limite de servicio	3	0.65	36.08

RELACION DEMANDA POR ESTABILIDAD EXTERNA

	Factor	Referencia	Verificacion
Deslizamiento	1.56	1.00	Cumple
Volcamiento	3.21	1.00	Cumple
Capacidad del suelo	1.91	1.00	Cumple

1.8.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para el vástago de cada módulo del muro de contención., es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO VASTAGO			
PARAMETROS		PESO VASTAGO (ton)) Wv	
Ka	0.315	h1 (altura libre) m	6.00
Kae	0.400	b1(m)	0.40
PGA	0.150	b2 (m)	0.65
Kh	0.113	Peso (ton)-ml	7.56
γ suelo	2.000	PESO SUELO (ton) Ws	
γ concreto	2.400	h (altura libre) (m)	6.00
		b4 (m)	3.65
		b_sup (m)	3.90
		Peso	45.3

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (ton/m2)				
EQ Suelo	Kae	Ka	γ	h	
	0.400	0.315	2.000	6.00	1.018
LS		Ka	γ	heq	
		0.315	2.000	1.00	0.630
EH		Ka	γ	h	
		0.315	2.000	6.00	3.777

TIPO	CARGA (ton)			
EQ Suelo	Factor area		h1	V(ton)
	0.500	1.018	6.00	3.05
EH	Factor area		h1	V (ton)
	0.500	3.777	6.00	11.33
EQ Est	Yo (EQ EST)	Kh	(Ws+Wv)	V(ton)
	0.00	0.113	52.86	5.95
LS			h1	V(ton)
		0.630	6.00	3.78

VERIFICACION DE MOMENTOS EN PUNTO CRITICO						
abs	VLS	MLS	VEH	MEH	VEQ	MEQ
6.00	3.777	11.332	11.332	22.66	9.00	10.99

Mcr	
fr (ton/m2)	328.0732
yt (m)	0.325
Ig (m4)	0.0229
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)
56.32	27.72

ESTADO LIMITE						
Abs	Esp (m)	Resistencia I (1,75LS+1,5EH)		Evento extremo I (1LS+1,5EH+1EQ)		Mu diseño (Ton-m)
		Vu	Mu (ton.m)	Vu	Mu (ton.m)	
6.00	0.650	23.61	53.83	29.78	56.32	56.32

DISEÑO A FLEXION							
UNIDADES							
	f'c	fy	Mu				
MPa	28	420	Ton*m	56.32	Recubrimiento (m)		0.05
Kpa	0	0	Mpa*m	0			
PSI	0	0	Kpa*m	0			
ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00430	28000	420000	563.21	0.9	1	0.600	25.813

REVISION POR CORTE					
$V_r = \emptyset V_n$, $\emptyset = 0.9$; siendo V_n el menor de: $V_n = V_c + V_s + V_p$; $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$	ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
	0.9	100	60.000	280	
$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N]	Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
	0.0	0.0	53.2	53.2	
para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]	Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
	420.00	53.21	47.9	29.78	ϕ Vn>Vr
					Cumple

REFUERZO TEMPERATURA							
Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	65.0	As(cm2)	11.70	5.85

Para el refuerzo principal a flexión en la cara trasdós del muro, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.8 cada 0.125m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara intradós, es decir en la cara contraria del lleno, se usará barras No.5 cada 0.20m, en el sentido transversal y se usará barras No.4 cada 0.20m longitudinal.

1.8.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata trasera de cada módulo

del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA TRASERA

b4 (m)	3.650	PESO CONCRETO (DC)	
h1 (m)	6.000	7.884	ton
h2 (m)	0.900	PESO RELLENO (EV)	
b1 (m)	0.400	46.80	ton
γ suelo	2.000	SOBRECARGA (LS)	
γ concreto	2.400	3.6	ton
W	1.00		

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	7.884	1.825	14.388
MEV	46.800	1.825	85.410
MLS	3.6	1.850	6.660

MOMENTO ULTIMO (Mu) (ton-m)			Mcr		Carga Ultima (Vu)			
Mu= 1,25 MDC+1,35MEV+1,75MLS			fr (ton/m2)	328.0732	Vu= 1,25 VDC+1,35VEV+1,75VLS			
MDC	MEV	MLS	yt (m)	0.45	VDC	VEV	VLS	Vsuelo
1.250	1.350	1.750	Ig (m4)	0.0608	1.250	1.350	1.750	
14.388	85.410	6.660	Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)	7.884	46.800	3.600	Vu
17.985	115.304	11.655	144.94	53.15	9.855	63.180	6.300	79.34

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu (diseño)	
MPa	28	420	Ton*m	144.94
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m): 0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.005582	28000	420000	1449.44	0.9	1	0.850	47.449

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	145.000	280	el brazo mecánico "d", es mayor para cortante por efecto de la altura de la cuña de desplazamiento
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	128.6	128.6	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
1015.00	128.6	115.7	79.34	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	85.0	As(cm2)	15.30	7.65

Para el refuerzo principal a flexión en la cara superior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usarán barras No.8 cada 0.10m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara superior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo del lleno, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

1.8.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata delantera de cada módulo del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA DELANTERA

b3 (m)	1.100	PESO CONCRETO (DC)	
h2 (m)	0.900	2.376	ton
h2		Esfuerzo max evento extremo I	
b1		22.43	(ton/m2)
γ suelo	1.700		
γ concreto	2.400		
W			

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	2.376	0.550	1.307
MEV			
MLS			

Mcr		Mu		
fr (ton/m2)	328.0732	W*L*L/2	13.568	18.046
yt (m)	0.45			
Ig (m4)	0.0608			
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)			
18.05	53.15			

Carga Ultima (Vu)			
			Vu
	W*L	24.670	24.67

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu	
MPa	28	420	Ton*m	53.15
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m)	0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00198	28000	420000	531.48	0.9	1	0.850	16.836

REVISION POR CORTE

$V_n = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)
0.9	100	85.000	280
Vs (ton)	**Vp (ton)**	**Vc (ton)**	**Vn1(ton)**
0.0	0.0	75.4	75.4
Vn2(ton)	**Vn**	**ϕ Vn**	**Vr**
595.00	75.4	67.8	24.67

Verificacion
ϕ Vn>Vr
Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	85.0	As(cm2)	15.30	7.65

Para el refuerzo principal a flexión en la cara inferior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.6 cada 0.15m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara inferior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

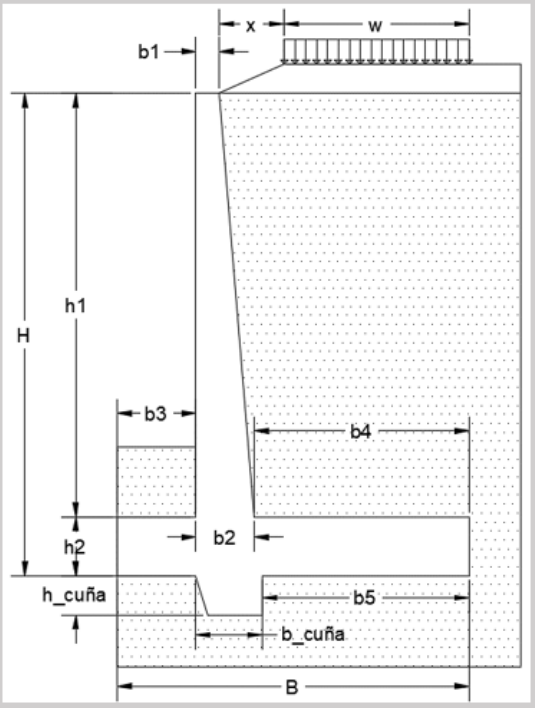
1.9. SECCIÓN TIPO M65 - H = 7.50m

1.9.1. DATOS INICIALES

Para ello se han tomado como datos iniciales la geometría más desfavorable, es decir, el vástago más alto, además de las propiedades mecánicas de los materiales, características geotécnicas del suelo y condiciones de sobrecarga debido a la interacción de la carga viva, a fin de garantizar un diseño adecuado, viable, y económico que cumpla con los parámetros geotécnicos, estructurales ante volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCION

DIMENSIONES MURO		
SECCION DEL MURO (und en m)	Simbolo	Valor
Altura libre vastago	(h1)	6.50
Espesor zapata	(h2)	1.00
Altura del muro	(H)	7.50
Espesor vastago superior	(b1)	0.40
Espesor Vastago inferior	(b2)	0.70
Longitud zarpa delantera	(b3)	1.30
Longitud zarpa trasera	(b4)	3.80
Longitud hacia cuña	(b5)	3.30
Longitud total zarpa	(B)	5.80
Profundidad de la cuña	(hcuña)	0.60
Espesor inferior cuña	(bcuña)	1.20
Altura relleno pasivo	(hpasivo)	0.00
CARACTERISTICAS DEL SUELO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Capacidad de carga (ton/m2)	σ	18.50
CARACTERISTICAS RELLENO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico del suelo (ton/m3)	γ	2.00
Angulo de friccion	ϕ	30.00
PGA		0.15
F_pga		1.50
SOBRECARGA VIVA		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Distancia de aplicación	(x1)	0.30
Sobrecarga	W	1.00
Altura equivalente	heq	1.00
Angulo de apliacion	β	0.00
CARACTERISTICAS MATERIALES		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico concreto (ton/m3)	γ	2.40
Resistencia a la compresion en kg/cm2	f'c	280
Fluencia refuerzo kg/cm2	fy	4200



Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

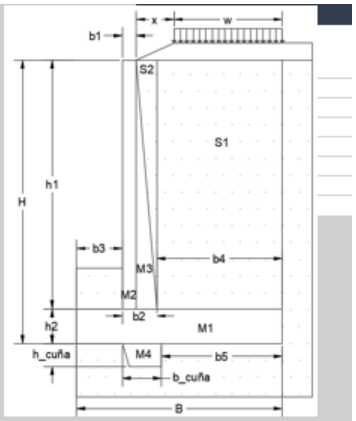
1.9.2. ANALISIS DE CARGAS

Para este apartado, se requiere incluir las cargas verticales estabilizadoras y cargas horizontales desestabilizadoras de los elementos, a fin de conocer las solicitaciones actuantes con la cual se define el refuerzo requerido para cada elemento, por lo cual, se definen las cargas actuantes tanto vertical como horizontal, conforme la siguiente nomenclatura.

Posteriormente, se calcula los coeficientes de presión activa estática Ka y pseudoestática KAE, conforme la metodología de diseño Mononobe – Okabe.

CARGAS ACTUANTES

ITEM	GEOMETRÍA		γ (ton /m3)	FACTOR AREA	Carga (P)-ton	Brazo (x) respecto A	Mn (X) (pto A) ton-m	Carga (P)-ton	Brazo (y) respecto A	Mn (Y) (pto A) ton-m
M1	5.80	1.00	2.40	1.00	13.92	2.90	40.368	13.92	0.500	6.96
M2	0.40	6.50	2.40	1.00	6.24	1.50	9.360	6.24	4.25	26.52
M3	0.30	6.50	2.40	0.50	2.34	1.80	4.212	2.34	3.17	7.41
M4	0.60	1.20	2.40	1.00	1.73	1.90	3.283	1.73	0.30	0.52
S1	3.80	6.50	2.00	1.00	49.40	3.90	192.660	49.40	4.25	209.95
S2	0.30	6.50	2.00	0.50	1.95	1.90	3.705	1.95	4.33	8.45
W	3.80	1.00	1.00	1.00	2.41	3.90	9.387			
SUMATORIA					**77.98**		**262.98**	**75.58**		**259.81**
CENTROIDE					**Mn/P**	**3.37**			**3.44**	



RESUMEN CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

ITEMS	carga (ton)	Mn (ton.m)
CARGAS MURO PESO PROPIO (ton)	24.23	57.22
CARGAS RELLENO (ton)	51.35	196.37
CARGA VIVA (ton)	2.41	9.39
	77.98	**262.98**

CARGAS HORIZONTALES

	Ka	γ	H
WEa (Suelo)	0.317	2.00	7.50
	WEa	**H**	**Ea (ton/m)**
	4.75	7.50	17.81
	Ka	**γ**	**heq**
WEs (sobrecarga)	0.317	2.00	1.00
	WEs	**H**	**Es (ton/m)**
	0.63	7.50	4.75

EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi_f')}{\Gamma\left[\sin^2\theta\,\sin(\theta-\delta)\right]} \qquad \Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f'+\delta)\sin(\phi_f'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

PARAMETROS

	Grados	rad	Definicion
ϕ	30.00	0.52	Angulo de friccion interno suelo
δ	20.00	0.35	Angulo friccion suelo-muro
θ	87.36	1.52	Angulo inclinacion muro-horizontal
β	0.00	0.00	Angulo del relleno con la horizontal
Ka	**0.317**		

CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Xa(m)	Mv(ton.m)
Peso propio	DC	24.23	2.36	57.22
Peso suelo	EV	51.35	3.82	196.37
Sobrecarga Viva	LS	2.41	3.90	9.39
SUMATORIA		**77.98**		**262.98**

CARGAS HORIZONTALES (DES-ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Ya(m)	Mv(ton.m)
Presion lateral suelo	EH	17.81	2.50	44.54
Sobrecarga Viva	LS	4.75	3.75	17.81
Accion sismica del suelo	EQ	3.65	3.00	10.96
Inercial del muro (PIR)	EQ	17.41	3.00	52.23
SUMATORIA		**43.63**		**125.54**

CARGA DE SISMO EN EL TERRENO

PAE	21.47		$E_{AE} = 0.5\ \gamma\ H^2\ (1-Kv)\ K_{AE}$
ΔPAE	3.65		$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$

Combinación mas desfavorable de fuerzas debidas a sismo	PIR	8.50
	100% ΔPAE + 50%PIR	7.90
	50% Ea +100%PIR	17.41
	Mayor	17.41

EMPUJE DINAMICO DEL TERRENO MONONOBE-OKABE

Aceleracion pico horizontal del terreno PGA	0.15
Factor de sitio fPGA	1.50
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal As = K_ho = fPGA*PGA	0.225

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-\beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

PARAMETROS

γ	Densidad del suelo	2.00	(radianes)
H	Altura del suelo	7.50	
ϕ	Angulo de fricción del suelo	30.00	0.524
θ MO	arc tan (kh/(1-kv))	6.75	0.118
δ	Angulo de friccion entre suelo y muro	20.00	0.349
Kh	Coeficiente aceleracion horizontal	0.11	
Kv	Coeficiente aceleracion vertical	0.05	
i	Angulo inclinacion superficie del terr	0.00	0.000
β	Inclinacion del muro respecto a la ve	2.64	0.046
KAE	Coeficiente presion activa del suelo	**0.402**	

1.9.3. CARGAS ESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas verticales, es decir, las cargas estabilizantes por efectos de la gravedad, tanto para la carga muerta de concreto, suelo de relleno y cargas vivas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS VERTICALES							MOMENTO ESTABILIZADOR						
TIPO	DC	EV	LS	SUM (V)	MIN	MAX	TIPO	DC	EV	LS	SUM MR	MIN	MAX
V(Ton)	24.23	51.35	2.41	77.98			V(Ton)	57.22	196.37	9.39	262.98		
R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	103.82	77.37	103.82	R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	353.05	264.29	353.05
	30.29	69.32	4.21					71.53	265.09	16.43			
R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	77.37			R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	264.29		
	21.81	51.35	4.21					51.50	196.37	16.43			
Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	100.81	73.16	100.81	Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	341.32	247.87	341.32
	30.29	69.32	1.20					71.53	265.09	4.69			
Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	73.16			Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	247.87		
	21.81	51.35	0.00					51.50	196.37	0.00			
S-I	1.00	1.00	1.00	77.98	77.98	77.98	S-I	1.00	1.00	1.00	262.98	262.98	262.98
	24.23	51.35	2.41					57.22	196.37	9.39			

TIPO		MIN	MAX
	R_I	77.37	103.82
Ev. Ex I	Ev. Ex II	73.16	100.81
	S	77.98	77.98

TIPO		MIN	MAX
	R_I	264.29	353.05
Ev. Ex I	Ev. Ex II	247.87	341.32
	S	262.98	262.98

1.9.4. CARGAS DESESTABILIZANTES

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas horizontales, es decir, las cargas desestabilizantes por efectos de empujes de suelo, tanto para las fuerzas inerciales por cargas muerta de concreto, suelo de relleno y cargas sísmicas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	17.81	4.75	17.41	39.97	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	35.03	24.35	35.03
	26.72	8.31	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	24.35		
	16.03	8.31	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	46.51	33.44	46.51
	26.72	2.38	17.41			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	33.44		
	16.03	0.00	17.41			
S-I	1.00	1.00	0.00	22.56	22.56	22.56
	17.81	4.75	0.00			

	MIN	MAX
R_I	24.35	35.03
Ev. Ex. I	33.44	46.51
SERV.	22.56	22.56

MOMENTO DE VUELCO CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	44.54	17.81	52.23	114.58	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	97.98	71.26	97.98
	66.80	31.17	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	71.26		
	40.08	31.17	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	127.94	92.31	127.94
	66.80	8.91	52.23			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	92.31		
	40.08	0.00	52.23			
S-I	1.00	1.00	0.00	62.35	62.35	62.35
	44.54	17.81	0.00			

	MIN	MAX
R_I	71.26	97.98
Ev. Ex. I	92.31	127.94
SERV.	62.35	62.35

1.9.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES

Se verifica la estabilidad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos para garantizar que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en su vida útil de trabajo.

VERIFICACION ESTABILIDAD (Max Cargas-H-dest)-(Min Cargas V -est)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	Σ H	F (TAN ϕ*V)	Verificacion
Resistencia I	103.82	353.05	97.98	2.46	0.443	1.933	Cumple	35.03	54.79	Cumple
Evento extremo I	100.81	341.32	127.94	2.12	0.783	2.127	Cumple	46.51	53.31	Cumple
Servicio	77.98	262.98	62.35	2.57	0.327	0.967	Cumple	22.56	42.11	Cumple

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

ϕ (RAD)	0.524
TAN ϕ	0.577
Φt	0.85

Kp	3.0
γsuelo	2.0
Φep	0.5

VERIFICACION PRESIONES (Max Cargas Horizontales)-(Max cargas verticales)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	σ	σ MAX	Verificacion
Resistencia I	103.82	353.05	97.98	2.46	0.443	1.933	Cumple	21.13	24.98	Cumple
Evento extremo I	100.81	341.32	127.94	2.12	0.783	2.127	Cumple	23.81	44.40	Cumple
Servicio	77.98	262.98	62.35	2.57	0.327	0.967	Cumple	15.16	36.08	Cumple

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	q_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	q_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	q_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado límite de Resistencia con $Ø_b = 0.50$ $q_R = Ø_b(FS\ q_{adm})$

Estado límite de Evento con $Ø_b = 1.00$ $q_R = Ø_b(FS\ q_{adm})$

Estado límite de Servicio q_{adm}

ESTADO LIMITE	FS	Φb	qr (ton/m2)
Estado limite de resistencia	3	0.45	24.98
Estado limite de evento	3	0.8	44.40
Estado limite de servicio	3	0.65	36.08

RELACION DEMANDA POR ESTABILIDAD EXTERNA

	Factor	Referencia	Verificacion
Deslizamiento	1.53	1.00	Cumple
Volcamiento	3.34	1.00	Cumple
Capacidad del suelo	1.81	1.00	Cumple

1.9.6. **DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO**

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para el vástago de cada módulo del muro de contención., es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO VASTAGO			
PARAMETROS		PESO VASTAGO (ton)) Wv	
Ka	0.317	h1 (altura libre) m	6.50
Kae	0.402	b1(m)	0.40
PGA	0.150	b2 (m)	0.70
Kh	0.113	Peso (ton)-ml	8.58
γ suelo	2.000	PESO SUELO (ton) Ws	
γ concreto	2.400	h (altura libre) (m)	6.50
		b4 (m)	3.80
		b_sup (m)	4.10
		Peso	51.35

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (ton/m2)				
EQ Suelo	Kae	Ka	γ	h	
	0.402	0.317	2.000	6.50	1.105
LS		Ka	γ	heq	
		0.317	2.000	1.00	0.633
EH		Ka	γ	h	
		0.317	2.000	6.50	4.117

TIPO	CARGA (ton)			
EQ Suelo	Factor area		h1	V(ton)
	0.500	1.105	6.50	3.59
EH	Factor area		h1	V (ton)
	0.500	4.117	6.50	13.38
EQ Est	Yo (EQ EST)	Kh	(Ws+Wv)	V(ton)
	0.00	0.113	59.93	6.74
LS			h1	V(ton)
		0.633	6.50	4.12

VERIFICACION DE MOMENTOS EN PUNTO CRITICO						
abs	VLS	MLS	VEH	MEH	VEQ	MEQ
6.50	4.117	13.380	13.380	28.99	10.33	14.01

Mcr	
fr (ton/m2)	328.0732
yt (m)	0.35
Ig (m4)	0.0286
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)
70.88	32.15

ESTADO LIMITE						
Abs	Esp (m)	Resistencia I (1,75LS+1,5EH)		Evento extremo I (1LS+1,5EH+1EQ)		Mu diseño (Ton-m)
		Vu	Mu (ton.m)	Vu	Mu (ton.m)	
6.50	0.700	27.28	66.90	34.52	70.88	70.88

DISEÑO A FLEXION							
UNIDADES							
	f'c	fy	Mu				
MPa	28	420	Ton*m	70.88	Recubrimiento (m)		0.05
Kpa	0	0	Mpa*m	0			
PSI	0	0	Kpa*m	0			
ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00463	28000	420000	708.76	0.9	1	0.650	30.075

REVISION POR CORTE

$V_r = \phi V_n$

$\phi = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_w d_v$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	65.000	280	
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	57.6	57.6	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
455.00	57.65	51.9	34.52	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA								
Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	70.0	As(cm2)	12.60	6.3

Para el refuerzo principal a flexión en la cara trasdós del muro, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.8 cada 0.20m y barras No.7 cada 0.20 intercaladas, es decir, cada 0.10m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara intradós, es decir en la cara contraria del lleno, se usará barras No.5 cada 0.25m, en el sentido transversal y se usará barras No.5 cada 0.25m longitudinal.

1.9.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata trasera de cada módulo del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA TRASERA

b4 (m)	3.800	PESO CONCRETO (DC)	
h1 (m)	6.500	9.12	ton
h2 (m)	1.000	PESO RELLENO (EV)	
b1 (m)	0.400	53.30	ton
γ suelo	2.000	SOBRECARGA (LS)	
γ concreto	2.400	3.8	ton
W	1.00		

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	9.120	1.900	17.328
MEv	53.300	1.900	101.270
MLS	3.8	1.900	7.220

MOMENTO ULTIMO (Mu) (ton-m)			Mcr		Carga Ultima (Vu)			
Mu= 1,25 MDC+1,35MEv+1,75MLS			fr (ton/m2)	328.0732	Vu= 1,25 VDC+1,35VEv+1,75VLS			
MDC	MEv	MLS	yt (m)	0.5	VDC	VEv	VLS	Vsuelo
1.250	1.350	1.750	Ig (m4)	0.0833	1.250	1.350	1.750	
17.328	101.270	7.220	Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)	9.120	53.300	3.800	Vu
21.660	136.715	12.635	171.01	65.61	11.400	71.955	6.650	90.01

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES					Recubrimiento (m)	0.05
	f'c	fy	Mu (diseño)			
MPa	28	420	Ton*m	171.01		
Kpa	0	0	Mpa*m	0		
PSI	0	0	Kpa*m	0		

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.005257	28000	420000	1710.10	0.9	1	0.950	49.938

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [N]

para $\beta = 2$ (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	155.000	280	el brazo mecánico "d", es mayor para cortante por efecto de la altura de la cuña de desplazamiento
Vs (ton)	**Vp (ton)**	**Vc (ton)**	**Vn1(ton)**	
0.0	0.0	137.5	137.5	
Vn2(ton)	**Vn**	**ϕ Vn**	**Vr**	**Verificacion**
1085.00	137.5	123.7	90.01	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	95.0	As(cm2)	17.10	8.55

Para el refuerzo principal a flexión en la cara superior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usarán barras No.8 cada 0.10m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara superior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo del lleno, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

1.9.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata delantera de cada módulo del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA DELANTERA

b3 (m)	1.300	PESO CONCRETO (DC)		TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
h2 (m)	1.000	3.12	ton		peso (ton)	brazo (x)	Mn
h2		Esfuerzo max evento extremo I		MDC	3.120	0.650	2.028
b1		23.81	(ton/m2)	MEV			
γ suelo	1.700			MLS			
γ concreto	2.400						
W							

Mcr		Mu			Carga Ultima (Vu)		
fr (ton/m2)	328.0732	W*L*L/2	20.123	26.764			
yt (m)	0.5						
Ig (m4)	0.0833						
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)						Vu
26.76	65.61					W*L 30.959	30.96

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES					Recubrimiento (m)	0.05
	f'c	fy	Mu			
MPa	28	420	Ton*m	65.61		
Kpa	0	0	Mpa*m	0		
PSI	0	0	Kpa*m	0		

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00196	28000	420000	656.15	0.9	1	0.950	18.593

REVISION POR CORTE

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	95.000	280	
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	84.3	84.3	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
665.00	84.3	75.8	30.96	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	95.0	As(cm2)	17.10	8.55

Para el refuerzo principal a flexión en la cara inferior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.6 cada 0.15m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara inferior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.5 cada 0.20m en el sentido como longitudinal.

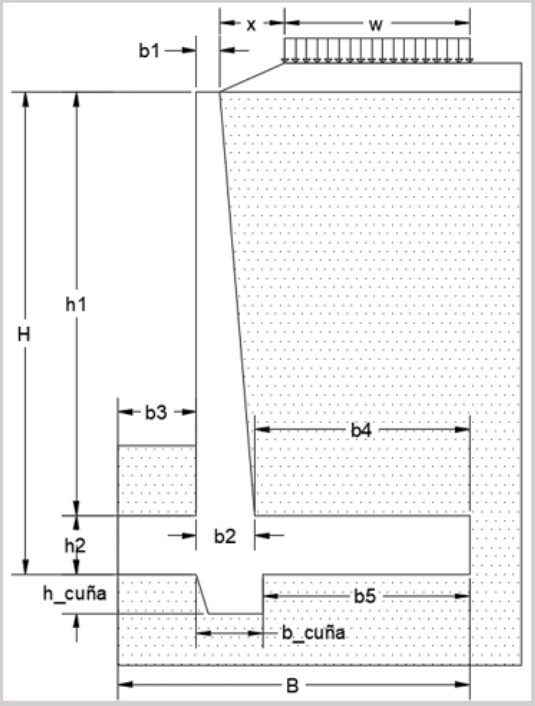
1.10. SECCIÓN TIPO M70 - H = 8.05m

1.10.1. DATOS INICIALES

Para ello se han tomado como datos iniciales la geometría más desfavorable, es decir, el vástago más alto, además de las propiedades mecánicas de los materiales, características geotécnicas del suelo y condiciones de sobrecarga debido a la interacción de la carga viva, a fin de garantizar un diseño adecuado, viable, y económico que cumpla con los parámetros geotécnicos, estructurales ante volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCION

DIMENSIONES MURO		
SECCION DEL MURO (und en m)	Simbolo	Valor
Altura libre vastago	(h1)	7.00
Espesor zapata	(h2)	1.05
Altura del muro	(H)	8.05
Espesor vastago superior	(b1)	0.45
Espesor Vastago inferior	(b2)	0.80
Longitud zarpa delantera	(b3)	1.40
Longitud zarpa trasera	(b4)	4.10
Longitud hacia cuña	(b5)	3.60
Longitud total zarpa	(B)	6.30
Profundidad de la cuña	(hcuña)	0.65
Espesor inferior cuña	(bcuña)	1.30
Altura relleno pasivo	(hpasivo)	0.00
CARACTERISTICAS DEL SUELO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Capacidad de carga (ton/m2)	σ	18.50
CARACTERISTICAS RELLENO		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico del suelo (ton/m3)	γ	2.00
Angulo de friccion	ϕ	30.00
PGA		0.15
F_pga		1.50
SOBRECARGA VIVA		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Distancia de aplicación	(x1)	0.30
Sobrecarga	W	1.00
Altura equivalente	heq	1.00
Angulo de apliacion	β	0.00
CARACTERISTICAS MATERIALES		
PARAMETRO	Simbolo	Valor
Peso especifico concreto (ton/m3)	γ	2.40
Resistencia a la compresion en kg/cm2	f'c	280
Fluencia refuerzo kg/cm2	fy	4200



Altura del muro (mm)	h_{ef} (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

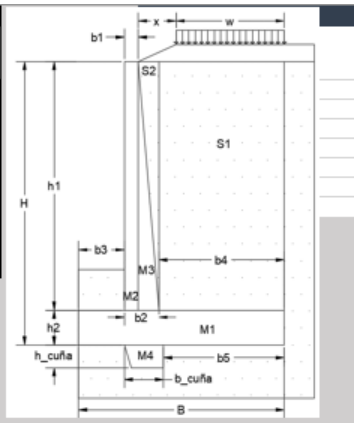
1.10.2. **ANALISIS DE CARGAS**

Para este apartado, se requiere incluir las cargas verticales estabilizadoras y cargas horizontales desestabilizadoras de los elementos, a fin de conocer las solicitaciones actuantes con la cual se define el refuerzo requerido para cada elemento, por lo cual, se definen las cargas actuantes tanto vertical como horizontal, conforme la siguiente nomenclatura.

Posteriormente, se calcula los coeficientes de presión activa estática Ka y pseudoestática KAE, conforme la metodología de diseño Mononobe – Okabe.

CARGAS ACTUANTES

ITEM	GEOMETRÍA		γ (ton /m3)	FACTOR AREA	Carga (P)-ton	Brazo (x) respecto A	Mn (X) (pto A) ton-m	Carga (P)-ton	Brazo (y) respecto A	Mn (Y) (pto A) ton-m
M1	6.30	1.05	2.40	1.00	15.88	3.15	50.009	15.88	0.525	8.33
M2	0.45	7.00	2.40	1.00	7.56	1.63	12.285	7.56	4.55	34.40
M3	0.35	7.00	2.40	0.50	2.94	1.97	5.782	2.94	3.38	9.95
M4	0.65	1.30	2.40	1.00	2.03	2.05	4.157	2.03	0.33	0.66
S1	4.10	7.00	2.00	1.00	57.40	4.25	243.950	57.40	4.55	261.17
S2	0.35	7.00	2.00	0.50	2.45	2.08	5.104	2.45	4.67	11.43
W	4.15	1.00	1.00	1.00	2.64	4.23	11.164			
SUMATORIA					**90.90**		**332.45**	**88.25**		**325.94**
CENTROIDE					**Mn/P**	**3.66**			**3.69**	



RESUMEN CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

ITEMS	carga (ton)	Mn (ton.m)
CARGAS MURO PESO PROPIO (ton)	28.40	72.23
CARGAS RELLENO (ton)	59.85	249.05
CARGA VIVA (ton)	2.64	11.16
	90.90	**332.45**

CARGAS HORIZONTALES

WEa (Suelo)	**Ka**	**γ**	**H**
	0.318	2.00	8.05
	WEa	**H**	**Ea (ton/m)**
	5.13	8.05	20.63
WEs (sobrecarga)	**Ka**	**γ**	**heq**
	0.318	2.00	1.00
	WEs	**H**	**Es (ton/m)**
	0.64	8.05	5.13

EMPUJE ACTIVO DEL TERRENO

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi_f')}{\Gamma\left[\sin^2\theta\,\sin(\theta-\delta)\right]} \qquad \Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f'+\delta)\sin(\phi_f'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

PARAMETROS

	Grados	rad	Definicion
ϕ	30.00	0.52	Angulo de friccion interno suelo
δ	20.00	0.35	Angulo friccion suelo-muro
θ	87.14	1.52	Angulo inclinacion muro-horizontal
β	0.00	0.00	Angulo del relleno con la horizontal
Ka	**0.318**		

CARGAS VERTICALES (ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Xa(m)	Mv(ton.m)
Peso propio	DC	28.40	2.54	72.23
Peso suelo	EV	59.85	4.16	249.05
Sobrecarga Viva	LS	2.64	4.23	11.16
SUMATORIA		**90.90**		**332.45**

CARGAS HORIZONTALES (DES-ESTABILIZADORAS)

CARGA	TIPO	V(Ton/m)	Ya(m)	Mv(ton.m)
Presion lateral suelo	EH	20.63	2.68	55.36
Sobrecarga Viva	LS	5.13	4.03	20.63
Accion sismica del suelo	EQ	4.21	3.22	13.57
Inercial del muro (PIR)	EQ	20.24	3.22	65.18
SUMATORIA		**50.21**		**154.74**

CARGA DE SISMO EN EL TERRENO

PAE	24.84		$E_{AE} = 0.5\ \gamma\ H^2\ (1-Kv)\ K_{AE}$
Δ PAE	4.21		$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$

Combinación mas desfavorable de fuerzas debidas a sismo	PIR	9.93
	100% ΔPAE + 50%PIR	9.18
	50% Ea +100%PIR	20.24
	Mayor	20.24

EMPUJE DINAMICO DEL TERRENO MONONOBE-OKABE

Aceleracion pico horizontal del terreno PGA	0.15
Factor de sitio fPGA	1.50
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal As = K_ho = fPGA*PGA	0.225

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_{MO}-\beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\times\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^{-2}$$

PARAMETROS

γ	Densidad del suelo	2.00	(radianes)
H	Altura del suelo	8.05	
ϕ	Angulo de fricción del suelo	30.00	0.524
θ MO	arc tan (kh/(1-kv))	6.75	0.118
δ	Angulo de friccion entre suelo y muro	20.00	0.349
Kh	Coeficiente aceleracion horizontal	0.11	
Kv	Coeficiente aceleracion vertical	0.05	
i	Angulo inclinacion superficie del terr	0.00	0.000
β	Inclinacion del muro respecto a la ve	2.86	0.050
KAE	Coeficiente presion activa del suelo	**0.404**	

1.10.3. **CARGAS ESTABILIZANTES**

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas verticales, es decir, las cargas estabilizantes por efectos de la gravedad, tanto para la carga muerta de concreto, suelo de relleno y cargas vivas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS VERTICALES							MOMENTO ESTABILIZADOR						
TIPO	DC	EV	LS	SUM (V)			TIPO	DC	EV	LS	SUM MR		
V(Ton)	28.40	59.85	2.64	90.90	MIN	MAX	V(Ton)	72.23	249.05	11.16	332.45	MIN	MAX
R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	120.93	90.04	120.93	R_I (máx)	1.25	1.35	1.75	446.05	333.60	446.05
	35.51	80.80	4.62					90.29	336.22	19.54			
R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	90.04			R_I (mín)	0.90	1.00	1.75	333.60		
	25.56	59.85	4.62					65.01	249.05	19.54			
Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	117.62	85.41	117.62	Ev.Ex (máx)	1.25	1.35	0.50	432.10	314.06	432.10
	35.51	80.80	1.32					90.29	336.22	5.58			
Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	85.41			Ev.Ex i (mín)	0.90	1.00	0.00	314.06		
	25.56	59.85	0.00					65.01	249.05	0.00			
S-I	1.00	1.00	1.00	90.90	90.90	90.90	S-I	1.00	1.00	1.00	332.45	332.45	332.45
	28.40	59.85	2.64					72.23	249.05	11.16			

TIPO		MIN	MAX
	R_I	90.04	120.93
Ev. Ex I	Ev. Ex II	85.41	117.62
	S	90.90	90.90

TIPO		MIN	MAX
	R_I	333.60	446.05
Ev. Ex I	Ev. Ex II	314.06	432.10
	S	332.45	332.45

1.10.4. **CARGAS DESESTABILIZANTES**

Con base a los requerimientos exigidos por la norma CCP-14, se debe incluir las diferentes combinaciones de carga con sus respectivos factores de mayoración, a fin de conocer las mayores solicitaciones para las cargas horizontales, es decir, las cargas desestabilizantes por efectos de empujes de suelo, tanto para las fuerzas inerciales por cargas muerta de concreto, suelo de relleno y cargas sísmicas, conforme la siguiente tabla.

CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	20.63	5.13	20.24	46.00	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	39.91	27.54	39.91
	30.95	8.97	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	27.54		
	18.57	8.97	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	53.75	38.81	53.75
	30.95	2.56	20.24			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	38.81		
	18.57	0.00	20.24			
S-I	1.00	1.00	0.00	25.76	25.76	25.76
	20.63	5.13	0.00			

MOMENTO DE VUELCO CARGAS HORIZONTALES						
TIPO	EH	LS	EQ (MURO)	SUM (V)		
V(Ton)	55.36	20.63	65.18	141.17	MIN	MAX
R_I (máx)	1.50	1.75	0.00	119.14	85.92	119.14
	83.04	36.10	0.00			
R_I (mín)	0.90	1.75	0.00	85.92		
	49.82	36.10	0.00			
Ev.Ex (máx)	1.50	0.50	1.00	158.54	115.01	158.54
	83.04	10.32	65.18			
Ev.Ex i (mín)	0.90	0.00	1.00	115.01		
	49.82	0.00	20.24			
S-I	1.00	1.00	0.00	75.99	75.99	75.99
	55.36	20.63	0.00			

	MIN	MAX
R_I	27.54	39.91
Ev. Ex. I	38.81	53.75
SERV.	25.76	25.76

	MIN	MAX
R_I	85.92	119.14
Ev. Ex. I	115.01	158.54
SERV.	75.99	75.99

1.10.5. **VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES**

Se verifica la estabilidad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga, cumpliendo con los factores de seguridad mínimos para garantizar que la estructura tendrá un comportamiento adecuado en su vida útil de trabajo.

VERIFICACION ESTABILIDAD (Max Cargas-H-dest)-(Min Cargas V -est)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	Σ H	F (TAN ϕ*V)	Verificacion
Resistencia I	120.93	446.05	119.14	2.70	0.447	2.100	Cumple	39.91	63.68	Cumple
Evento extremo I	117.62	432.10	158.54	2.33	0.824	2.310	Cumple	53.75	62.06	Cumple
Servicio	90.90	332.45	75.99	2.82	0.328	1.050	Cumple	25.76	48.94	Cumple

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V}$$

ϕ (RAD)	0.524
TAN ϕ	0.577
Φt	0.85

Kp	3.0
γsuelo	2.0
Φep	0.5

VERIFICACION PRESIONES (Max Cargas Horizontales)-(Max cargas verticales)

ESTADO	Σ V	Σ MR	Σ Mo	Xa	e	e max	Verificacion	σ	σ MAX	Verificacion
Resistencia I	120.93	446.05	119.14	2.70	0.447	2.100	Cumple	22.37	24.98	Cumple
Evento extremo I	117.62	432.10	158.54	2.33	0.824	2.310	Cumple	25.29	44.40	Cumple
Servicio	90.90	332.45	75.99	2.82	0.328	1.050	Cumple	16.11	36.08	Cumple

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

$$x = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad \sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado límite de Resistencia con $\varnothing_b = 0.50$ $\quad q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado límite de Evento con $\varnothing_b = 1.00$ $\quad q_R = \varnothing_b(FS\ q_{adm})$

Estado límite de Servicio $\quad q_{adm}$

ESTADO LIMITE	FS	Φb	qr (ton/m2)
Estado limite de resistencia	3	0.45	24.98
Estado limite de evento	3	0.8	44.40
Estado limite de servicio	3	0.65	36.08

RELACION DEMANDA POR ESTABILIDAD EXTERNA

	Factor	Referencia	Verificacion
Deslizamiento	1.55	1.00	Cumple
Volcamiento	3.57	1.00	Cumple
Capacidad del suelo	1.70	1.00	Cumple

1.10.6. **DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO**

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para el vástago de cada módulo del muro de contención., es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO VASTAGO			
PARAMETROS		PESO VASTAGO (ton)) Wv	
Ka	0.318	h1 (altura libre) m	7.00
Kae	0.404	b1(m)	0.45
PGA	0.150	b2 (m)	0.80
Kh	0.113	Peso (ton)-ml	10.5
γ suelo	2.000	PESO SUELO (ton) Ws	
γ concreto	2.400	h (altura libre) (m)	7.00
		b4 (m)	4.10
		b_sup (m)	4.45
		Peso	59.85

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (ton/m2)				
EQ Suelo	Kae	Ka	γ	h	
	0.404	0.318	2.000	7.00	1.193
LS		Ka	γ	heq	
		0.318	2.000	1.00	0.637
EH		Ka	γ	h	
		0.318	2.000	7.00	4.457

TIPO	CARGA (ton)			
EQ Suelo	Factor area		h1	V(ton)
	0.500	1.193	7.00	4.17
EH	Factor area		h1	V (ton)
	0.500	4.457	7.00	15.60
EQ Est	Yo (EQ EST)	Kh	(Ws+Wv)	V(ton)
	0.00	0.113	70.35	7.91
LS			h1	V(ton)
		0.637	7.00	4.46

VERIFICACION DE MOMENTOS EN PUNTO CRITICO						
abs	VLS	MLS	VEH	MEH	VEQ	MEQ
7.00	4.457	15.599	15.599	36.40	12.09	17.53

Mcr	
fr (ton/m2)	328.0732
yt (m)	0.4
Ig (m4)	0.0427
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)
87.73	41.99

ESTADO LIMITE						
Abs	Esp (m)	Resistencia I (1,75LS+1,5EH)		Evento extremo I (1LS+1,5EH+1EQ)		Mu diseño (Ton-m)
		Vu	Mu (ton.m)	Vu	Mu (ton.m)	
7.00	0.800	31.20	81.90	39.94	87.73	87.73

DISEÑO A FLEXION								
UNIDADES								
	f'c	fy	Mu					
MPa	28	420	Ton*m	87.73		Recubrimiento (m)		0.05
Kpa	0	0	Mpa*m	0				
PSI	0	0	Kpa*m	0				
ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)		ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00429	28000	420000	877.29		0.9	1	0.750	32.162

REVISION POR CORTE					
$V_r = \emptyset V_n$ $\emptyset = 0.9$ siendo V_n el menor de: $V_n = V_c + V_s + V_p$; $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$ $V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [N] para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$ [kg]	ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
	0.9	100	75.000	280	
	Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
	0.0	0.0	66.5	66.5	
	Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
	525.00	66.51	59.9	39.94	ϕ Vn>Vr Cumple

REFUERZO TEMPERATURA								
Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	80.0	As(cm2)	14.40	7.2

Para el refuerzo principal a flexión en la cara trasdós del muro, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usará barras No.8 cada 0.10m.

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara intradós, es decir en la cara contraria del lleno, se usará barras No.5 cada 0.20m, en el sentido transversal y se usará barras No.5 cada 0.25m longitudinal.

1.10.7. **DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA**

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata trasera de cada módulo

del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA TRASERA

b4 (m)	4.100	PESO CONCRETO (DC)	
h1 (m)	7.000	10.332	ton
h2 (m)	1.050	PESO RELLENO (EV)	
b1 (m)	0.450	61.60	ton
γ suelo	2.000	SOBRECARGA (LS)	
γ concreto	2.400	4.15	ton
W	1.00		

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	10.332	2.050	21.181
MEV	61.600	2.050	126.280
MLS	4.15	2.025	8.404

MOMENTO ULTIMO (Mu) (ton-m)			Mcr		Carga Ultima (Vu)			
Mu= 1,25 MDC+1,35MEV+1,75MLS			fr (ton/m2)	328.0732	Vu= 1,25 VDC+1,35VEV+1,75VLS			
MDC	MEV	MLS	yt (m)	0.525	VDC	VEV	VLS	Vsuelo
1.250	1.350	1.750	Ig (m4)	0.0965	1.250	1.350	1.750	
21.181	126.280	8.404	Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)	10.332	61.600	4.150	Vu
26.476	170.478	14.707	211.66	72.34	12.915	83.160	7.263	103.34

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES					Recubrimiento (m)	0.05
	f'c	fy	Mu (diseño)			
MPa	28	420	Ton*m	211.66		
Kpa	0	0	Mpa*m	0		
PSI	0	0	Kpa*m	0		

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.005907	28000	420000	2116.60	0.9	1	1.000	59.074

$V_r = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_c + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_c$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d_c$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)	
0.9	100	165.000	280	el brazo mecánico "d", es mayor para cortante por efecto de la altura de la cuña de desplazamiento
Vs (ton)	Vp (ton)	Vc (ton)	Vn1(ton)	
0.0	0.0	146.3	146.3	
Vn2(ton)	Vn	ϕ Vn	Vr	Verificacion
1155.00	146.3	131.7	103.34	ϕ Vn>Vr
				Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	100.0	As(cm2)	18.00	9.00

Para el refuerzo principal a flexión en la cara superior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de relleno, se usarán barras No.8 cada 0.075m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara superior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo del lleno, se usará barras No.6 cada 0.25m en el sentido como longitudinal.

1.10.8. **DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA**

Con base a la comprobación de la interacción de cargas, estabilidad de la estructura y la verificación de presiones, se puede realizar el diseño estructural requerido para la zapata delantera de cada módulo del muro de contención, es por ello que, dependiendo de las características de los materiales, se define la armadura requerida a flexión, ya que las solicitaciones a fuerza cortante serán asumidas netamente por la resistencia a corte que brinda el concreto.

DISEÑO ZAPATA DELANTERA

b3 (m)	1.400	PESO CONCRETO (DC)	
h2 (m)	1.050	3.528	ton
h2		Esfuerzo max evento extremo I	
b1		25.29	(ton/m2)
γ suelo	1.700		
γ concreto	2.400		
W			

TIPO	CALCULO MOMENTO (ton.m)		
	peso (ton)	brazo (x)	Mn
MDC	3.528	0.700	2.470
MEV			
MLS			

Mcr		Mu			Carga Ultima (Vu)			
fr (ton/m2)	328.0732	W*L*L/2	24.782	32.960				
yt (m)	0.525							
Ig (m4)	0.0965							
Mu (ton-m)	1,2 Mcr (ton-m)							Vu
32.96	72.34					W*L	35.402	35.40

DISEÑO A FLEXION

UNIDADES				
	f'c	fy	Mu	
MPa	28	420	Ton*m	72.34
Kpa	0	0	Mpa*m	0
PSI	0	0	Kpa*m	0

Recubrimiento (m)	0.05

ρ	f'c (KPa)	fy (KPa)	Mu (KN*m)	ϕ	b (m)	d (m)	As (cm²/m)
0.00195	28000	420000	723.40	0.9	1	1.000	19.472

REVISION POR CORTE

$V_n = \emptyset V_n$

$\emptyset = 0.9$

siendo V_n el menor de: $\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \end{cases}$

$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [N]

para β=2 (Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d_v$ [kg]

ϕ	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm2)
0.9	100	100.000	280
Vs (ton)	**Vp (ton)**	**Vc (ton)**	**Vn1(ton)**
0.0	0.0	88.7	88.7
Vn2(ton)	**Vn**	**ϕ Vn**	**Vr**
700.00	88.7	79.8	35.40

Verificacion
ϕ Vn>Vr
Cumple

REFUERZO TEMPERATURA

Cuantia		Seccion				Refuerzo	Total	Por/cara
ρ	0.0018	b (cm)	100	b2 (cm)	100.0	As(cm2)	18.00	9.00

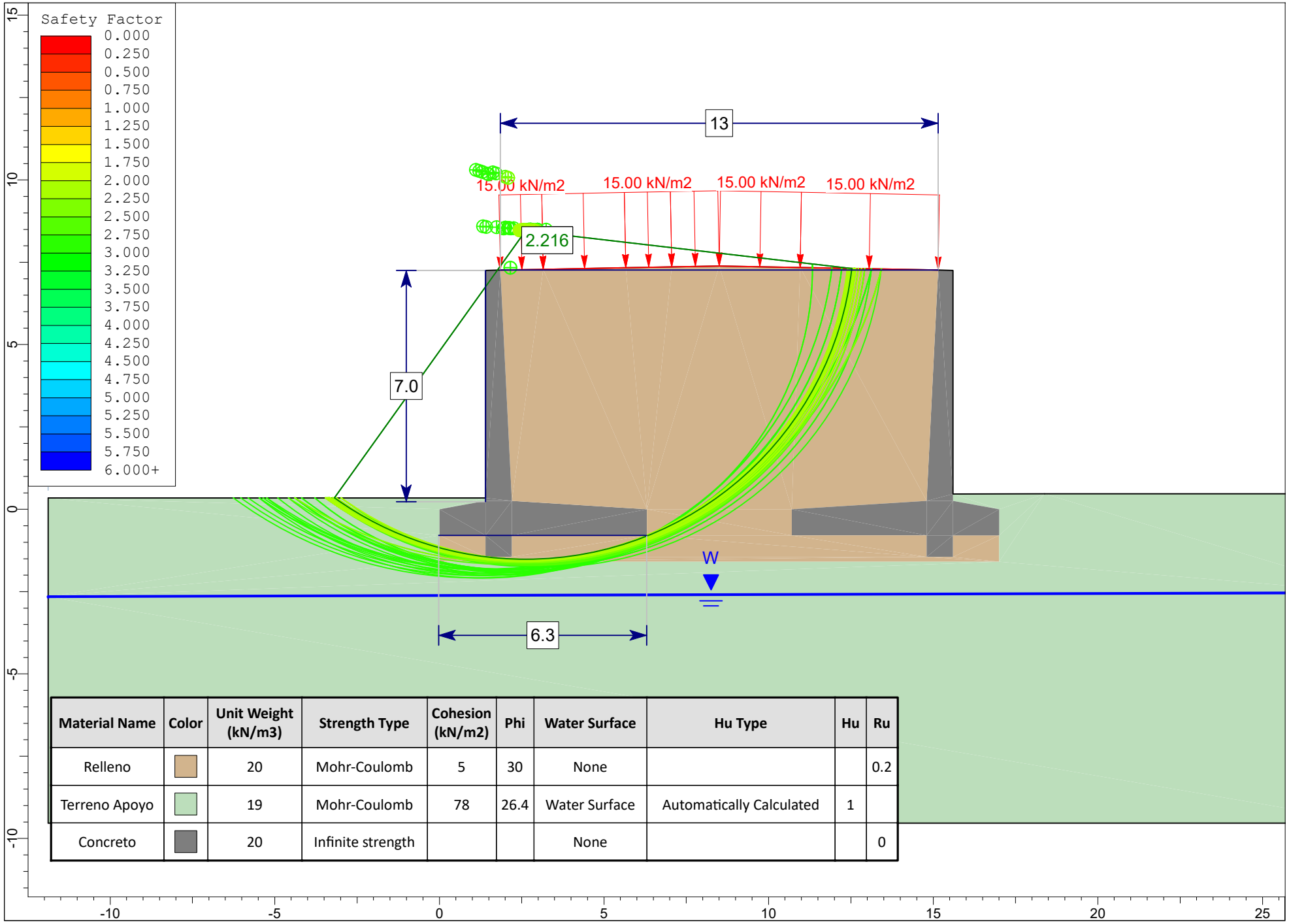
Para el refuerzo principal a flexión en la cara inferior de la zapata, es decir, la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.7 cada 0.20m

Para el refuerzo de retracción y temperatura, en la cara inferior, es decir en la cara en contacto directo con el suelo de cimiento, se usará barras No.6 cada 0.25m en el sentido como longitudinal.

ESTABILIDAD GLOBAL

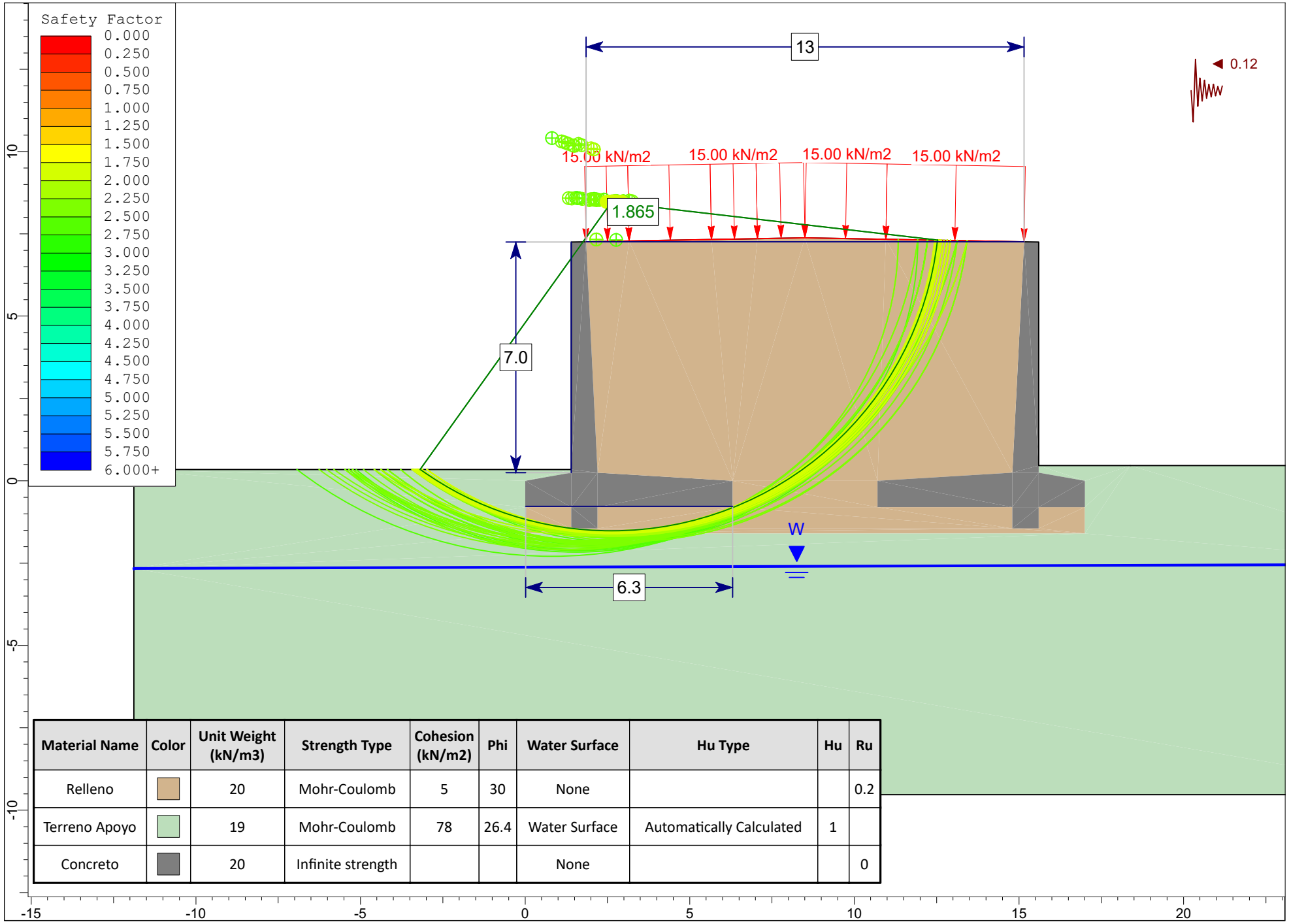
- Apoyo Sondeo S2 - Condición Estática
- Apoyo Sondeo S2 - Condición Pseudoestática

7840



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Relleno		20	Mohr-Coulomb	5	30	None			0.2
Terreno Apoyo		19	Mohr-Coulomb	78	26.4	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Concreto		20	Infinite strength			None			0

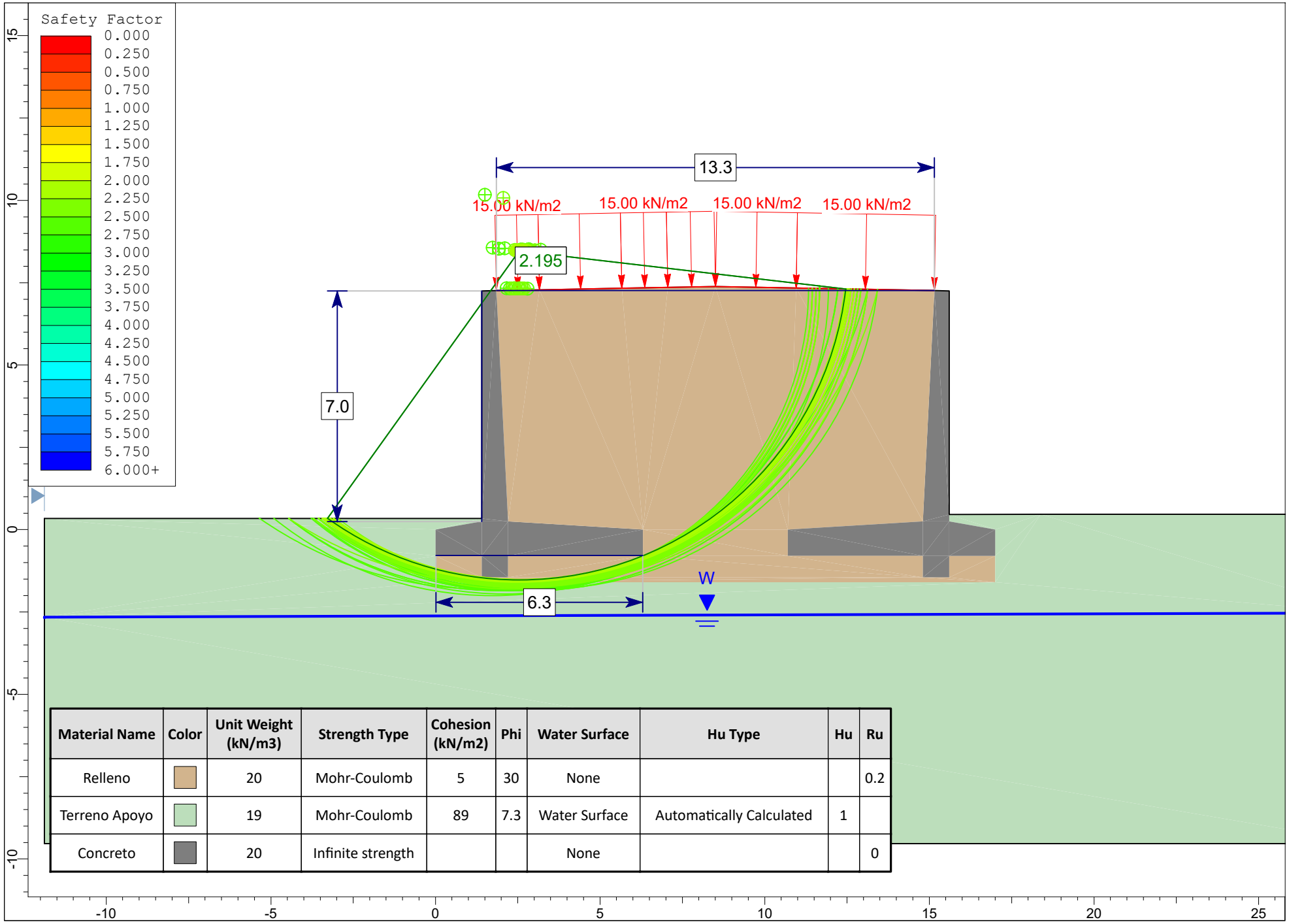
7841



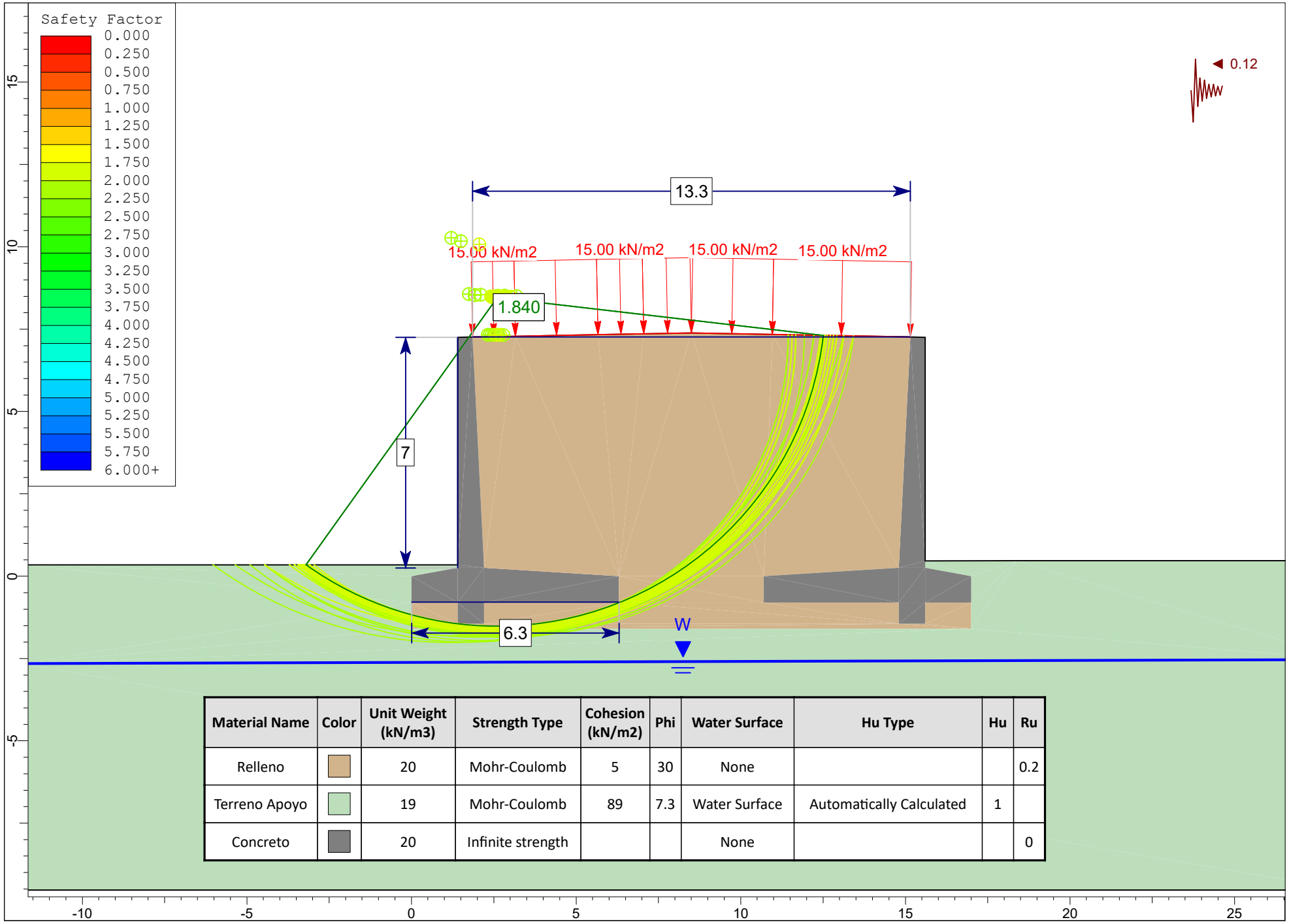
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Relleno		20	Mohr-Coulomb	5	30	None			0.2
Terreno Apoyo		19	Mohr-Coulomb	78	26.4	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Concreto		20	Infinite strength			None			0

ESTABILIDAD GLOBAL

- Apoyo Sondeo S3 - Condición Estática
- Apoyo Sondeo S3 - Condición Pseudoestática



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Relleno		20	Mohr-Coulomb	5	30	None			0.2
Terreno Apoyo		19	Mohr-Coulomb	89	7.3	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Concreto		20	Infinite strength			None			0

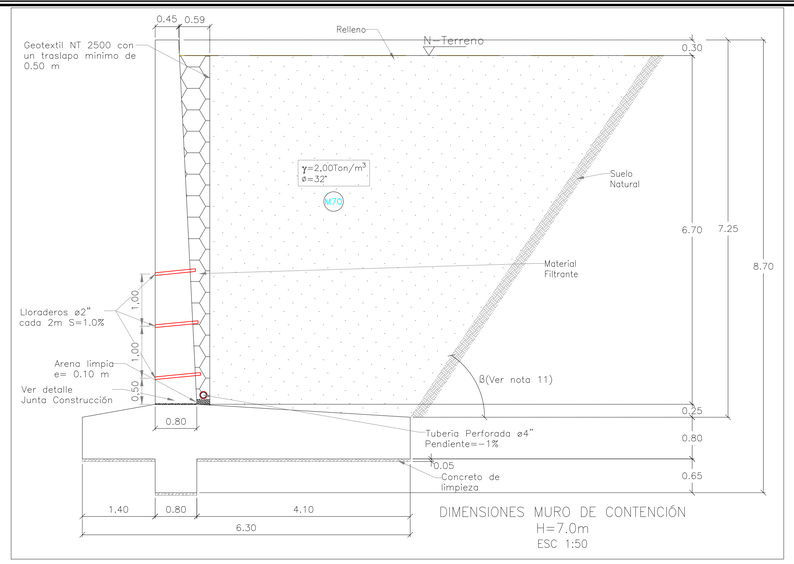


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kN/m2)	Phi	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
Relleno		20	Mohr-Coulomb	5	30	None			0.2
Terreno Apoyo		19	Mohr-Coulomb	89	7.3	Water Surface	Automatically Calculated	1	
Concreto		20	Infinite strength			None			0

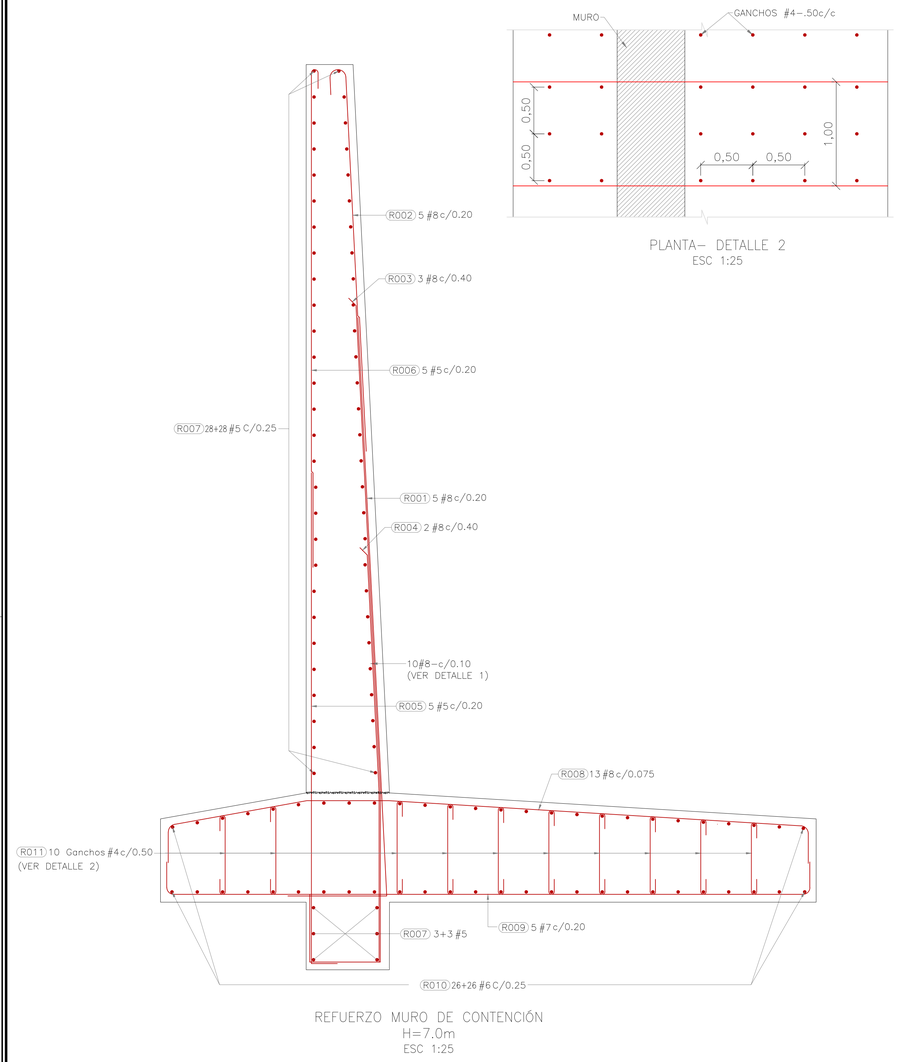
1.9.3 Planos

CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=7.00m
(Cantidades por un metro lineal)

ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	1	8	6,50	5	3,978	129.29
R002	2	8	4,00	5	3,978	79.56
R003	10	8	7,70	3	3,978	91.89
R004	10	8	5,30	2	3,978	42.17
R005	1	5	5,20	5	1,554	40.40
R006	2	5	5,00	5	1,554	38.85
R007	6	5	1,00	62	1,554	96.35
R008	8	8	6,84	13	3,978	353.72
R009	4	7	6,72	5	3,045	102.31
R010	6	6	1,00	52	2,237	116.32
R011	3	4	1,14	30	0,994	33.99
				REFUERZO TOTAL (Kg)		1124.86
				CONCRETO TOTAL (m^3)		10,82
				CUANTIA (Kg/m^3)		103.96

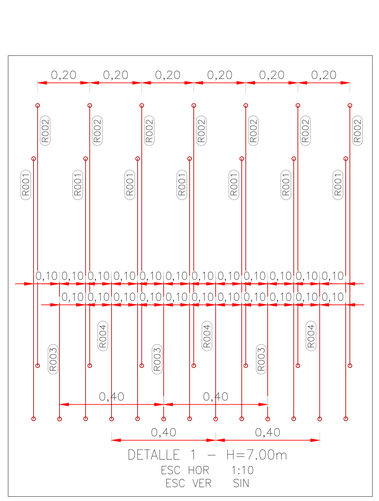


DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=7.0m
ESC 1:50



PLANTA– DETALLE 2
ESC 1:25

REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=7.0m
ESC 1:25



DETALLE 1 – H=7.00m
ESC HOR 1:10
ESC VER SIN

REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=7.0m
ESC 1:25

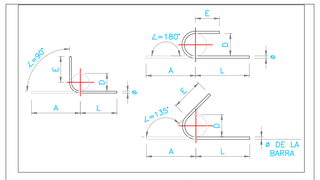
CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø		A	DIAMETRO DE DOBLEZ D ∠=90°	DIAMETRO DE DOBLEZ D ∠ ≥135°	PESO
			fy =4200 kg/cm²			
#	plg	cm	cm	cm		kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6		0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8		0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1		0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4		1.554
6	3/4"	.30	11.5			2.237
7	7/8"	.35	13.3			3.045
8	1"	.40	15.2			3.978
10	1 1/4"	.50	25.8			6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS

Nº	Ø (pulg.)	Ø (cm)	Peso (Kg/m)	Área (cm2)	Perímetro (cm)	Traslapo (1) (m)	Traslapo(2) (m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES		FECHA
I	VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II		
III		
IV		
V		
VI		
VII		
VIII		

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M70

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

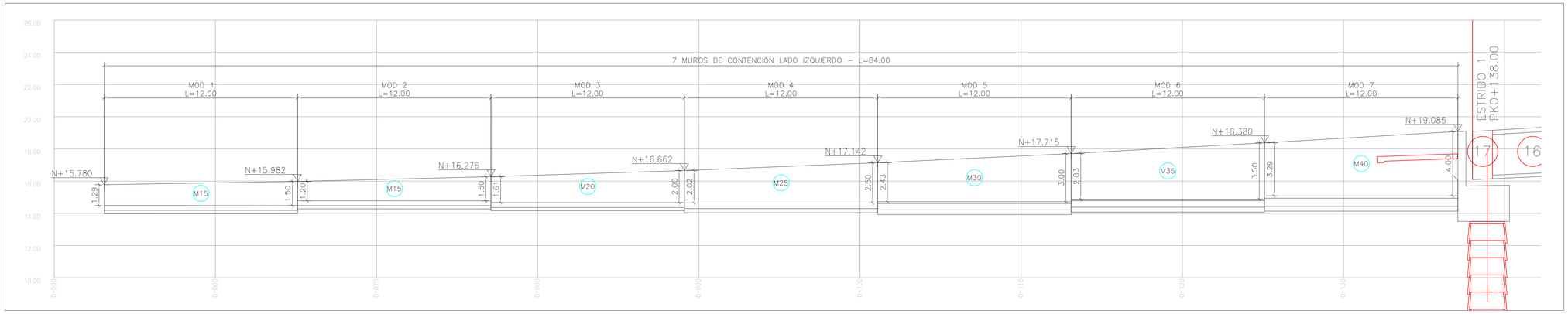
ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 55

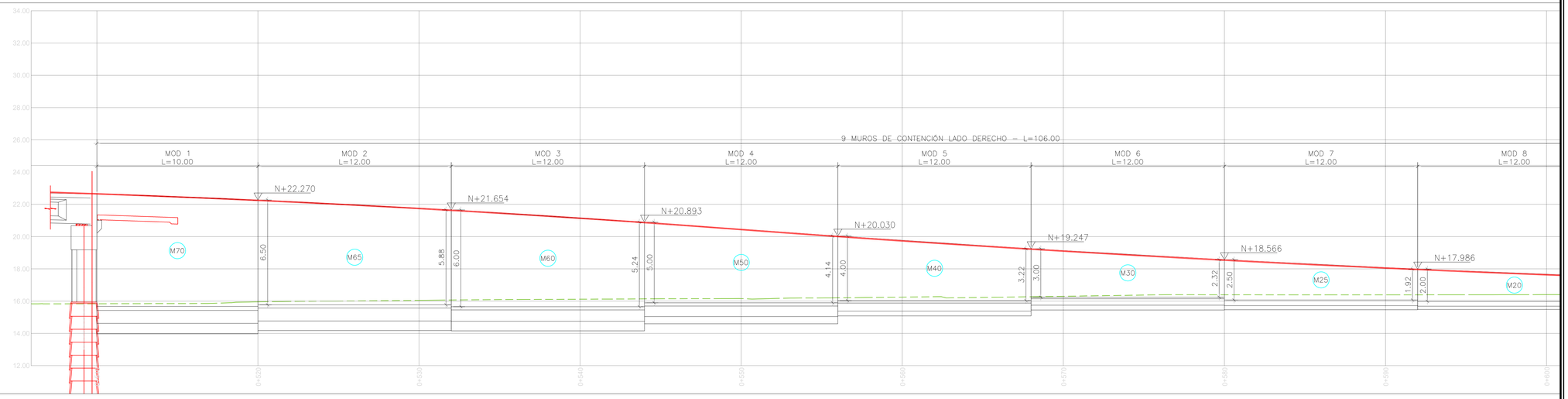
FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

PLANCHA No. 55 DE 55

CONSECUTIVO:

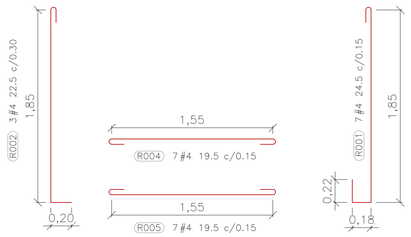




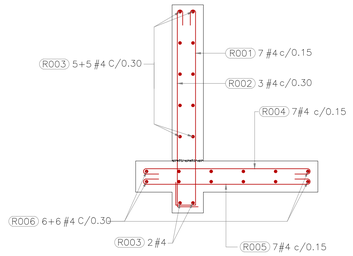
INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS	CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE **CONTRATO No. 1550 DE 2021**	DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU	INTERVENTORÍA Contrato No. 1542 de 2021	DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.: ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:	GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS	MODIFICACIONES I VERSIÓN INICIAL II III IV V VI VII VIII	FECHA AGOSTO 2022	PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021 **ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA**

CONTIENE: PUENTE RIO SINU COMPONENTE DE ESTRUCTURAS MUROS DE CONTENCIÓN LADO IZQUIERDO Y DERECHO	REFERENCIA:	PLANCHA No. 47 DE 55	
	ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG ARCHIVO LAYOUT: 47		
	FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022		CONSECUTIVO:
LOCALIDAD: Monteria / ESCALA: INDICADAS	FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022		

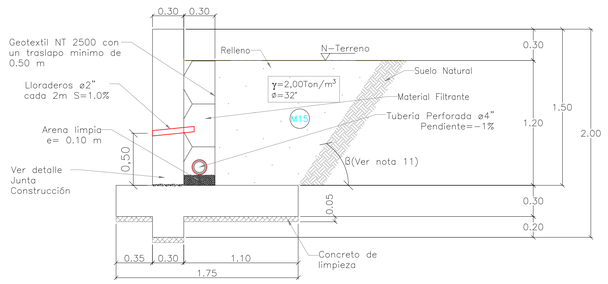
CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=1.50m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	4	2,45	7	0,994	17.05
R002	5	4	2,25	3	0,994	6.71
R003	6	4	1,00	12	0,994	11.93
R004	3	4	1,95	7	0,994	13.57
R005	3	4	1,95	7	0,994	13.57
R006	6	4	1,00	12	0,994	11.93
					REFUERZO TOTAL (Kg)	74.75
					CONCRETO TOTAL (m^3)	1,035
					CUANTIA (Kg/m^3)	72.22



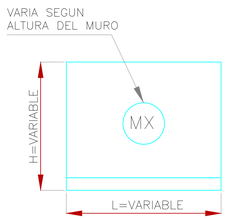
REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=1.50m
ESC 1:25



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=1.50m
ESC 1:25



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=1.50m
ESC 1:25



ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
DESCRIPCIÓN
CONCRETO DE LIMPIEZA f'c=14 MPa
CONCRETO ESTRUCTURAL f'c=28 Mpa
ACERO DE REFUERZO fy=420 MPa

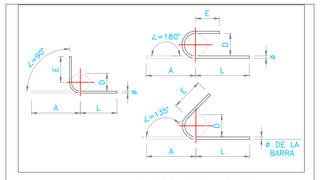
CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø		A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
				∠=90°	∠ ≥135°	
			fy =4200 kg/cm²			
#	plg		cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6		0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8		0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1		0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4		1.554
6	3/4"	.30	11.5			2.237
7	7/8"	.35	13.3			3.045
8	1"	.40	15.2			3.978
10	1 1/4"	.50	25.8			6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS							
Nº	Ø	Ø	Peso	Área	Perímetro	Traslapo (1)	Traslapo(2)
	(pulg.)	(cm)	(Kg/m)	(cm2)	(cm)	(m)	(m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES		FECHA
I	VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II		
III		
IV		
V		
VI		
VII		
VIII		

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M15

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 48

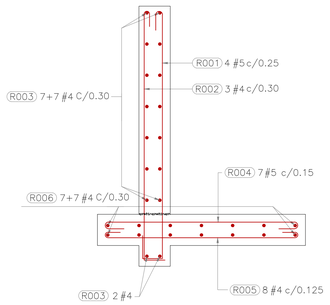
FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

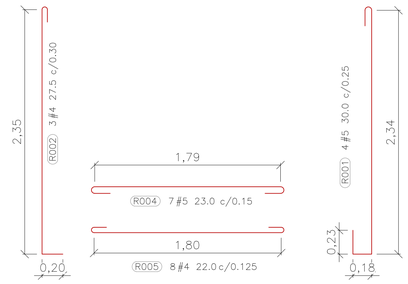
PLANCHA No. 48 DE 55

CONSECUTIVO:

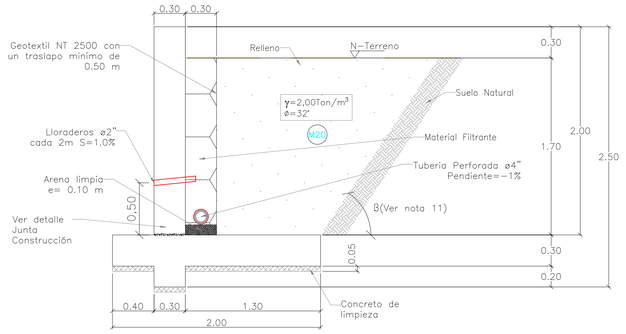
CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=2.00m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	5	3,00	4	1,554	18.65
R002	5	4	2,75	3	0,994	8.20
R003	6	4	1,00	16	0,994	15.90
R004	3	5	2,30	7	1,554	25.02
R005	3	4	2,20	8	0,994	17.49
R006	6	4	1,00	14	0,994	13.92
					REFUERZO TOTAL (Kg)	99.18
					CONCRETO TOTAL (m^3)	1,26
					CUANTIA (Kg/m^3)	78.72



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=2.00m
ESC 1:25

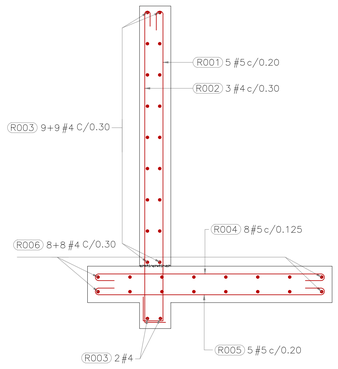


REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=2.00m
ESC 1:25

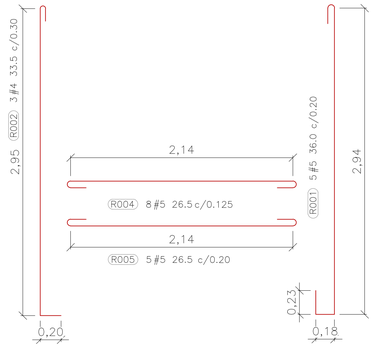


DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=2.00m
ESC 1:25

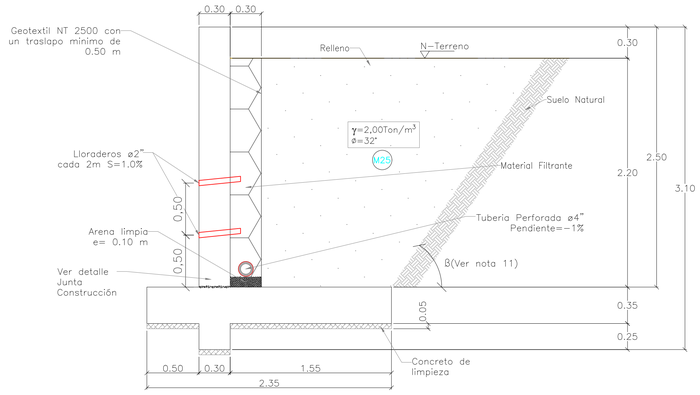
CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=2.50m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	5	3,60	5	1,554	27.97
R002	5	4	3,35	3	0,994	9.99
R003	6	4	1,00	20	0,994	19.88
R004	3	5	2,65	8	1,554	32.94
R005	3	5	2,65	5	1,554	20.59
R006	6	4	1,00	16	0,994	15.90
					REFUERZO TOTAL (Kg)	127.28
					CONCRETO TOTAL (m^3)	1,65
					CUANTIA (Kg/m^3)	77.14



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=2.50m
ESC 1:25



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=2.50m
ESC 1:25



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=2.50m
ESC 1:25

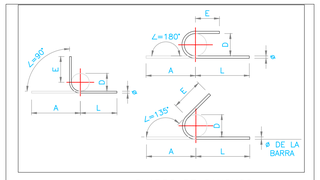
CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø	A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
			∠=90°	∠ ≥135°	
fy =4200 kg/cm²					
#	plg	cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6	0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8	0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1	0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4	1.554
6	3/4"	.30	11.5		2.237
7	7/8"	.35	13.3		3.045
8	1"	.40	15.2		3.978
10	1 1/4"	.50	25.8		6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS							
Nº	Ø (pulg.)	Ø (cm)	Peso (Kg/m)	Area (cm2)	Perimetro (cm)	Traslapo (1) (m)	Traslapo(2) (m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONTRATO No. 1550 DE 2021

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS

MUROS DE CONTENCIÓN

GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M20 y M25

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG

ARCHIVO LAYOUT: 49

FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

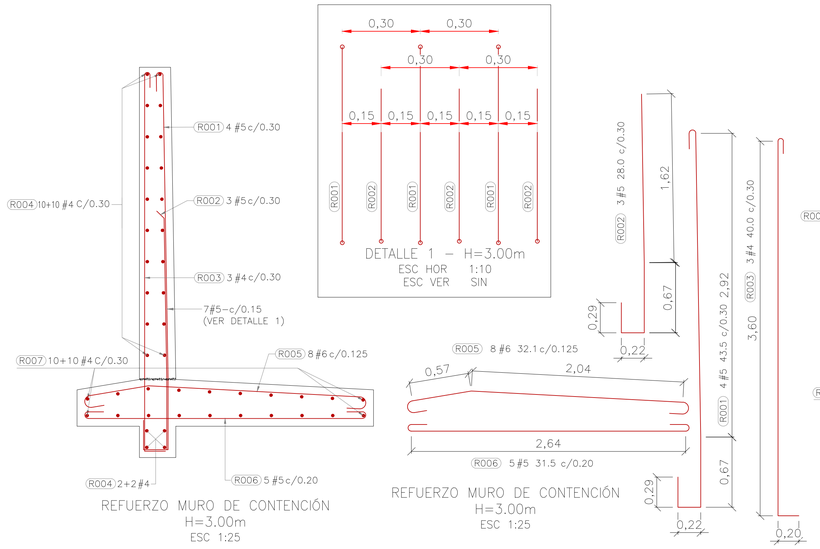
FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

PLANCHA No. 49 DE 55

CONSECUTIVO:

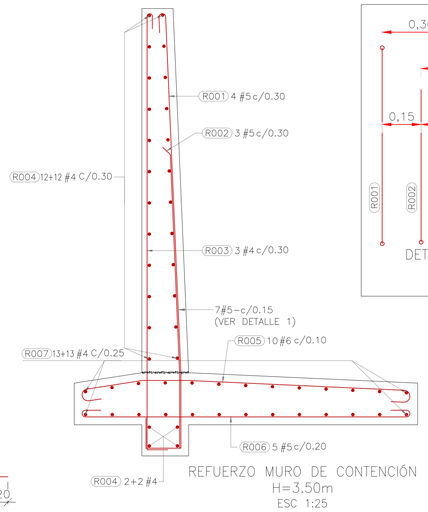
CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=3.00m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	5	4,35	4	1,554	27.04
R002	10	5	2,80	3	1,554	13.05
R003	5	4	4,00	3	0,994	11.93
R004	6	4	1,00	24	0,994	23.86
R005	7	6	3,21	8	2,237	57.45
R006	3	5	3,15	5	1,554	24.48
R007	6	4	1,00	20	0,994	19.88
					REFUERZO TOTAL (Kg)	177.68
					CONCRETO TOTAL (m^3)	2,24
					CUANTIA (Kg/m^3)	79.32

CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=3.50m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	5	5,00	4	1,554	31.08
R002	10	5	3,50	3	1,554	16.32
R003	5	4	4,55	3	0,994	13.57
R004	6	4	1,00	28	0,994	27.83
R005	7	6	3,66	10	2,237	81.87
R006	3	5	3,60	5	1,554	27.97
R007	6	4	1,00	26	0,994	25.84
					REFUERZO TOTAL (Kg)	224.49
					CONCRETO TOTAL (m^3)	2,95
					CUANTIA (Kg/m^3)	76.10

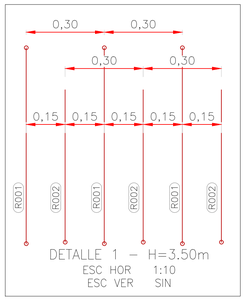


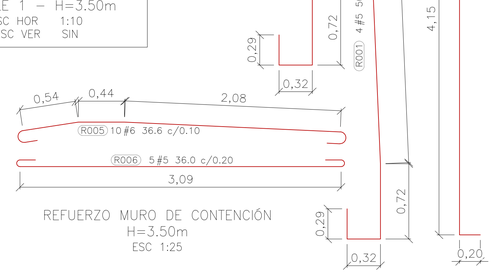
REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=3.00m
ESC 1:25

REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=3.00m
ESC 1:25

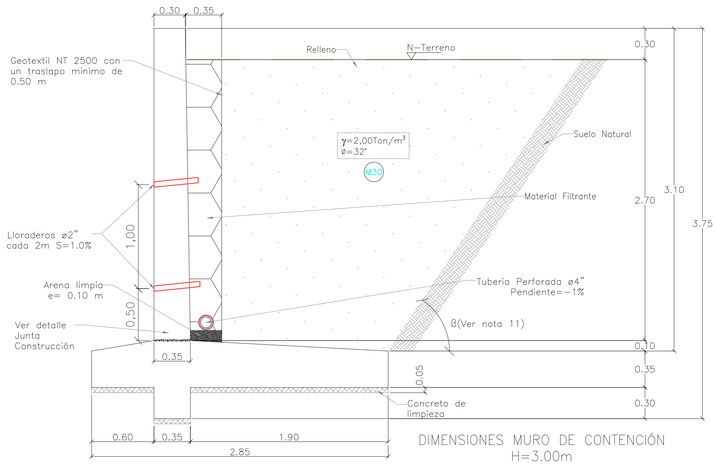


REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=3.50m
ESC 1:25

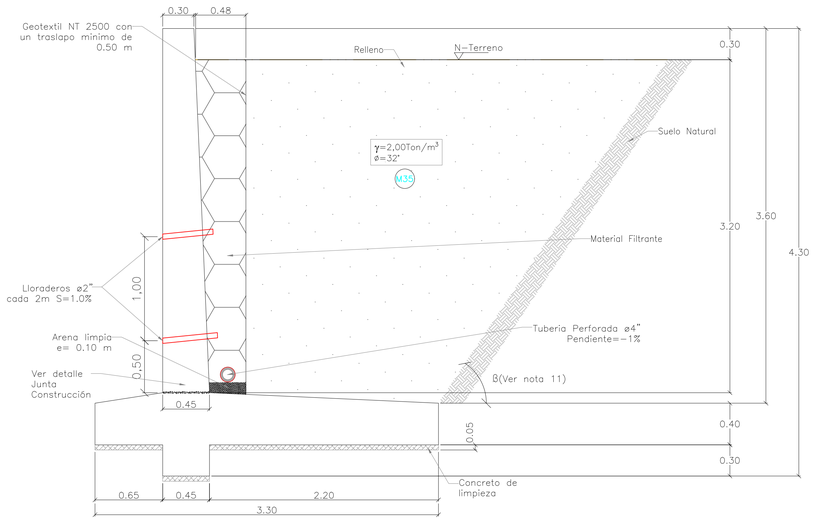




REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=3.50m
ESC 1:25



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=3.00m
ESC 1:25



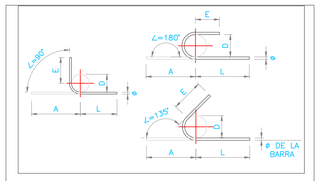
DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=3.50m
ESC 1:25

CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA
- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø		A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
				∠=90°	∠ ≥135°	
	fy =4200 kg/cm²					
#	plg		cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6		0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8		0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1		0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4		1.554
6	3/4"	.30	11.5			2.237
7	7/8"	.35	13.3			3.045
8	1"	.40	15.2			3.978
10	1 1/4"	.50	25.8			6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS

Nº	Ø	Ø	Peso	Área	Perímetro	Traslapo (1)	Traslapo(2)
	(pulg.)	(cm)	(Kg/m)	(cm2)	(cm)	(m)	(m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M30 y M35

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 50

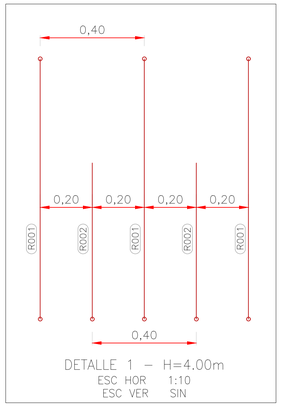
FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

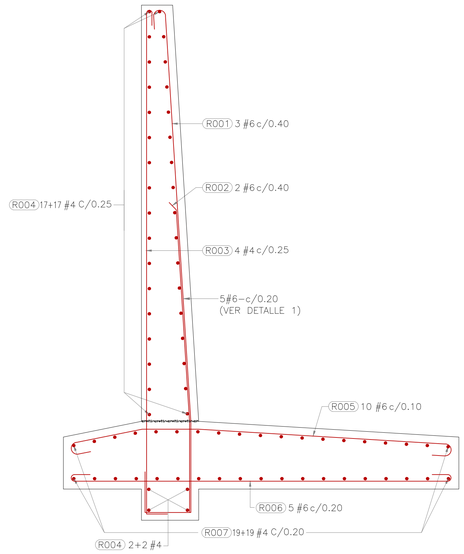
PLANCHA No. 50 DE 55

CONSECUTIVO:

CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=4.00m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	9	6	5,90	3	2,237	39.59
R002	10	6	3,80	2	2,237	17.00
R003	5	4	5,20	4	0,994	20.68
R004	6	4	1,00	38	0,994	37.77
R005	7	6	4,17	10	2,237	93.28
R006	3	6	4,10	5	2,237	45.86
R007	6	4	1,00	38	0,994	37.77
				REFUERZO TOTAL (Kg)		291.96
				CONCRETO TOTAL (m^3)		4,09
				CUANTIA (Kg/m^3)		71.38



DETALLE 1 – H=4.00m
ESC HOR 1:10
ESC VER SIN



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=4.00m
ESC 1:25

CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

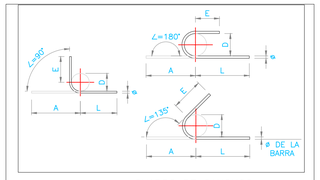
NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=4.00m
ESC 1:25

DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=4.00m
ESC 1:25



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø	A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
			∠=90°	∠ ≥135°	
	fy =4200 kg/cm²				
#	plg	cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6	0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8	0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1	0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4	1.554
6	3/4"	.30	11.5		2.237
7	7/8"	.35	13.3		3.045
8	1"	.40	15.2		3.978
10	1 1/4"	.50	25.8		6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS

Nº	Ø	Ø	Peso	Area	Perimetro	Traslapo (1)	Traslapo(2)
	(pulg.)	(cm)	(Kg/m)	(cm2)	(cm)	(m)	(m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M40

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 51

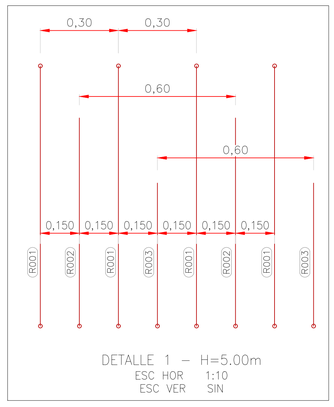
FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

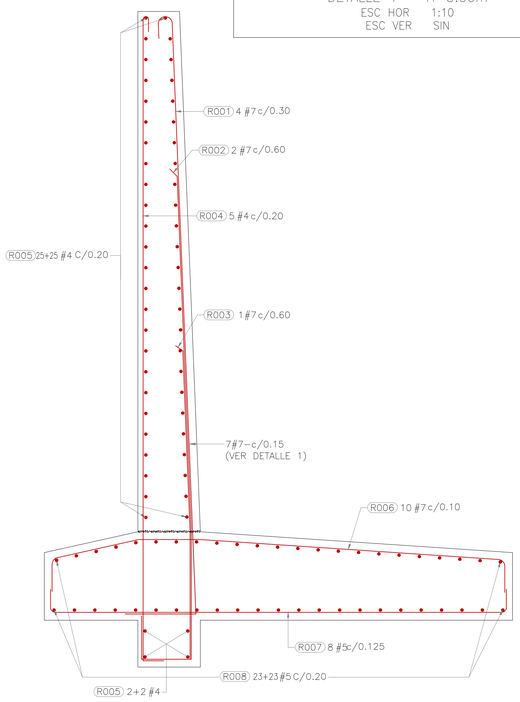
PLANCHA No. 51 DE 55

CONSECUTIVO:

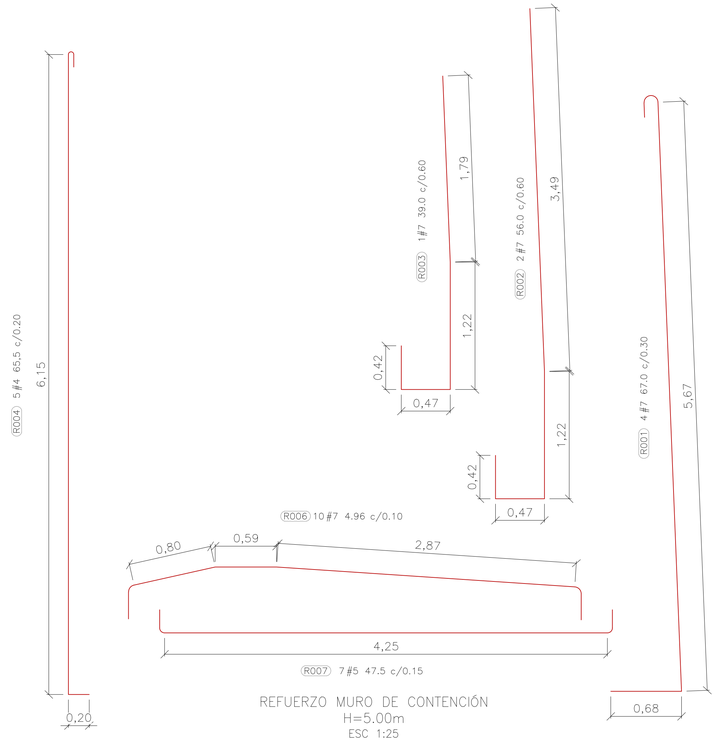
CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=5.00m (Cantidades por un metro lineal)						
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	5	7	6.70	4	3,045	81.61
R002	10	7	5,60	2	3,045	34.10
R003	10	7	3,90	1	3,045	11.88
R004	5	4	6,55	5	0,994	32.55
R005	6	4	1,00	54	0,994	53.68
R006	8	7	4,96	10	3,045	151.03
R007	4	5	4,75	8	1,554	59.05
R008	6	5	1,00	46	1,554	71.48
					REFUERZO TOTAL (Kg)	495.38
					CONCRETO TOTAL (m^3)	6.21
					CUANTIA (Kg/m^3)	79.77



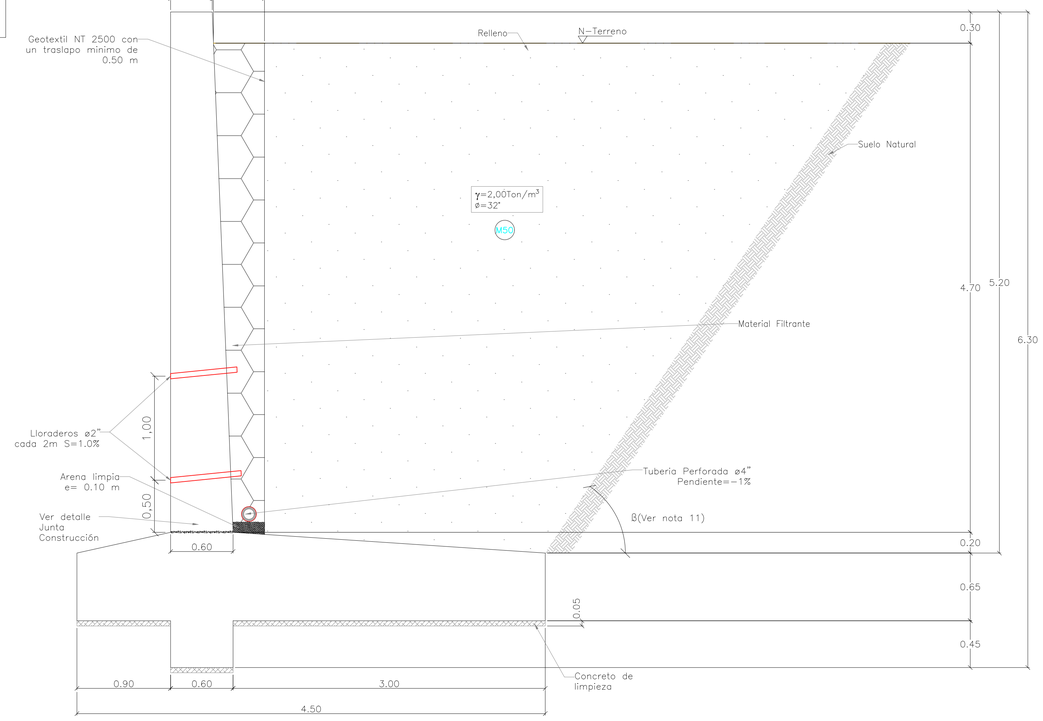
DETALLE 1 – H=5.00m
ESC HOR 1:10
ESC VER SIN



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=5.00m
ESC 1:25



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=5.00m
ESC 1:25



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=5.00m
ESC 1:25

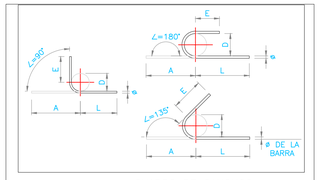
CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø	A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
			∠=90°	∠ ≥135°	
fy =4200 kg/cm²					
#	plg	cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6	0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8	0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1	0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4	1.554
6	3/4"	.30	11.5		2.237
7	7/8"	.35	13.3		3.045
8	1"	.40	15.2		3.978
10	1 1/4"	.50	25.8		6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS								
Nº	Ø	Ø	Peso	Área	Perímetro	Traslapo (1)	Traslapo(2)
	(pulg.)	(cm)	(Kg/m)	(cm2)	(cm)	(m)	(m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M50

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 52

FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

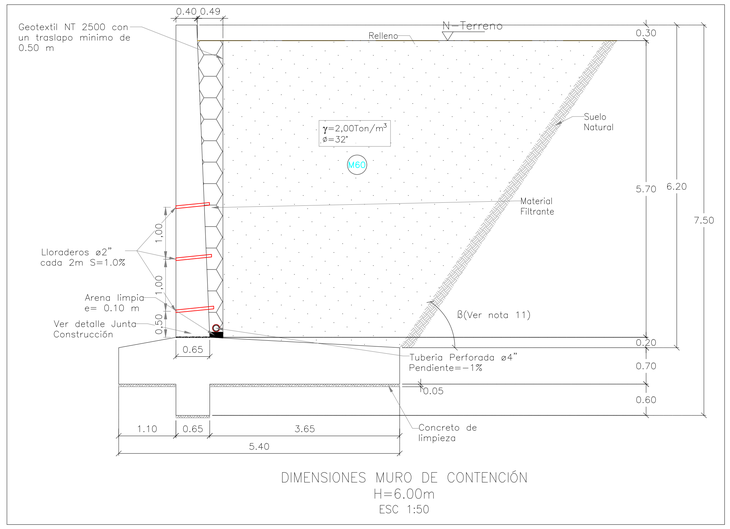
FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

PLANCHA No. 52 DE 55

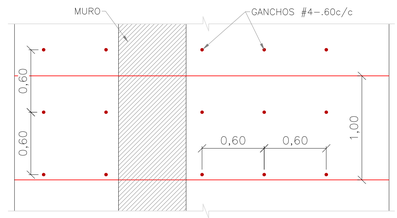
CONSECUTIVO:

CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=6.00m
(Cantidades por un metro lineal)

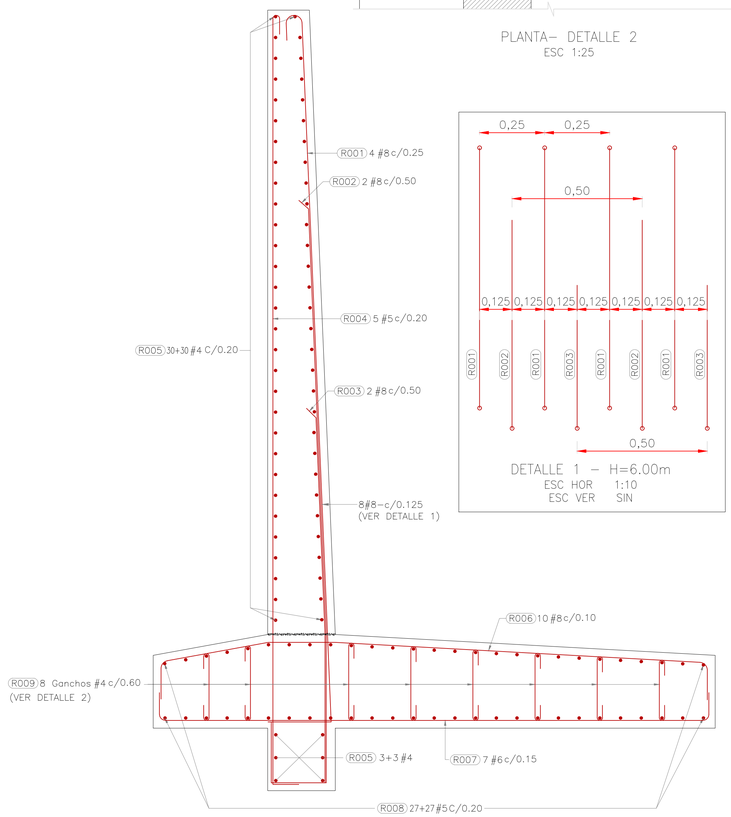
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	5	8	8,00	4	3,978	127.30
R002	10	8	6,70	2	3,978	53.31
R003	10	8	4,70	2	3,978	37.39
R004	5	5	7,85	5	1,554	60.99
R005	6	4	1,00	66	0,994	65.60
R006	8	8	5,94	10	3,978	236.29
R007	4	6	5,75	7	2,237	90.04
R008	6	5	1,00	54	1,554	83.92
R009	3	4	1,01	16	0,994	16.06
				REFUERZO TOTAL (Kg)		770.90
				CONCRETO TOTAL (m^3)		7,92
				CUANTIA (Kg/m^3)		97.34



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=6.00m
ESC 1:50

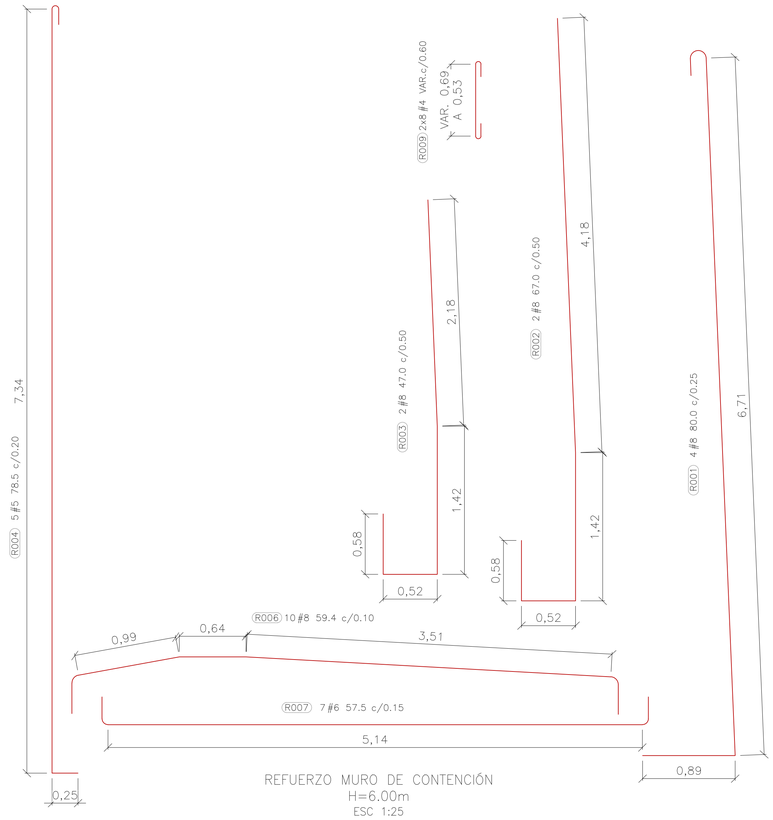


PLANTA- DETALLE 2
ESC 1:25



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=6.00m
ESC 1:25

DETALLE 1 – H=6.00m
ESC HOR 1:10
ESC VER SIN



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=6.00m
ESC 1:25

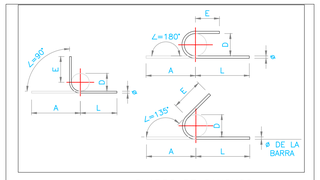
CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA

- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm^2).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 -Norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m^2
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m^3
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo β que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø	A	DIAMETRO DE DOBLEZ D		PESO
			∠=90°	∠ ≥135°	
fy =4200 kg/cm²					
#	plg	cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6	0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8	0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1	0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4	1.554
6	3/4"	.30	11.5		2.237
7	7/8"	.35	13.3		3.045
8	1"	.40	15.2		3.978
10	1 1/4"	.50	25.8		6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS

Nº	Ø (pulg.)	Ø (cm)	Peso (Kg/m)	Área (cm2)	Perímetro (cm)	Traslapo (1) (m)	Traslapo(2) (m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR: CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No. 1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA: JORGE FANDIÑO Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA: WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA: Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA: PEDRO JOSE CORREDOR B. Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA: ING. Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO: JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO: Contrato No. 1550 de 2021

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE: PUENTE RIO SINU

COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M60

LOCALIDAD: Monteria

ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 53

FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022

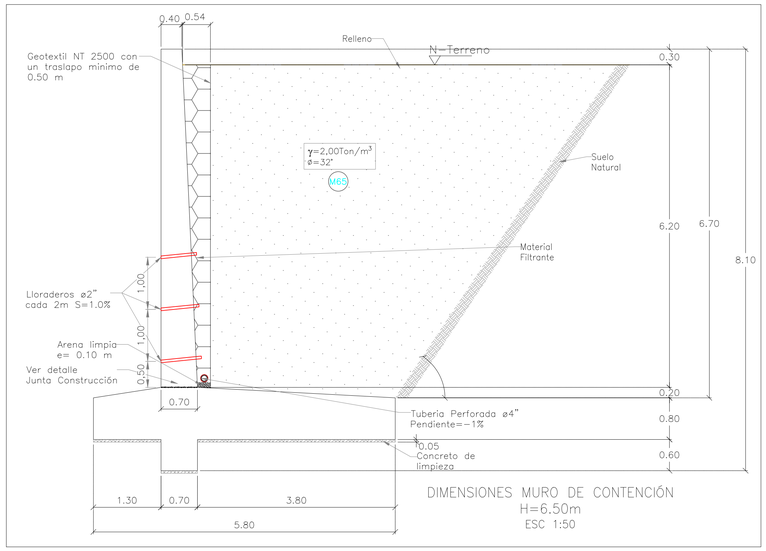
FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

PLANCHA No. 53 DE 55

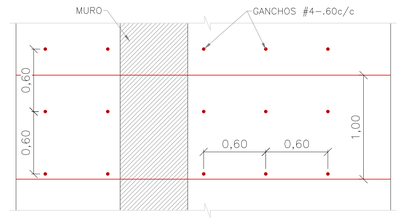
CONSECUTIVO:

CANTIDADES MURO EN CONCRETO REFORZADO H=6.50m
(Cantidades por un metro lineal)

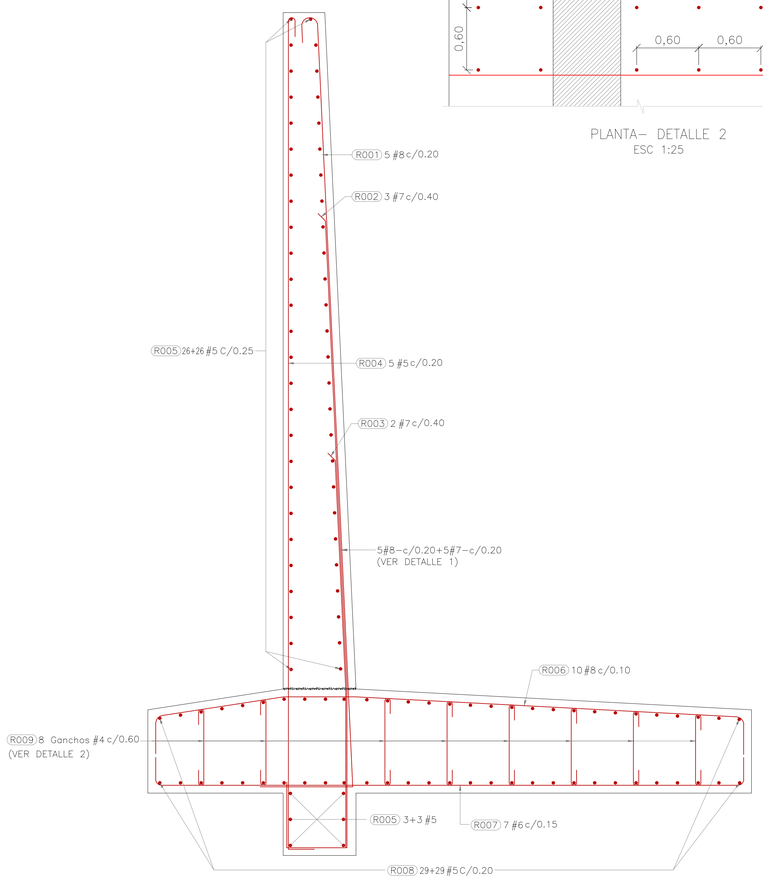
ID	Tipo	# Acero	Long. (m)	Cant.	Pn (Kg/m)	Pt (Kg)
R001	5	8	8,60	5	3,978	171.05
R002	10	7	7,30	3	3,045	66.69
R003	10	7	5,00	2	3,045	30.45
R004	5	5	8,44	5	1,554	65.58
R005	6	5	1,00	58	1,554	90.13
R006	8	8	6,33	10	3,978	251.81
R007	4	6	6,15	7	2,237	96.30
R008	6	5	1,00	58	1,554	90.13
R009	3	4	1,11	16	0,994	17.65
					REFUERZO TOTAL (Kg)	879.80
					CONCRETO TOTAL (m^3)	9,28
					CUANTIA (Kg/m^3)	94.81



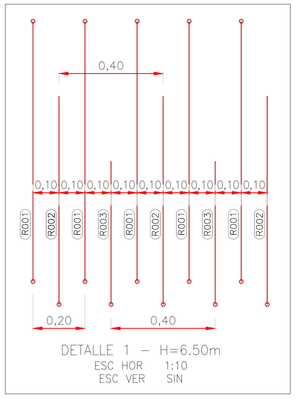
DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=6.50m
ESC 1:50



PLANTA– DETALLE 2
ESC 1:25



REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=6.50m
ESC 1:25



DETALLE 1 – H=6.50m
ESC HOR 1:10
ESC VER SIN

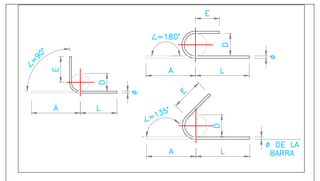
REFUERZO MURO DE CONTENCIÓN
H=6.50m
ESC 1:25

CONVENCIONES

REF 4#4 C/0,20 FIGURA
- Separación de varillas en metros
- Número de varilla según diámetro
- Cantidad de varillas según grupos
- Ubicación del refuerzo en la sección

NOTAS

1. Todas las medidas están dadas en metros excepto donde se indique lo contrario.
2. Se usará concreto Clase A f'c=28MPa (4000psi) para los muros parapetos y concreto Clase C f'c=14MPa (2000psi) por debajo de las zapatas de los muros.
3. Se usará acero de refuerzo grado 60 fy=420MPa (4200 kg/cm²).
4. RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:
   - CARAS ENCOFRADAS Y EN CONTACTO CON EL TERRENO: 0.050 m.
   - CARAS FUNDIDAS CONTRA EL TERRENO (SIN ENCOFRADOS): 0.075 m.
   - OTROS: 0.040 m.
5. Las cartillas de despiece adjuntas a los planos deberán ser revisadas y verificadas en campo por el constructor considerando las condiciones encontradas en el momento de la construcción del muro.
6. El constructor tendrá la facultad de construir el muro en las etapas necesarias, así como de traslapar el refuerzo de acuerdo a las necesidades constructivas siempre y cuando se utilicen las longitudes de traslapo mostradas en la tabla de especificaciones de varillas.
7. Se dispondrá de juntas de dilatación y la separación (S) será mínimo cada 6.10m en zonas donde el terreno no sea llano y máximo cada 12.10m en zonas donde el terreno sea llano.
8. Normas y especificaciones
   8.1 –Norma Colombiana de diseño de puentes CCP–14
9. Parámetros de diseño – Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
   9.1.Capacidad portante en estado de servicio: 18.50 Ton/m²
   9.2.Peso específico terreno γ=2,00 Ton/m³
   9.3.Angulo de fricción Ø=30°
   9.4.Aceleración PGA=0,15
   9.5.Tipo de suelo: d
10. Material filtrante=material granular grava comun 1"
11. El tipo de material de relleno del trasdos y el angulo ß que define la inclinación de dicho relleno con el terreno natural, debe ser el indicado en la tabla del Volumen IV. ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.



CUADRO DE GANCHOS

BARRA	Ø	A	DIAMETRO DE DOBLEZ D ∠=90°	DIAMETRO DE DOBLEZ D ∠ ≥135°	PESO
			fy =4200 kg/cm²		
#	plg	cm	cm	cm	kg/ml
2	1/4"	.10	3.8	2.6	0.249
3	3/8"	.15	5.7	3.8	0.559
4	1/2"	.20	7.6	5.1	0.994
5	5/8"	.25	9.5	6.4	1.554
6	3/4"	.30	11.5		2.237
7	7/8"	.35	13.3		3.045
8	1"	.40	15.2		3.978
10	1 1/4"	.50	25.8		6.215

ESPECIFICACIONES DE VARILLAS

Nº	Ø (pulg.)	Ø (cm)	Peso (Kg/m)	Área (cm2)	Perímetro (cm)	Traslapo (1) (m)	Traslapo(2) (m)
3	0.375	0.950	0.559	0.709	2.980	0.3900	0.5100
4	0.500	1.270	0.994	1.267	3.990	0.4200	0.5400
5	0.625	1.590	1.554	1.986	5.000	0.5200	0.6800
6	0.750	1.910	2.237	2.865	6.000	0.6200	0.8200
7	0.875	2.220	3.045	3.871	6.970	0.7300	0.9600
8	1.000	2.540	3.978	5.067	7.980	0.9600	1.2500

(1) Cuando se traslapan menos del 50% de las barras
(2) Cuando se traslapan mas del 50% de las barras

FIGURA	TIPO
	TIPO 1
	TIPO 2
	TIPO 3
	TIPO 4
	TIPO 5
	TIPO 6
	TIPO 7
	TIPO 8
	TIPO 9
	TIPO 10

INVIAS
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

CONSULTOR:
CONSORCIO VIAL DEL NORTE

CONTRATO No.
1550 DE 2021

DIRECTOR DE CONSULTORÍA:
JORGE FANDIÑO
Mat.: 15483 CND

ESPECIALISTA:
WALTER MAURICIO ROJAS SOLARTE
Mat.: 19202-226293 CAU

INTERVENTORÍA
Contrato No. 1542 de 2021

DIRECTOR DE INTERVENTORÍA:
PEDRO JOSE CORREDOR B.
Mat.:

ESPECIALISTA INTERVENTORÍA:
ING.
Mat.:

GESTOR DEL CONTRATO:
JORGE ENRIQUE HOYOS

MODIFICACIONES	FECHA
I VERSIÓN INICIAL	AGOSTO 2022
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO:
Contrato No. 1550 de 2021
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RIO SINU MONTERIA - CORDOBA

CONTIENE:
PUENTE RIO SINU
COMPONENTE DE ESTRUCTURAS
MUROS DE CONTENCIÓN
GEOMETRÍA Y REFUERZO MURO TIPO M65

LOCALIDAD: Monteria
ESCALA: INDICADAS

REFERENCIA:
ARCHIVO AUTOCAD: ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU.DWG
ARCHIVO LAYOUT: 54
FECHA DISEÑO: AGOSTO 2022
FECHA ELABORACION PLANO: AGOSTO 2022

PLANCHA No. 54 DE 55
CONSECUTIVO:

ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS

Contrato No. 1550 DE 2021
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL TERCER PUENTE SOBRE EL RÍO SINÚ, MONTERÍA, CÓRDOBA

VOLUMEN VIII ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES, OBRAS DE ARTE Y OTRAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

SUBTRAMO 4

EDICIÓN 2

CONSORCIO PUENTE SINU FIA

SEPTIEMBRE 2022

PS-CD-02

CONTROL DE EDICIÓN, MODIFICACIÓN Y COPIAS

PARTE A

CONTROL DE EDICIÓN

Nombre del documento:

RESPONSABLES/VERSIÓN	0	1	2	3	4
ELABORACIÓN NOMBRE:	Ing. Walter Rojas	Ing. Walter Rojas	Ing. Walter Rojas	Ing. Walter Rojas	
FECHA:	04-03-2022	14-06-2022	10-08-2022	02-09-2022	
FIRMA:					
REVISIÓN NOMBRE:	Ing. Jorge Fandiño	Ing. Jorge Fandiño	Ing. Jorge Fandiño	Ing. Jorge Fandiño	
FECHA:	04-03-2022	14-06-2022	02-09-2022	02-09-2022	
FIRMA:					
APROBACIÓN NOMBRE:					
FECHA:	04-03-2022	04-03-2022	04-03-2022		
FIRMA:	Luis Antonio Corredor	Luis Antonio Corredor	Luis Antonio Corredor		

PARTE B

CONTROL DE MODIFICACIONES

EDICIÓN	SECCIÓN MODIFICADA	FECHA	MODIFICACIÓN (NATURALEZA DEL CAMBIO)	OBSERVACIONES Responsable
0	--	04-03-2022	Documento original	
1	--	14-06-2022	Diseño estructural de elementos (I)	
2	--	10-08-2022	Diseño estructural de elementos (II)	
3	--	02-09-2022	Atención oficio Interventoría OF-INT-SINU-155	

PARTE C

DISTRIBUCIÓN Y CONTROL DE COPIAS

Nombre del documento: VOLUMEN VIII ESTUDIO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES, OBRAS DE ARTE Y OTRAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (SUBTRAMO 1 Y 2)

EDICIÓN	No. COPIA	ENTREGADA A:	FECHA	APROBADO	RECIBIDO
0	ORIGINAL	CONSORCIO PUENTE SINU FIA	04-03-2022		
1	ORIGINAL	CONSORCIO PUENTE SINU FIA	14-06-2022		
2	ORIGINAL	CONSORCIO PUENTE SINU FIA	10-08-2022		
3	ORIGINAL	CONSORCIO PUENTE SINU FIA	02-09-2022		

TABLA DE CONTENIDO

1. OBJETIVOS Y ALCANCES 16
1.1. INTRODUCCIÓN 16
1.2. OBJETIVOS 16
1.3. ALCANCE 17
1.4. NORMAS APLICABLES 17
1.5. CARGA VIVA PEATONAL 17
1.6. CARGA VIVA VEHICULAR 17
1.7. VIDA UTIL 18
1.8. LOCALIZACIÓN 18
1.9. REQUISITOS GENERALES 20
1.10. ASPECTOS DE RESISTENCIA 20
1.11. ECONOMIA 20
1.12. SEGURIDAD DEL TRÁFICO 20
2. ESTUDIOS REQUERIDOS 21
2.1. GENERALIDADES 21
2.2. ESTUDIOS AMBIENTALES Y SOCIALES 21
2.3. ESTUDIOS DE URBANISMOS 21
2.4. ESTUDIOS DE TRAZADO Y DISEÑO GEOMETRICO 21
2.5. ESTUDIO DE GEOLOGIA 21
2.6. ESTUDIOS DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES 22
2.7. ESTUDIOS DE HIDROLOGIA e HIDRAULICA 22
3. PROYECTO ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU 23
3.1. FASES DEL PROYECTO 23
3.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 23
3.2.1. SUPERESTRUCTURA 23
3.2.2. SUBESTRUCTURA 26
3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA 29
3.4. PARAMETROS DE DISEÑO 29
3.4.1. RESISTENCIA DE LOS MATERIALES 29
3.4.2. CARGAS DE DISEÑO 30
3.4.3. COMBINACIONES DE CARGA 30
3.5. MODELO ESTRUCTURAL VOLADIZOS SUCESIVOS 32
3.5.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES 34
3.5.2. PROPIEDADES DEL MATERIAL FUNCIÓN DEL TIEMPO 36
3.5.3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS 38

3.5.4. CONDICIONES DE CONTORNO 46
3.5.5. ETAPAS CONSTRUCTIVAS 47
3.5.6. RESULTADOS MODELO ESTRUCTURAL VOLADIZOS SUCESIVOS 57
3.5.7. CARGAS APLICADAS VOLADIZOS SUCESIVOS 59
3.5.8. RESULTADOS EN PROCESO CONSTRUCTIVO 77
3.5.9. REVISIÓN DE ESFUERZOS 106
3.5.10. PERDIDAS INSTANTÁNEAS DE CABLES DE POSTENSADO 130
3.5.11. PERDIDAS A LARGO PLAZO DE CABLES DE POSTENSADO 178
3.5.12. ALARGAMIENTO DE CABLES DE POSTENSADO 223
3.5.13. REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN, CORTANTE Y TORSIÓN 227
3.5.14. DISEÑO A FLEXIÓN TRANSVERSAL 261
3.5.15. DISEÑO A FLEXIÓN LONGITUDINAL 262
3.6. DISEÑO DE JUNTAS DE EXPANSIÓN VOLADIZOS 266
3.1. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS VOLADIZOS 271
3.2. DISEÑO DE BLOQUES SÍSMICOS VOLADIZOS 283
3.3. DISEÑO DE VIGA RIGIDIZADORA 285
3.4. MODELO ESTRUCTURAL VIGAS POSTENSADAS 286
3.4.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES 288
3.4.2. PROPIEDADES DEL MATERIAL FUNCIÓN DEL TIEMPO 290
3.4.3. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS 292
3.4.4. CONDICIONES DE CONTORNO 297
3.4.5. ETAPAS CONSTRUCTIVAS 298
3.4.6. RESULTADOS MODELO ESTRUCTURAL VIGAS POSTENSADAS 300
3.4.7. CARGAS APLICADAS VIGAS POSTENSADAS 300
3.4.8. ELEMENTOS VIGA I POSTENSADA – L=21.0m 317
3.4.9. GEOMETRÍA DE LOS CABLES Y FUERZA DE TENSIONAMIENTO 318
3.4.10. RESULTADOS DEL MODELO VIGAS - L=21.0m 320
3.4.11. REVISIÓN DE ESFUERZOS 322
3.4.12. PERDIDAS INSTANTÁNEAS DE CABLES DE POSTENSADO 334
3.4.13. PERDIDAS A LARGO PLAZO DE CABLES DE POSTENSADO 337
3.4.14. ALARGAMIENTO DE CABLES DE POSTENSADO 340
3.4.15. REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN, CORTANTE Y TORSIÓN 340
3.4.16. ELEMENTOS VIGA I POSTENSADA – L=30.0m 371
3.4.17. GEOMETRÍA DE LOS CABLES Y FUERZA DE TENSIONAMIENTO 371
3.4.18. RESULTADOS DEL MODELO VIGAS - L=30.0m 374
3.4.19. DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE 374

3.4.20. REVISIÓN DE ESFUERZOS 376
3.4.21. PERDIDAS INSTANTÁNEAS DE CABLES DE POSTENSADO 388
3.4.22. PERDIDAS A LARGO PLAZO DE CABLES DE POSTENSADO 394
3.4.23. ALARGAMIENTO DE CABLES DE POSTENSADO 399
3.4.24. REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN, CORTANTE Y TORSIÓN 401
3.4.25. DISEÑO DEL TABLERO 434
3.5. DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA 451
3.6. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS 455
3.7. DISEÑO DE JUNTAS DE EXPANSIÓN 468
3.8. DISEÑO DE BLOQUES SÍSMICOS 475
3.9. DISEÑO DE LOSA DE ACCESO 476
3.10. DISEÑO BARRERA DE PROTECCIÓN METÁLICA PEATONAL 480
3.11. DISEÑO BARRERA DE PROTECCIÓN VEHICULAR 483
3.12. DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUBESTRUCTURA 487
3.12.1. PARAMETROS DE DISEÑO 488
3.12.2. MODELO ESTRUCTURAL 488
3.12.3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES 490
3.12.4. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS 491
3.12.5. CONDICIONES DE CONTORNO 497
3.13. DISEÑO ESTRUCTURAL ESTRIBO 1 499
3.13.1. DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA CABEZAL 499
3.13.2. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 2.0 m 506
3.14. DISEÑO ESTRUCTURAL APOYO INTERMEDIO 1 517
3.14.1. DISEÑO ESTRUCTURAL COLUMNA RECTANGULAR 517
3.14.2. DISEÑO ENCEPADO APOYO INTERMEDIO 1 - H=4.0m 524
3.14.3. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 2.0 m 535
3.15. DISEÑO ESTRUCTURAL APOYO INTERMEDIO 2 545
3.15.1. DISEÑO ESTRUCTURAL COLUMNA RECTANGULAR 545
3.15.2. DISEÑO ENCEPADO APOYO INTERMEDIO 2 - H=3.50m 552
3.15.3. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 2.0 m 563
3.16. DISEÑO ESTRUCTURAL APOYO INTERMEDIO 3 574
3.16.1. DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA CABEZAL 574
3.16.2. DISEÑO ESTRUCTURAL COLUMNA RECTANGULAR 581
3.16.3. DISEÑO ENCEPADO APOYO INTERMEDIO 3 - H=3.50m 588
3.16.4. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 2.50 m 598
3.17. DISEÑO ESTRUCTURAL APOYO INTERMEDIO 4 609

3.17.1. DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA CABEZAL 609
3.17.2. DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES Ø = 1.50 M 616
3.17.3. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 1.50 m 621
3.18. DISEÑO ESTRUCTURAL ESTRIBO 2 631
3.18.1. DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA CABEZAL 631
3.18.2. DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES Ø = 1.50 M 639
3.18.3. DISEÑO DE CAISSONS CIRCULARES Ø = 1.50 m 644
3.19. SECCIÓN TIPO M15 - H = 1.80m 655
3.19.1. DATOS INICIALES 655
3.19.2. ANALISIS DE CARGAS 656
3.19.3. CARGAS ESTABILIZANTES 657
3.19.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 657
3.19.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 658
3.19.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 659
3.19.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 661
3.19.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 662
3.20. SECCIÓN TIPO M20 - H = 2.30m 663
3.20.1. DATOS INICIALES 663
3.20.2. ANALISIS DE CARGAS 664
3.20.3. CARGAS ESTABILIZANTES 665
3.20.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 665
3.20.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 666
3.20.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 667
3.20.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 669
3.20.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 670
3.21. SECCIÓN TIPO M25 - H = 2.85m 671
3.21.1. DATOS INICIALES 671
3.21.2. ANALISIS DE CARGAS 672
3.21.3. CARGAS ESTABILIZANTES 673
3.21.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 673
3.21.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 674
3.21.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 675
3.21.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 676
3.21.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 678
3.22. SECCIÓN TIPO M30 - H = 3.45m 679
3.22.1. DATOS INICIALES 679

3.22.2. ANALISIS DE CARGAS 680
3.22.3. CARGAS ESTABILIZANTES 681
3.22.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 681
3.22.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 682
3.22.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 683
3.22.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 685
3.22.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 686
3.23. SECCIÓN TIPO M35 - H = 4.00m 687
3.23.1. DATOS INICIALES 687
3.23.2. ANALISIS DE CARGAS 688
3.23.3. CARGAS ESTABILIZANTES 689
3.23.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 689
3.23.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 690
3.23.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 691
3.23.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 693
3.23.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 694
3.24. SECCIÓN TIPO M40 - H = 4.65m 695
3.24.1. DATOS INICIALES 695
3.24.2. ANALISIS DE CARGAS 696
3.24.3. CARGAS ESTABILIZANTES 697
3.24.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 697
3.24.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 698
3.24.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 699
3.24.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 701
3.24.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 702
3.25. SECCIÓN TIPO M50 - H = 5.85m 703
3.25.1. DATOS INICIALES 703
3.25.2. ANALISIS DE CARGAS 704
3.25.3. CARGAS ESTABILIZANTES 705
3.25.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 705
3.25.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 706
3.25.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 707
3.25.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 709
3.25.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 710
3.26. SECCIÓN TIPO M60 - H = 6.90m 711
3.26.1. DATOS INICIALES 711

3.26.2. ANALISIS DE CARGAS 712
3.26.3. CARGAS ESTABILIZANTES 713
3.26.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 713
3.26.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 714
3.26.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 715
3.26.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 717
3.26.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 718
3.27. SECCIÓN TIPO M65 - H = 7.50m 719
3.27.1. DATOS INICIALES 719
3.27.2. ANALISIS DE CARGAS 720
3.27.3. CARGAS ESTABILIZANTES 721
3.27.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 721
3.27.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 722
3.27.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 723
3.27.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 725
3.27.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 726
3.28. SECCIÓN TIPO M70 - H = 8.05m 727
3.28.1. DATOS INICIALES 727
3.28.2. ANALISIS DE CARGAS 728
3.28.3. CARGAS ESTABILIZANTES 729
3.28.4. CARGAS DESESTABILIZANTES 729
3.28.5. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD Y PRESIONES 730
3.28.6. DISEÑO ESTRUCTURAL VASTAGO 731
3.28.7. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA TRASERA 733
3.28.8. DISEÑO ESTRUCTURAL ZAPATA DELANTERA 734
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 735
4.1. GENERALIDADES 735
4.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO 735
5. BIBLIOGRAFÍA 737

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Camión de diseño CC-14 18
Figura 2. Ubicación 3er puente vehicular sobre el rio Sinú 19
Figura 3. Sección transversal en los apoyos 25
Figura 4. Sección transversal en los estribos y dovela de cierre 26
Figura 5. Planta del puente 27
Figura 6. Perfil del puente 28

Figura 7. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (1/2) 33
Figura 8. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (2/2) 33
Figura 9. Propiedades mecánicas para concreto de 28 MPa (280 kg/cm2) 34
Figura 10. Propiedades para concreto de 45 MPa (450 kg/cm2) 34
Figura 11. Propiedades mecánicas para los cables de postensado de baja relajación 35
Figura 12. Retracción y flujo plástico para concreto de 45 Mpa 36
Figura 13. Retracción y flujo plástico para concreto de 28 MPa 37
Figura 14. Viga cabezal estribo 1 38
Figura 15. Viga cabezal apoyo 3 39
Figura 16. Viga cabezal apoyo 4 39
Figura 17. Viga cabezal Estribo 2 40
Figura 18. Pila - Columna apoyo intermedio 1 y 2 40
Figura 19. Pila - Columna apoyo intermedio 3 41
Figura 20. Pilote Ø1.50m 41
Figura 21. Pilote Ø2.0m 42
Figura 22. Pilote Ø2.50m 42
Figura 23. Espesor encepado apoyos intermedios 1 y 2 43
Figura 24. Espesor encepado apoyo intermedio 3 43
Figura 25. Sección dovela sobre pila H=8.0m 44
Figura 26. Sección diafragma sobre pila H=8.0m 44
Figura 27. Sección dovela de cierre H=3.0m 45
Figura 28. Sección dovela maciza sobre estribos H=3.0m 45
Figura 29. Condiciones de contorno 46
Figura 30. Etapa de construcción CS1 48
Figura 31. Etapa de construcción CS2 48
Figura 32. Etapa de construcción CS3 49
Figura 33. Etapa de construcción CS4 49
Figura 34. Etapa de construcción CS5 50
Figura 35. Etapa de construcción CS6 50
Figura 36. Etapa de construcción CS7 51
Figura 37. Etapa de construcción CS8 51
Figura 38. Etapa de construcción CS9 52
Figura 39. Etapa de construcción CS10 52
Figura 40. Etapa de construcción CS11 53
Figura 41. Etapa de construcción CS12 53
Figura 42. Etapa de construcción CS13 54
Figura 43. Etapa de construcción CS14 54
Figura 44. Etapa de construcción CS15 55
Figura 45. Etapa de construcción CS16 55
Figura 46. Etapa de construcción CS17 56
Figura 47. Etapa de construcción CS18 56
Figura 48. Etapa de construcción CS19 57
Figura 49. Etapa de construcción CS20 57
Figura 50. Geometría general de las dovelas 58
Figura 51. Asignación de la carga muerta en el modelo estructural 60
Figura 52. Cargas de baranda 60
Figura 53. Cargas de bordillos 61
Figura 54. Cargas de barreras New Jersey 62
Figura 55. Cargas de andén 63
Figura 56. Cargas de pavimento 64

Figura 57. Cargas vivas vehicular con dos carriles. 66
Figura 58. Cargas vivas vehicular con tres carriles. 67
Figura 59. Camión de diseño CC14 68
Figura 60. Tándem de diseño CC14 68
Figura 61. CCP-2014 referente a la carga viva peatonal. 68
Figura 62. LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges. 68
Figura 63. Cargas vivas peatonales. 69
Figura 64. Párrafo del CCP-2014 referente a la carga de viento. 70
Figura 65. Cargas de viento horizontal y vertical puente viga cajón. 71
Figura 66. Cargas de viento transversal sobre la carga viva. 72
Figura 67. Cargas de frenado. 73
Figura 68. Cargas de temperatura. 73
Figura 69. Cargas de fuerza centrífuga. 75
Figura 70. Espectro de aceleraciones de diseño CCP14 76
Figura 71. Propiedades del cable de presfuerzo 15 torones 77
Figura 72. Propiedades del cable de presfuerzo 22 torones 77
Figura 73. Etapa de construcción CS1 - fundida dovela 0 79
Figura 74. Etapa de construcción CS2 - fundida dovela 1 79
Figura 75. Etapa de construcción CS3 - fundida dovela 2 80
Figura 76. Etapa de construcción CS4 - fundida dovela 3 80
Figura 77. Etapa de construcción CS5 - fundida dovela 4 81
Figura 78. Etapa de construcción CS6 - fundida dovela 5 81
Figura 79. Etapa de construcción CS7 - fundida dovela 6 82
Figura 80. Etapa de construcción CS8 - fundida dovela 7 82
Figura 81. Etapa de construcción CS9 - fundida dovela 8 83
Figura 82. Etapa de construcción CS10 - fundida dovela 9 83
Figura 83. Etapa de construcción CS11 - fundida dovela 10 84
Figura 84. Etapa de construcción CS12 - fundida dovela 11 84
Figura 85. Etapa de construcción CS13 - fundida dovela 12 85
Figura 86. Etapa de construcción CS14 - fundida dovela 13 85
Figura 87. Etapa de construcción CS15 - fundida dovela 14 86
Figura 88. Etapa de construcción CS16 - fundida dovela 15 86
Figura 89. Etapa de construcción CS17 - fundida dovela 16 87
Figura 90. Etapa de construcción CS18 – Desplazamiento carro avance para cierre 87
Figura 91. Etapa de construcción CS19 – Tensionamiento positivo en estribos 88
Figura 92. Etapa de construcción CS20 – fundida dovela de cierre 88
Figura 93. Capacidad Momento VS demanda de momento 89
Figura 94. Capacidad Cortante VS demanda de cortante 89
Figura 95. Capacidad Torsión (Vmx) VS demanda de torsión (Vmx) 100
Figura 96. Capacidad Torsión (Tmx) VS demanda de torsión (Tmx) 100
Figura 97. Parámetros de diseño de concreto 107
Figura 98. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 112
Figura 99. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 113
Figura 100. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 117
Figura 101. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 118
Figura 102. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 123
Figura 103. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 124
Figura 104. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 128
Figura 105. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 129
Figura 106. Modelo plano de la sección transversal en la dovela D0 261

Figura 107. Modelo plano de la sección transversal en la dovela D17 261
Figura 108. Diagrama de tensiones en dovela de máxima tensión en fibra superior 263
Figura 109. Diagrama de tensiones en dovela de máxima tensión en fibra inferior 263
Figura 110. Reacciones debidas a cargas muertas en servicio 271
Figura 111. Reacciones debidas a cargas de pavimento en servicio 272
Figura 112. Reacciones debidas a cargas vivas en servicio 272
Figura 113. Reacciones debidas a cargas muertas en servicio 284
Figura 114. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (1/2) 286
Figura 115. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (2/2) 287
Figura 116. Propiedades mecánicas para concreto de 28 MPa (280 kg/cm2) 288
Figura 117. Propiedades mecánicas para concreto de 35 MPa (350 kg/cm2) 288
Figura 118. Propiedades mecánicas para los cables de postensado de baja relajación 289
Figura 119. Retracción y flujo plástico para concreto de 35 Mpa 290
Figura 120. Retracción y flujo plástico para concreto de 28 MPa 291
Figura 121. Viga I sección simple 21.0m y 30.0m, h = 1.61 m 292
Figura 122. Viga I sección compuesta 21.0m y 30.0m, h = 1.61 m 292
Figura 123. Viga diafragma viga 21.0m y 30.0m 293
Figura 124. Viga cabezal apoyo 3 293
Figura 125. Viga cabezal apoyo 4 294
Figura 126. Viga cabezal estribo 2 (apoyo3) 294
Figura 127. Pila - Columna apoyo intermedio 3 295
Figura 128. Pilote Ø1.50m 295
Figura 129. Pilote Ø2.0m 296
Figura 130. Espesor encepado apoyo intermedio 3 296
Figura 131. Condiciones de contorno 297
Figura 132. Etapa de construcción CS1 – sección simple 298
Figura 133. Etapa de construcción CS2 – sección compuesta 299
Figura 134. Etapa de construcción CS3 – aplicación de cargas de servicio 299
Figura 135. Etapa de construcción CS4 – comportamiento a largo plazo (10.000 días). 299
Figura 136. Asignación de la carga muerta en el modelo estructural 300
Figura 137. Cargas de baranda 301
Figura 138. Cargas de bordillos 302
Figura 139. Cargas de barreras New Jersey 303
Figura 140. Cargas de andén 304
Figura 141. Cargas de pavimento 305
Figura 142. Cargas vivas vehicular con dos carriles. 307
Figura 143. Cargas vivas vehicular con tres carriles. 308
Figura 144. Camión de diseño CC14 309
Figura 145. Tándem de diseño CC14 309
Figura 146. CCP-2014 referente a la carga viva peatonal. 309
Figura 147. LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges 309
Figura 148. Cargas vivas peatonales. 310
Figura 149. Párrafo del CCP-2014 referente a la carga de viento. 311
Figura 150. Cargas de viento horizontal y vertical. 312
Figura 151. Cargas de viento transversal sobre la carga viva. 313
Figura 152. Cargas de frenado. 314
Figura 153. Espectro de aceleraciones de diseño CCP14 315
Figura 154. Propiedades del cable de presfuerzo 7 torones 316
Figura 155. Número de elementos viga 21.0m 317
Figura 156. Configuración de los cables en la viga I postensada primera etapa 318

Figura 157. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga muerta..... 320
Figura 158. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga viva vehicular 320
Figura 159. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga de postensado .. 321
Figura 160. Resultados Momento cortante para la envolvente de resistencia..... 321
Figura 161. Resultados Momento flector y fuerza cortante en servicio 322
Figura 162. Parámetros de diseño de concreto postensado NO-SEGMENTAL 323
Figura 163. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 326
Figura 164. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 328
Figura 165. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 331
Figura 166. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 333
Figura 167. Alargamientos teóricos de cables de postensado 340
Figura 168. Verificación de capacidad a diseño de flexión positiva..... 361
Figura 169. Verificación de capacidad a fuerza cortante..... 364
Figura 170. Verificación de capacidad de torsión combinada (Vmx) 368
Figura 171. Verificación de capacidad de torsión combinada (Tmx) 369
Figura 172. Número de elementos viga 30.0m..... 371
Figura 173. Configuración de los cables en la viga I postensada primera etapa 372
Figura 174. Configuración de los cables en la viga I postensada segunda etapa..... 372
Figura 175. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga muerta..... 374
Figura 176. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga viva vehicular 374
Figura 177. Resultados Momento flector y fuerza cortante para carga de postensado .. 375
Figura 178. Resultados Momento cortante para la envolvente de resistencia..... 375
Figura 179. Resultados Momento flector y fuerza cortante en servicio 376
Figura 180. Parámetros de diseño de concreto postensado NO-SEGMENTAL 377
Figura 181. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 380
Figura 182. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 382
Figura 183. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 385
Figura 184. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 387
Figura 185. Alargamientos teóricos de cables de postensado 400
Figura 186. Verificación de capacidad a diseño de flexión positiva..... 423
Figura 187. Verificación de capacidad a fuerza cortante..... 426
Figura 188. Verificación de capacidad de torsión por fuerza cortante (Vmx)..... 431
Figura 189. Verificación de capacidad de torsión combinada (Tmx) 432
Figura 190. Modelo del tablero en MIDAS CIVIL..... 435
Figura 191. Sección transversal del modelo del tablero..... 436
Figura 192. Asignación de la carga muerta en el modelo del tablero 436
Figura 193. Asignación de la carga de bordillo en el modelo del tablero..... 437
Figura 194. Asignación de la carga de baranda en el modelo del tablero 438
Figura 195. Asignación de la carga de New Jersey en el modelo del tablero..... 439
Figura 196. Asignación de la carga de andén en el modelo del tablero 440
Figura 197. Asignación de la carga de pavimento en el modelo del tablero..... 441
Figura 198. Asignación de la carga de peatonal en el modelo del tablero..... 442
Figura 199. Lane Transversal para la carga viva en el modelo del tablero..... 443
Figura 200. Carga viva de 1 carril para momento positivo y negativo 443
Figura 201. Momentos máximos positivo y negativo..... 444
Figura 123. Viga diafragma viga 21.0m y 30.0m..... 451
Figura 271. Momento flector y fuerza cortante para vigas diafragma..... 452
Figura 202. Reacciones debidas a cargas muertas en servicio..... 455
Figura 203. Reacciones debidas a cargas de pavimento en servicio 456
Figura 204. Reacciones debidas a cargas vivas en servicio 456

Figura 205. Reacciones debidas a cargas muertas en servicio..... 475
Figura 206. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (1/2)..... 489
Figura 207. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (2/2)..... 489
Figura 208. Propiedades mecánicas para los concretos de 28 MPa (280 kg/cm2) 490
Figura 209. Propiedades para concreto de 45 MPa (450 kg/cm2)..... 490
Figura 210. Viga cabezal estribo 1..... 491
Figura 211. Viga cabezal apoyo 3..... 492
Figura 212. Viga cabezal apoyo 4..... 492
Figura 213. Viga cabezal Estribo 2 493
Figura 214. Pila - Columna apoyo intermedio 1 y 2..... 493
Figura 215. Pila - Columna apoyo intermedio 3 494
Figura 216. Pilote Ø1.50m 494
Figura 217. Pilote Ø2.0m 495
Figura 218. Pilote Ø2.50m 495
Figura 219. Espesor encepado apoyos intermedios 1 y 2..... 496
Figura 220. Espesor encepado apoyo intermedio 3..... 496
Figura 221. Condiciones de contorno 497
Figura 222. Espectro de aceleraciones de diseño CCP14 499
Figura 223. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022..... 500
Figura 224. Máximo momento flector y fuerza cortante..... 500
Figura 225. Resistencia Reducida Caissons Estribo 1..... 508
Figura 226. Resistencia evento extremo Caissons Estribo 1..... 509
Figura 227. Módulos de reacción horizontal Kh Estribo 1 511
Figura 228. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Estribo 1.... 512
Figura 229. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022..... 517
Figura 230. Máximo momento flector y fuerza cortante..... 518
Figura 231. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 524
Figura 232. Máximo momento X y momento Y - Apoyo intermedio 1..... 525
Figura 233. Máxima fuerza cortante X y cortante Y - Apoyo intermedio 1..... 525
Figura 234. Resistencia Reducida Caissons Apoyo intermedio 1 537
Figura 235. Resistencia evento extremo Caissons Estribo 1..... 538
Figura 236. Módulos de reacción horizontal Kh Apoyo intermedio 1..... 539
Figura 237. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Apoyo intermedio 1 540
Figura 238. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022..... 545
Figura 239. Máximo momento flector y fuerza cortante..... 546
Figura 240. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 552
Figura 241. Máximo momento X y momento Y - Apoyo intermedio 1..... 553
Figura 242. Máxima fuerza cortante X y cortante Y - Apoyo intermedio 1..... 553
Figura 243. Resistencia Reducida Caissons Apoyo intermedio 2 566
Figura 244. Resistencia evento extremo Caissons Apoyo intermedio 2..... 566
Figura 245. Módulos de reacción horizontal Kh Apoyo intermedio 2..... 568
Figura 246. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Apoyo intermedio 2 568
Figura 247. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022..... 574
Figura 248. Máximo momento flector y fuerza cortante..... 575
Figura 249. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022..... 581
Figura 250. Máximo momento flector y fuerza cortante..... 582
Figura 251. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 588
Figura 252. Máximo momento X y momento Y - Apoyo intermedio 3..... 589

Figura 253. Máxima fuerza cortante X y cortante Y - Apoyo intermedio 3 589
Figura 254. Resistencia Reducida Caissons Apoyo intermedio 3 600
Figura 255. Resistencia evento extremo Caissons Apoyo intermedio 3 601
Figura 256. Módulos de reacción horizontal Kh Apoyo intermedio 3 603
Figura 257. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Apoyo intermedio 3 604
Figura 258. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022 609
Figura 259. Máximo momento flector y fuerza cortante 610
Figura 260. Máximo momento flector y fuerza cortante 616
Figura 261. Resistencia Reducida Caissons Apoyo intermedio 3 623
Figura 262. Resistencia evento extremo Caissons Apoyo intermedio 3 624
Figura 263. Módulos de reacción horizontal Kh Apoyo intermedio 4 625
Figura 264. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Apoyo intermedio 4 626
Figura 265. Modelo digital en software MIDAS CIVIL 2022 631
Figura 266. Máximo momento flector y fuerza cortante 632
Figura 267. Máximo momento flector y fuerza cortante 639
Figura 268. Resistencia Reducida Caissons Estribo 2 647
Figura 269. Resistencia evento extremo Caissons Estribo 2 647
Figura 270. Módulos de reacción horizontal Kh Estribo 2 649
Figura 271. Momento flector y fuerza cortante para la envolvente de carga Estribo 1 649

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante. 23
Tabla 2. Propiedades geométricas de dovelas 58
Tabla 3. Capacidad Momento VS demanda de momento 90
Tabla 4. Capacidad Cortante VS demanda de cortante 95
Tabla 5. Capacidad torsión VS demanda de torsión 101
Tabla 6. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 109
Tabla 7. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 114
Tabla 8. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 120
Tabla 9. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 125
Tabla 10. Refuerzo para atender las solicitaciones de flexión en la sección transversal 262
Tabla 11. Geometría y posición de los cables vigas – L=21.0m 319
Tabla 12. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 325
Tabla 13. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 327
Tabla 14. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 330
Tabla 15. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 332
Tabla 16. Verificación de capacidad de diseño a flexión positiva 360
Tabla 17. Verificación de capacidad de diseño a fuerza cortante 362
Tabla 18. Verificación de capacidad de diseño a cortante y torsión combinada 365
Tabla 19. Geometría y posición de los cables vigas – L=30.0m 373
Tabla 20. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 379
Tabla 21. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 381
Tabla 22. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior 384
Tabla 23. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior 386

Tabla 24. Verificación de capacidad de diseño a flexión positiva 420
Tabla 25. Verificación de capacidad de diseño a fuerza cortante 424
Tabla 26. Verificación de capacidad de diseño a cortante y torsión combinada 427

1. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la infraestructura vial es primordial para el avance económico de las ciudades, siendo actualmente uno de los indicativos cruciales para demostrar nuestro desarrollo como país, por ende, es de suma importancia tener un avance continuo en las vialidades, generando mejoras constantes que permitan realizar viajes en menores tiempos, aumentado la velocidad de operación interna en las ciudades.

La infraestructura vial debe ser acorde a las necesidades del sector, por ende, las zonas en desarrollo se ven obligadas a realizar mejoras en su infraestructura vial ante los crecimientos de población y del parque automotor del país, es por esto, que en el momento se adelantan múltiples proyectos de ampliaciones viales e infraestructura nueva en las diferentes zonas que unen cabeceras municipales, buscando mejorar las condiciones y tiempos de viaje.

Por lo anterior, nace la necesidad de proyectar un tercer puente bidireccional sobre el Rio Sinú con una longitud aproximada de 371.70 metros de superestructura y zonas de ingreso y salida de 84.0 metros Al lado izquierdo constituido por 7 módulos de muros de concreto reforzado y 106.0 metros al lado derecho correspondiente a 9 módulos de muros de concreto, para garantizar y optimizar la conexión y transitabilidad en la Ciudad de Montería, y al mismo tiempo, reducir los tiempos de viajes y disminuir la accidentabilidad.

Por todo lo descrito anteriormente, el Instituto Nacional de Vías – INVIAS, saco a contratación los estudios y diseños del tercer puente sobre el río Sinú en Fase III y el análisis para la solución a nivel de prefactibilidad de la intersección vial calle 20, contrato que fue adjudicado al Consorcio Puente Sinú FIA.

De acuerdo con lo anterior, por medio del presente documento se presenta el diseño estructural del tercer puente sobre el río Sinú, en la ciudad de Montería, departamento de Córdoba.

1.2. OBJETIVOS

1. A partir del conocimiento previo de los parámetros establecidos en el Estudio de Trazado y Diseño Geométrico, Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones, se pretende diseñar estructuras adecuadas, de tal forma que se garanticen unas condiciones óptimas de funcionamiento y estabilidad.

2. Obtener las solicitaciones estáticas y dinámicas actuantes en cada estructura con el fin de realizar un diseño óptimo que garantice un adecuado desempeño durante su vida útil y se garantice la funcionalidad, estabilidad y seguridad de la misma.

3. Realizar el dimensionamiento de cada uno de los elementos de cada estructura, teniendo en cuenta los requisitos establecidos en la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14 – LRFD* – y demás normativas de referencia, buscando siempre el diseño más económico posible, pero garantizando la funcionalidad y seguridad de la estructura.

4. Teniendo en cuenta las recomendaciones sobre el tipo de fundación, capacidades portantes, módulos de reacción y características de los materiales a utilizar dados en el **Volumen IV. Estudio de Suelos para Diseño de Fundaciones y Obras Complementarias**, se diseñará la estructura de fundación teniendo en cuenta dichos parámetros.

1.3. ALCANCE

Se planteará y diseñará una estructura tipo Puente vehicular en voladizos sucesivos y viga postensada con base a las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y a los requerimientos establecidos en la Norma de diseño.

1.4. NORMAS APLICABLES

Se deberán cumplir con los requisitos mínimos establecidos en los siguientes documentos:

1. Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, 2012, Instituto Nacional de Vías – INVIAS.

2. Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD - CCP 14.

3. AWS D1-2, Asociación Americana de Soldadura

1.5. CARGA VIVA PEATONAL

Se considera la carga viva peatonal de acuerdo a la CCP-14 según lo descrito en la sección 3 numeral 3.6.1.6 del CCP-2014 y en el numeral 3.1 del LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges

1.6. CARGA VIVA VEHICULAR

De acuerdo a la CCP-14 se utilizará el camión CC-14, el tándem y la carga de carril; en la Figura 1 se muestra la configuración de las cargas de dicho camión. La carga viva de diseño es la combinación del camión de diseño más la línea de carga, o el tándem de diseño más la línea de carga.

La carga de carril es de 1.03 t/m, la cual se encuentra distribuida uniformemente en un ancho de carril de 2.50 m.

El tándem de diseño está conformado por un par de ejes de 12.5 ton, separados longitudinalmente 1.20 m, y la separación transversal de las ruedas del eje debe ser tomada como 1.80 m.

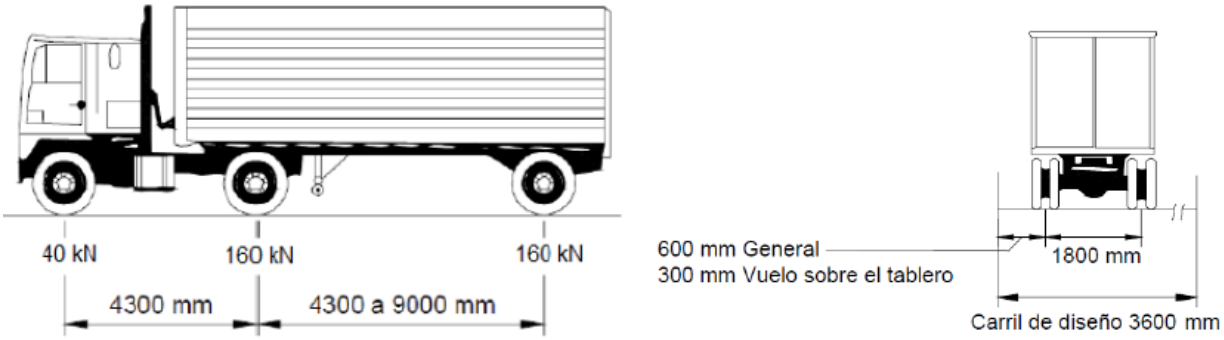


Figura 1. Camión de diseño CC-14

1.7. VIDA UTIL

Los análisis y diseños presentados en este volumen se realizan considerando que la vida útil de la estructura corresponde a 50 años.

1.8. LOCALIZACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el departamento de Córdoba, específicamente en la ciudad de Montería.

El tercer puente sobre el rio Sinú se proyecta en el noroccidente de ciudad de Montería, Departamento de Córdoba. Conectando la Carrera 3W con calle 15 (sobre pasando en rio Sinú) con la Avenida 1 con calle 6, tal y como se indica en la Figura.

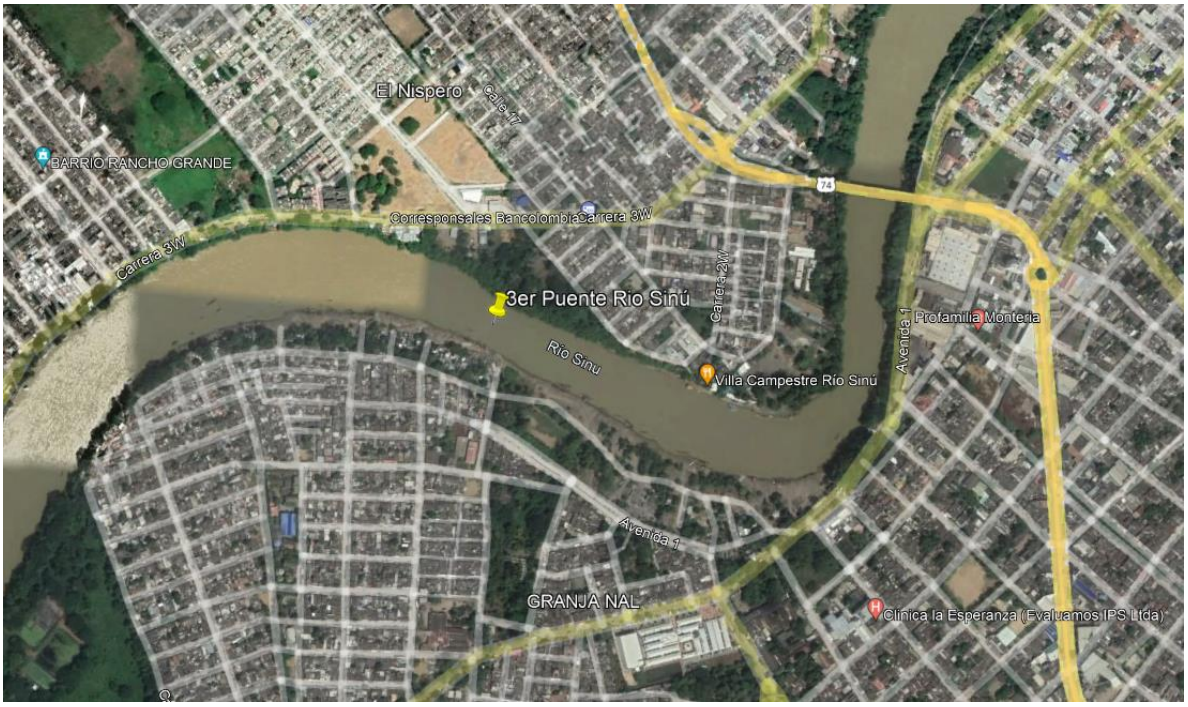




Figura 2. Ubicación 3er puente vehicular sobre el rio Sinú
Foto: Google Earth.

1.9. REQUISITOS GENERALES

Cada uno de los elementos que hacen parte de la estructura proyectada se diseñarán considerando los aspectos de resistencia, facilidad de construcción, seguridad y servicio. Adicionalmente se tendrán en cuenta aspectos relacionados con la facilidad de inspección, economía y estética.

1.10. ASPECTOS DE RESISTENCIA

Cada uno de los elementos se diseñará teniendo en cuenta los requisitos establecidos en la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD - CCP 14.*

1.11. ECONOMIA

Se proyectará una estructura que garantice unas condiciones económicas favorables para el proyecto.

1.12. SEGURIDAD DEL TRÁFICO

Se definirán aspectos importantes que deban considerarse con respecto a la seguridad de las bicicletas y peatones que circulen por dicha estructura, además de brindar un gálibo adecuado para el tráfico vehicular.

2. ESTUDIOS REQUERIDOS

2.1. GENERALIDADES

El estudio y diseño estructural se realizó teniendo en cuenta la información suministrada por los siguientes componentes:

1. Volumen II. Estudio de Trazado y Diseño Geométrico.

2. Volumen III. Estudio de Geología y Geotecnia.

3. Volumen IV. Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones y Obras Complementarias.

4. Volumen VII. Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en cada uno de estos componentes permitirán desarrollar el componente de diseño estructural; el cual tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

1. Proyecto estructural
2. Planos de diseño o construcción
3. Cantidades de obra y especificaciones de construcción y Presupuesto aproximado.
4. Informe final

2.2. ESTUDIOS AMBIENTALES Y SOCIALES

Este componente, conforme la define las Normas Técnicas del INVIAS, no forma parte del presente informe estructural.

2.3. ESTUDIOS DE URBANISMOS

Este componente, conforme la define las Normas Técnicas del INVIAS, no forma parte del presente informe estructural.

2.4. ESTUDIOS DE TRAZADO Y DISEÑO GEOMETRICO

Este componente se incluyó en el **Volumen II- Estudio de Trazado y Diseño Geométrico**

2.5. ESTUDIO DE GEOLOGIA

Este componente se incluyó en el **Volumen III - Estudio de geología**.

2.6. ESTUDIOS DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES

Este componente se incluyó en el **Volumen IV - Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones**.

2.7. ESTUDIOS DE HIDROLOGIA e HIDRAULICA

Este componente se incluyó en el **Volumen VII - Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación.**

3. PROYECTO ESTRUCTURAL PUENTE RIO SINU

3.1. FASES DEL PROYECTO

En este capítulo se tendrán en cuenta las siguientes fases:

1. Descripción de la estructura
2. Parámetros de diseño
3. Modelado de la estructura
4. Diseño de superestructura y subestructura

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente tiene una longitud de 381.50 m, está constituido por cinco (5) vanos de 80,0 m – 160,0 m – 80.0 m – 21.50 m – 30.0 m. La estructura será construida por el sistema de voladizos sucesivos, con dovelas fundidas “in situ” en los tres primeros vanos, en los vanos 4 y 5 se construirá por medio de vigas postensadas.

La sección transversal del puente tiene un ancho total de 14.20 m, se incluye un andén en el costado izquierdo de 1.60 m, el ancho de la calzada corresponde a dos (2) carriles de 3.50 m, anden al costado derecho de 1.60 m y una pasarela para ciclo-ruta bidireccional de 2.60 m y una berma de seguridad de 0.30 m y a cada costado de cada carril se tiene barreras New Jersey de 0.40 m de ancho, teniendo finalmente un ancho de calzada útil de 7.00 m.

El alineamiento vial contempla la estructura en un tramo predominantemente curvo, Se presenta en la Figura 5 la planta general y en la Figura 6 se muestra el perfil por el eje vial, además de muros de contención a cada lado del puente.

3.2.1. SUPERESTRUCTURA

Para el cálculo de la altura de la viga cajón y del espesor del tablero se utilizó la siguiente tabla, presentada en el CCP-14.

Tabla 1. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo el tablero) Los valores pueden ajustarse para tener en cuenta cambios en rigidez relativa de secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Luces simplemente apoyadas	Luces continuas
Concreto Preesforzado	Losas	*0.030L*> 165 mm	*0.027L* > 165 mm
	Vigas cajón vaciadas *in situ*	*0.045L*	*0.040L*
	Vigas I prefabricadas	*0.045L*	*0.040L*
	Vigas de estructuras para peatones	*0.033L*	*0.030L*
	Vigas cajón adyacentes	*0.030L*	*0.025L*

$H_{cajón}$ = 0.045 L $\geq$ 0.045*160 = 7.20 m. Tabla 2.5.2.6.3-1

Adoptar $H_{cajón}$ = 8.0 m

Para la dovela de cierre, se tiene

$H_{cajón}$ = 0.018 L $\geq$ 0.018*160 = 2.88 m. Tabla 2.5.2.6.3-1

Adoptar $H_{cajón}$ = 3.00 m

Para la viga postensada de 21.0m, se tiene

H_{viga} = 0.045 L $\geq$ 0.045*21 = 0.95 m. Tabla 2.5.2.6.3-1

Adoptar H_{viga} = 1.61 m

Para la viga postensada de 30.0m, se tiene

H_{viga} = 0.045 L $\geq$ 0.045*30 = 1.35 m. Tabla 2.5.2.6.3-1

Adoptar H_{viga} = 1.61 m

La superestructura del puente está constituida por una viga continúa postensada de sección cajón unicelular con altura variable parabólicamente entre 8.00 m en las caras de los apoyos y 3.0 m en el centro de las luces centrales y en los estribos del puente.

El cajón tiene un ancho de 7.10 m en la base, el espesor de los muros es variable de 0.60 m a 0.40 m. El espesor de la placa inferior varia linealmente de 1.05 m a 0.22 m. Se colocarán barreras de seguridad tipo New Jersey en el paso vehicular y baranda metálica en el paso peatonal.

La construcción de la superestructura se realizará mediante 68 segmentos o dovelas (16 dovelas por cada voladizo en cada una de los apoyos intermedios y 1 dovela de cierre). Se inicia sobre los apoyos intermedios con una zona sobre cimbra que tiene una longitud de 9.50

m, a partir de esta primera dovela se continúa con 6 dovelas de 4.0 m cada una y 10 dovelas de 5.0 m, la dovela de cierre tiene una longitud de 2.50 m.

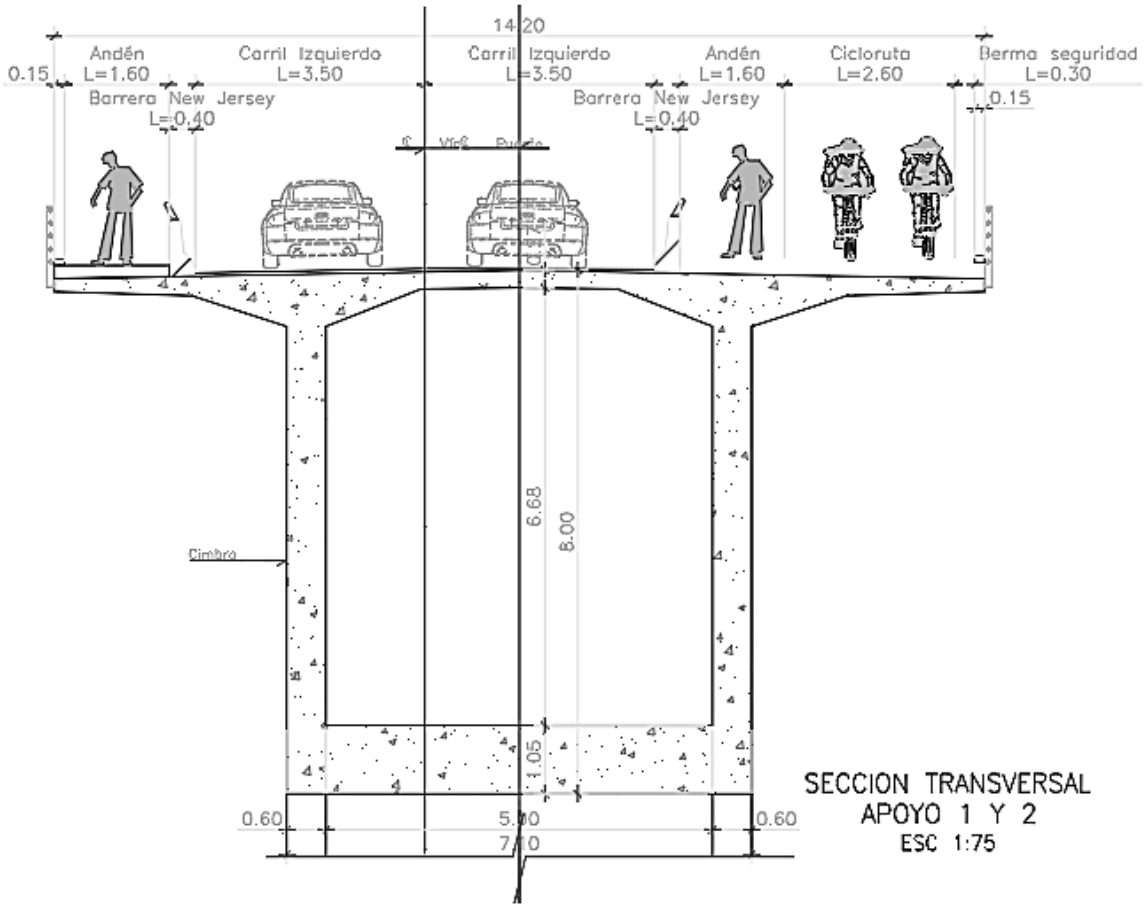


Figura 3. Sección transversal en los apoyos

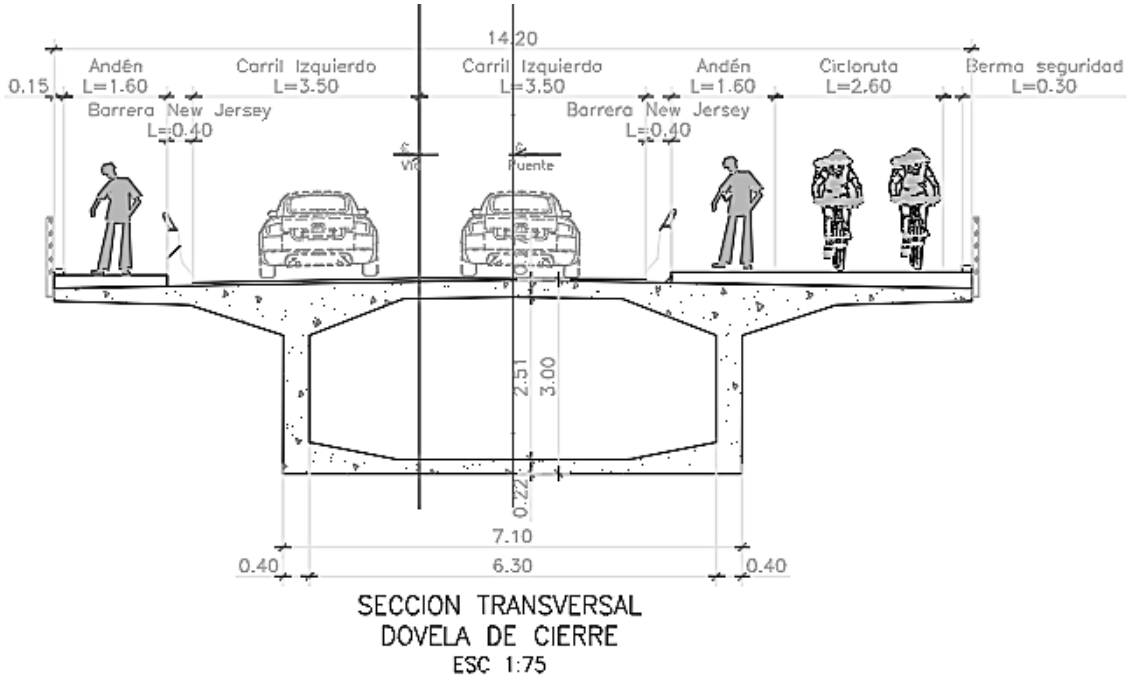


Figura 4. Sección transversal en los estribos y dovela de cierre

3.2.2. **SUBESTRUCTURA**

El puente se apoyará en sus luces intermedias sobre columnas cuadradas huecas las cuales tienen una sección de 7.10 m x 5.00 m y un espesor de pared de 0.60 m las cuales a su vez apoyan sobre un encepado de 21.0 m x 21.0 m y espesor de 3.50 m; este a su vez se apoya sobre 16 caissons de diámetro Ø2.0 m.

El estribo 1, estará conformado por una viga cabezal de 3.20 m de ancho por 2.25 m de alto, este a su vez se apoya sobre 3 caissons de diámetro Ø2.0 m.

El apoyo 3, estará conformado por una viga cabezal de altura constante de 2.45 m de alto por 3.50 de ancho, la cual se apoyará sobre columnas cuadradas huecas las cuales tienen una sección de 7.10 m x 3.50 m y un espesor de pared de 0.60 m, la cual a su vez se apoya sobre un encepado de 11.0 m x 11.0 m y espesor de 3.50 m; este a su vez se apoya sobre 4 caissons de diámetro Ø2.50 m.

El apoyo 4, estará conformado por una viga cabezal de 1.90 m de ancho por 1.5 m de alto, este a su vez se apoya sobre 4 pilas de diámetro Ø1.50 m y 4.75 m de altura, que a su vez tendrá continuidad como pilote del mismo diámetro.

El estribo 2, estará conformado por una viga cabezal de 1.60 m de ancho por 1.5 m de alto, este a su vez se apoya sobre 4 pilas de diámetro Ø1.50 m y 2.75 m de altura, que a su vez tendrá continuidad como pilote del mismo diámetro.

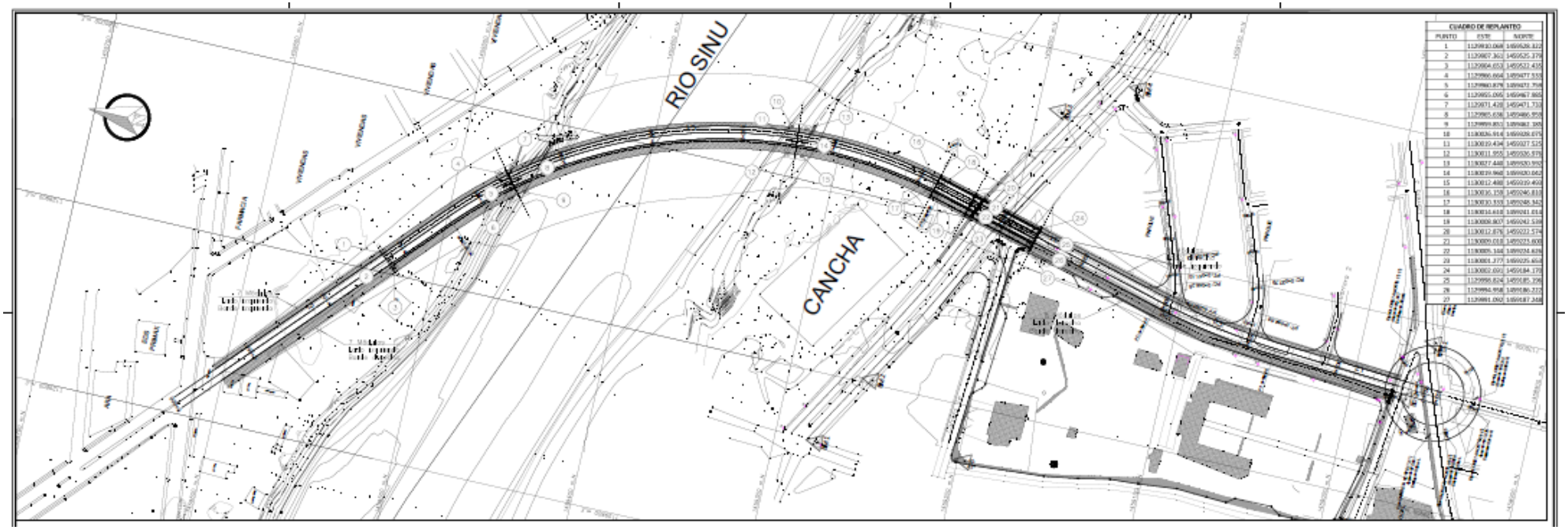


Figura 5. Planta del puente

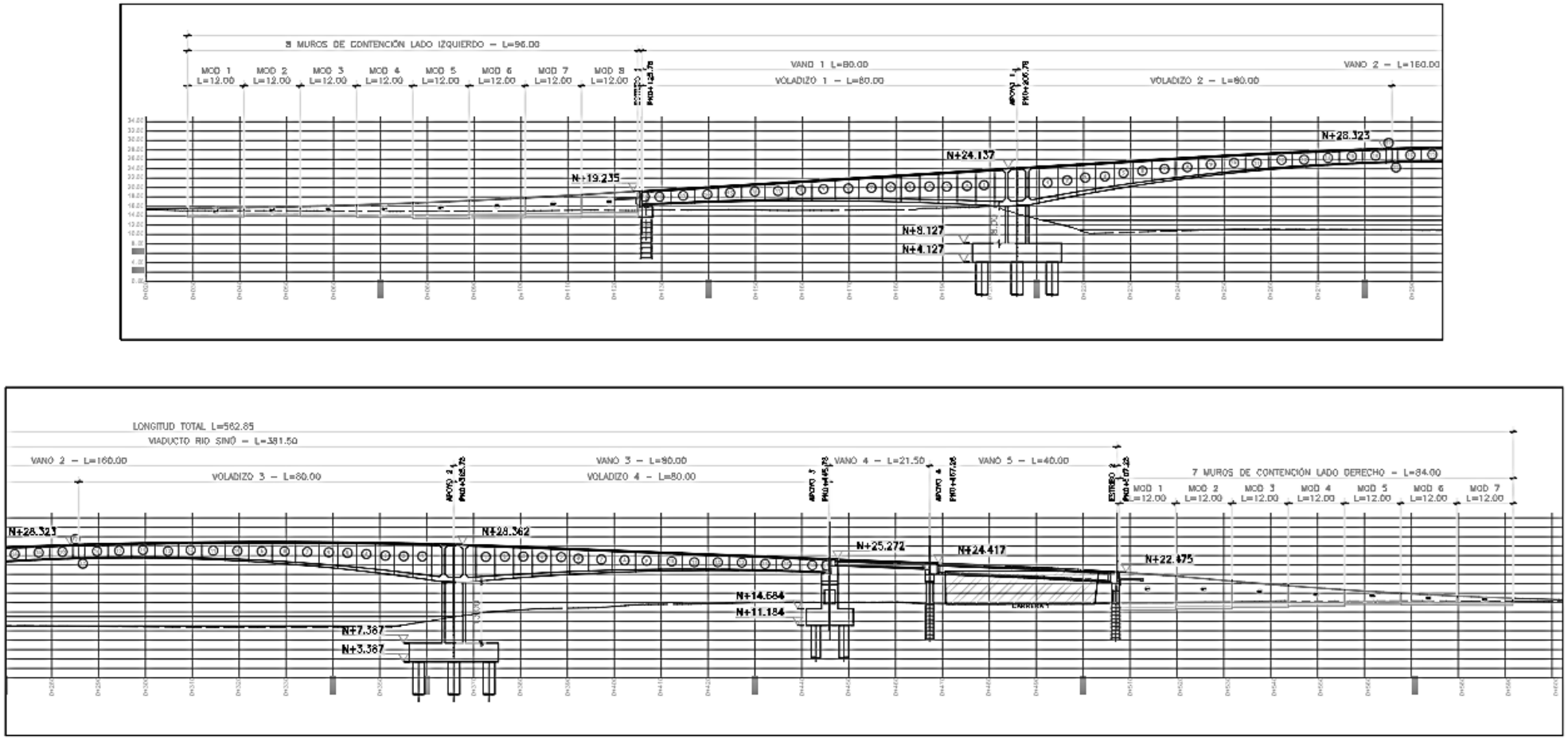


Figura 6. Perfil del puente

3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA

Teniendo en cuenta toda la información presentada, se realiza el modelo digital basándose en la geometría estructural de los apoyos intermedios, estribos y vigas postensadas.

3.4. PARAMETROS DE DISEÑO

3.4.1. RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

CONCRETOS

Resistencia especifica en viga cajón y columnas	f'c = 45 MPa
Resistencia especifica en viga postensada 30.0m	f'c = 42 MPa
Resistencia especifica en viga postensada 21.0m	f'c = 35 MPa
Resistencia especifica en estribos, vigas cabezales y pilotes	f'c = 28 MPa
Resistencia especifica en ménsulas, topes sísmicos, bordillos y espaldar	f'c = 28 MPa

Módulo de elasticidad	Ec =0.043K1wc1.5 √f'c MPa
Coeficiente de expansión térmica	α = 1.08 * 10-5 /ºC

ACERO DE REFUERZO

NTC 2289 (ASTM A706)	
Resistencia a la fluencia del acero	fy = 4200 kg/cm2

ACERO DE PRESFORZADO

Acero de baja relajación -		NTC 2010 (ASTM A416-270)
Torones de diámetro nominal		5/8"
Área de cada torón		1.4 cm2
f_{pu} (Esfuerzo último de rotura)	(Tabla 5.4.4.1-1)	f_{pu} = 19000 kg/cm2
f_{py} (Esfuerzo de fluencia)	(Tabla 5.4.4.1-1)	0.9*fpu = f_{py} =17100 kg/cm2
f_{pi} (Esfuerzo de tensionamiento)		0.75*fpu = f_{pi} = 14300 kg/cm2
Módulo de elasticidad	(5.4.4.2)	Ep = 1970000 kg/cm2
Coeficiente de rozamiento	(Tabla 5.9.5.2.2b-1)	μ = 0.25
Coeficiente de ondulación	(Tabla 5.9.5.2.2b-1)	k = 0.00066
Penetración de cuña		6 mm máxima

3.4.2. **CARGAS DE DISEÑO**

Las estructuras se diseñarán para soportar las siguientes cargas y fuerzas según la Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LRFD - CCP14

Carga muerta	D	Carga Sísmica	EQ
Sobre carga muerta	DC	Carga de viento sobre la estructura	W
Baranda metálica	DC	Carga de viento sobre la carga viva	WL
Bordillo	DC	Carga de temperatura	TU
Andén	DC	Empuje horizontal del suelo	EH
Pavimento	DW	Sobrecarga del suelo	ES
Carga viva peatonal	LP	Sobrecarga carro avance	DC
Carga viva vehicular	LL	Fuerzas debidas al flujo plástico	CR
Fuerza frenado	BR	Fuerzas debidas a la retracción	SH
Fuerza centrífuga	CE	Carga de presforzado	PS

3.4.3. **COMBINACIONES DE CARGA**

En cuanto al diseño estructural, este se realiza utilizando los parámetros e información definidas por La Norma Colombiana De Diseño De Puentes LRFD CCP-14, donde se determina las combinaciones de carga que serán impuestas al modelo estructural para determinar de manera más aproximada las solicitaciones actuantes, a fin de poder diseñar todos y cada uno de los elementos estructurales. El diseño se realiza bajo las combinaciones de carga para los siguientes grupos:

Load Combination List

	No	Name	Description
▶	1	cLCB1	Strength-I:1.25DC+1.5DW+1.75M[1]+1.75CF+1.75BRK[1]+1.75LS+0.5T[1]+1.25(cD)+1...
	2	cLCB2	Strength-I:1.25DC+1.5DW+1.75M[2]+1.75CF+1.75BRK[1]+1.75LS+0.5T[1]+1.25(cD)+1...
	3	cLCB3	Strength-II:1.25DC+1.5DW+1.35M[1]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+0.5T[1]+1.25(cD)+...
	4	cLCB4	Strength-II:1.25DC+1.5DW+1.35M[2]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+0.5T[1]+1.25(cD)+...
	5	cLCB5	Strength-III:1.25DC+1.5DW+1.0W[1]+0.5T[1]+1.25(cD)+1.25(cEL1)+1.25(cEL2)+1.0...
	6	cLCB6	Strength-III:1.25DC+1.5DW-1.0W[1]+0.5T[1]+1.25(cD)+1.25(cEL1)+1.25(cEL2)+1.0...
	7	cLCB7	Strength-IV:1.5DC+1.5DW+0.5T[1]+1.5(cD)+1.5(cEL1)+1.5(cEL2)+1.0(cTs)+0.5(cCR...
	8	cLCB8	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[1]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+1.0W[1]+1.0WL[1]+0...
	9	cLCB9	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[1]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+1.0W[1]-1.0WL[1]+0...
	10	cLCB10	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[1]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS-1.0W[1]+1.0WL[1]+0...
	11	cLCB11	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[1]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS-1.0W[1]-1.0WL[1]+0...
	12	cLCB12	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[2]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+1.0W[1]+1.0WL[1]+0...
	13	cLCB13	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[2]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS+1.0W[1]-1.0WL[1]+0...
	14	cLCB14	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[2]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS-1.0W[1]+1.0WL[1]+0...
	15	cLCB15	Strength-V:1.25DC+1.5DW+1.35M[2]+1.35CF+1.35BRK[1]+1.35LS-1.0W[1]-1.0WL[1]+0...
	16	cLCB16	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[1]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(c...
	17	cLCB17	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[2]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(c...
	18	cLCB18	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[1]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0ESP[1]+1.0(cD)+1.0(c...
	19	cLCB19	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[1]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS-1.0ESP[1]+1.0(cD)+1.0(c...
	20	cLCB20	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[1]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0ESP[2]+1.0(cD)+1.0(c...
	21	cLCB21	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[1]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS-1.0ESP[2]+1.0(cD)+1.0(c...
	22	cLCB22	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[2]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0ESP[1]+1.0(cD)+1.0(c...
	23	cLCB23	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[2]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS-1.0ESP[1]+1.0(cD)+1.0(c...
	24	cLCB24	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[2]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS+1.0ESP[2]+1.0(cD)+1.0(c...
	25	cLCB25	Extreme-I::1.0DC+1.0DW+0.5M[2]+0.5CF+0.5BRK[1]+0.5LS-1.0ESP[2]+1.0(cD)+1.0(c...
	26	cLCB26	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[1]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS+1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]...
	27	cLCB27	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[1]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS+1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]...
	28	cLCB28	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[1]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS-1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]...
	29	cLCB29	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[1]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS-1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]...
	30	cLCB30	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[2]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS+1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]...
	31	cLCB31	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[2]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS+1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]...
	32	cLCB32	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[2]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS-1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]...
	33	cLCB33	Service-I:1.0DC+1.0DW+1.0M[2]+1.0CF+1.0BRK[1]+1.0LS-1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]...
	34	cLCB34	Service-II:1.0DC+1.0DW+1.3M[1]+1.3CF+1.3BRK[1]+1.3LS+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL...
	35	cLCB35	Service-II:1.0DC+1.0DW+1.3M[2]+1.3CF+1.3BRK[1]+1.3LS+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL...
	36	cLCB36	Service-III:1.0DC+1.0DW+0.8M[1]+0.8CF+0.8BRK[1]+0.8LS+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cE...
	37	cLCB37	Service-III:1.0DC+1.0DW+0.8M[2]+0.8CF+0.8BRK[1]+0.8LS+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cE...
	38	cLCB38	Service-IV:1.0DC+1.0DW+1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(cEL2)+...
	39	cLCB39	Service-IV:1.0DC+1.0DW+1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(cEL2)+...
	40	cLCB40	Service-IV:1.0DC+1.0DW-1.0W[1]+1.0WL[1]+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(cEL2)+...
	41	cLCB41	Service-IV:1.0DC+1.0DW-1.0W[1]-1.0WL[1]+1.0T[1]+1.0(cD)+1.0(cEL1)+1.0(cEL2)+...
	42	cLCB42	Fatigue-I:1.75CF
	43	cLCB43	Fatigue-I:1.75M[1]+1.75CF
	44	cLCB44	Fatigue-I:1.75M[2]+1.75CF

Load Cases and Factors

	LoadCase	Factor
▶	BARRERA NJ(ST)	1.2500
	BARANDA(ST)	1.2500
	BORDILLO(ST)	1.2500
	ANDEN(ST)	1.2500
	PAVIMENTO(ST)	1.5000
	3C_I_C_D(MV)	1.7500
	FUERZA CENTRIFUGA(ST)	1.7500
	FRENADO(ST)	1.7500
	PEATONAL(ST)	1.7500
	TEMPERATURA(ST)	0.5000
	Dead Load(CS)	1.2500
	Wet Concrete(CS)	1.2500
	Form Traveler(CS)	1.2500
	Tendon Secondary(CS)	1.0000
	Creep Secondary(CS)	1.2500
	Shrinkage Secondary(CS)	1.2500
*		

COEFICIENTES DE RESISTENCIA

Se considerarán los siguientes coeficientes de resistencia dados en el titulo 5.5.4.2.1.

Flexión y tracción en concreto reforzado	$\phi = 0.90$
Flexión y tracción en concreto postensado	$\phi = 1.00$
Cortante y torsión en concreto de densidad normal	$\phi = 0.90$
Apoyo en concreto	$\phi = 0.70$
Compresión en modelos de puntal - tirantes	$\phi = 0.70$
Compresión en zonas de anclaje para concreto de densidad normal	$\phi = 0.80$
Tracción en el acero en zonas de anclaje	$\phi = 1.00$

3.5. MODELO ESTRUCTURAL VOLADIZOS SUCESIVOS

Para modelar la estructura se empleó el programa de análisis estructural MIDAS CIVIL. El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas en donde el plano XY coincide con el plano longitudinal del puente y el eje Z es vertical.

Todos los elementos que conforman la estructura han sido modelados con elementos tipo BEAM y los encepados se modelan como elementos tipo SHELL.

Los elementos fueron dibujados teniendo en cuenta el centro de gravedad de cada una de las secciones que componen la estructura. Para la integración entre superestructura y subestructura se modelaron neoprenos con restricciones a desplazamientos en el sentido longitudinal y transversal y con un resorte vertical que simula la rigidez de este.

En los caisson de fundación se utilizaron resortes para simular el efecto de confinamiento y de la interacción suelo – estructura.

Las unidades que se emplean dentro del modelo son las siguientes:

Fuerza: tonelada (ton)
Longitud: metro (m)
Tiempo: segundo (s).
Temperatura: grados centígrados (ºC).

En las siguientes figuras se presentan el modelo estructural creado en el software MIDAS CIVIL, conformado por una estructura tipo puente en voladizos sucesivos y vigas postensadas y cimentación profunda tipo caisson.

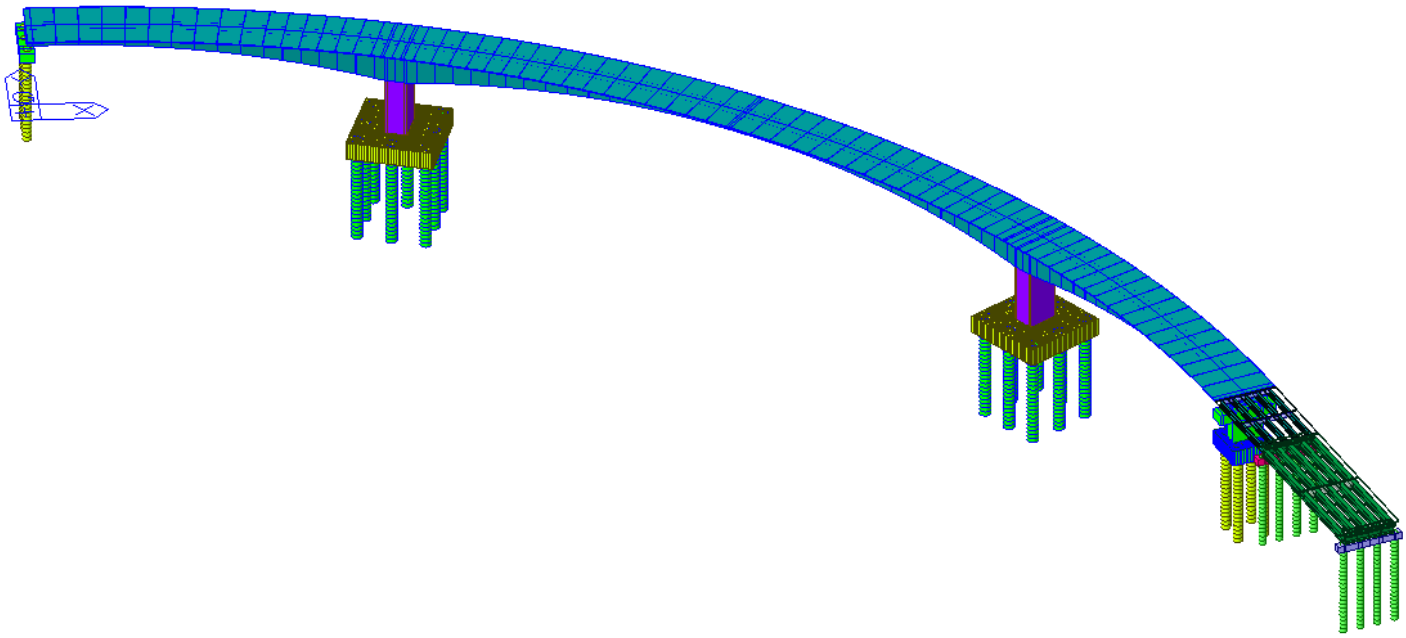


Figura 7. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (1/2)

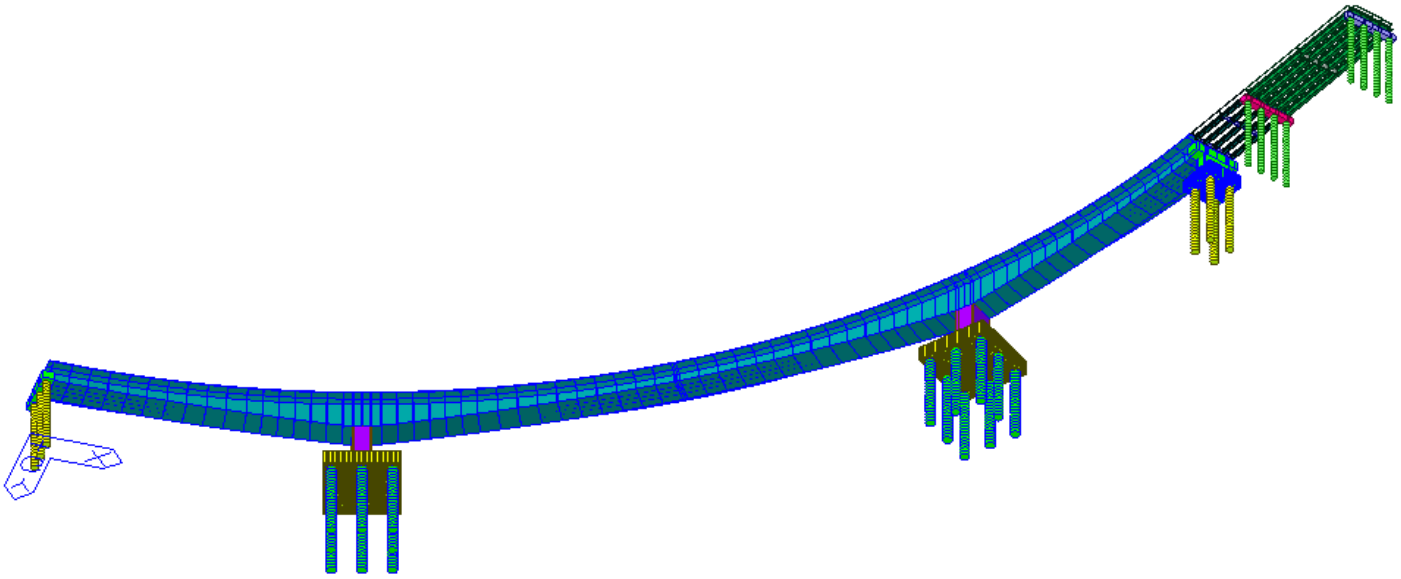


Figura 8. Modelo estructural software MIDAS CIVIL (2/2)

3.5.1. **PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES**

Se definen las propiedades mecánicas de los materiales empleados para el modelo estructural en las siguientes figuras respectivamente.

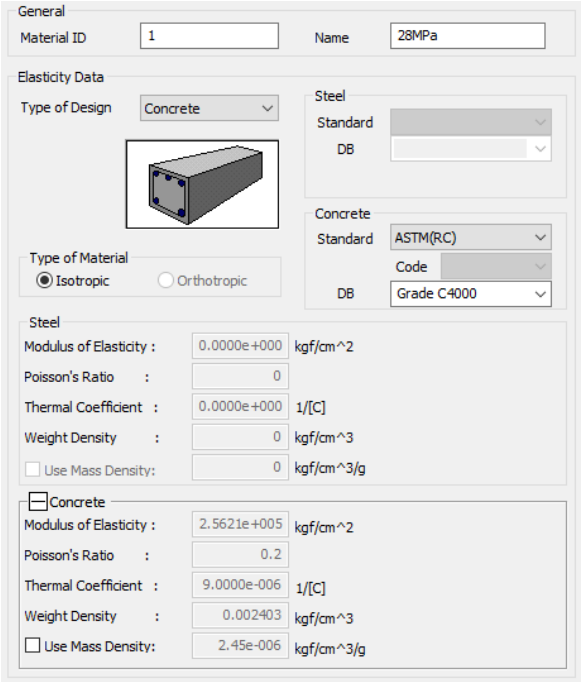


Figura 9. Propiedades mecánicas para concreto de 28 MPa (280 kg/cm2)

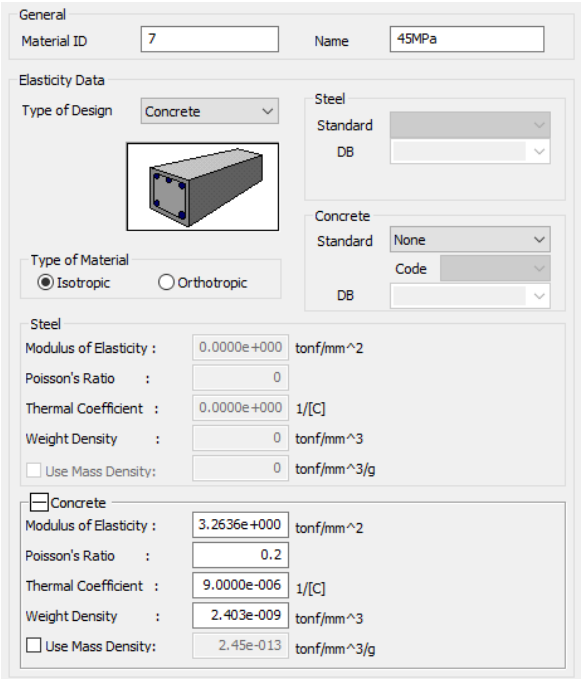


Figura 10. Propiedades para concreto de 45 MPa (450 kg/cm2)

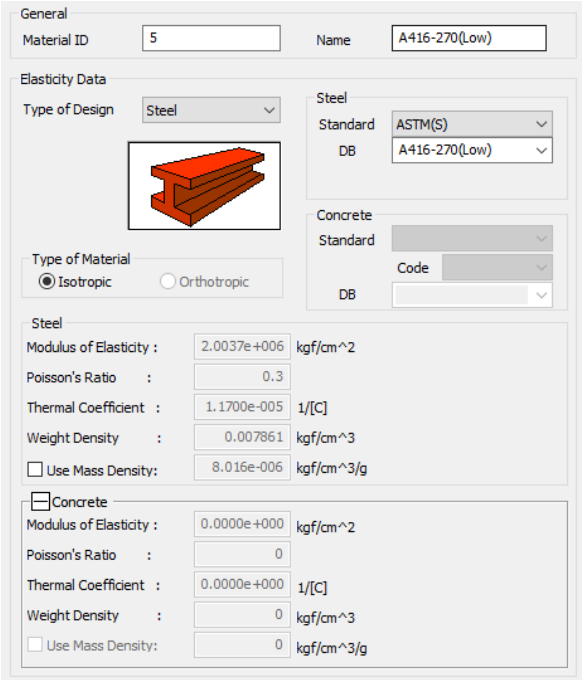


Figura 11. Propiedades mecánicas para los cables de postensado de baja relajación

3.5.2. **PROPIEDADES DEL MATERIAL FUNCIÓN DEL TIEMPO**

Se incluyen también las propiedades del material que dependen del tiempo, definidas para la retracción (Creep) y flujo plástico (Shrinkage) del concreto, en la Figura 12.

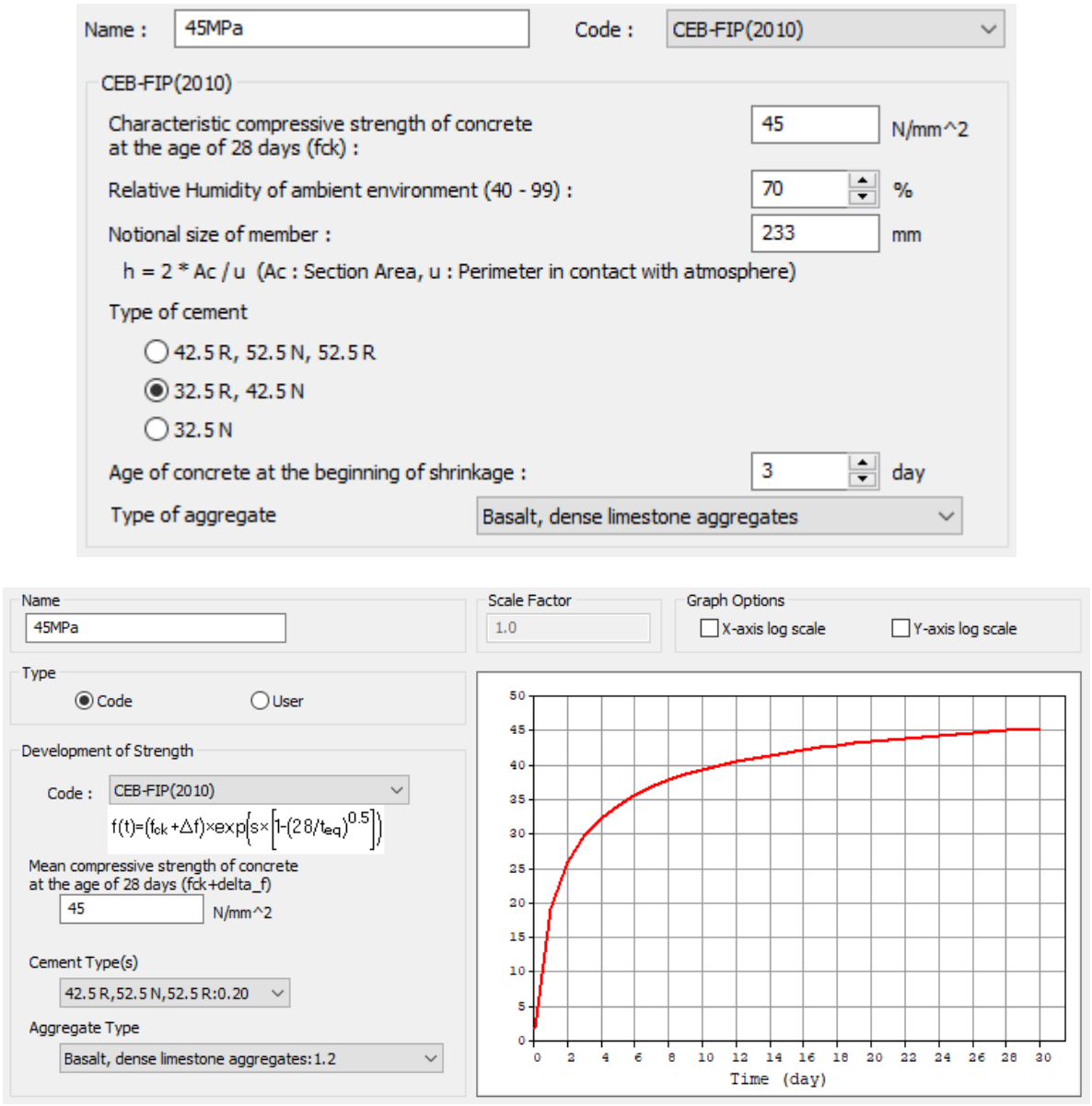
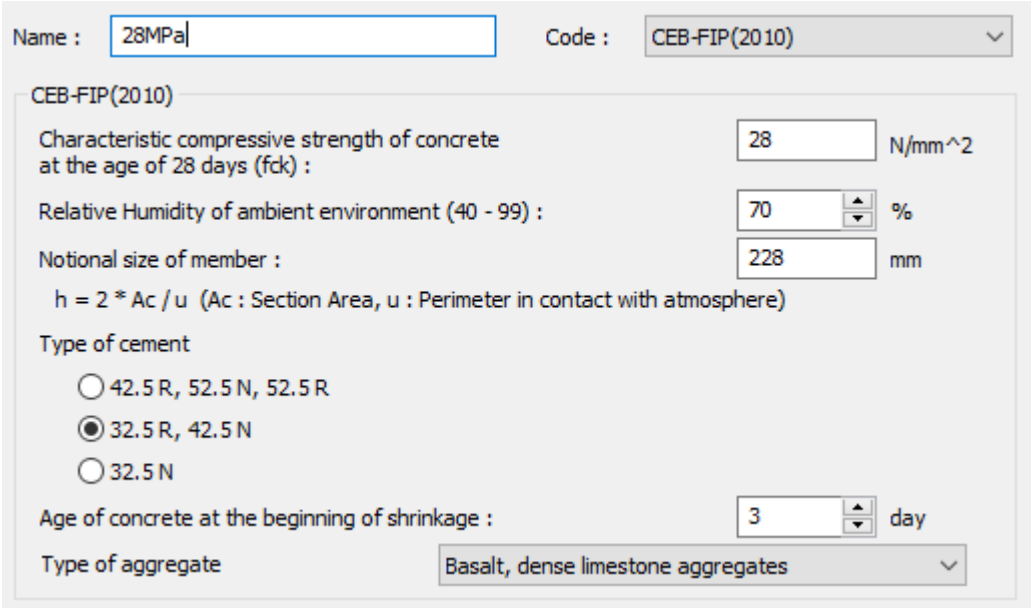


Figura 12. Retracción y flujo plástico para concreto de 45 Mpa



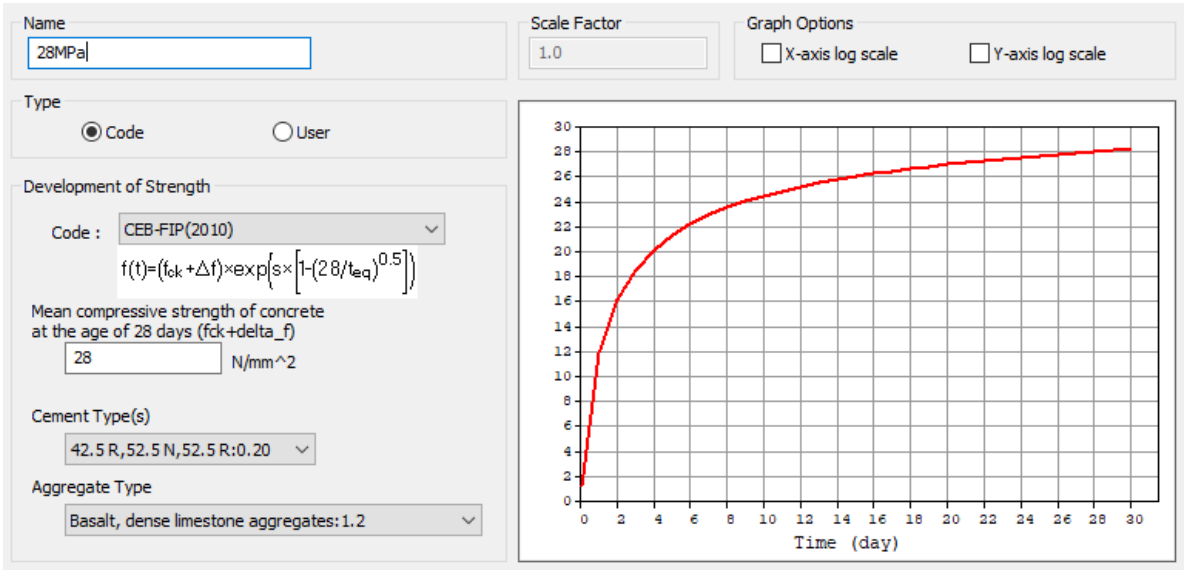
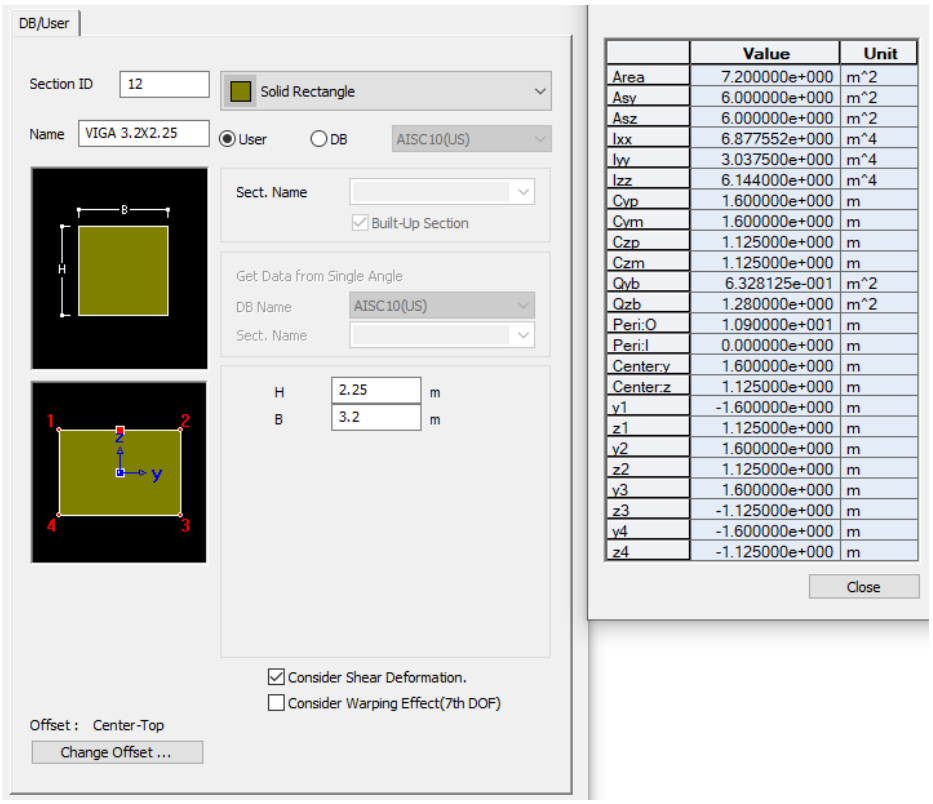


Figura 13. Retracción y flujo plástico para concreto de 28 MPa

3.5.3. **PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS**

Definidas las diferentes características de los materiales, se definen las secciones y elementos estructurales con sus respectivas propiedades geométricas empleadas en el modelo estructural.



	Value	Unit
Area	7.200000e+000	m^2
Asy	6.000000e+000	m^2
Asz	6.000000e+000	m^2
Ixx	6.877552e+000	m^4
Iyy	3.037500e+000	m^4
Izz	6.144000e+000	m^4
Cyp	1.600000e+000	m
Cym	1.600000e+000	m
Czp	1.125000e+000	m
Czm	1.125000e+000	m
Qyb	6.328125e-001	m^2
Qzb	1.280000e+000	m^2
Peri:O	1.090000e+001	m
Peri:I	0.000000e+000	m
Center:y	1.600000e+000	m
Center:z	1.125000e+000	m
y1	-1.600000e+000	m
z1	1.125000e+000	m
y2	1.600000e+000	m
z2	1.125000e+000	m
y3	1.600000e+000	m
z3	-1.125000e+000	m
y4	-1.600000e+000	m
z4	-1.125000e+000	m

Figura 14. Viga cabezal estribo 1

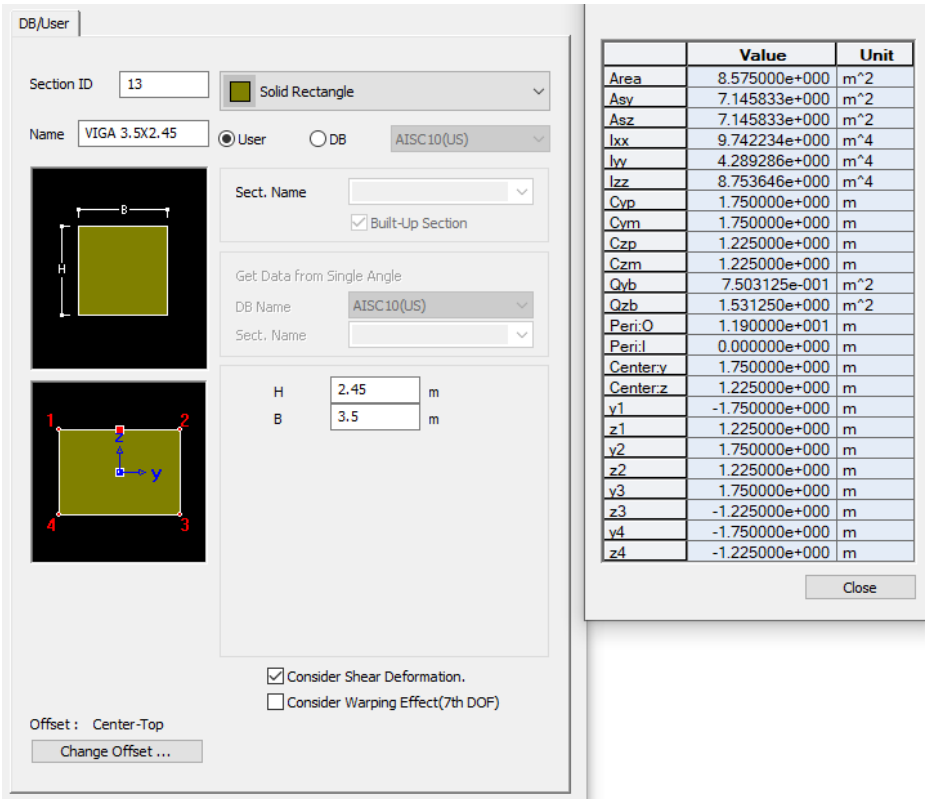


Figura 15. Viga cabezal apoyo 3

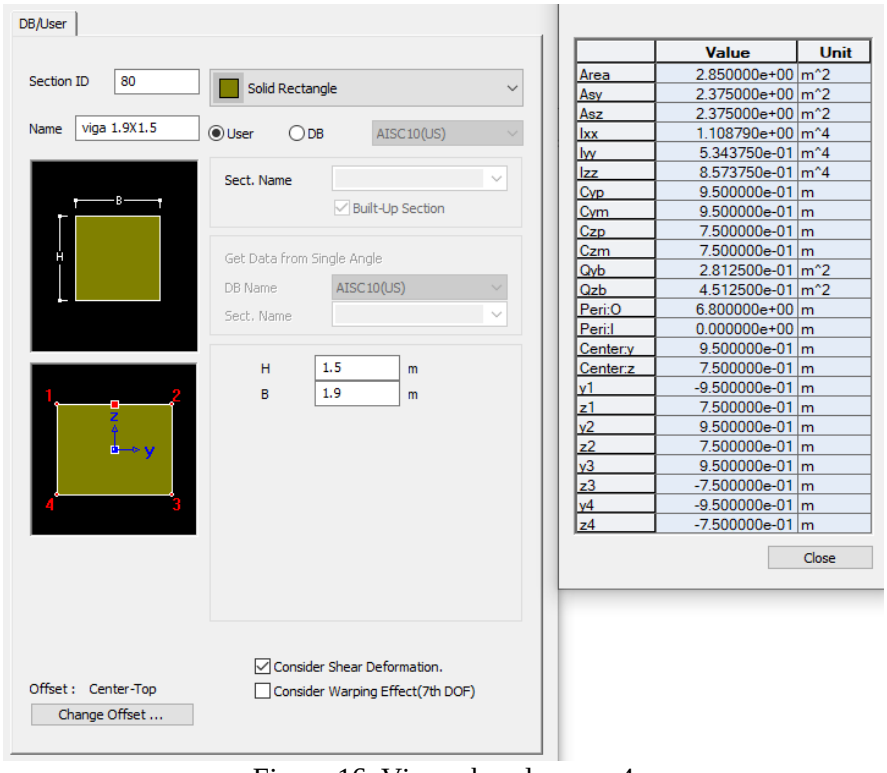
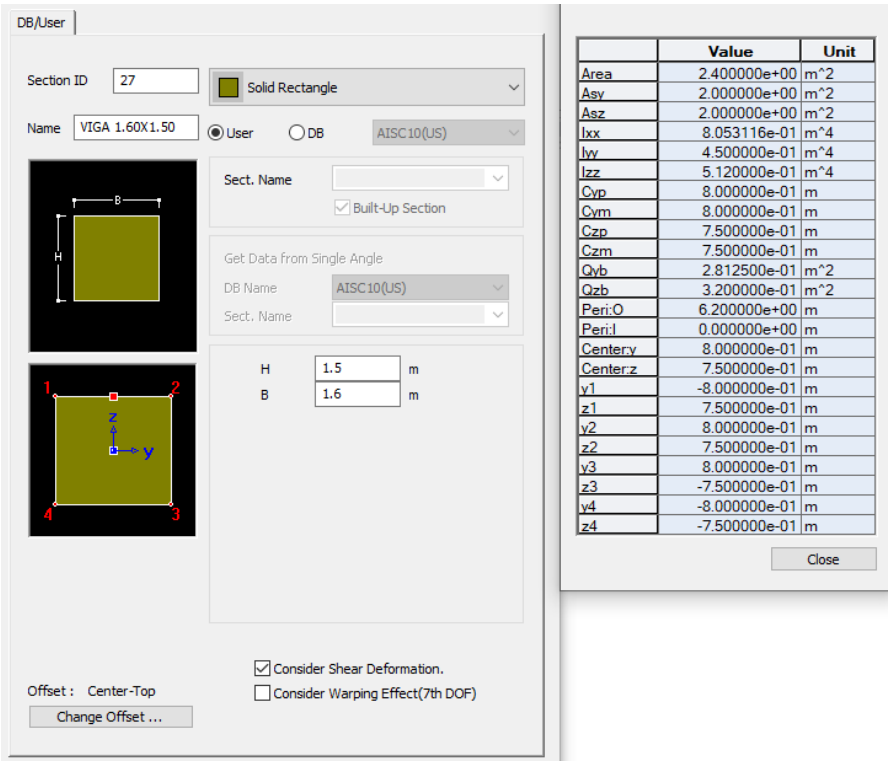
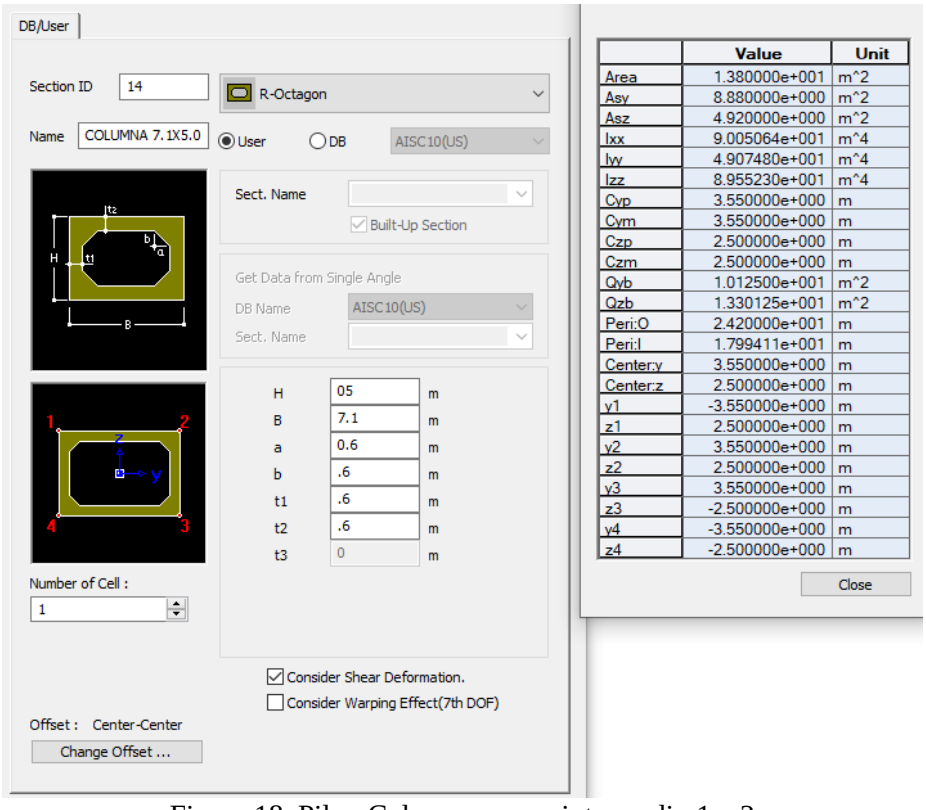


Figura 16. Viga cabezal apoyo 4



	Value	Unit
Area	2.400000e+00	m^2
Asy	2.000000e+00	m^2
Asz	2.000000e+00	m^2
Ixx	8.053116e-01	m^4
Iyy	4.500000e-01	m^4
Izz	5.120000e-01	m^4
Cyp	8.000000e-01	m
Cym	8.000000e-01	m
Czp	7.500000e-01	m
Czm	7.500000e-01	m
Qyb	2.812500e-01	m^2
Qzb	3.200000e-01	m^2
Peri:O	6.200000e+00	m
Peri:I	0.000000e+00	m
Center:y	8.000000e-01	m
Center:z	7.500000e-01	m
y1	-8.000000e-01	m
z1	7.500000e-01	m
y2	8.000000e-01	m
z2	7.500000e-01	m
y3	8.000000e-01	m
z3	-7.500000e-01	m
y4	-8.000000e-01	m
z4	-7.500000e-01	m

Figura 17. Viga cabezal Estribo 2



	Value	Unit
Area	1.380000e+001	m^2
Asy	8.880000e+000	m^2
Asz	4.920000e+000	m^2
Ixx	9.005064e+001	m^4
Iyy	4.907480e+001	m^4
Izz	8.955230e+001	m^4
Cyp	3.550000e+000	m
Cym	3.550000e+000	m
Czp	2.500000e+000	m
Czm	2.500000e+000	m
Qyb	1.012500e+001	m^2
Qzb	1.330125e+001	m^2
Peri:O	2.420000e+001	m
Peri:I	1.799411e+001	m
Center:y	3.550000e+000	m
Center:z	2.500000e+000	m
y1	-3.550000e+000	m
z1	2.500000e+000	m
y2	3.550000e+000	m
z2	2.500000e+000	m
y3	3.550000e+000	m
z3	-2.500000e+000	m
y4	-3.550000e+000	m
z4	-2.500000e+000	m

Figura 18. Pila - Columna apoyo intermedio 1 y 2

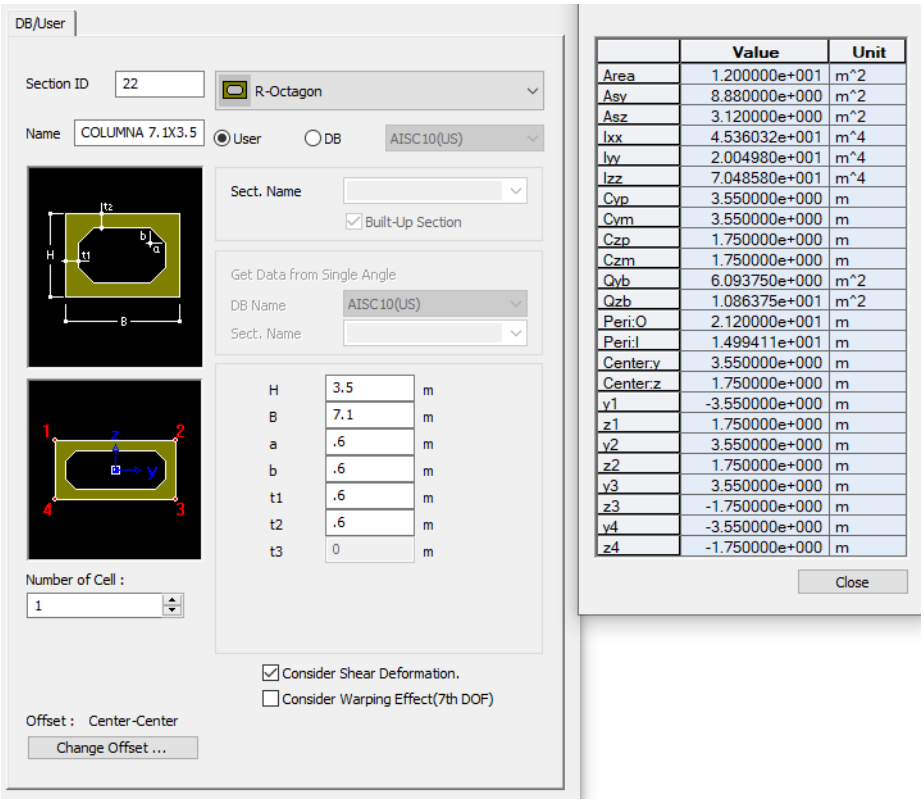


Figura 19. Pila - Columna apoyo intermedio 3

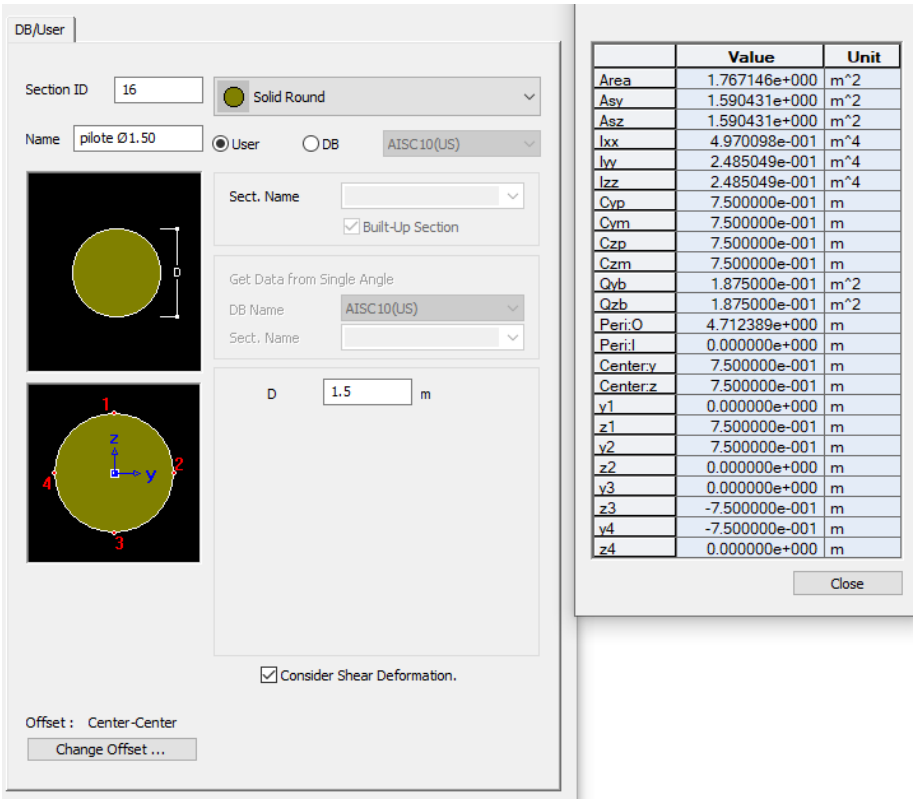


Figura 20. Pilote Ø1.50m

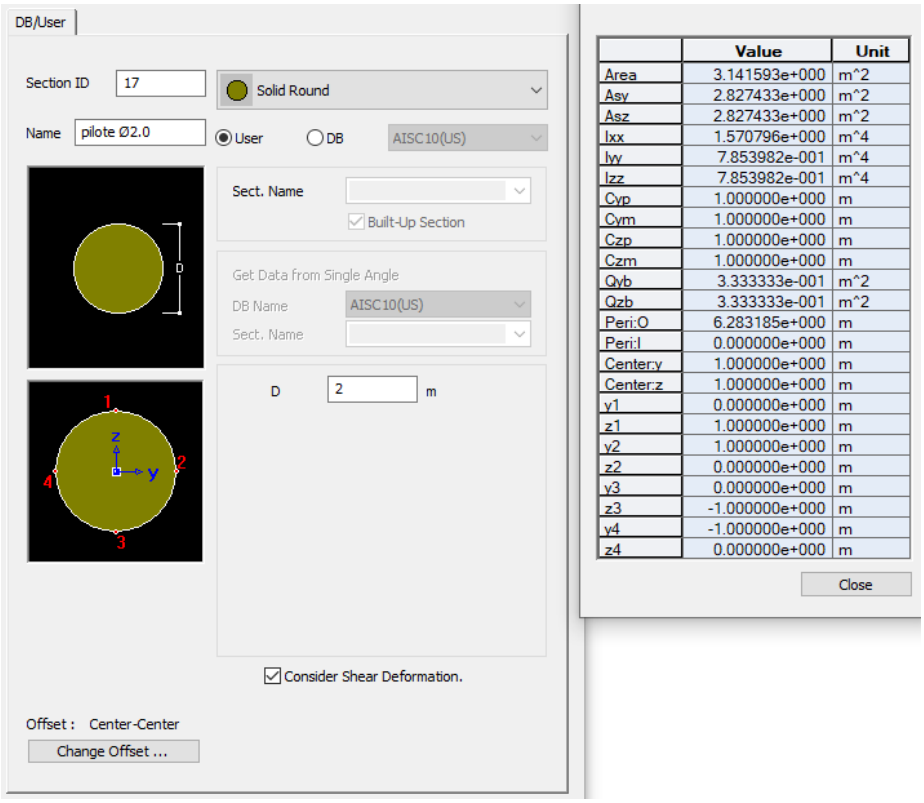


Figura 21. Pilote Ø2.0m

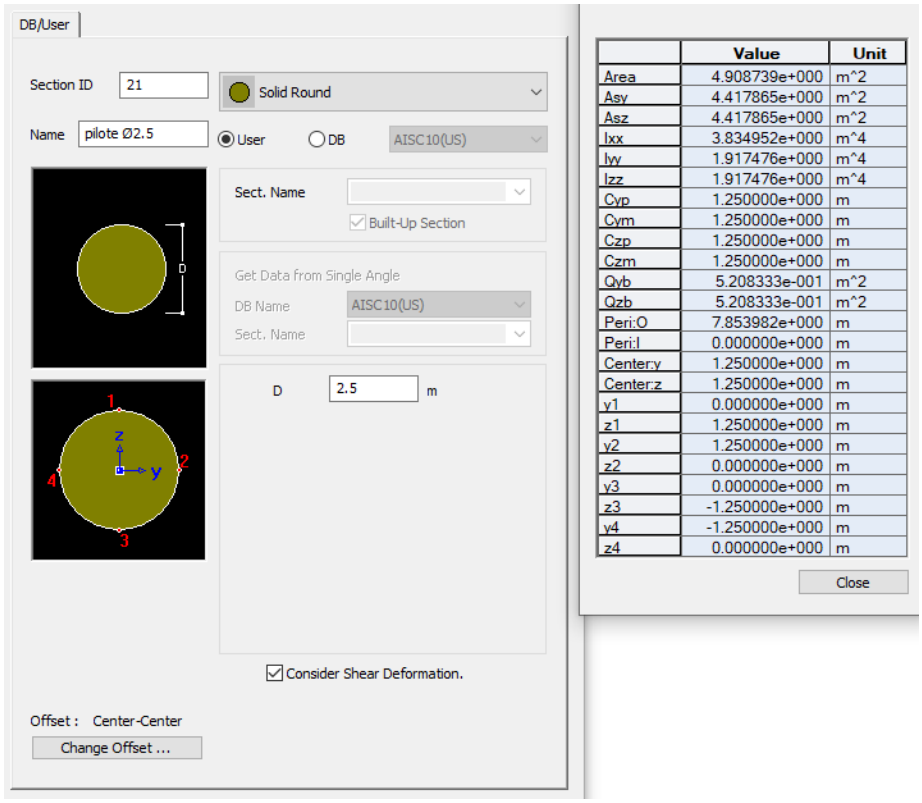


Figura 22. Pilote Ø2.50m

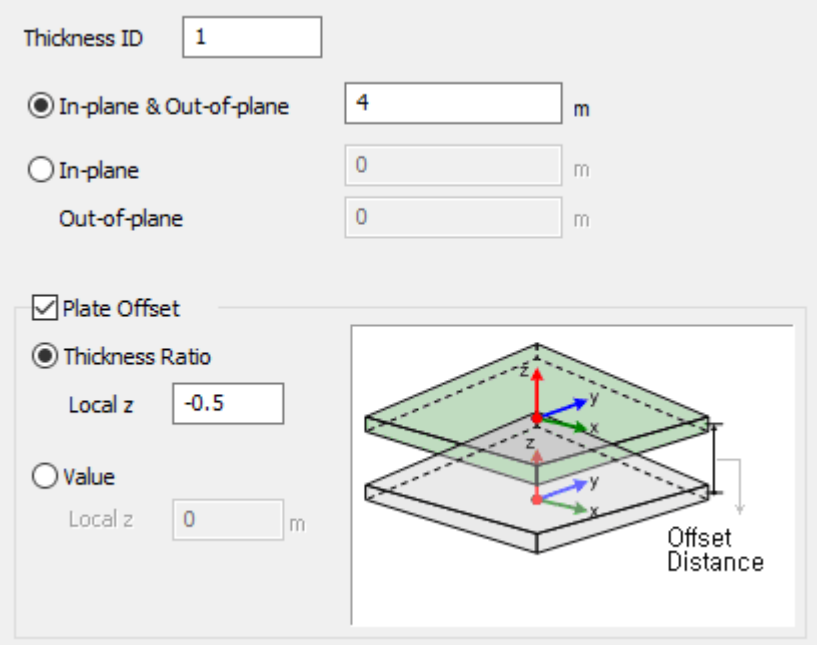


Figura 23. Espesor encepado apoyos intermedios 1 y 2

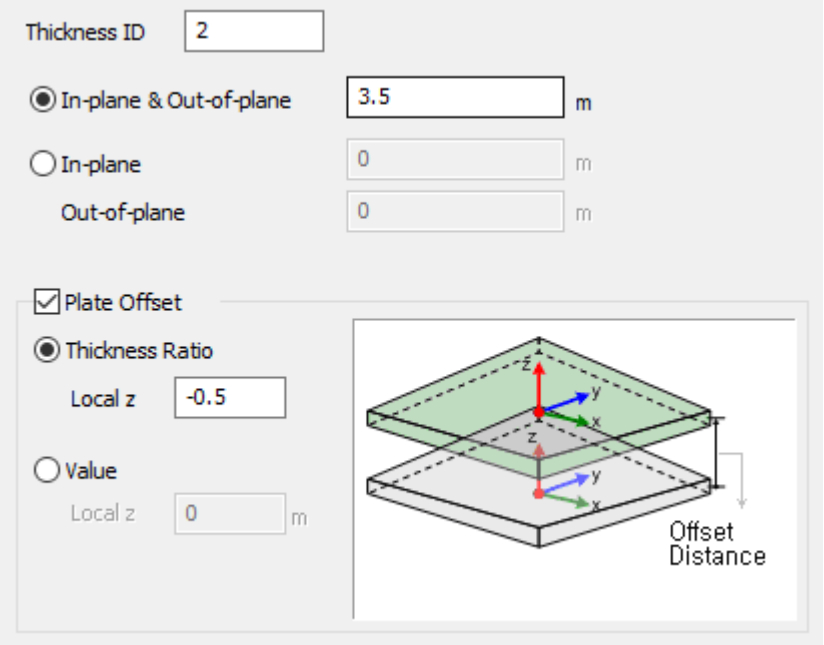


Figura 24. Espesor encepado apoyo intermedio 3

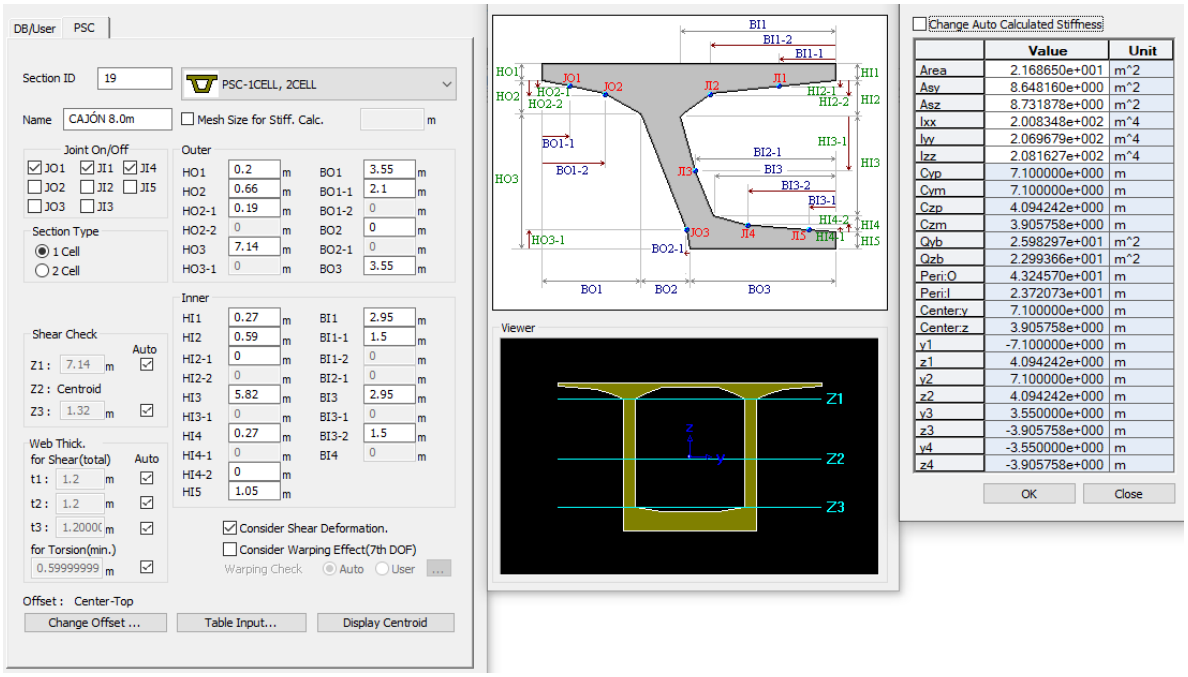


Figura 25. Sección dovela sobre pila H=8.0m

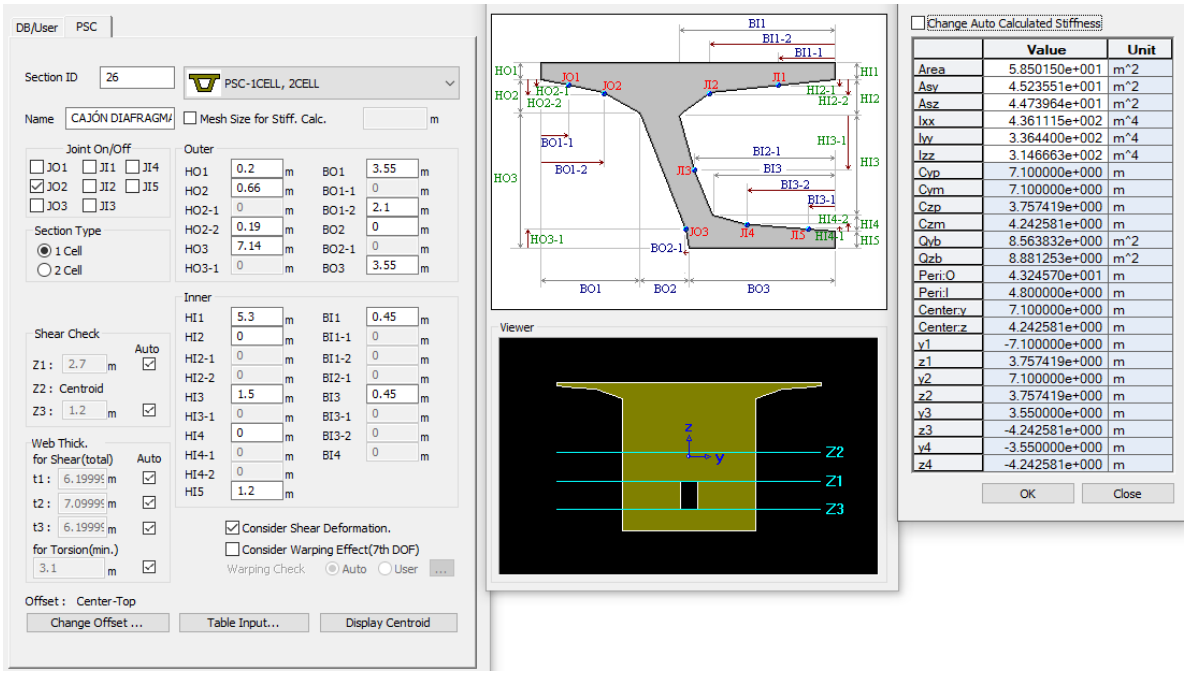


Figura 26. Sección diafragma sobre pila H=8.0m

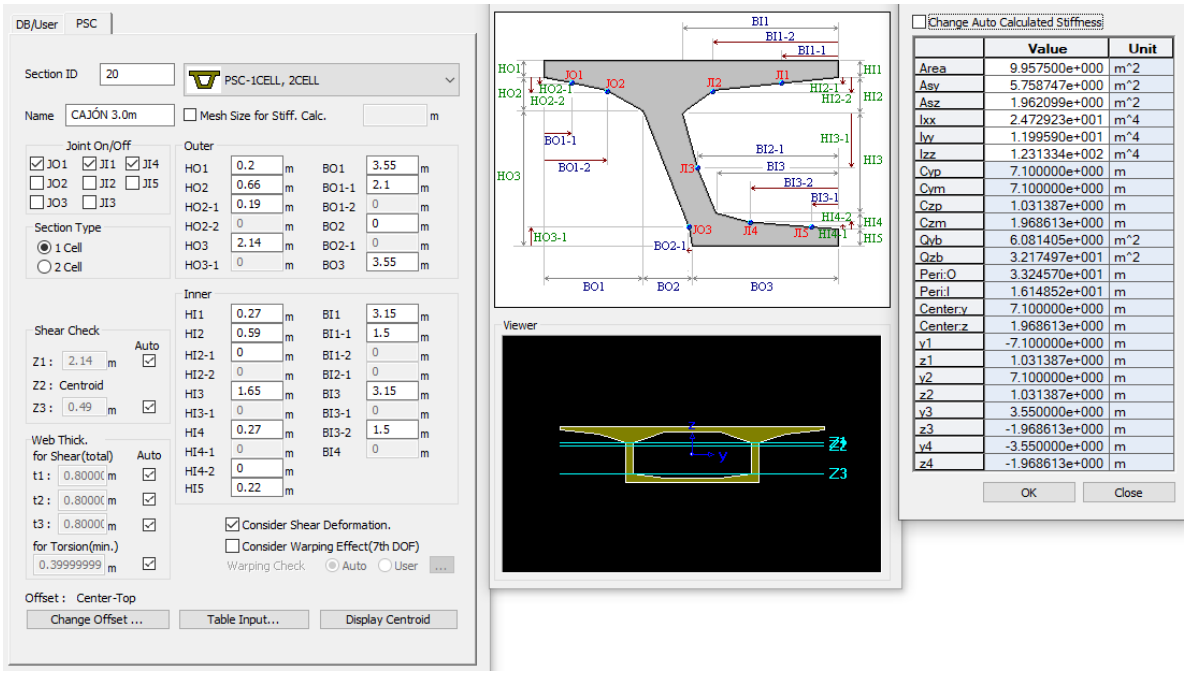


Figura 27. Sección dovela de cierre H=3.0m

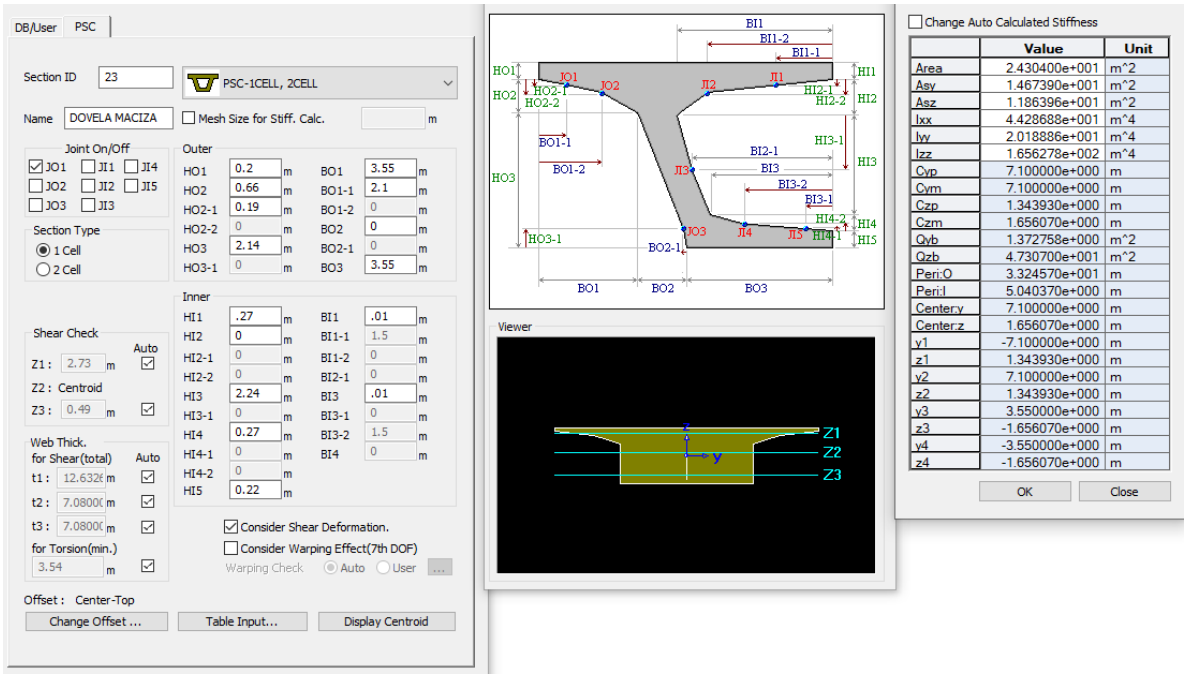


Figura 28. Sección dovela maciza sobre estribos H=3.0m

3.5.4. CONDICIONES DE CONTORNO

Para las diferentes condiciones de contorno (Figura 29), fueron utilizadas de tres (3) tipos:

1. Apoyos móviles, con un (1) grado de restricción al desplazamiento vertical.
2. Apoyo fijo, con tres (3) grados de restricción al desplazamiento en los tres (3) ejes cartesianos.
3. Apoyo semi empotrado, con dos (2) restricciones al desplazamiento en el eje x longitudinal y eje z vertical.

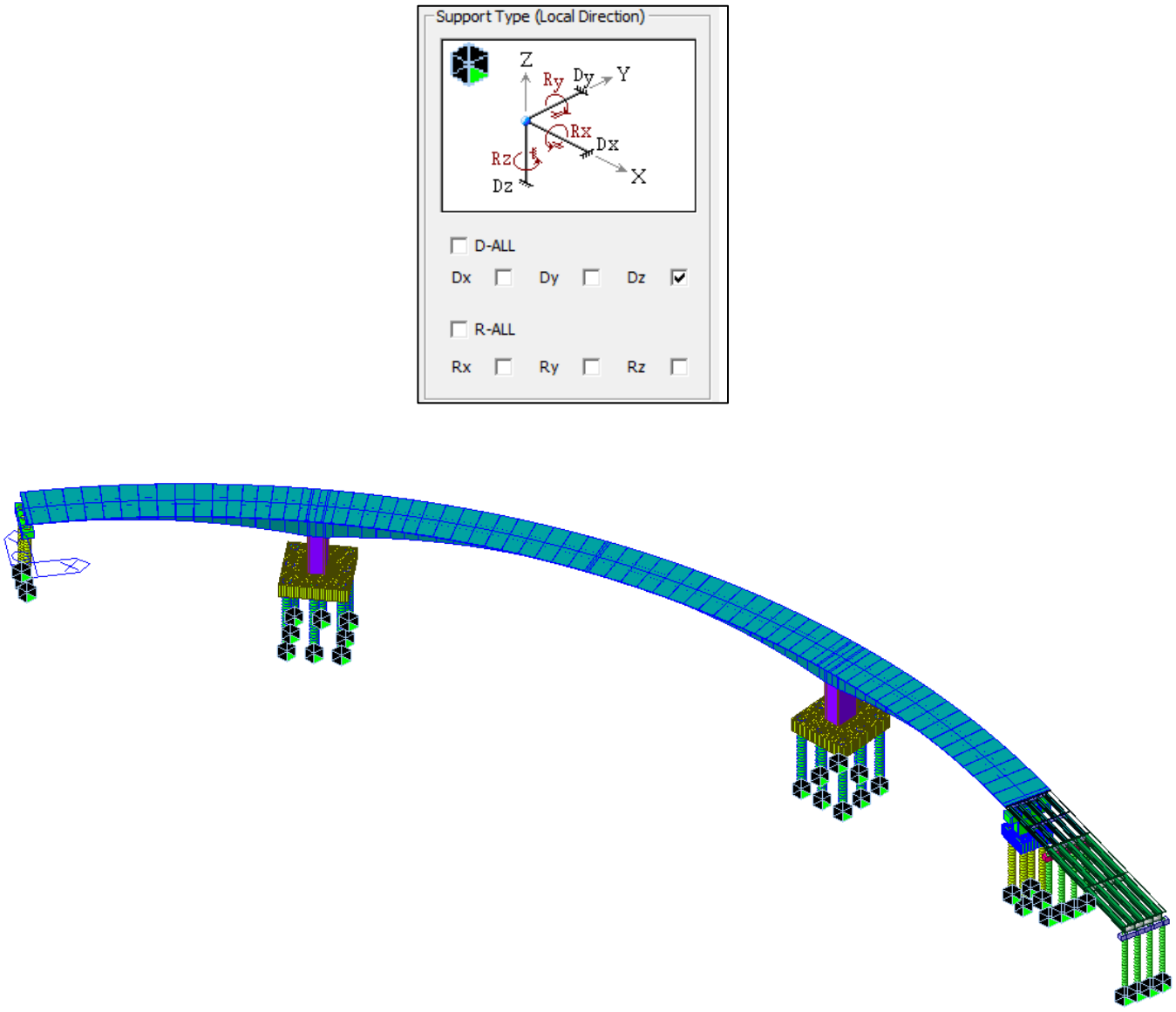


Figura 29. Condiciones de contorno

3.5.5. **ETAPAS CONSTRUCTIVAS**

En el modelo estructural se consideraron dos (2) tipos de cargas:

a) Cargas durante el proceso constructivo

- Peso propio de la estructura: Corresponde al peso de las dovelas ya fraguadas en las etapas constructivas anteriores.

- Carga del carro de avance: Corresponde al peso del carro aplicado en el centro de gravedad de cada dovela con un valor de 100 ton y a un momento de balanceo con valor $M=P*e$ siendo e la distancia de la dovela inicial al centro de gravedad de la dovela que se está vaciando.

- Peso del concreto fundido: El cual actúa como un fluido y mientras está líquido no toma carga.

- Tensionamiento de los cables: Los cuales se van tensionando con cada etapa constructiva según corresponda, cada cable va por un ducto de diámetro Ø 0.12 m para 22 torones y Ø0.09 m para 15 torones. El tensionamiento de los cables se realizará al 75% del f_{pu}, es decir, 0.75*19000 kgf/cm^2, lo que corresponde a 14300 kg/cm^2.

  Se tendrán tres (3) familias de cables

  Cable tipo A: momento negativo de construcción (postensado cara superior viga)
  68 cables de 22 torones cada uno

  Cable tipo B: momento positivo en vano central (postensado cara inferior viga)
  28 cables de 22 torones cada uno

  Cable tipo C: momento positivo sobre estribos (postensado cara inferior viga)
  8 cables de 15 torones cada uno por cada estribo

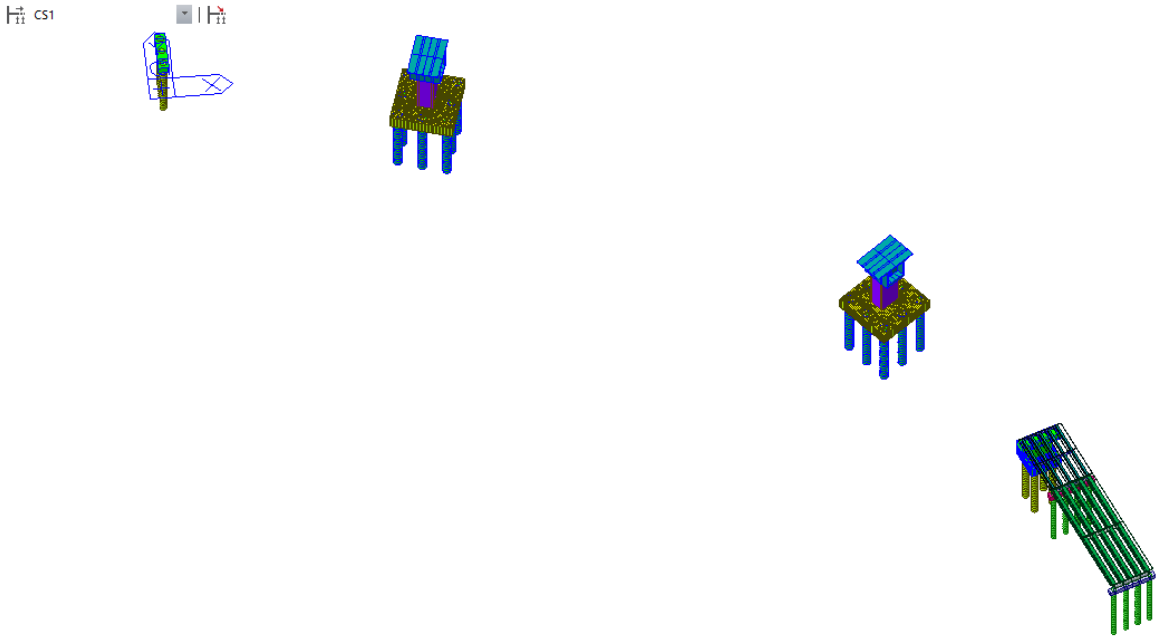


Figura 30. Etapa de construcción CS1

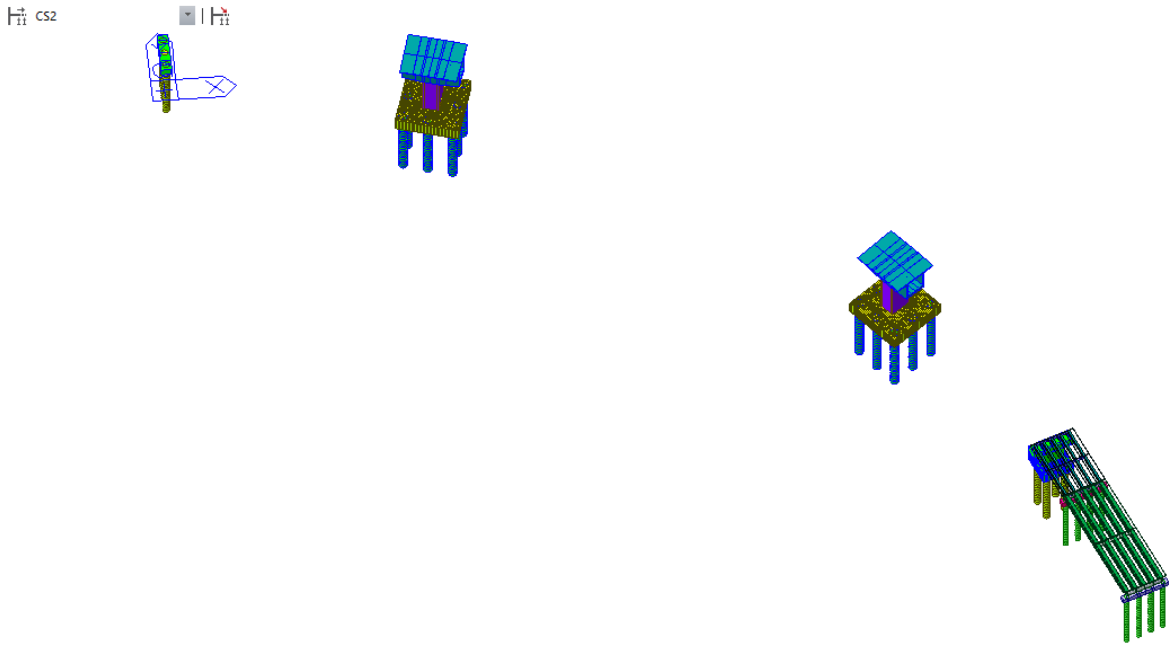


Figura 31. Etapa de construcción CS2

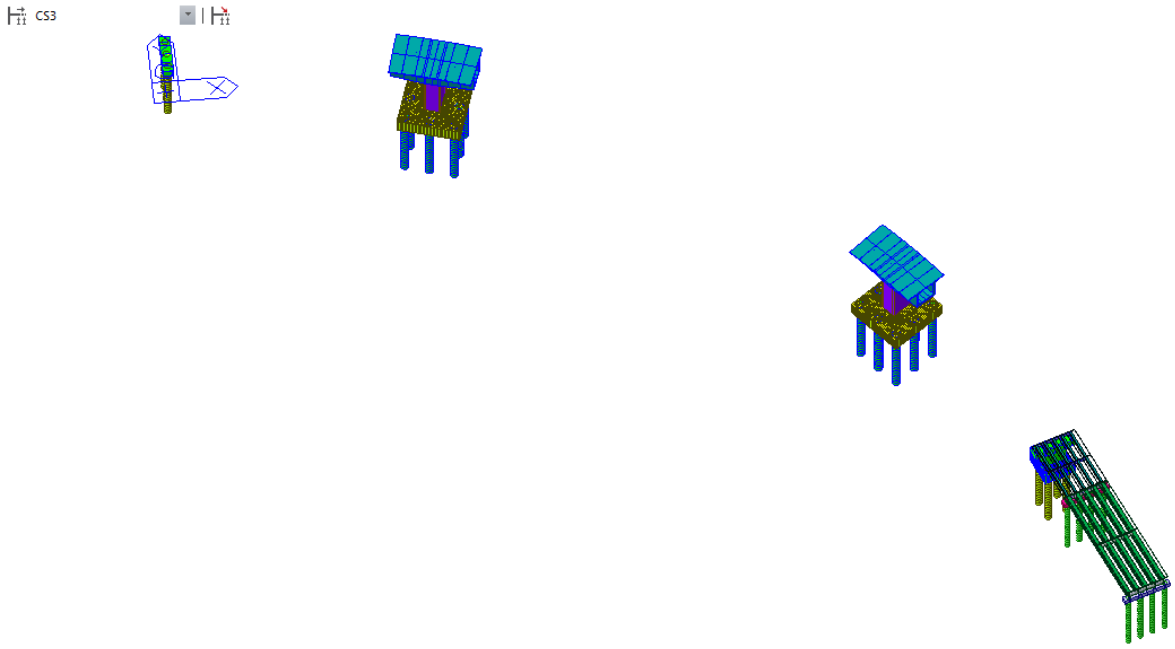


Figura 32. Etapa de construcción CS3

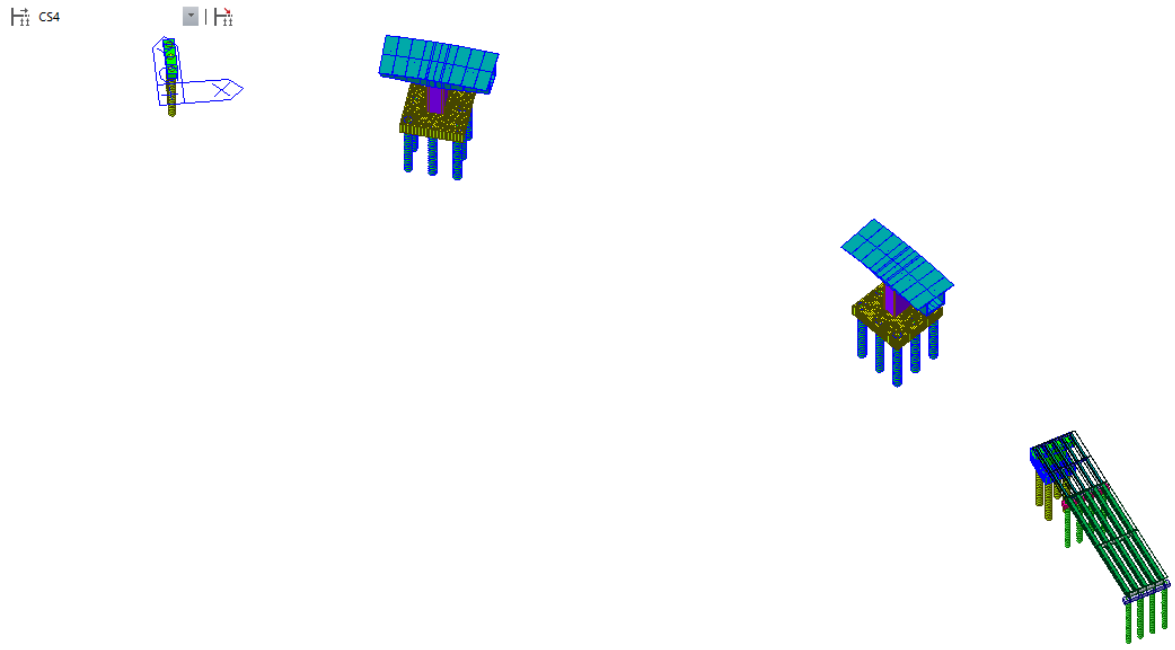


Figura 33. Etapa de construcción CS4

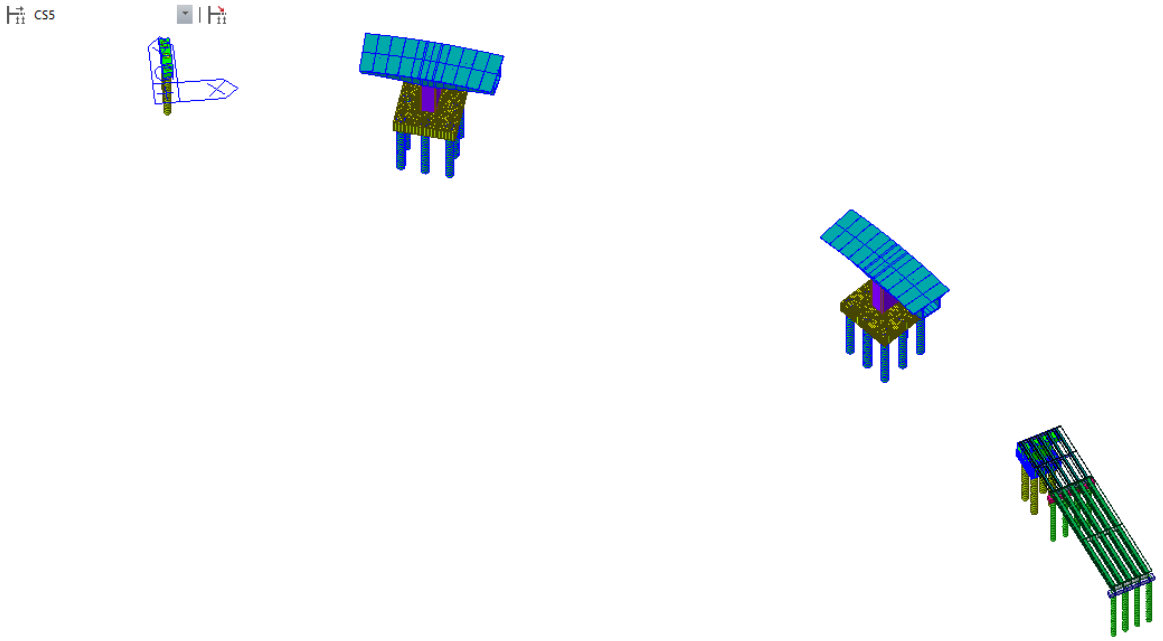


Figura 34. Etapa de construcción CS5

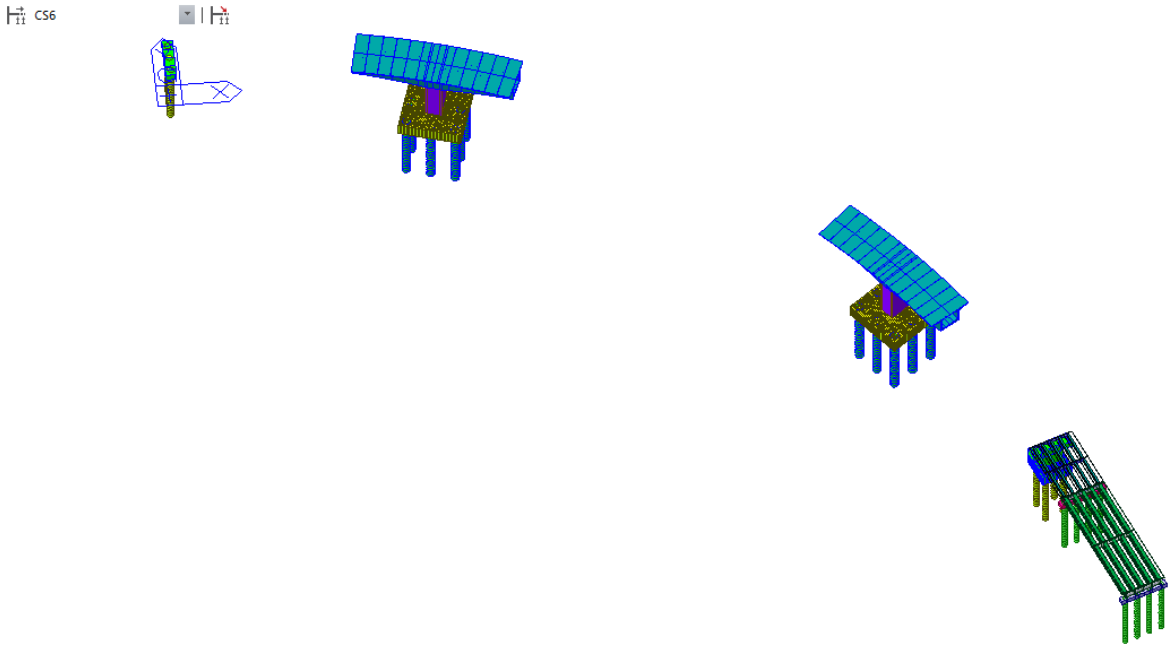


Figura 35. Etapa de construcción CS6

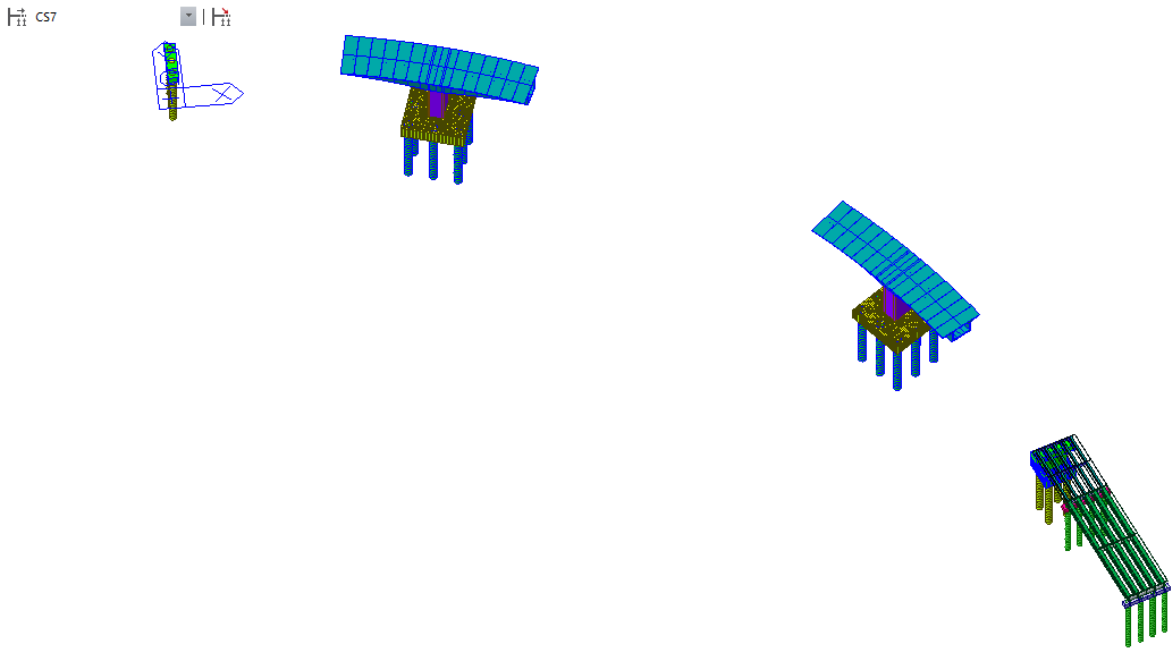


Figura 36. Etapa de construcción CS7

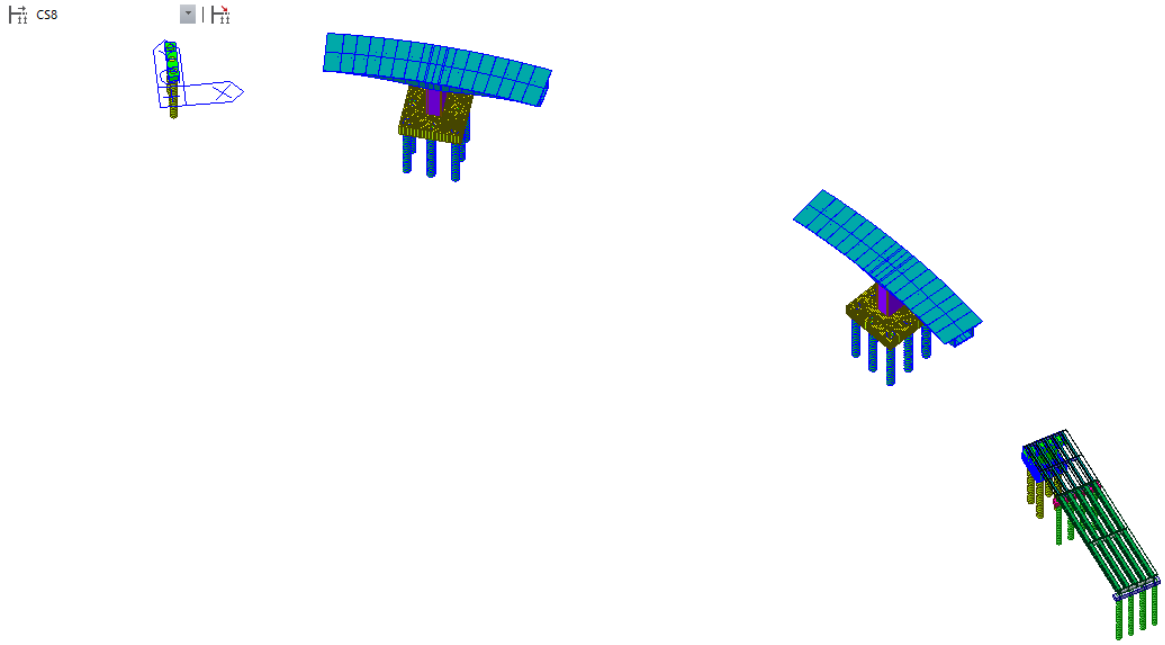


Figura 37. Etapa de construcción CS8

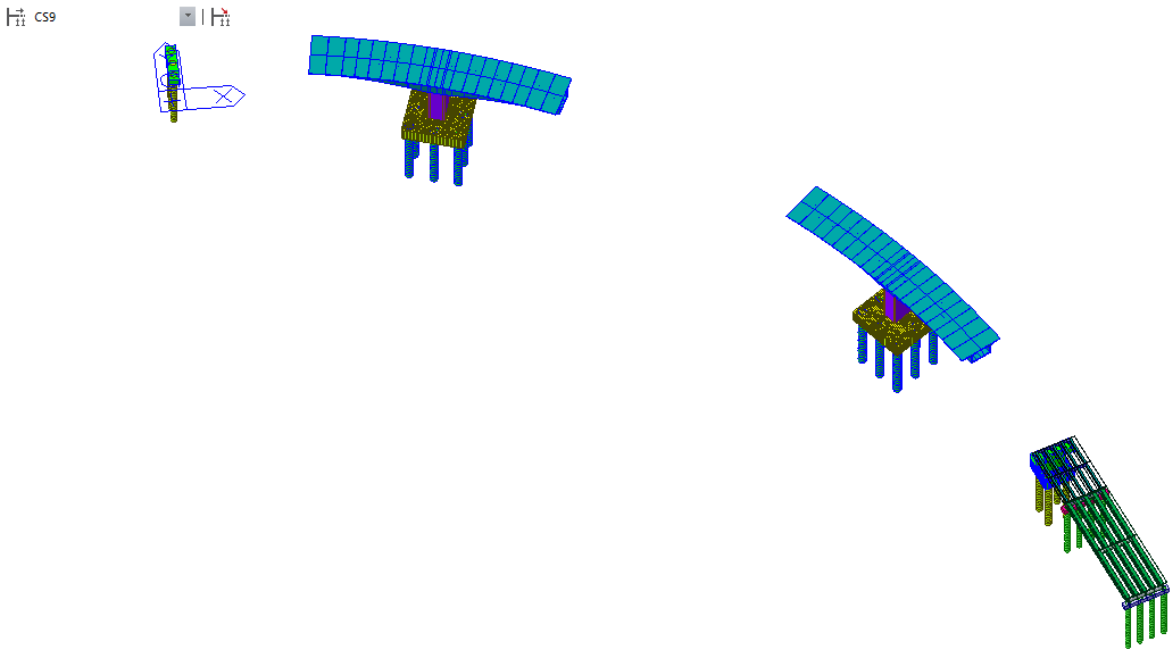


Figura 38. Etapa de construcción CS9

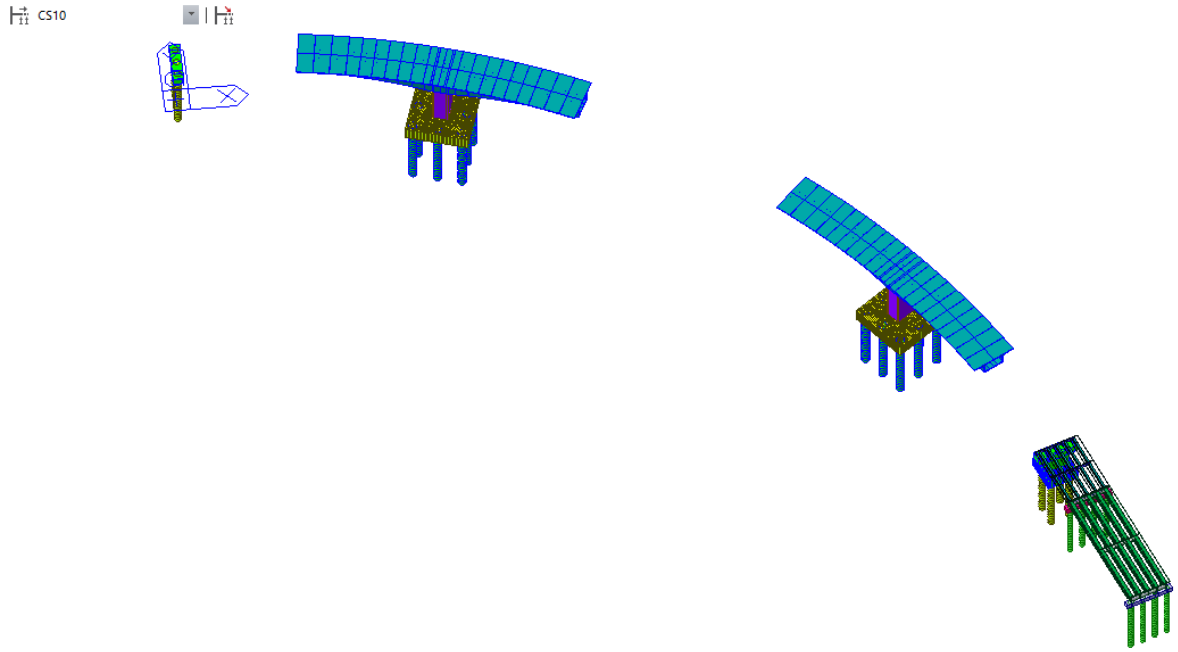


Figura 39. Etapa de construcción CS10

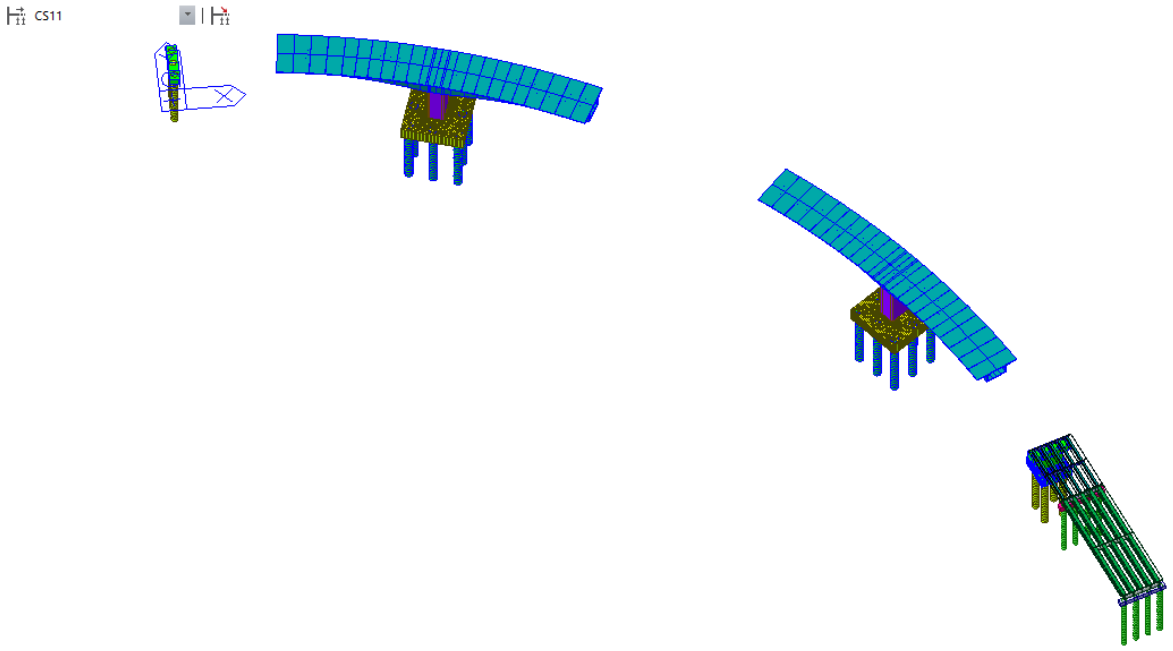


Figura 40. Etapa de construcción CS11

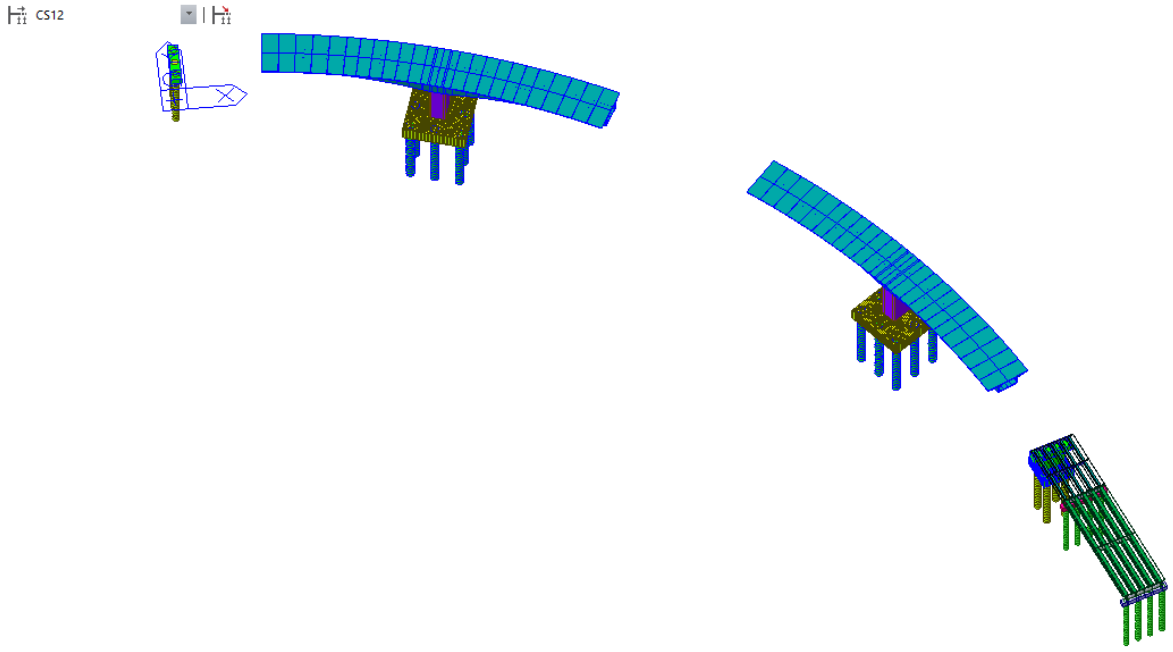


Figura 41. Etapa de construcción CS12

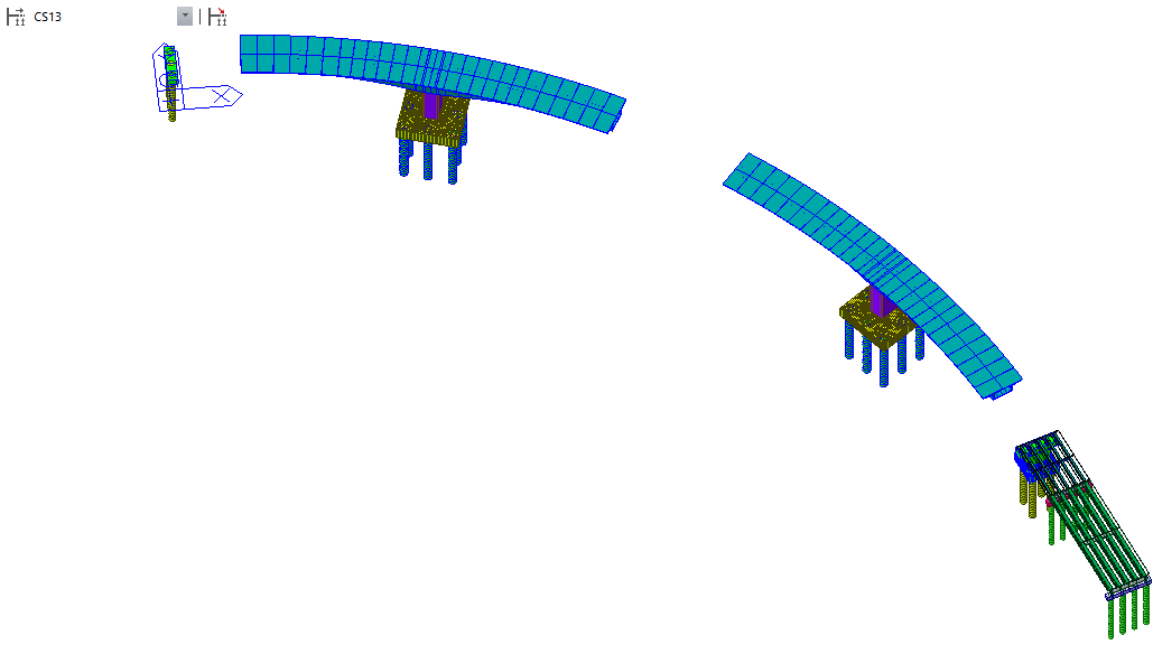


Figura 42. Etapa de construcción CS13

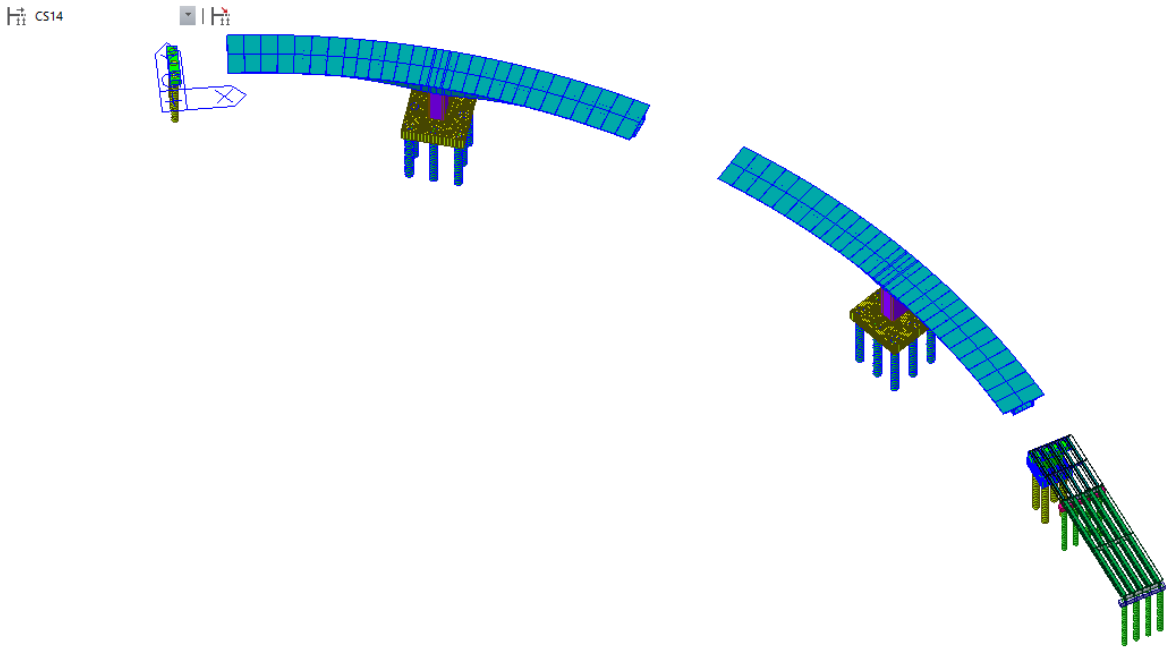


Figura 43. Etapa de construcción CS14

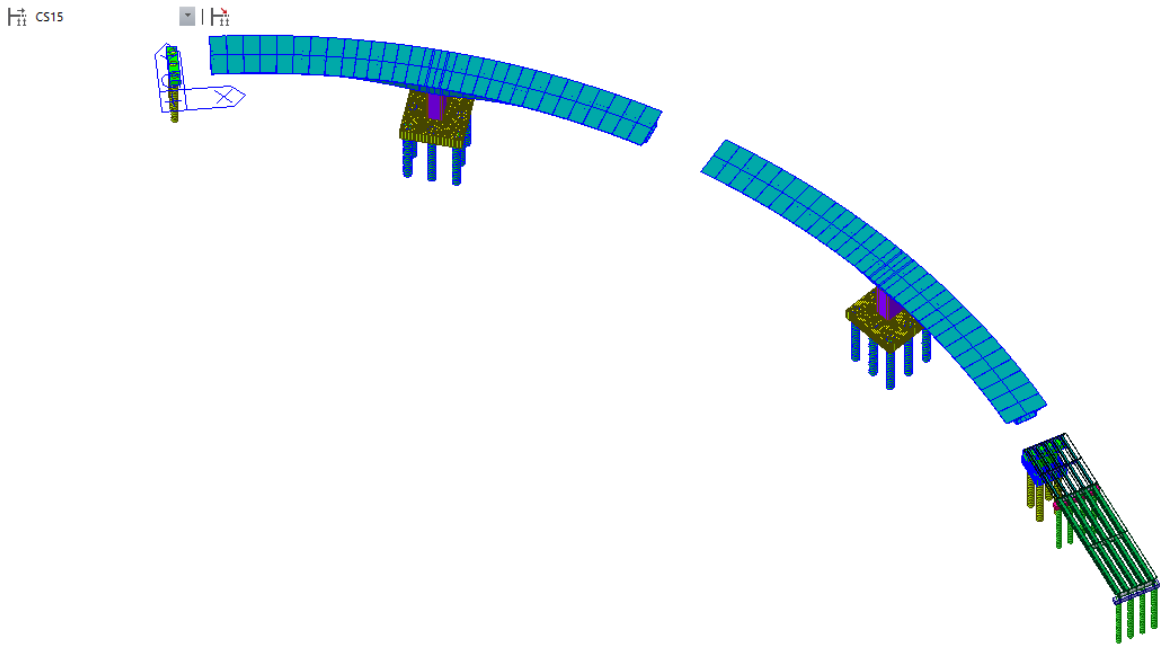


Figura 44. Etapa de construcción CS15

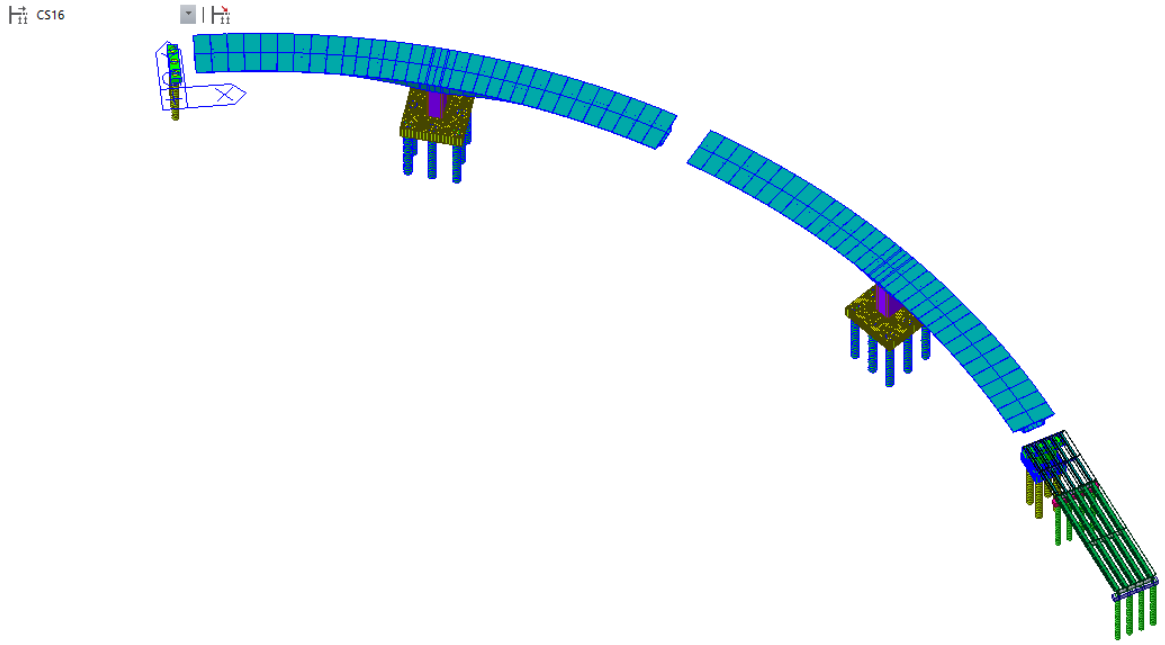


Figura 45. Etapa de construcción CS16

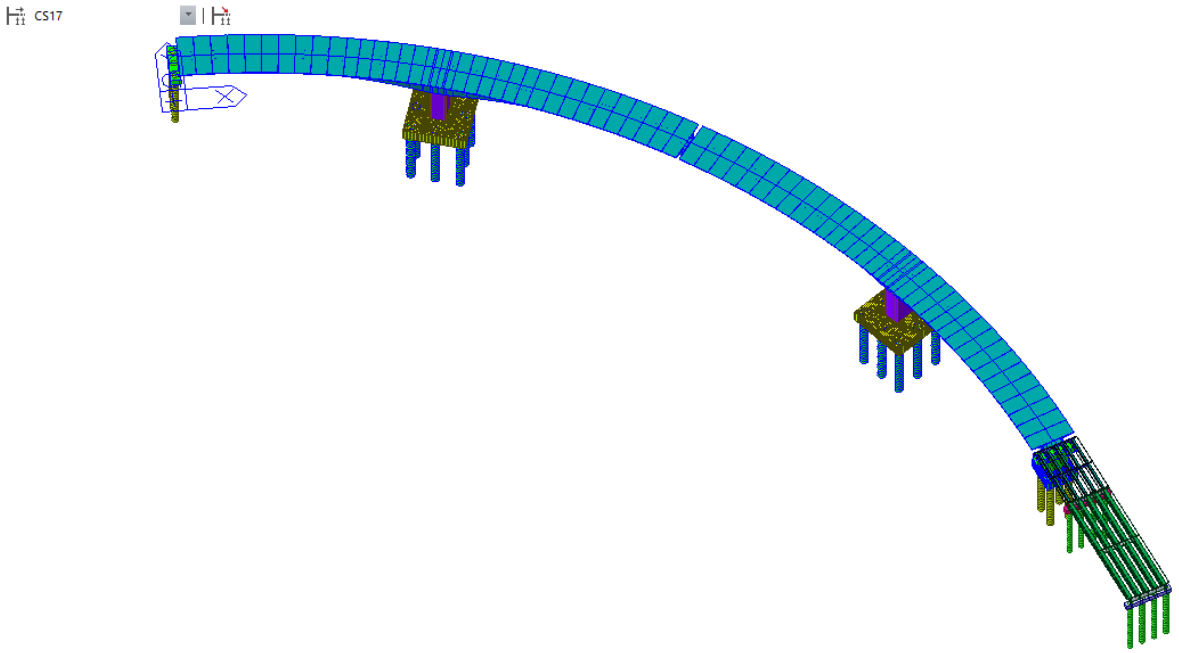


Figura 46. Etapa de construcción CS17

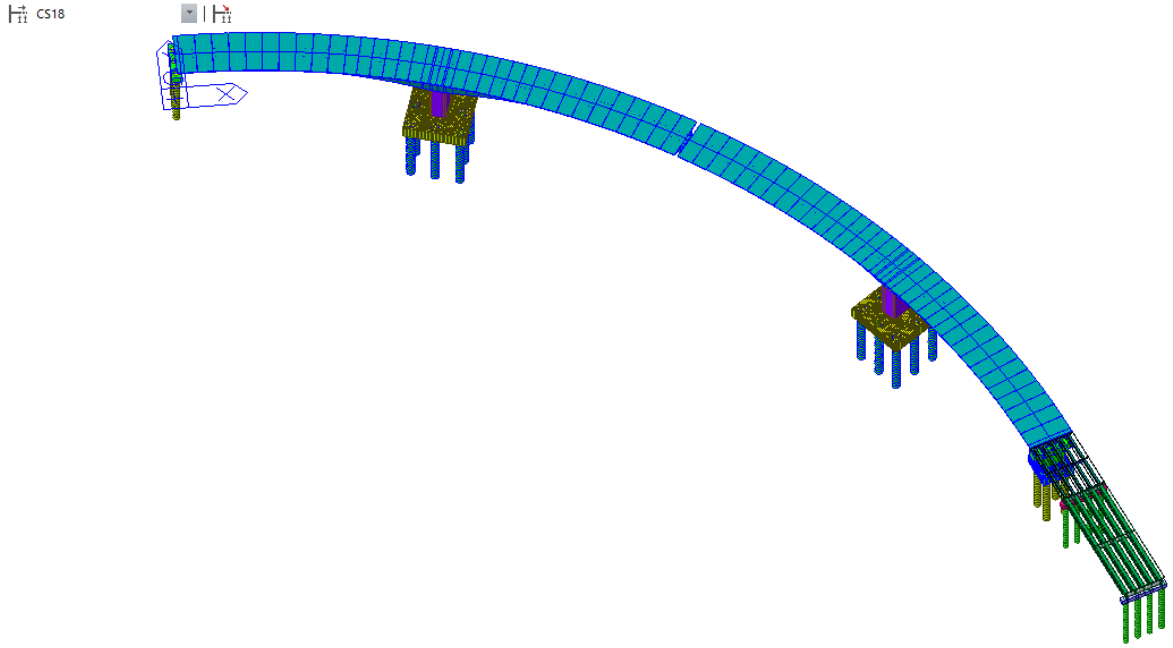


Figura 47. Etapa de construcción CS18

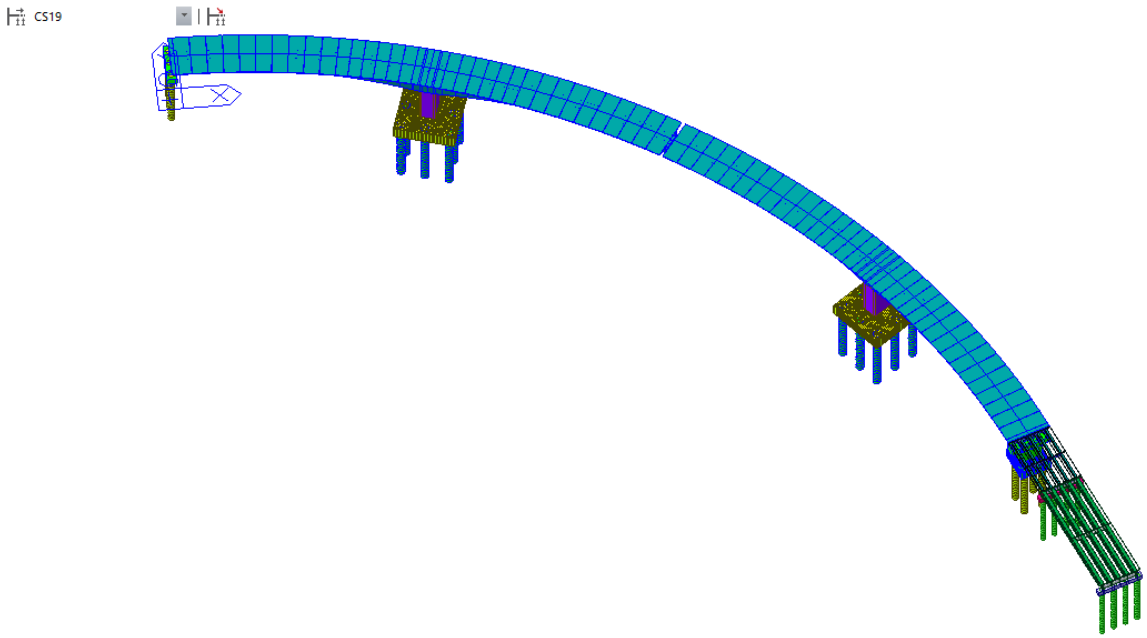


Figura 48. Etapa de construcción CS19

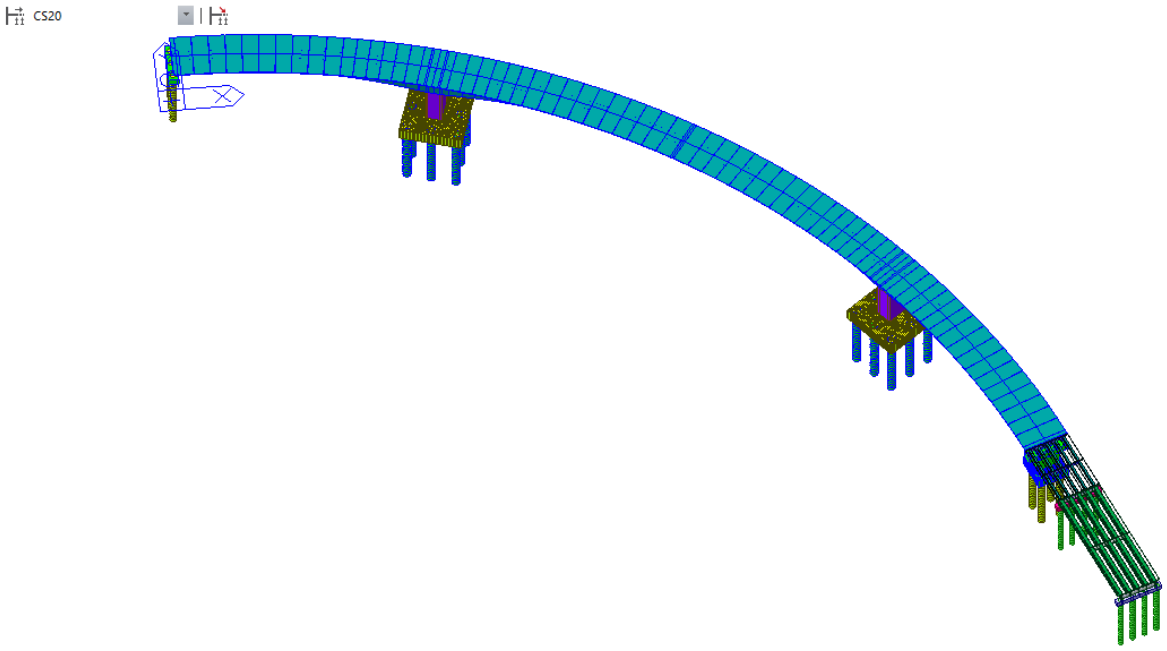


Figura 49. Etapa de construcción CS20

3.5.6. **RESULTADOS MODELO ESTRUCTURAL VOLADIZOS SUCESIVOS**

Se presenta en la siguiente figura las propiedades geométricas de cada sección con las cuales se calcularán las tensiones tanto en la fibra superior como en la fibra inferior punto a punto en toda la longitud del puente

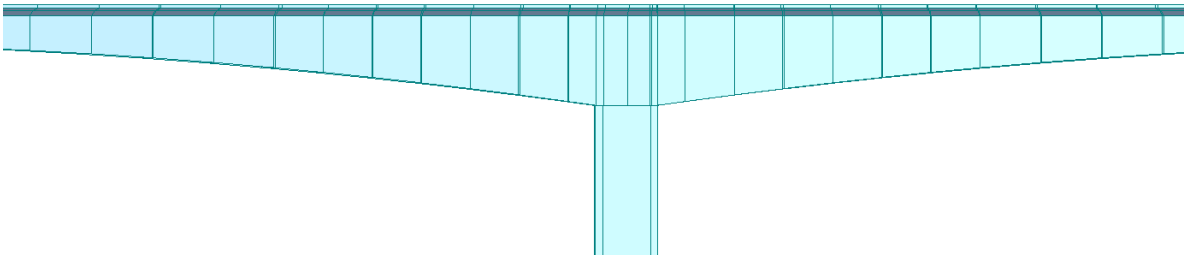


Figura 50. Geometría general de las dovelas

Tabla 2. Propiedades geométricas de dovelas

	Dovela	Long (m)	Área (m^2)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	Czp (m)	Czm (m)
VANO 1	V1 - DOV 17	1.25	24.6995	20.5483	178.5795	1.3287	1.6713
	V1 - DOV 16	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V1 - DOV 15	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V1 - DOV 14	5.00	10.4578	12.5242	136.9412	1.0228	2.0020
	V1 - DOV 13	5.00	10.6576	13.5703	138.4434	1.0638	2.0352
	V1 - DOV 12	5.00	10.9558	15.3930	140.6254	1.1310	2.0919
	V1 - DOV 11	5.00	11.3558	18.1554	143.5203	1.2255	2.1707
	V1 - DOV 10	5.00	11.8612	22.0943	147.1605	1.3489	2.2703
	V1 - DOV 9	5.00	12.4755	27.5290	151.5780	1.5025	2.3890
	V1 - DOV 8	5.00	13.2013	34.8646	156.7985	1.6876	2.5255
	V1 - DOV 7	5.00	14.0386	44.5745	162.8268	1.9045	2.6778
	V1 - DOV 6	4.00	14.9936	57.3169	169.7124	2.1546	2.8458
	V1 - DOV 5	4.00	15.8452	70.2172	175.8619	2.3792	2.9910
	V1 - DOV 4	4.00	16.7760	86.0182	182.5927	2.6257	3.1457
	V1 - DOV 3	4.00	17.7881	105.2684	189.9216	2.8940	3.3097
	V1 - DOV 2	4.00	18.8832	128.5945	197.8629	3.1844	3.4833
	V1 - DOV 1	4.00	20.0626	156.7062	206.4276	3.4964	3.6663
	V1 - DOV 0	4.75	21.3288	190.4392	215.6332	3.8301	3.8590
VANO 2	V2- DOV 0	4.75	22.0820	212.2994	221.1144	4.0279	3.9721
	V2- DOV 1	4.00	21.3446	190.8833	215.7480	3.8343	3.8614
	V2- DOV 2	4.00	20.0692	156.8717	206.4753	3.4981	3.6673
	V2- DOV 3	4.00	18.8852	128.6414	197.8781	3.1849	3.4836
	V2- DOV 4	4.00	17.7866	105.2387	189.9109	2.8936	3.3095
	V2- DOV 5	4.00	16.7714	85.9362	182.5596	2.6244	3.1449
	V2- DOV 6	4.00	15.8378	70.0987	175.8084	2.3773	2.9898
	V2- DOV 7	5.00	14.9845	57.1860	169.6463	2.1522	2.8442
	V2- DOV 8	5.00	14.0275	44.4358	162.7462	1.9016	2.6758
	V2- DOV 9	5.00	13.1891	34.7327	156.7104	1.6845	2.5232
	V2- DOV 10	5.00	12.4660	27.4394	151.5096	1.5001	2.3872
	V2- DOV 11	5.00	11.8545	22.0388	147.1122	1.3472	2.2689
	V2- DOV 12	5.00	11.3515	18.1238	143.4890	1.2245	2.1698
	V2- DOV 13	5.00	10.9532	15.3766	140.6071	1.1304	2.0914
	V2- DOV 14	5.00	10.6564	13.5635	138.4347	1.0636	2.0350
	V2- DOV 15	5.00	10.4575	12.5224	136.9382	1.0227	2.0019

	Dovela	Long (m)	Área (m^2)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	Czp (m)	Czm (m)
	V2- DOV 16	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V2- DOV 17	1.25	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V3- DOV 17	1.25	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V3- DOV 16	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V3- DOV 15	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V3- DOV 14	5.00	10.4574	12.5223	136.9381	1.0227	2.0019
	V3- DOV 13	5.00	10.6562	13.5624	138.4332	1.0635	2.0350
	V3- DOV 12	5.00	10.9528	15.3737	140.6038	1.1303	2.0913
	V3- DOV 11	5.00	11.3503	18.1155	143.4809	1.2242	2.1696
	V3- DOV 10	5.00	11.8534	22.0299	147.1044	1.3469	2.2687
	V3- DOV 9	5.00	12.4641	27.4225	151.4966	1.4996	2.3869
	V3- DOV 8	5.00	13.1867	34.7071	156.6933	1.6839	2.5228
	V3- DOV 7	5.00	14.0242	44.3951	162.7225	1.9007	2.6752
	V3- DOV 6	4.00	14.9854	57.1999	169.6533	2.1525	2.8443
	V3- DOV 5	4.00	15.8331	70.0236	175.7745	2.3760	2.9890
	V3- DOV 4	4.00	16.7657	85.8335	182.5182	2.6229	3.1440
	V3- DOV 3	4.00	17.7798	105.1023	189.8618	2.8918	3.3084
	V3- DOV 2	4.00	18.8772	128.4606	197.8198	3.1828	3.4823
	V3- DOV 1	4.00	20.0600	156.6400	206.4084	3.4957	3.6659
	V3- DOV 0	4.75	21.3266	190.3766	215.6170	3.8296	3.8586
VANO 3	V4- DOV 0	4.75	22.0820	212.2994	221.1144	4.0279	3.9721
	V4- DOV 1	4.00	21.3429	190.8353	215.7356	3.8338	3.8611
	V4- DOV 2	4.00	20.0680	156.8415	206.4666	3.4978	3.6671
	V4- DOV 3	4.00	18.8841	128.6154	197.8697	3.1846	3.4834
	V4- DOV 4	4.00	17.7856	105.2194	189.9040	2.8934	3.3094
	V4- DOV 5	4.00	16.7705	85.9190	182.5527	2.6242	3.1448
	V4- DOV 6	4.00	15.8373	70.0904	175.8047	2.3771	2.9897
	V4- DOV 7	5.00	14.9801	57.1242	169.6150	2.1511	2.8434
	V4- DOV 8	5.00	14.0269	44.4288	162.7422	1.9014	2.6757
	V4- DOV 9	5.00	13.1887	34.7285	156.7077	1.6844	2.5231
	V4- DOV 10	5.00	12.4657	27.4371	151.5078	1.5000	2.3872
	V4- DOV 11	5.00	11.8544	22.0380	147.1115	1.3472	2.2689
	V4- DOV 12	5.00	11.3514	18.1234	143.4887	1.2245	2.1698
	V4- DOV 13	5.00	10.9532	15.3766	140.6071	1.1304	2.0914
	V4- DOV 14	5.00	10.6564	13.5635	138.4346	1.0636	2.0350
	V4- DOV 15	5.00	10.4575	12.5225	136.9384	1.0227	2.0020
	V4- DOV 16	5.00	10.3530	12.1581	136.0850	1.0069	1.9931
	V4- DOV 17	1.25	24.6995	20.5483	178.5795	1.3287	1.6713

3.5.7. **CARGAS APLICADAS VOLADIZOS SUCESIVOS**

Se presentan las cargas aplicadas en el modelo estructural, como cargas distribuidas en la longitud del puente.

Carga Muerta (D)

Carga gravitacional muerta por peso de concreto γconc= 2.4 ton/m3

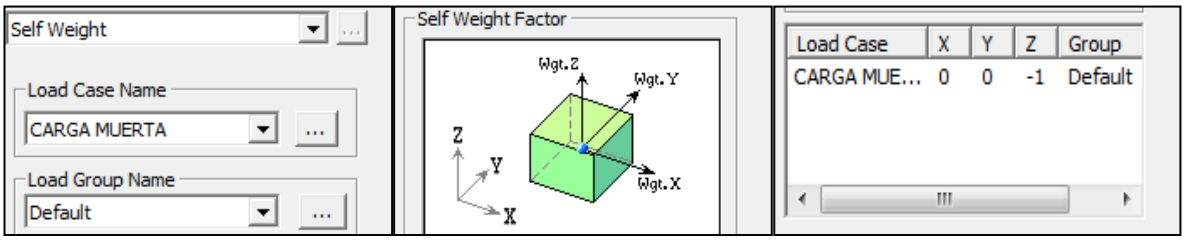


Figura 51. Asignación de la carga muerta en el modelo estructural

Sobre Carga (DC)

Carga muerta de barandas (DC): cargas muertas de componentes y accesorios aplicadas en el extremo izquierdo y derecho del tablero, determinada por 0.10 ton/m.

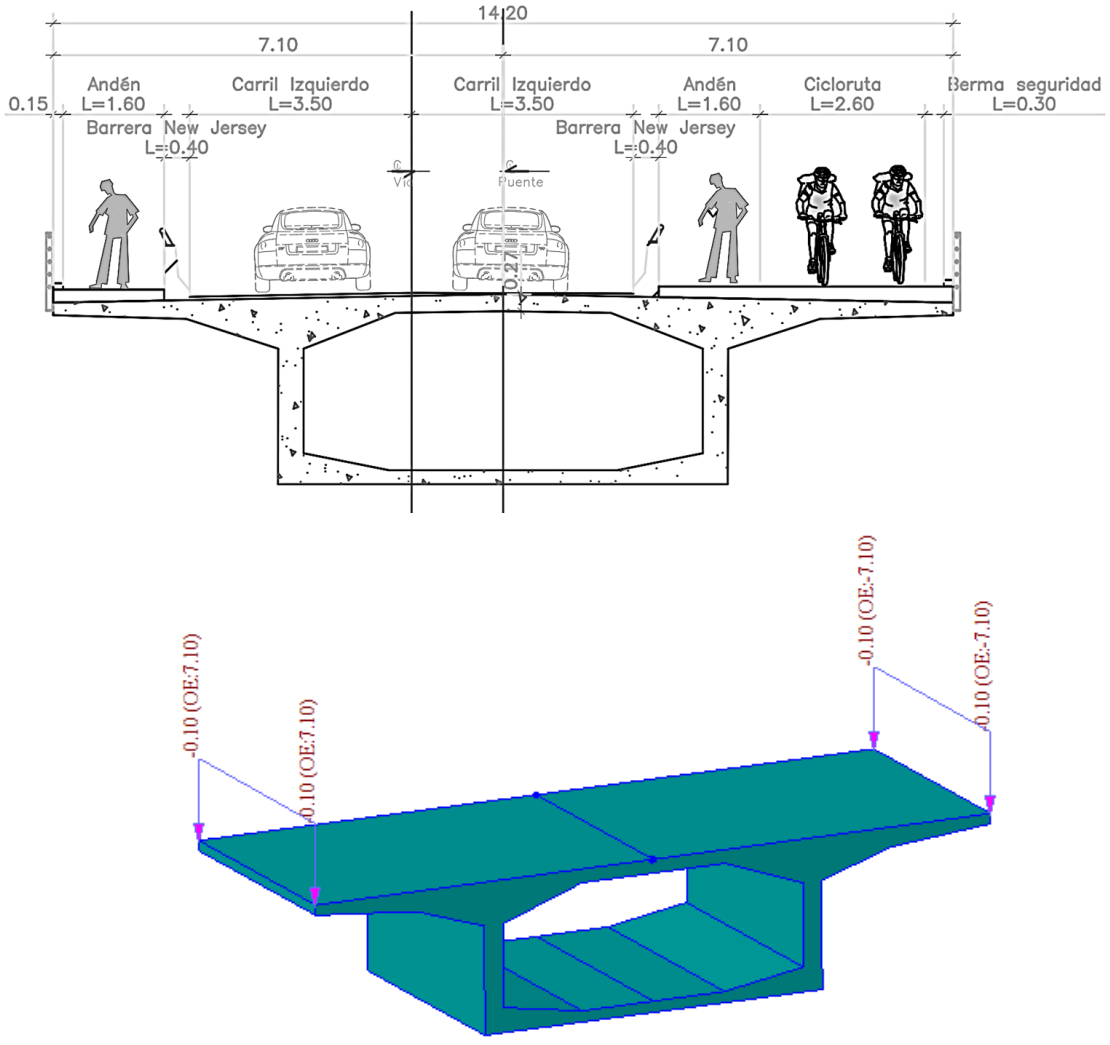


Figura 52. Cargas de baranda

Carga muerta de bordillos (DC): cargas muertas de componentes y accesorios aplicadas en el borde del tablero, determinada por 0.15 ton/m.

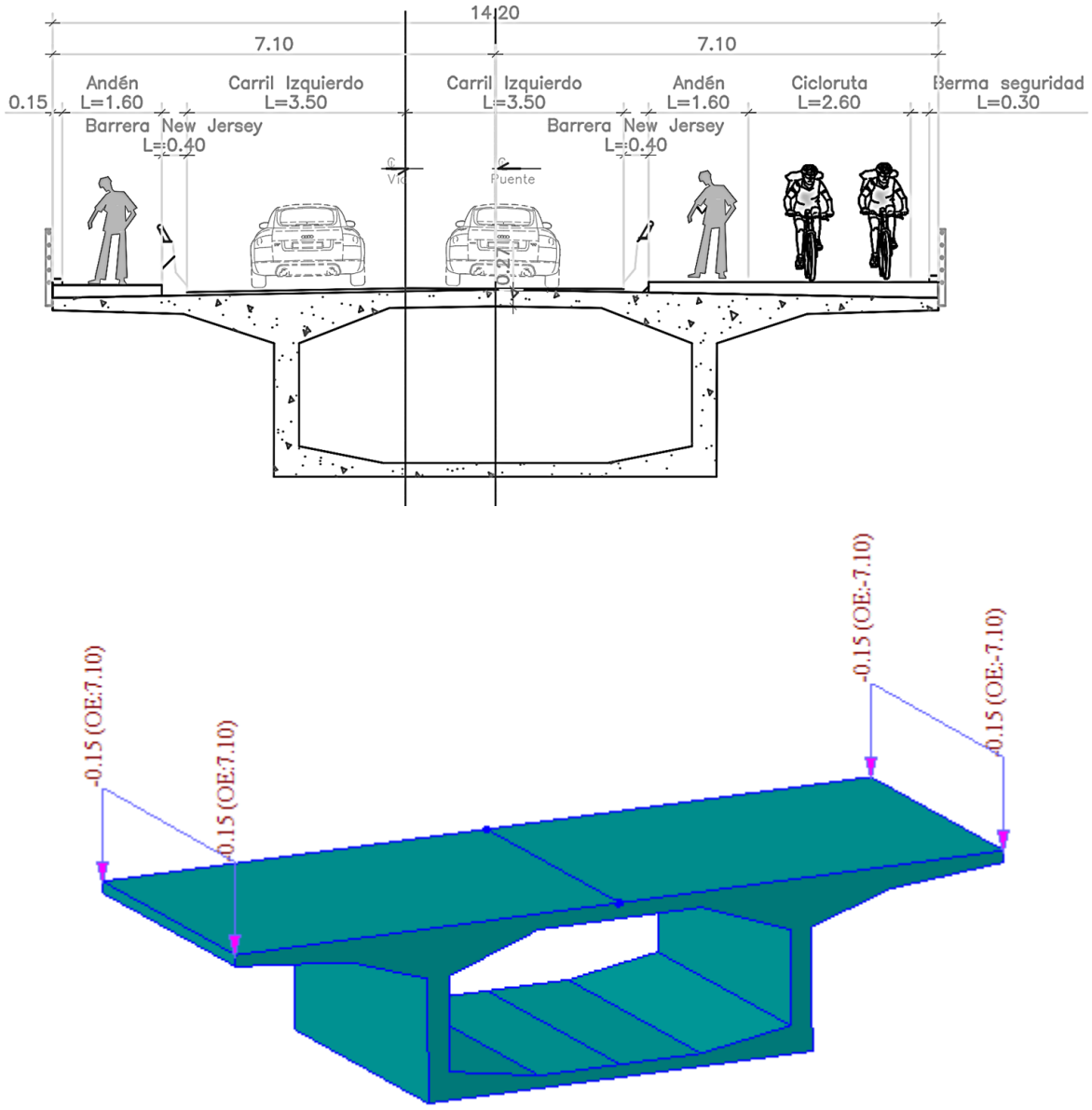
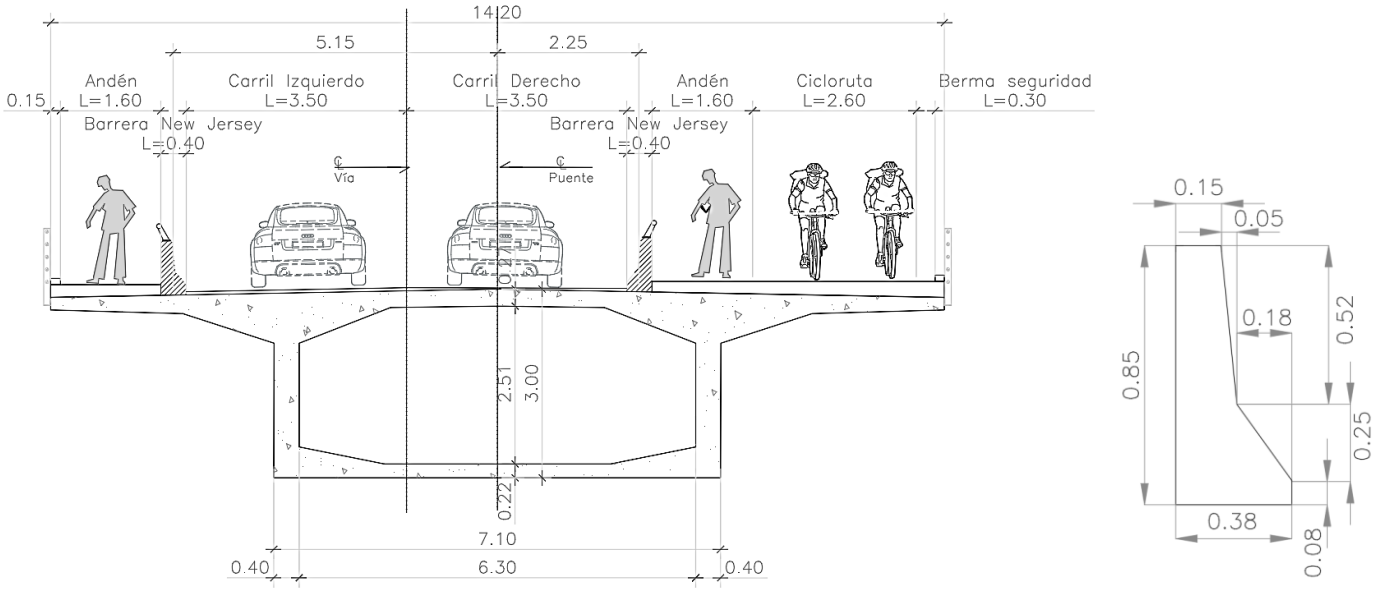


Figura 53. Cargas de bordillos

Carga muerta de Barreras New Jersey (DC): cargas muertas de componentes y accesorios aplicadas en el borde interno de cada andén, determinada por 0.55 ton/m.

Área = 0.225 m2
Carga = 0.225 m2 * 2.40 ton/m3 = 0.55 ton/m



La carga de barrera New Jersey se aplica a 5.15 m del eje central de la viga hacia el lado izquierdo y a 2.25m del eje central de la viga hacia el lado derecho

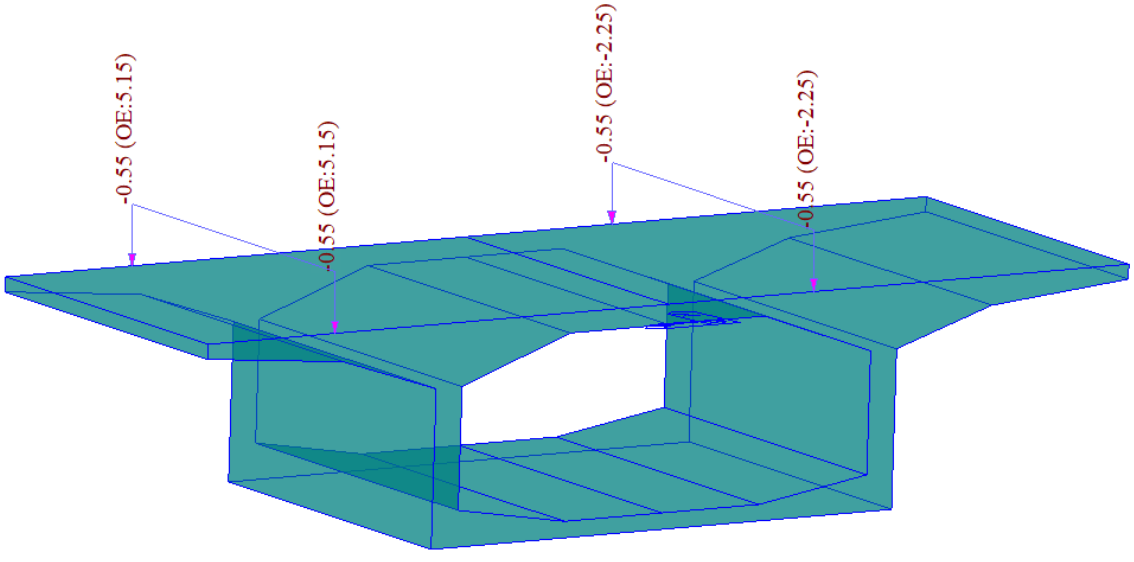


Figura 54. Cargas de barreras New Jersey

Carga muerta de andén (DC): cargas muertas de componentes y accesorios aplicadas en el lado derecho e izquierdo del tablero, determinada por 2.40 ton/m y 0.85 ton/m, respectivamente.

Andén derecho: (1.60m + 2.60m + 0.30m) * 0.22m * 2.40 ton/m3 = 2.40 ton/m
Andén izquierdo: 1.60m * 0.22m * 2.40 ton/m3 = 0.85 ton/m

Para el andén derecho, se tiene un ancho de pasarela de 4.50m y espesor de 0.22m; se aplica como carga distribuida con una excentricidad de 4.93m medidas desde el eje del puente.

Para el andén izquierdo, se tiene un ancho de pasarela de 1.60m y espesor de 0.22m; se aplica como carga distribuida con una excentricidad de 6.22m medidas desde el eje del puente.

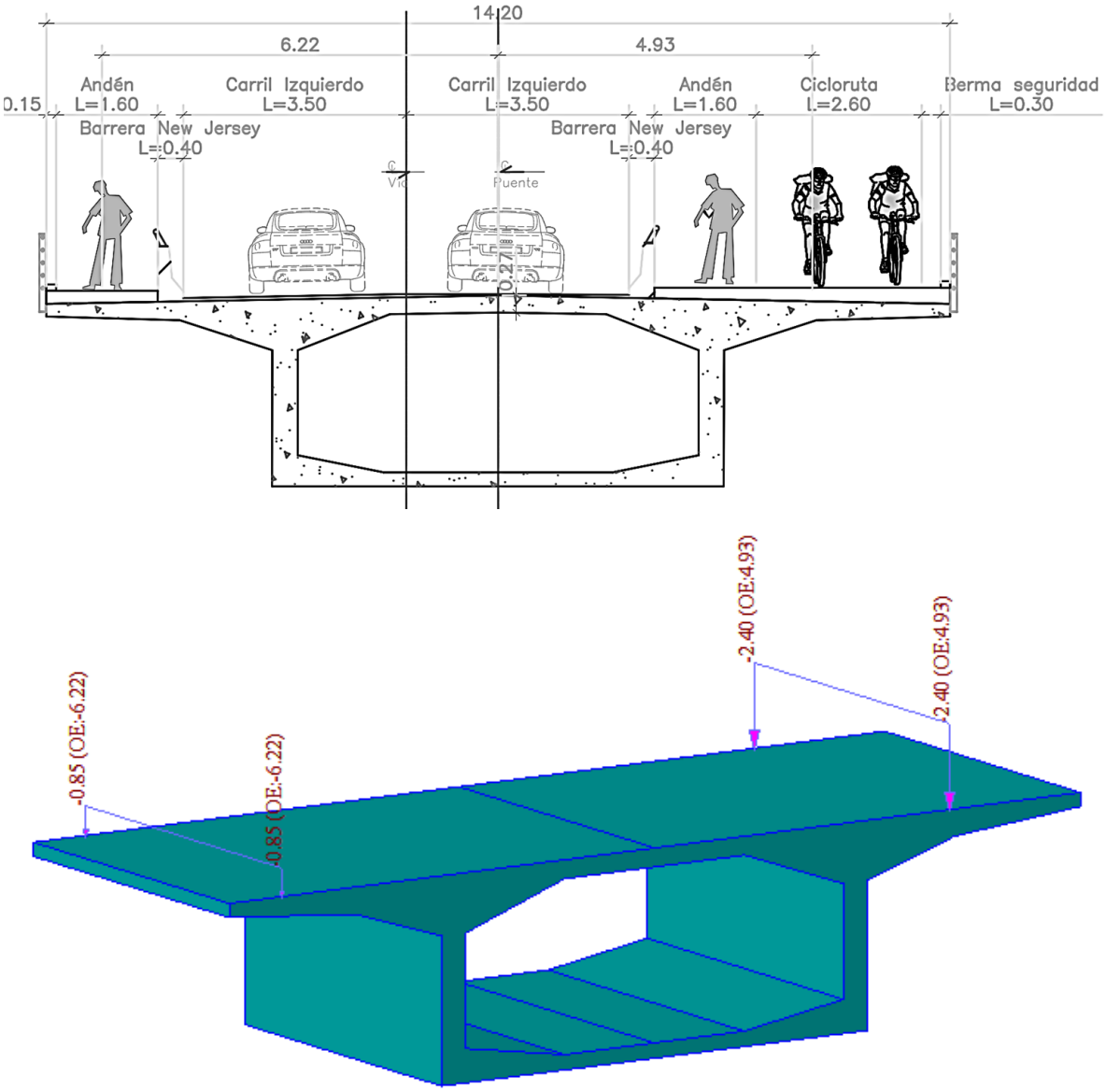


Figura 55. Cargas de andén

Sobre Carga de pavimento (DW)

Sobre carga de Pavimento (DW): cargas muertas por superficie de rodadura aplicadas sobre el tablero superior, se tiene una calzada bidireccional, con ancho de 7.0.0 m y dos carriles de 3.50m en total según diseño de trazado vial. La carga de pavimento se determinada por:

Espesor pavimento más repavimentación e=0.075m
Ancho de doble calzada 7.0m
Densidad pavimento γpav = 2.25 ton/m3

DW = 0.075m * 7.0m * 2.25 ton/m3 = 1.20 ton/m

Se aplica excéntricamente a una distancia de 1.44m medidas desde el eje del puente al eje de la vía.

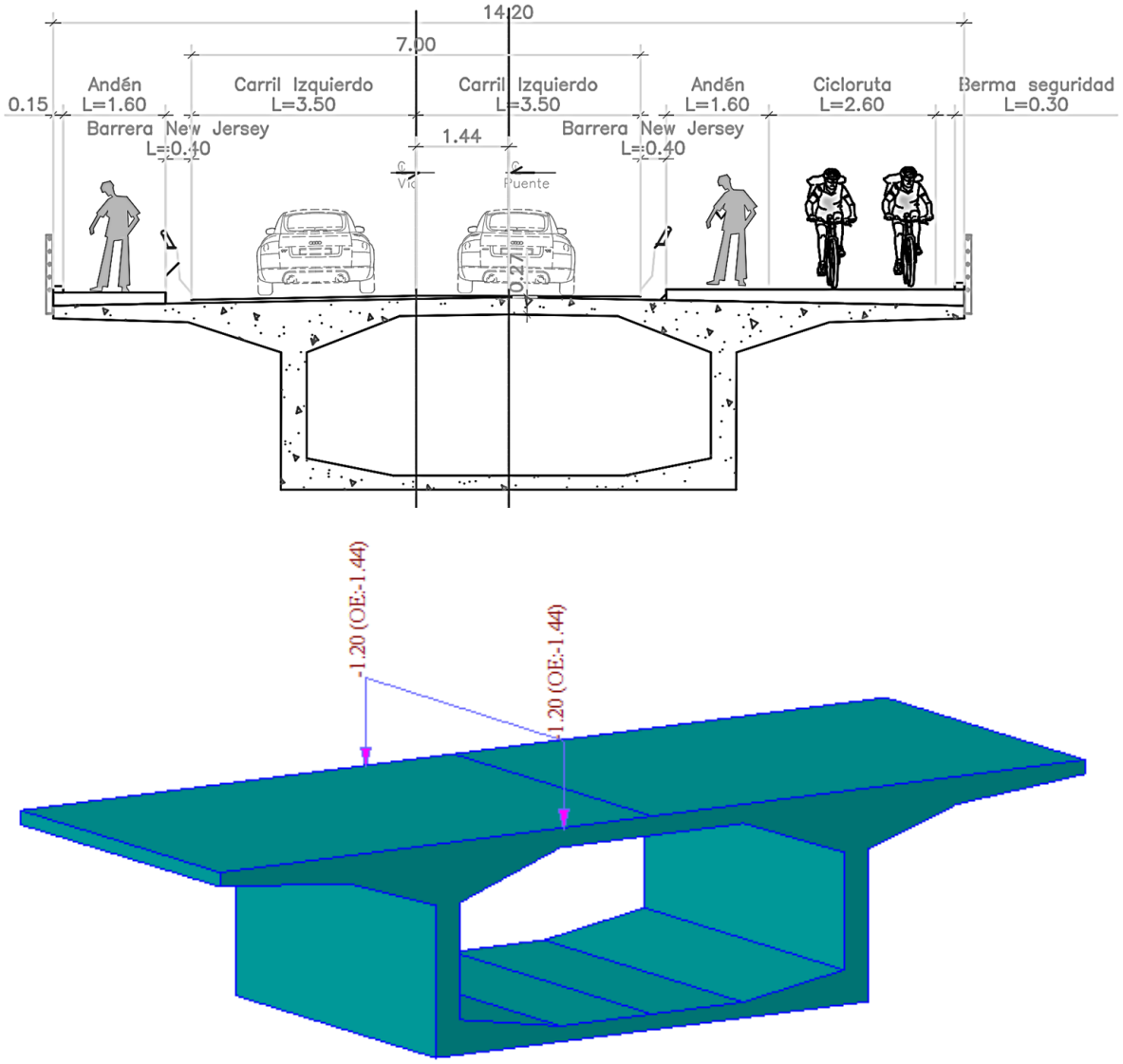


Figura 56. Cargas de pavimento

Carga viva vehicular (LL)

Para la aplicación de la carga viva se consideran las indicaciones de la sección 3.6 de la CCP-14.

Se analizará diferentes condiciones de servicio, sin embargo, se evaluará la condición más desfavorable para la estructura que corresponde a la variación de los diferentes carriles operativos:

1. cuando la estructura esté operando con un (1) carril de tráfico.
2. cuando la estructura esté operando con dos (2) carriles de tráfico.
3. cuando la estructura esté operando con tres (3) carriles de tráfico.

La carga viva de diseño será:

CAMIÓN DE DISEÑO

	(sin impacto)		(con impacto)	
P1 =	**40.0**	kN	**53.20**	kN
P2 =	**160.0**	kN	**212.80**	kN
P3 =	**160.0**	kN	**212.80**	kN

P1: Carga del eje delantero del camión
P2: Carga del eje medio del camión
P3: Carga del eje trasero del camión

CARRIL DE DISEÑO

w_L = 10.3 kN/m

AMPLIFICACIÓN POR CARGA DINÁMICA IM (3.6.2)

IM = 33%

TANDEM DE DISEÑO

	(sin impacto)		(con impacto)	
P1 =	**125.0**	kN	**166.25**	kN
P2 =	**125.0**	kN	**166.25**	kN

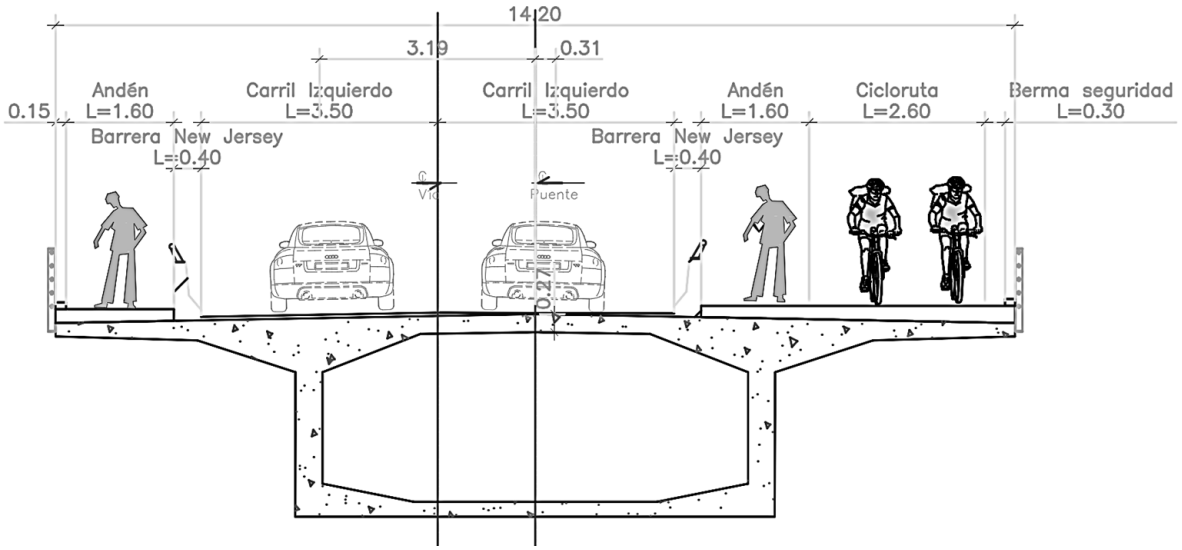
P1: Carga del eje delantero del tándem
P2: Carga del eje medio del tándem

CARRIL DE DISEÑO

w_L = 10.3 kN/m

AMPLIFICACIÓN POR CARGA DINÁMICA IM (3.6.2)

IM = 33%



CARRIL 1 – C1 carril derecho con excentricidad de 0.31m
CARRIL 2 – C2 carril izquierdo con excentricidad de 3.19m

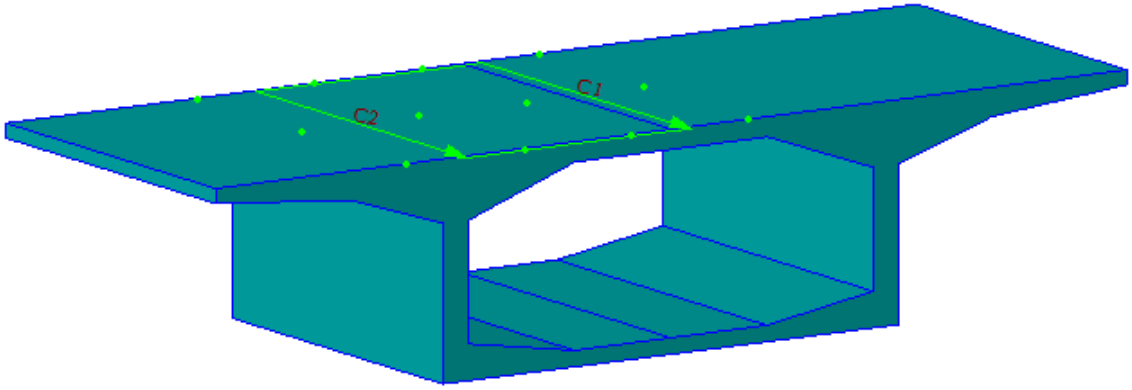
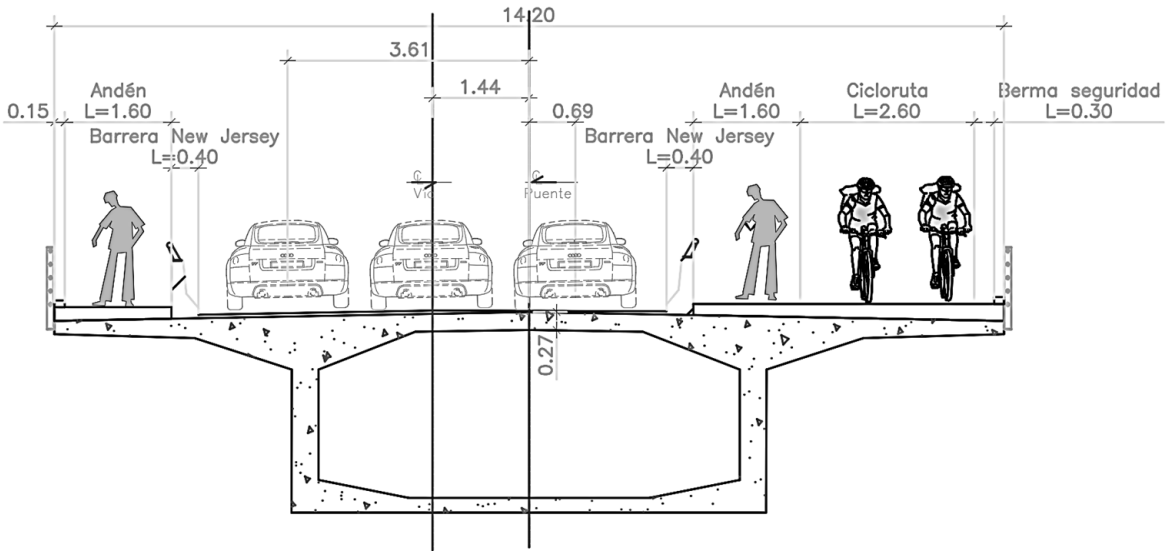


Figura 57. Cargas vivas vehicular con dos carriles.



CARRIL 1 – C_IZQ con excentricidad de 3.61 m
CARRIL 2 – C_CEN con excentricidad de 1.44 m
CARRIL 3 – C_DER excentricidad de 0.69m

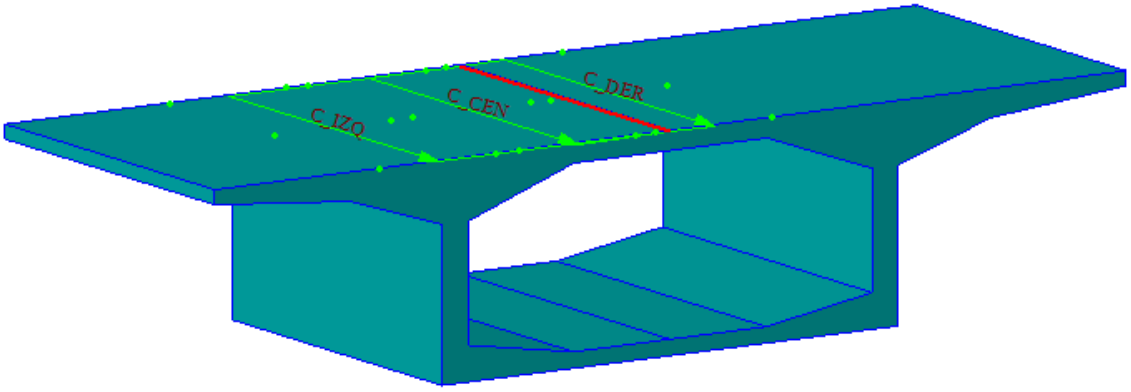


Figura 58. Cargas vivas vehicular con tres carriles.

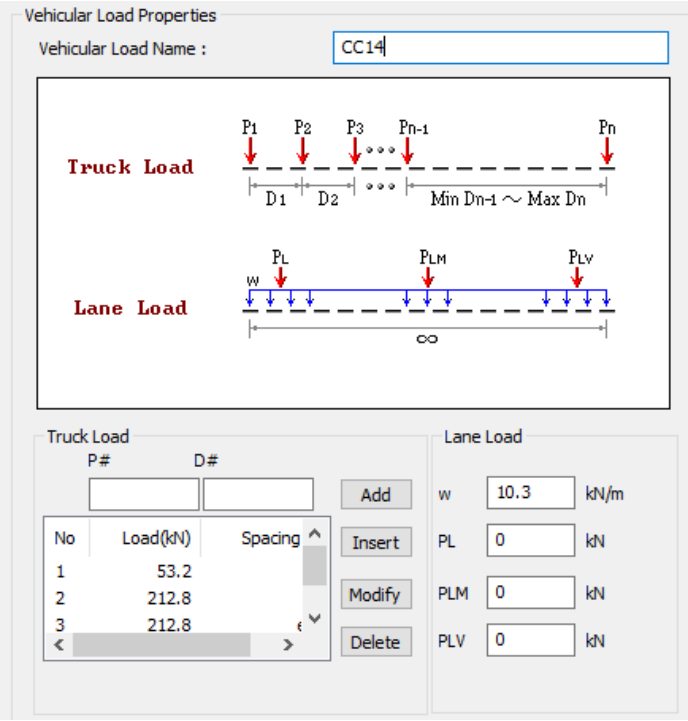


Figura 59. Camión de diseño CC14

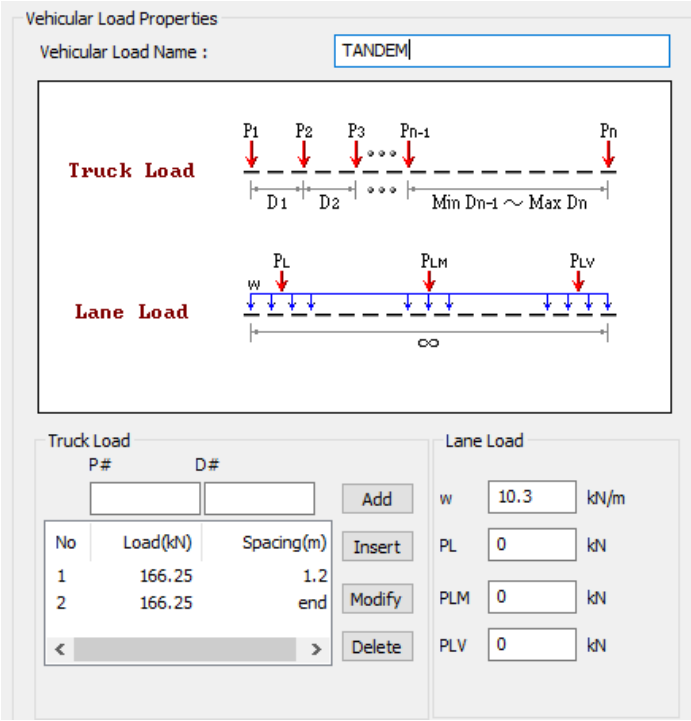


Figura 60. Tándem de diseño CC14

Carga Viva Peatonal (PL)

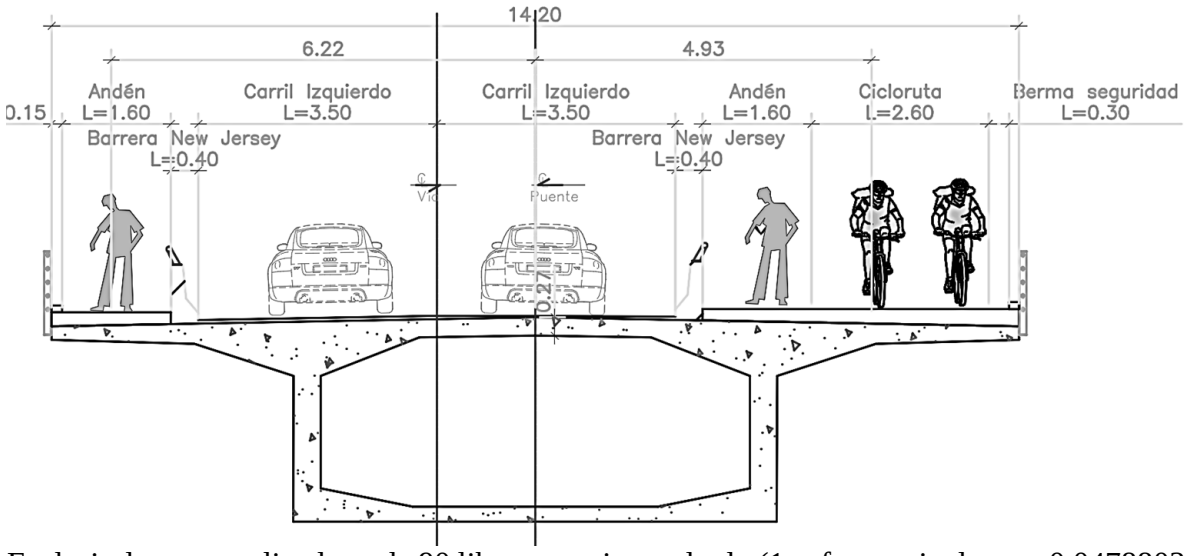
Aplicada sobre el tablero superior a los extremos derecho e izquierdo que soporta la pasarela peatonal y ciclo-ruta, en la misma dirección vertical de la gravedad; el ancho total de la pasarela peatonal es de 4.50 m para el costado derecho y 1.60m para el costado izquierdo, por tanto, la carga viva peatonal corresponde según lo descrito en la sección 3 numeral 3.6.1.6 del CCP-2014:

> Los puentes exclusivos para peatones, tráfico ecuestre, vehículos livianos de mantenimiento, y/o tráfico de bicicletas deberían diseñarse de acuerdo con *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* de la AASHTO.

Figura 61. CCP-2014 referente a la carga viva peatonal.

> **3.1—PEDESTRIAN LOADING (PL)**
>
> Pedestrian bridges shall be designed for a uniform pedestrian loading of 90 psf. This loading shall be patterned to produce the maximum load effects. Consideration of dynamic load allowance is not required with this loading.

Figura 62. LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges.



Es decir, la carga aplicada es de 90 libras por pie cuadrado (1 psf es equivalente a 0.0478803 kPa) aproximadamente 4.40 kN/m^2 (0.45 ton/m2), con el fin de calcular los efectos torsionales producidos por la carga parcial de la pasarela, la carga viva peatonal y ciclo-ruta está determinada por

$$PL = 0.45\ {}^{ton}/_{m^2} * 1.60\ m = 0.75\ {}^{ton}/_{m}$$

La carga peatonal del costado izquierdo, se aplica con una excentricidad de 6.22m

$$PL = 0.45\ {}^{ton}/_{m^2} * 4.50\ m = 2.05\ {}^{ton}/_{m}$$

La carga peatonal del costado derecho, se aplica con una excentricidad de 4.93m

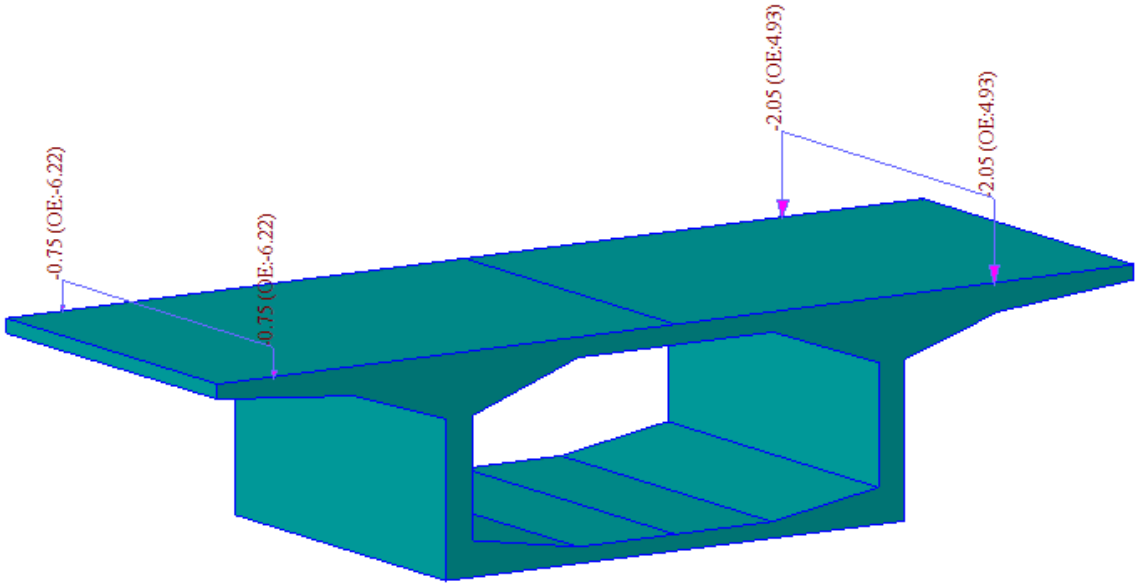


Figura 63. Cargas vivas peatonales.

Carga de viento (W):

Las cargas de viento fueron definidas según el artículo 3.8.1.3 del código CCP-14. Se consideró carga de viento sobre la carga viva (WL), presión de viento vertical (WV) y carga de viento sobre la estructura (W).

Adicionalmente, se aclara que la carga de viento se consideró horizontalmente sobre la estructura tal cual lo describe el artículo 3.8.1.2.1 "La dirección del viento de diseño debe suponerse horizontal, a menos que se especifique otra cosa en el artículo 3.8.3".

Artículo 3.8.3.1. "Deben tener en cuenta las fuerzas aeroelásticas en el diseño de puentes y los componentes que sean sensibles al viento. Para los fines de este artículo, todos los puentes con una relación de vano a profundidad, y componentes estructurales con una relación de longitud a profundidad, mayor que 30,00 deben considerarse sensibles al viento".

Profundidad apoyo: 16,00 m

Vano: 160 m

$$Relación\ \frac{Vano}{profundidad} = \frac{160.0m}{16.0m} = 10.0 < 30.0\ OK$$

Como la relación Vano/Profundidad es menor de 30 no debe evaluarse la inestabilidad Aeroelástica y la carga de viento puede aplicarse horizontalmente sobre la estructura

Debe aplicarse la carga de viento sobe la estructura, usando la presión básico PB debido a la ausencia de datos precisos del sitio, por tanto, siguiendo la tabla 3.8.1.2.1-1 para una velocidad básica del viento V_B = 160km/h:

Tabla 3.8.1.2.1-1 — Presiones Básicas, P_B, Correspondientes a $V_B = 160$ km/h

Componente de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas, y Arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies grandes Planas	0.0019	NA

Figura 64. Párrafo del CCP-2014 referente a la carga de viento.

Para vigas se tiene una carga de barlovento de 0.0024 MPa, que equivale aproximadamente a 245 kg/m2.

Sin embargo, dada la altura de la estructura, se tiene

$$V_{DZ} = (2.5)(V_0)\left(\frac{V_9}{V_B}\right) ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Condición	Campo Abierto	Suburbano	Ciudad
V_o (km/h)	13.20	17.50	19.30
Z_o (m)	0.07	1.00	2.50

De la anterior tabla, se obtiene los valores de Vo y Zo

$$V_{DZ} = (2.5)(13.20)\left(\frac{160}{160}\right) ln\left(\frac{16.0}{0.07}\right) = 179.25\ km/h$$

$$P_D = P_B\left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = 245\left(\frac{179.25}{160}\right)^2 = 307.50\ kg/m^2$$

Como criterio conservador, se aplicará la carga de viento horizontal teniendo en cuenta la mayor altura de la dovela cero; Para el viento horizontal se tiene que la altura media de la viga cajón más altura de bordillo es de (8.0 m + 3.0 m) / 2 = 5.50m + 0.25 m y se aplica a H/2, tal que:
H=5.75m

$$F_W = P_D * H = 307.50\frac{kg}{m^2} * 5.75m = 1768.125\frac{kg}{m} = 1.77\frac{tn}{m}$$

Para el viento vertical se debe tener en cuenta que la magnitud es de 100 kg/m2 por el ancho total de la superestructura del puente, cuando no existe circulación vehicular, aplicada por el eje central del puente.

$$P_V = Pve * W = 100\frac{kg}{m^2} * 14.20\ m = 1420\frac{kg}{m} = 1.42\frac{tn}{m}$$

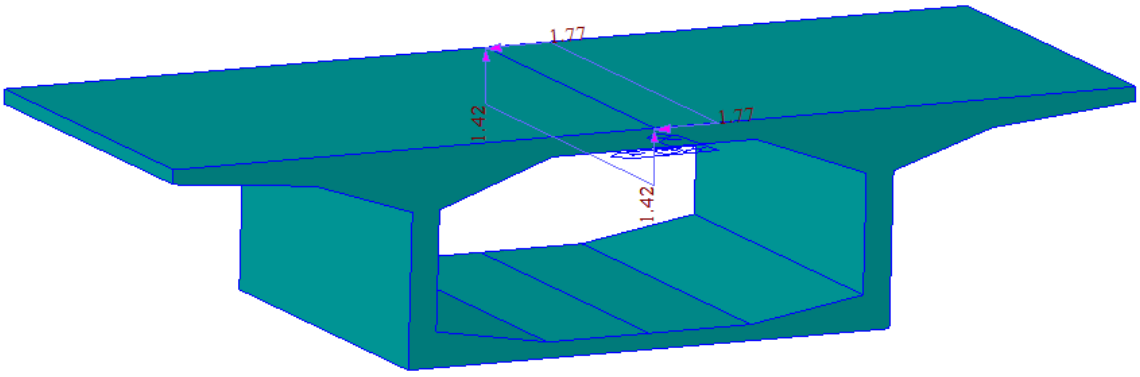


Figura 65. Cargas de viento horizontal y vertical puente viga cajón.

Carga de viento sobre carga viva (WL):

La presión de viento sobre la carga viva, se representa como una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 kN/m (0.15 ton/m), según la tabla 3.8.1.3-1 para un ángulo de esviaje de cero grados y aplicada a 1.80m de altura sobre el tablero del puente:

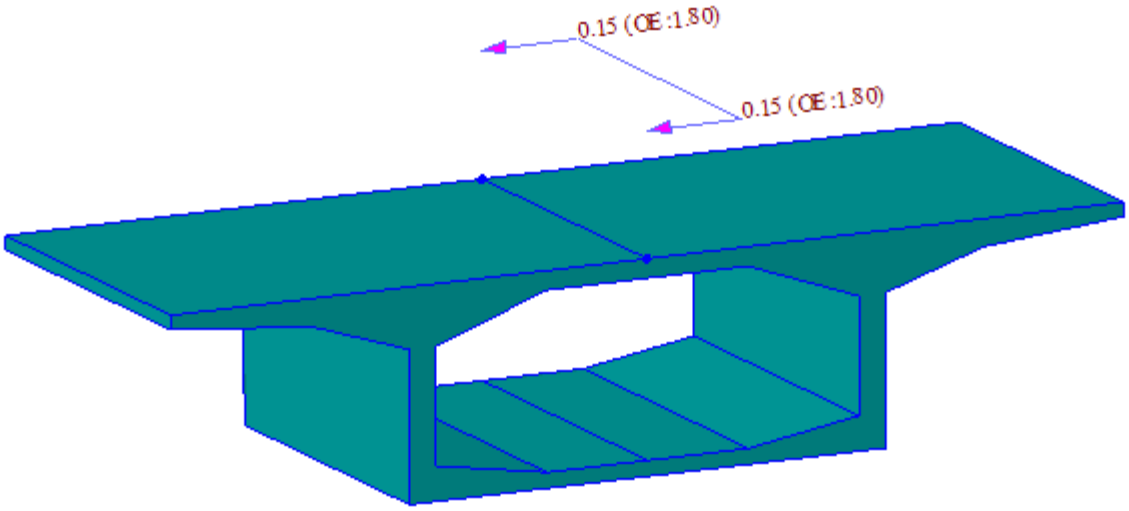


Figura 66. Cargas de viento transversal sobre la carga viva.

Carga de frenado (BR):

De acuerdo con las especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25% de los pesos por eje de camión o tándem de diseño
- 5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril
- Longitud total del puente L=320.0m

Para este caso, teniendo en cuenta que la carga de camión CC-14 es de 36 ton, el peso de tándem es de 25 ton.

La fuerza de frenado se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección, asumiendo que a futuro los dos carriles transportan tráfico en la misma dirección y considerando un factor de presencia múltiple FPM=1.00 se tiene:

BR1=0.25 * 36 ton * 3 vías * 0.85 FPM = 22.95 ton
BR2=0.25 * 25 ton * 3 vías * 0.85 FPM = 15.94 ton
BR3=0.05 * (36 ton + (320m) * 1.03) * 3 vías * 0.85 FPM = 46.61 ton
BR4=0.05 * (25 ton + (320m) * 1.03) * 3 vías * 0.85 FPM = 45.21 ton

Se selecciona la mayor de todas, que para este caso es la BR3 = 46.61 ton
La carga de frenado se aplica a 1.80m medidos desde el tablero.

Mf = momento de frenado = BR3*brazo = 46.61 ton*1.80m = 83.90 ton.m

Mf por metro lineal = 83.90 ton.m/320.0m = 0.26 ton.m
Pf = carga de frenado = BR3/L = 46.61ton /320m = 0.15 ton/m

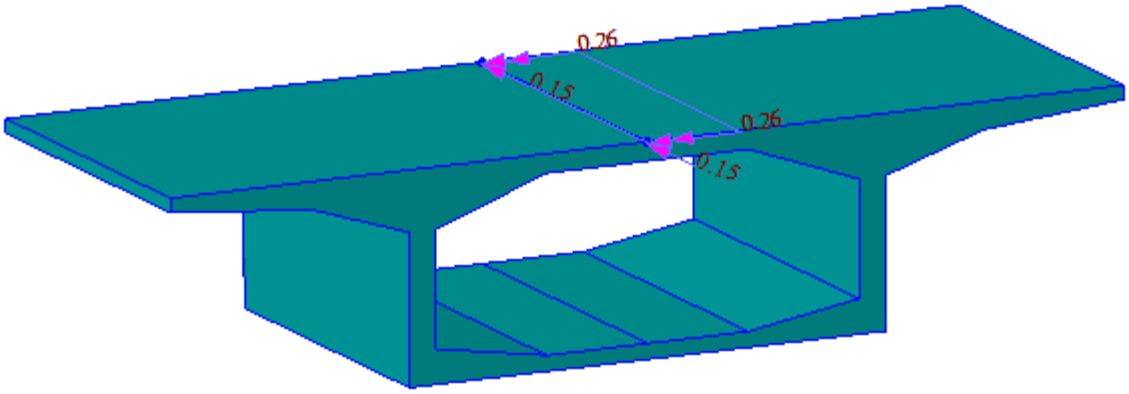


Figura 67. Cargas de frenado.

Carga de temperatura (TU)

Para evaluar los efectos estructurales de retracción, fluencia y deformación por temperatura, se aplica al modelo de la estructura una variación de temperatura según el CCP-14.
Las cargas de temperatura son evaluadas con un gradiente de temperatura que es aplicado sobre toda la superestructura. Las dovelas se diseñan tomando estas cargas en el modelo por lo que el refuerzo dispuesto cumple todas las combinaciones que se enuncian

Durante el diseño estructural del puente, se toma un gradiente de temperatura de 10°C como criterio del diseñador estructural que va de la mano con la experiencia obtenida por el comportamiento ante esta carga de otros puentes de la misma tipología en nuestra región

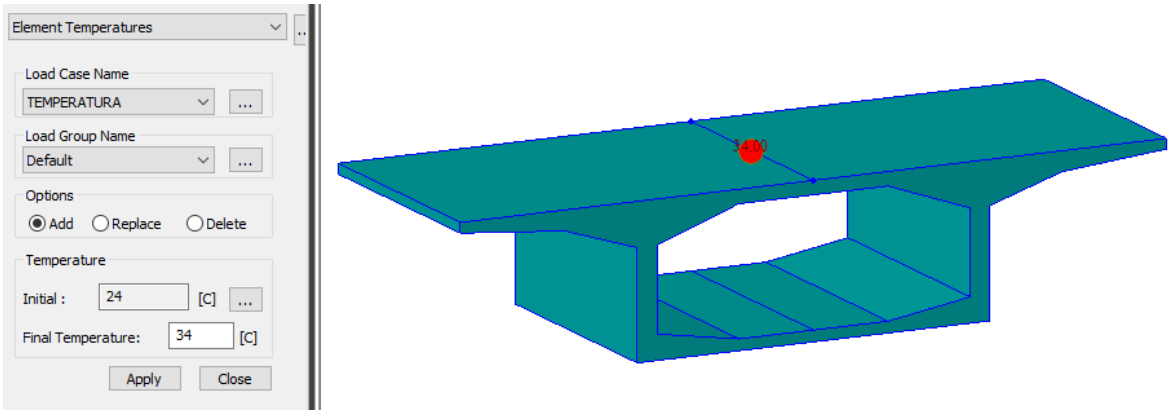


Figura 68. Cargas de temperatura.

Fuerza Centrífuga (CF)

Los puentes curvos en un plano horizontal están sujetos a fuerzas centrífugas que afectan principalmente el diseño de la subestructura. El porcentaje de carga vertical por camión estándar o tándem que se toma para el cálculo de la fuerza centrífuga está definido de la siguiente manera

$$C = f * \frac{v^2}{g * R}$$

f: 4/3 (excepto en caso de fatiga)
v = velocidad = 60 km/h = 16.67 m/s
g = gravedad = 9.81 m/s2
R = radio de curvatura = 260.0m
m = factor de presencia múltiple = 1 (para dos carriles)

$$C = (4/3) * \frac{(16.67\ m/s)^2}{9.81 \frac{m}{s^2} * 260m}$$

$$C = 0.145$$

CV = peso camión diseño CCP-14 (sin impacto) = 36.0 ton

CE = fuerza horizontal de corte sobre cada columna

CE = C * CV * # carriles * m

CE = 0.145 * 36.0 ton * 2 carriles * 1
CE = 10.45 ton

En estos casos, no se aplica el factor por carga dinámica IM

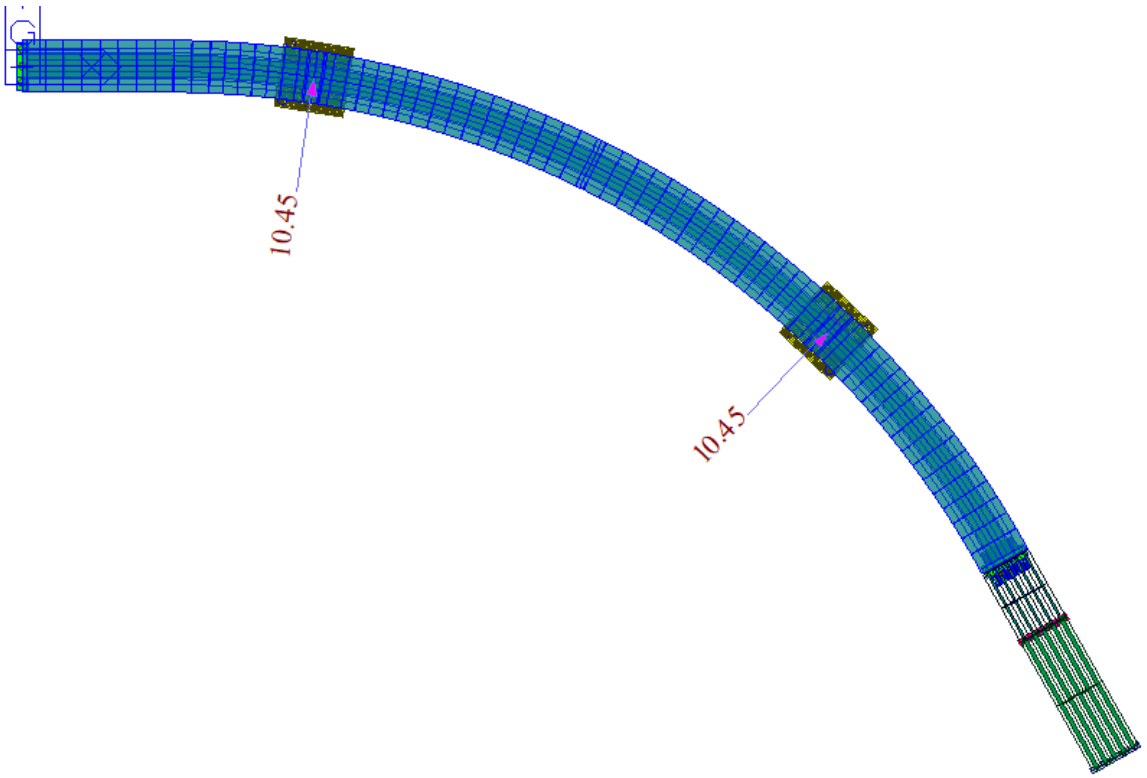


Figura 69. Cargas de fuerza centrífuga.

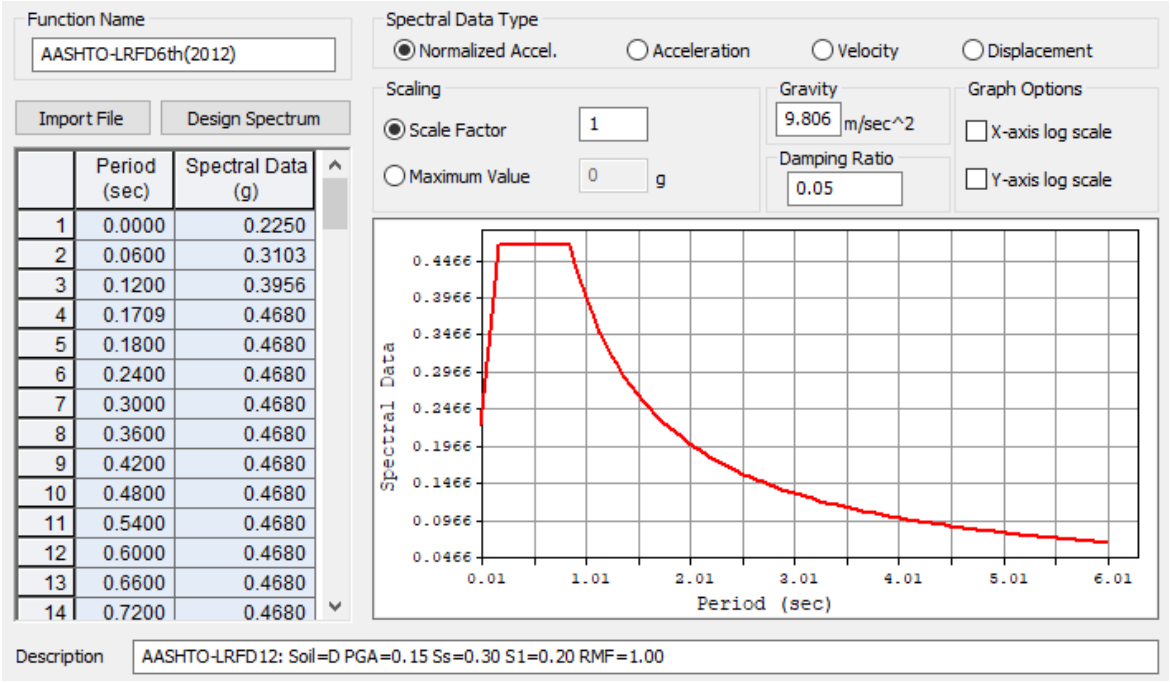
Carga Dinámica (EQ)

El análisis sísmico y cálculo de las cargas dinámicas se realizará de acuerdo al Título 3.10 del CCP-14; adicionalmente considerando el tipo de estructuras teniendo en cuenta lo expuesto en el titulo 3.10.5 – Clasificación Operacional este puede clasificarse como puente esencial.

El espectro de diseño, se realizará teniendo en cuenta los parámetros sísmicos dados en el estudio geotécnico y se tendrán en cuenta los efectos ortogonales del sismo, donde se considerará el 100% actuando en la dirección longitudinal más el 30% del sismo en la dirección transversal y posteriormente el sismo actuando 100% en la dirección transversal y 30% en la dirección longitudinal.

El modelo estructural debe ser afectado por las fuerzas sísmicas generadas por el espectro de aceleraciones de diseño, grafica que dependen de los siguientes parámetros sísmicos:

Coeficiente de aceleración pico efectiva PGA	Región 3 = 0.15
Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal Ss	Región 3 = 0.30
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal S1	Región 4 = 0.20



	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.2250
2	0.0600	0.3103
3	0.1200	0.3956
4	0.1709	0.4680
5	0.1800	0.4680
6	0.2400	0.4680
7	0.3000	0.4680
8	0.3600	0.4680
9	0.4200	0.4680
10	0.4800	0.4680
11	0.5400	0.4680
12	0.6000	0.4680
13	0.6600	0.4680
14	0.7200	0.4680

Figura 70. Espectro de aceleraciones de diseño CCP14

Empuje Horizontal Del Suelo (EH)

Se supone que la presión horizontal del suelo aumenta linealmente con la profundidad siguiendo la relación:

$$p_{EH} = K * \gamma_s * Z$$

Donde K corresponde al coeficiente de presión lateral del suelo según corresponda. Esta carga se utilizó para el cálculo del espaldar y las aletas de contención.

Fuerzas Debidas Al Flujo Plástico (CR)

Se consideró con base al CEB-FIP (2010) teniendo en cuenta que la humedad promedio en el sector es de aproximadamente el 70% y el concreto a usar es de endurecimiento normal.

Fuerzas Debidas A La Retracción (SH)

Se consideró con base al CEB-FIP (2010) teniendo en cuenta que la retracción del concreto comienza a partir del tercer día de vaciado y se está usando concreto de endurecimiento normal.

Carga De Presforzado (PS)

La carga de presforzado consiste en tensionar todos los cables a un 75% de su tensión de fluencia f_{pu}, de manera que antes del acuñamiento los esfuerzos en los gatos son los esfuerzos límites establecidos en la tabla 5.9.3-1 para torones de preesfuerzo.

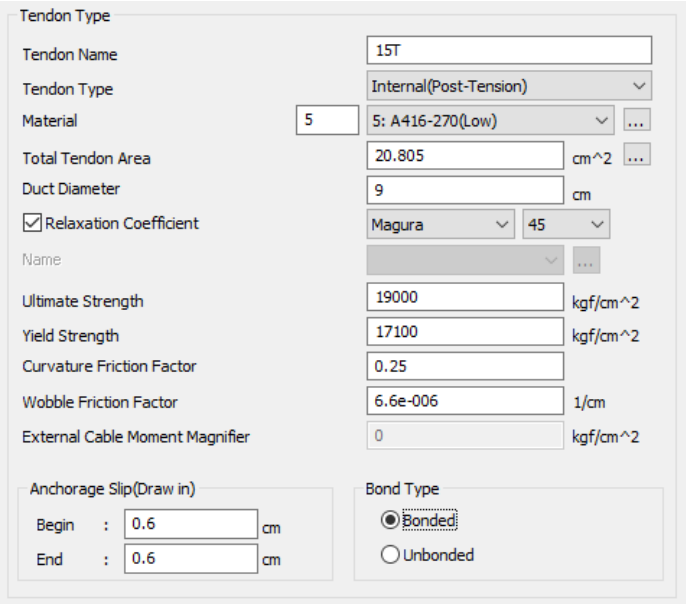


Figura 71. Propiedades del cable de presfuerzo 15 torones

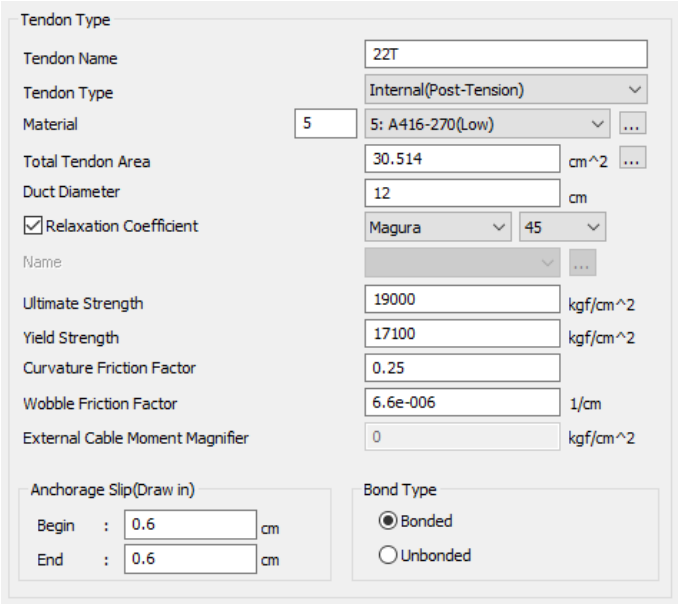


Figura 72. Propiedades del cable de presfuerzo 22 torones

Fpu = 19000 kg/cm2
Fpy = 0.9*fpu = 0.9*19000 = 17100 kg/cm2
Fpi = 0.75* fpu = 0.7*19000 = 14300 kg/cm2

Fuerza del cable de 15 torones

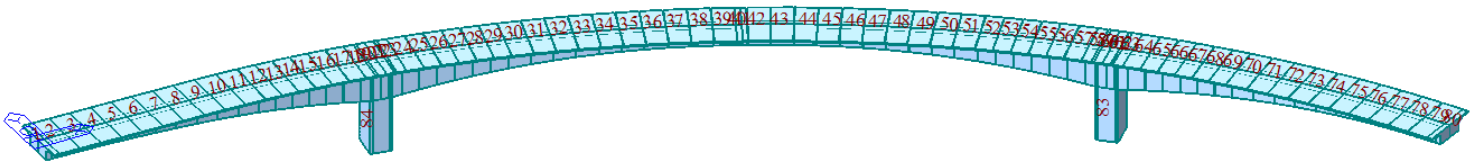
Ci = fpi * Asp *# torones
Ci = 14300 kg/cm2 * 1.40 cm2 * 15 torones
Ci = 300300 kg
Ci = 300.30 ton

Fuerza del cable de 22 torones

Ci = fpi * Asp *# torones
Ci = 14300 kg/cm2 * 1.40 cm2 * 22 torones
Ci = 440440 kg
Ci = 440.40 ton

3.5.8. RESULTADOS EN PROCESO CONSTRUCTIVO

3.5.8.1. ELEMENTOS PUENTE



El viaducto Sinú está constituido por tres (3) vanos, un vano externo de 80.0m, un vano central de 160.0m y otro vano externo de 80.0m.

Se subdivide en 4 voladizos cada uno de 80.0m a fin de poder visualizar el proceso constructivo por cada apoyo intermedio principal, es por ello que se discrimina cada voladizo por 20 elementos, teniendo en cuenta la dovela maciza, dovela de cierre, dovela diafragma y dovelas de transición con variación de altura entre 8.0m para dovela 0 y 3.0m para dovela de cierre.

3.5.8.2. SOLICITACIONES

A continuación, se presentan los momentos y cargas axiales en toda la longitud del puente para cada una de las etapas constructivas; estas solicitaciones corresponden al peso propio de cada una de las dovelas; al momento producido por el carro de avance, el cual se consideró con un peso aproximado de 100 ton, el peso del concreto fresco durante cada vaciado y a la fuerza de tensionamiento aplicada en cada etapa constructiva. La fuerza axial se considera correspondiente a las cargas de preesfuerzo.

Se evaluó además las tensiones máximas de tracción y compresión en cada etapa constructiva verificando que no sobrepasen los límites establecidos por el código en el capítulo 5.9 de la CCP14.

- Límite de esfuerzo para compresión: - **275.32 ton/m^2** (Esfuerzo de preesfuerzo + Cargas permanentes). (Tabla 5.9.4.2.1-1)

- Límite de esfuerzo para tensión: **34.12 ton/m^2** (Para áreas sin refuerzo de preesfuerzo adherido) (Tabla 5.9.4.1.2-1)

Se definen tres (3) tipos de familias de cables de postensado:

Cable tipo A: momento negativo de construcción (postensado cara superior viga)
68 cables de 22 torones cada uno

Cable tipo B: momento positivo sobre estribos (postensado cara inferior viga)
8 cables de 15 torones cada uno por cada estribo

Cable tipo C: momento positivo en vano central (postensado cara inferior viga)
28 cables de 22 torones cada uno



Figura 73. Etapa de construcción CS1 - fundida dovela 0

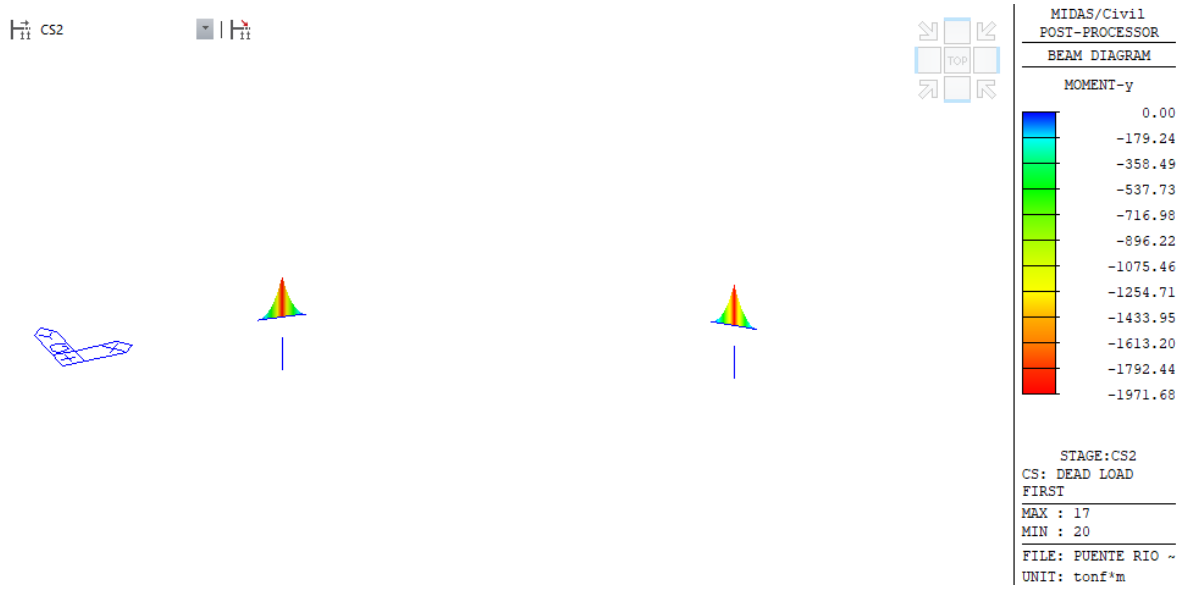


Figura 74. Etapa de construcción CS2 - fundida dovela 1



Figura 75. Etapa de construcción CS3 - fundida dovela 2

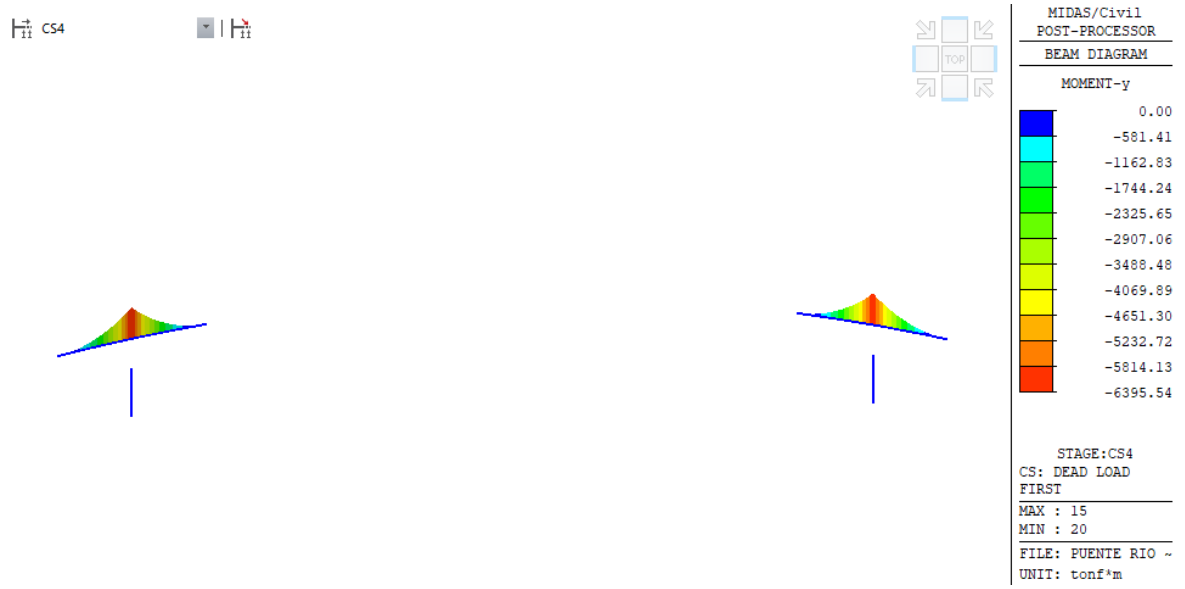


Figura 76. Etapa de construcción CS4 - fundida dovela 3

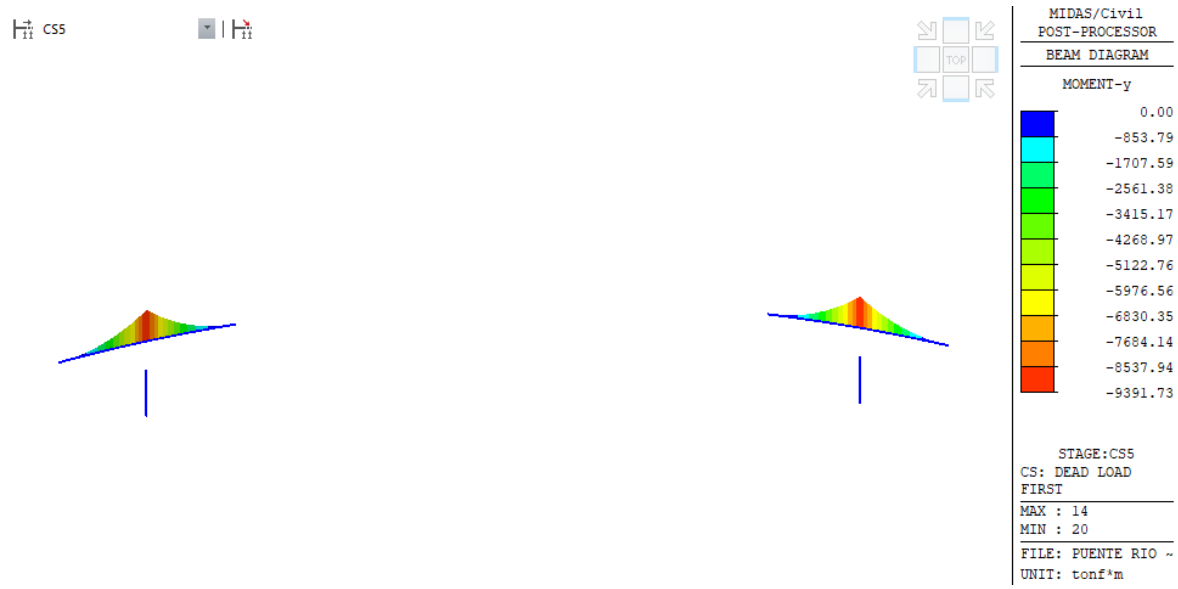


Figura 77. Etapa de construcción CS5 - fundida dovela 4

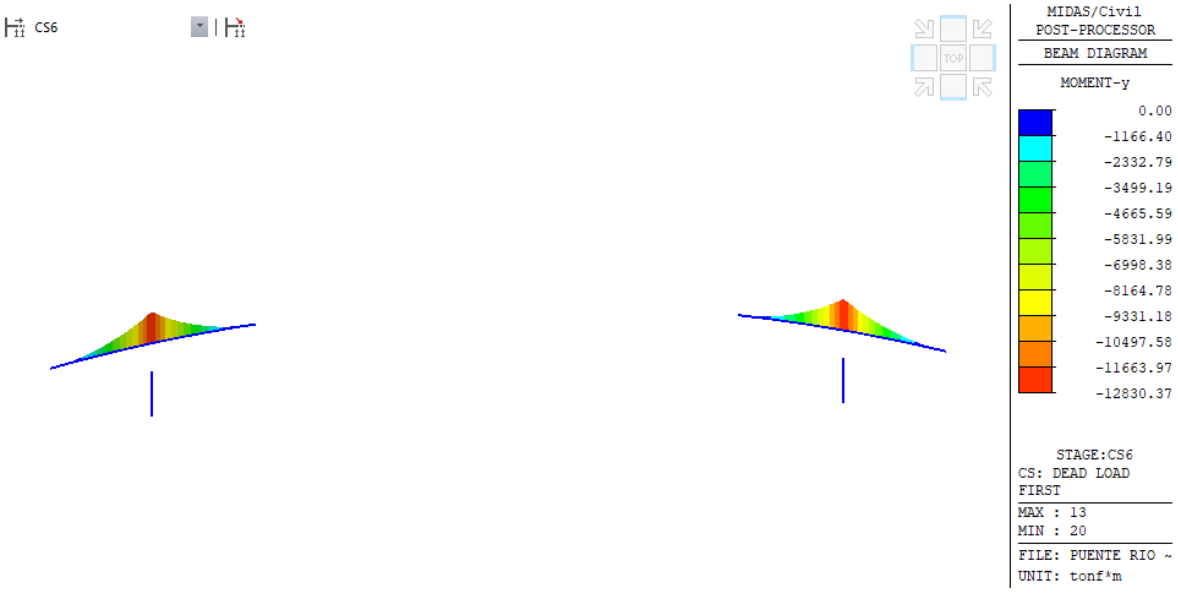


Figura 78. Etapa de construcción CS6 - fundida dovela 5

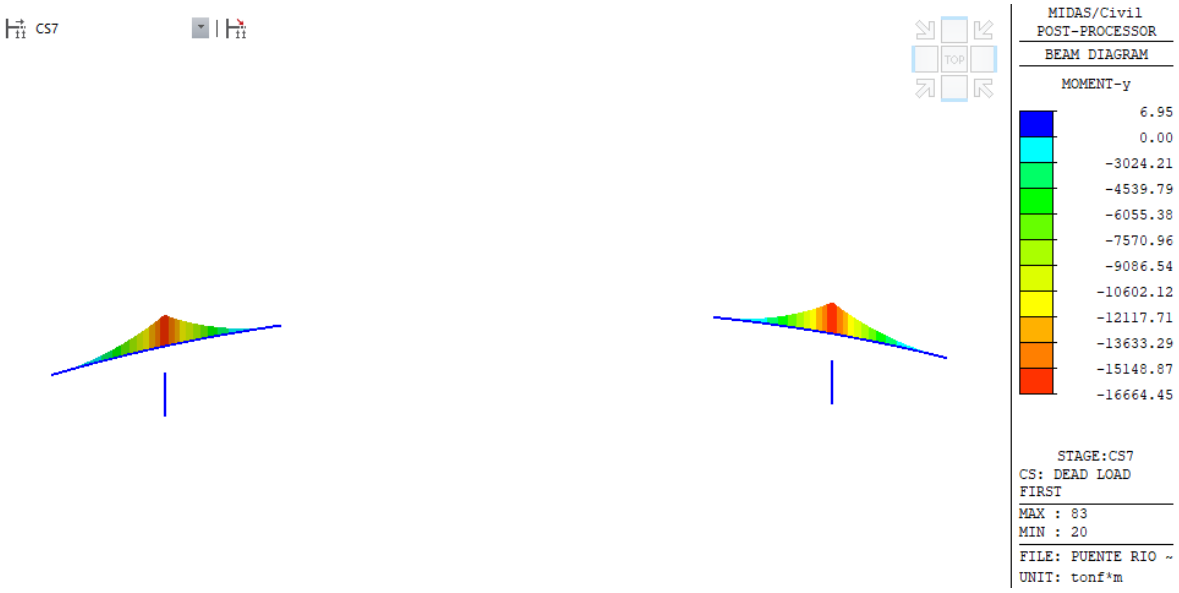


Figura 79. Etapa de construcción CS7 - fundida dovela 6

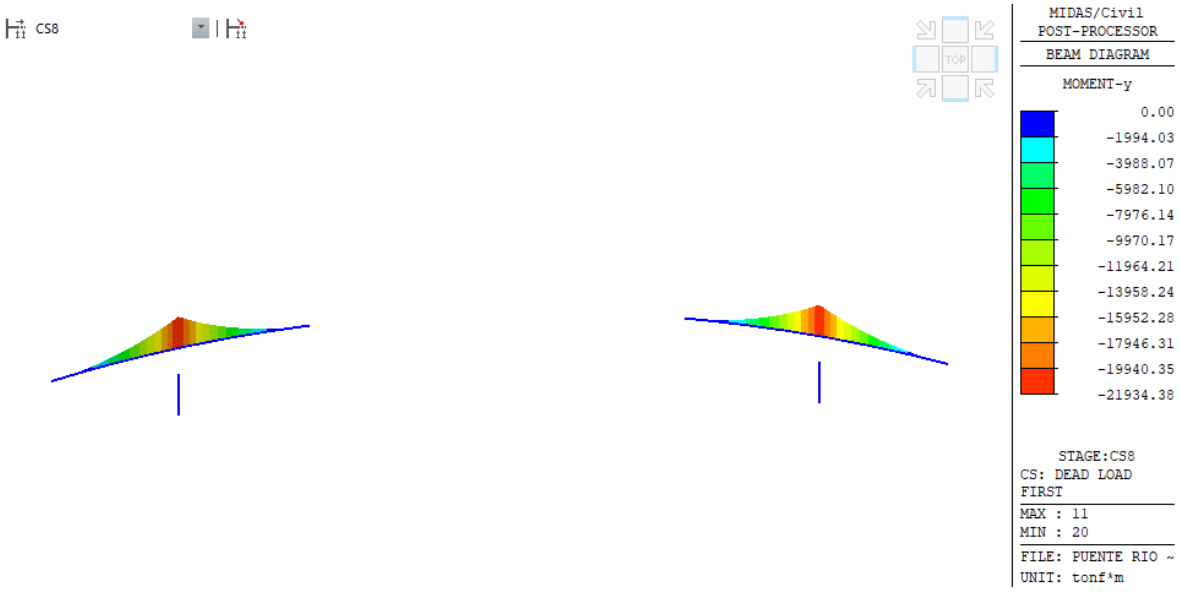


Figura 80. Etapa de construcción CS8 - fundida dovela 7

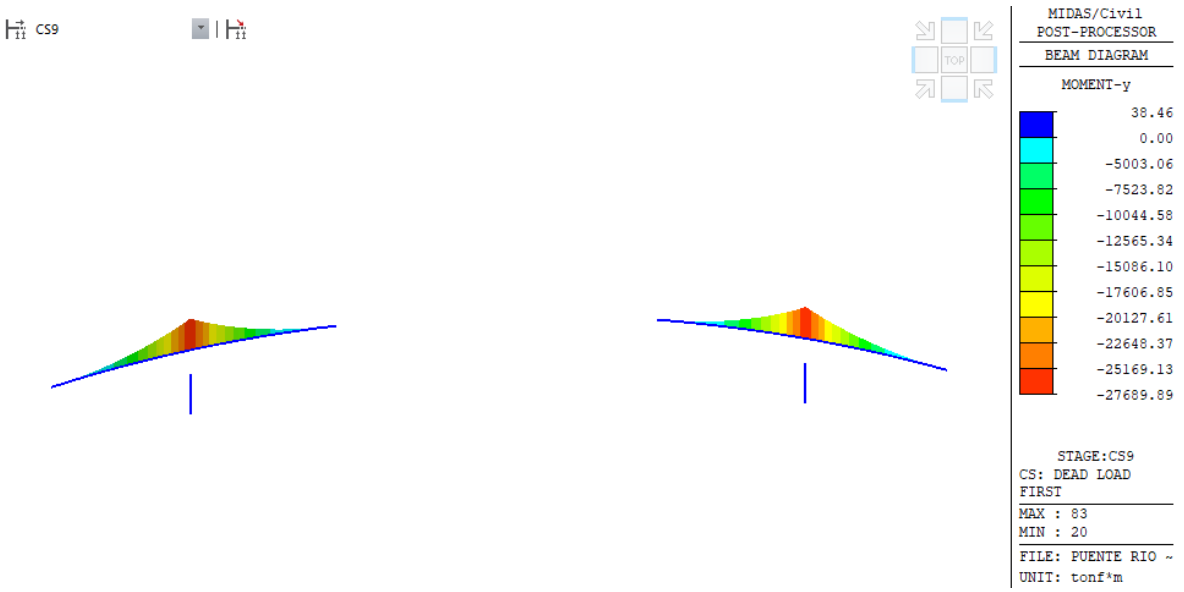


Figura 81. Etapa de construcción CS9 - fundida dovela 8

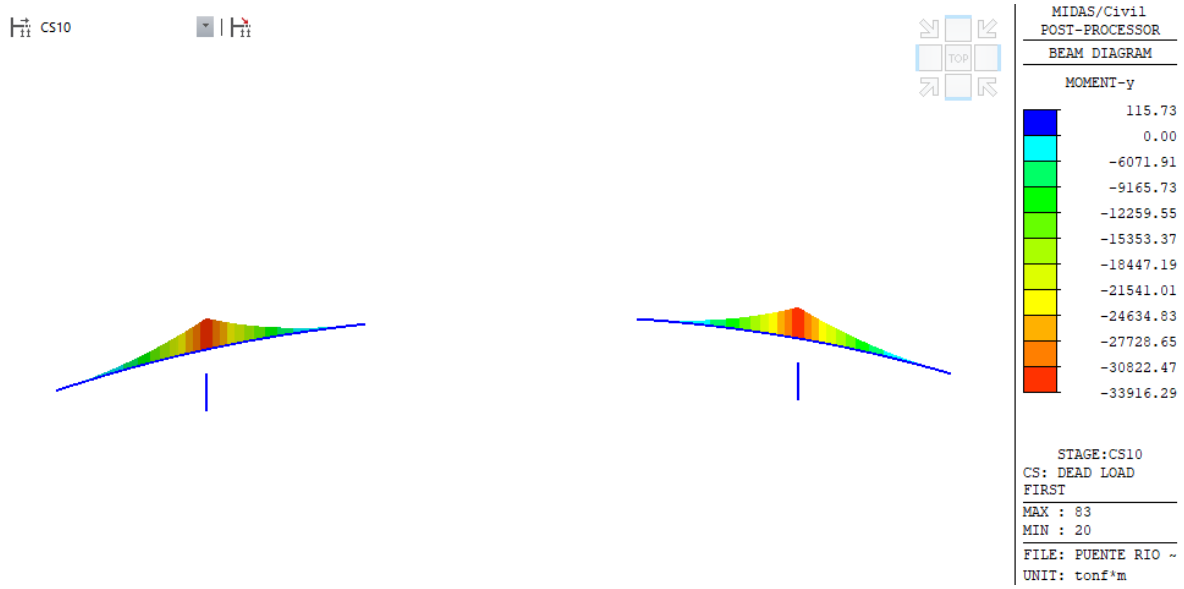


Figura 82. Etapa de construcción CS10 - fundida dovela 9

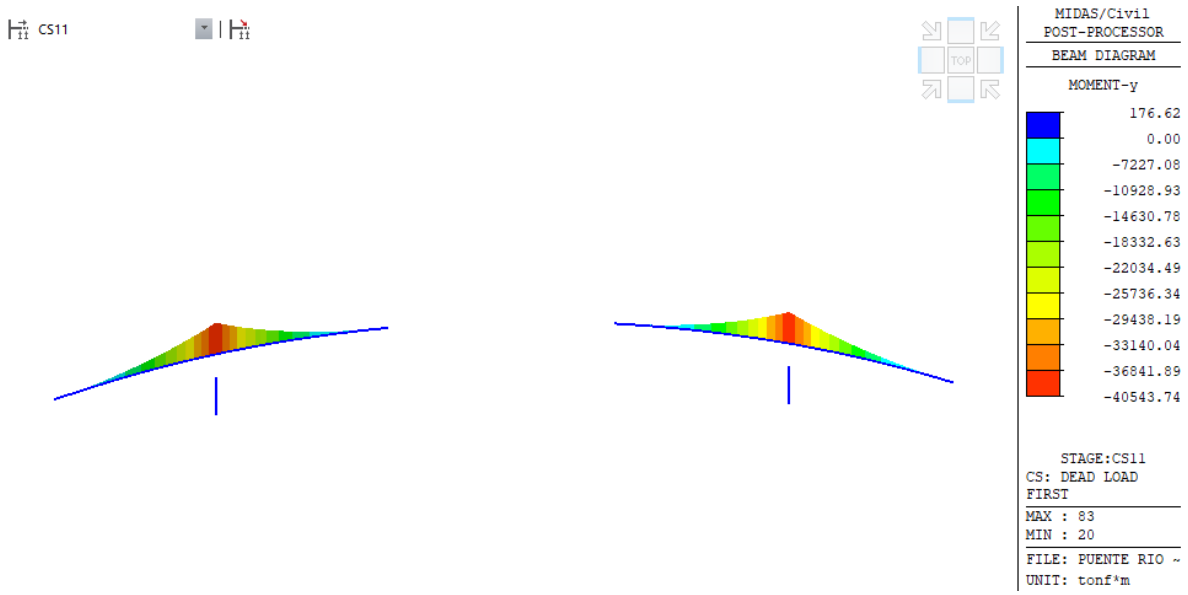


Figura 83. Etapa de construcción CS11 - fundida dovela 10

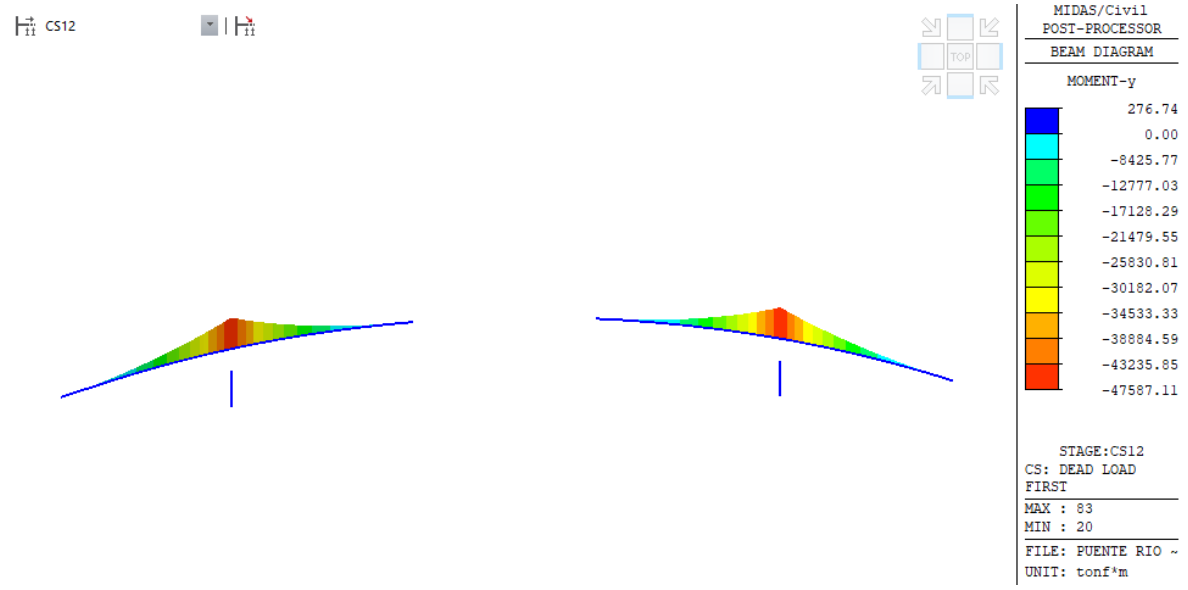


Figura 84. Etapa de construcción CS12 - fundida dovela 11

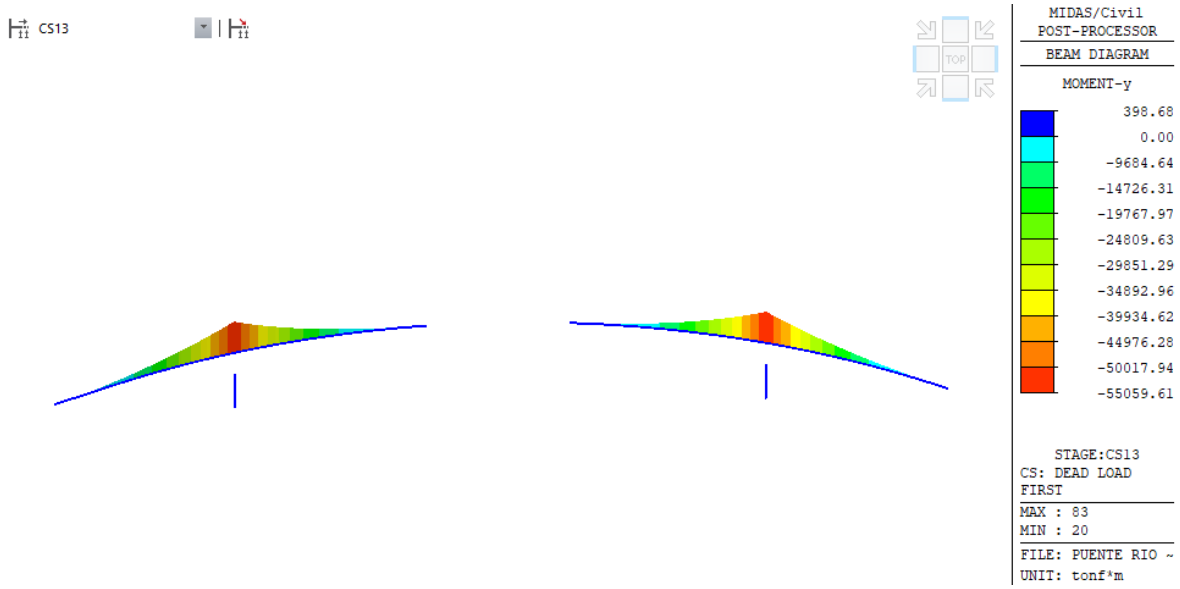


Figura 85. Etapa de construcción CS13 - fundida dovela 12

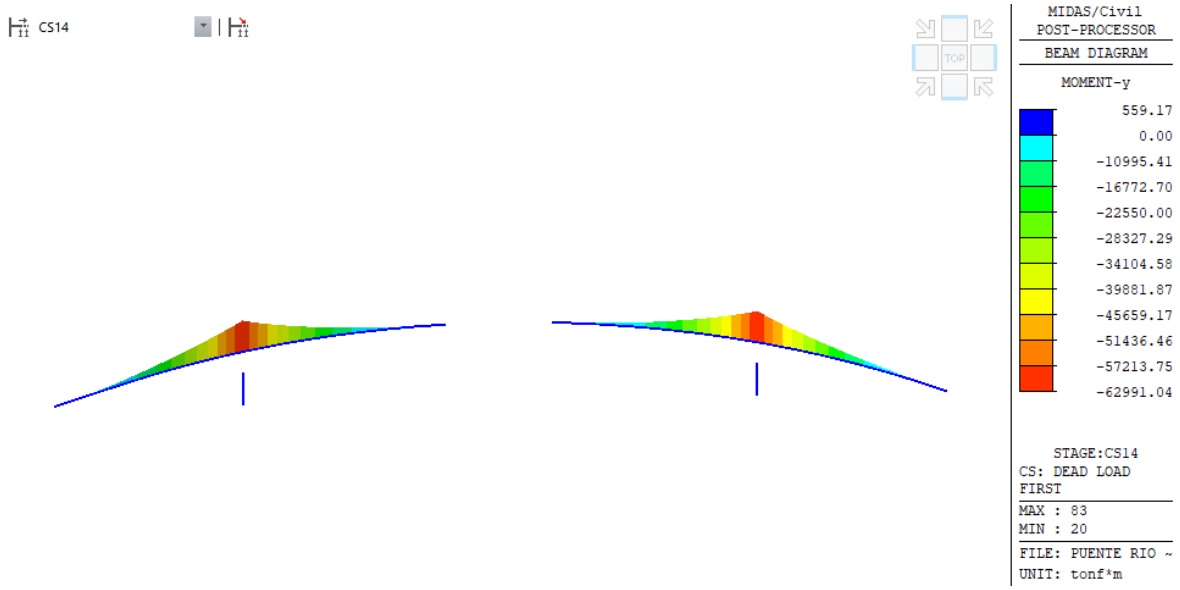


Figura 86. Etapa de construcción CS14 - fundida dovela 13

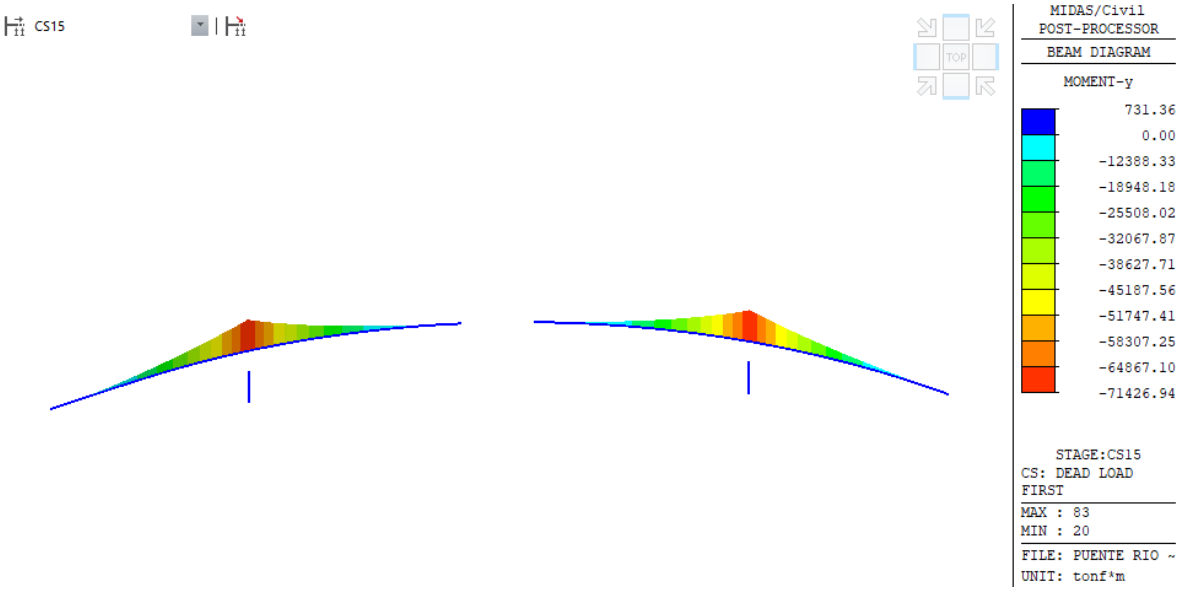


Figura 87. Etapa de construcción CS15 - fundida dovela 14

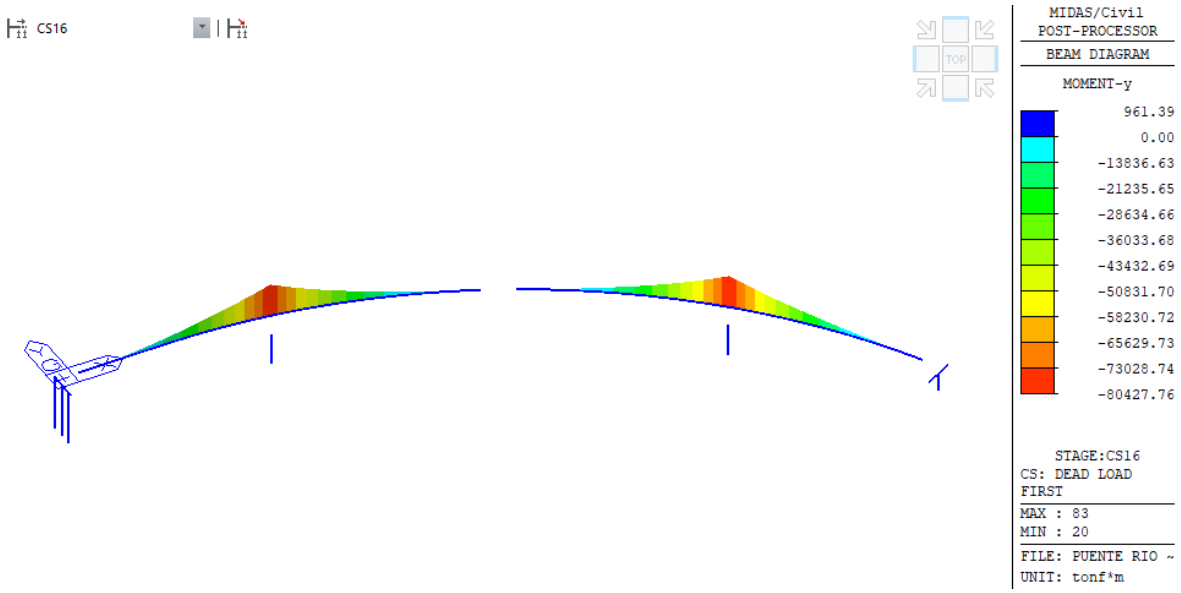


Figura 88. Etapa de construcción CS16 - fundida dovela 15

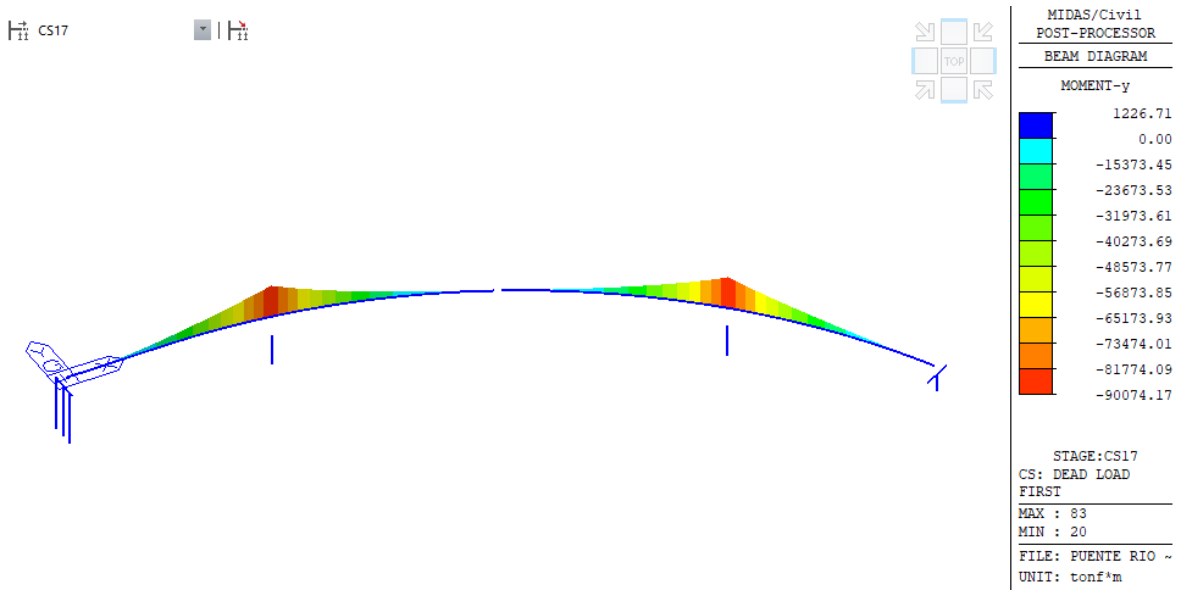


Figura 89. Etapa de construcción CS17 - fundida dovela 16

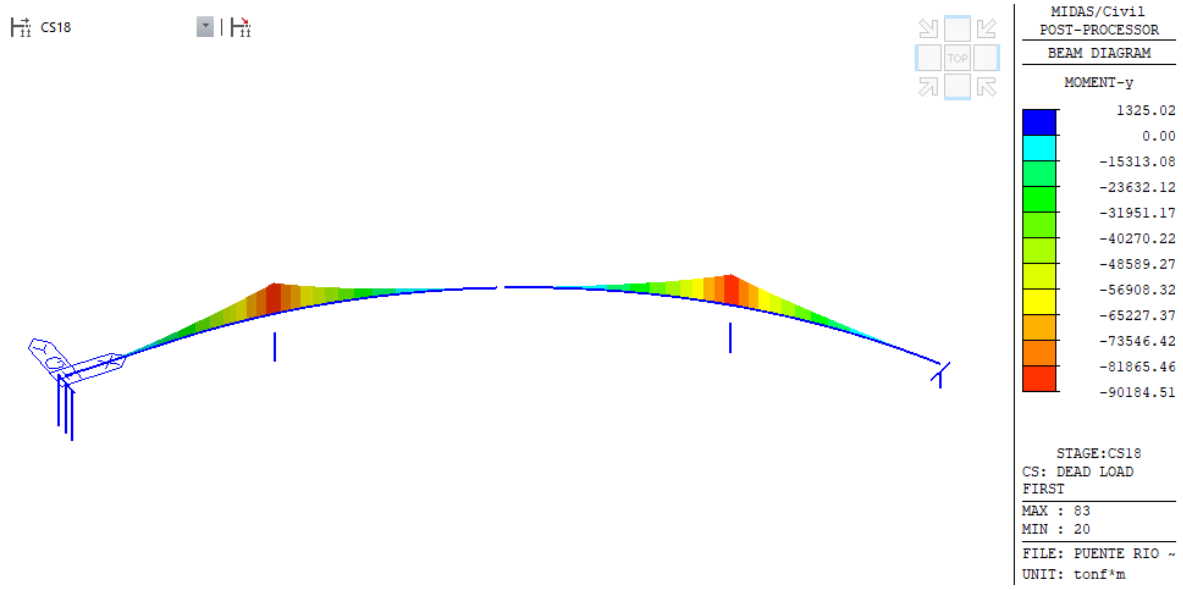


Figura 90. Etapa de construcción CS18 – Desplazamiento carro avance para cierre

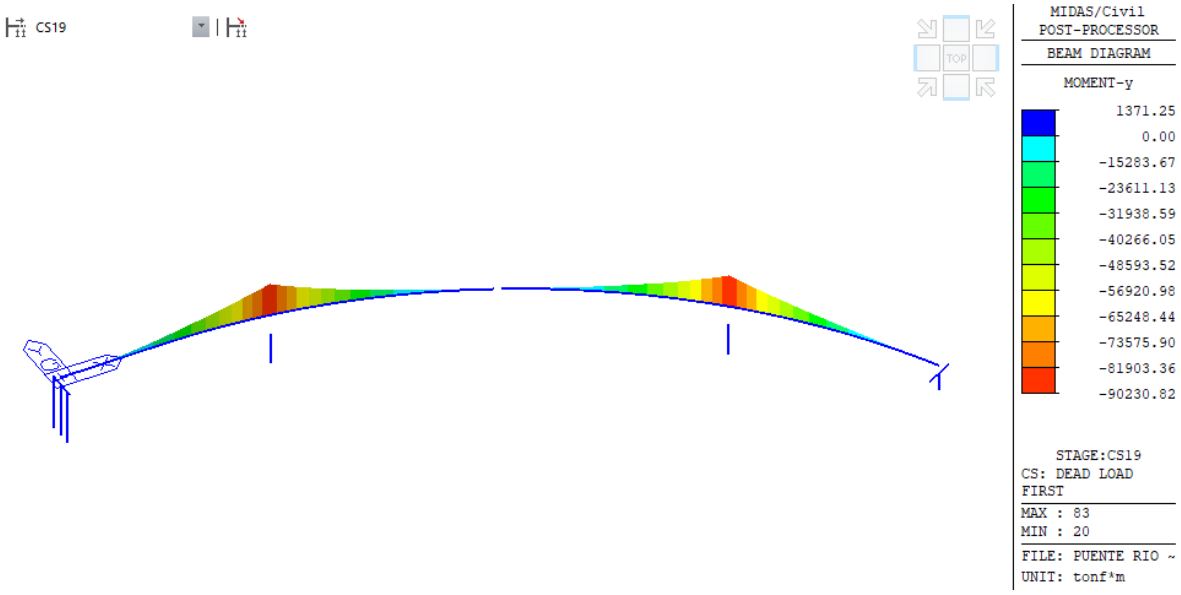


Figura 91. Etapa de construcción CS19 – Tensionamiento positivo en estribos

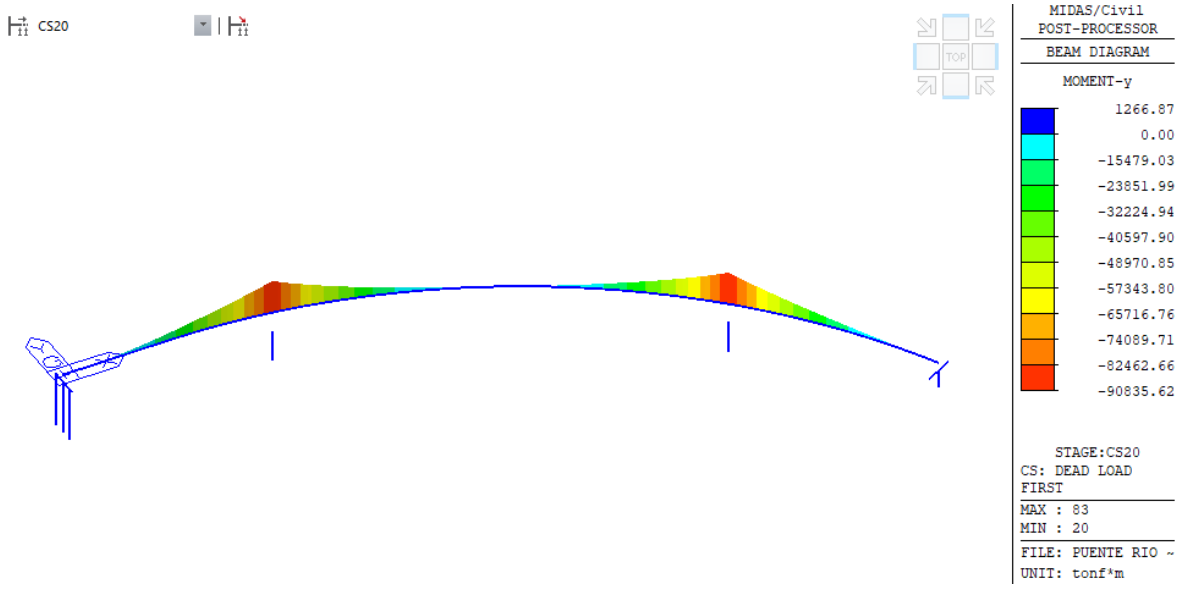


Figura 92. Etapa de construcción CS20 – fundida dovela de cierre

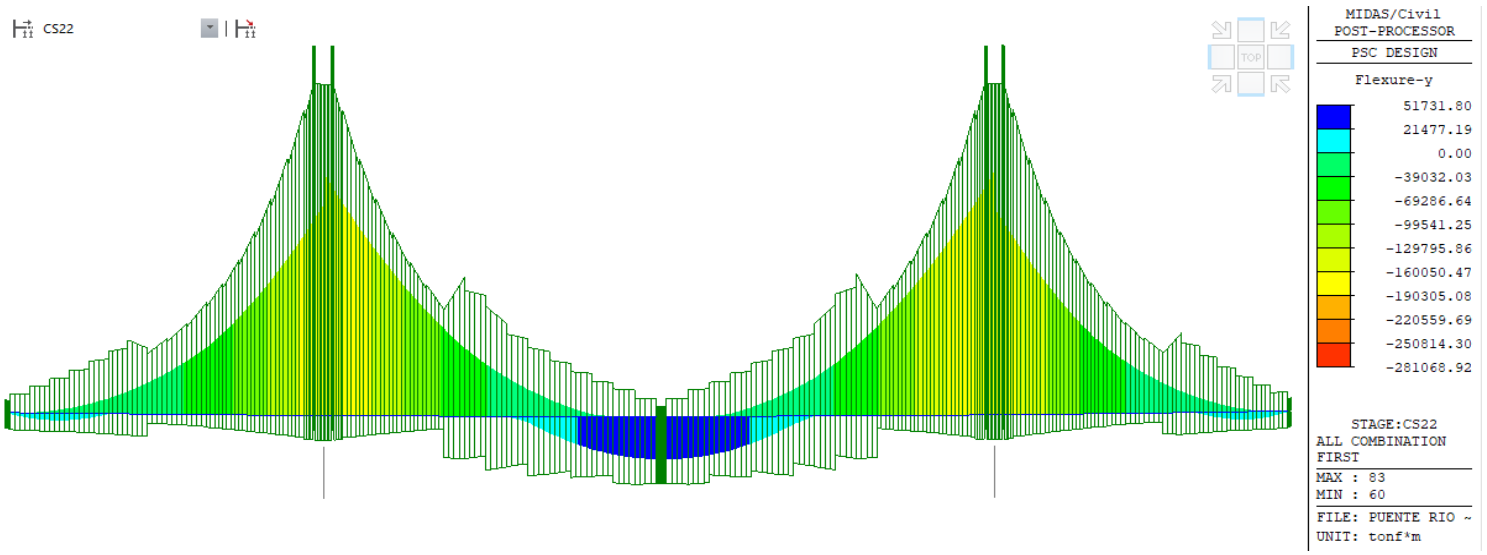


Figura 93. Capacidad Momento VS demanda de momento

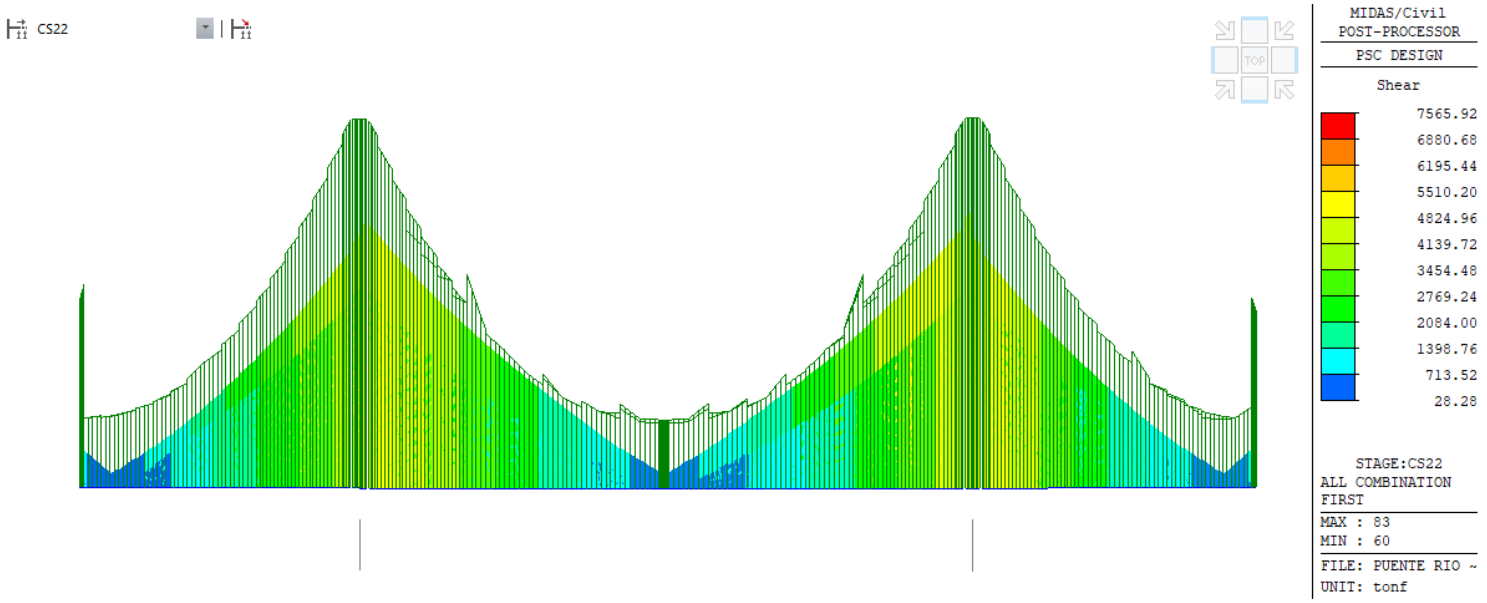


Figura 94. Capacidad Cortante VS demanda de cortante

Tabla 3. Capacidad Momento VS demanda de momento

Elem	Positive/ Negative	Muy (tonf*m)	Mcr (tonf*m)	Mny (tonf*m)	PhiMny (tonf*m)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/min(1.33Muy,Mcr)	CHK
1	Negative	0.00	5189.20	8499.43	8499.43	0.00	larger than 100	OK
2	Negative	-92.97	6494.53	14088.82	14088.82	0.01	larger than 100	OK
3	Negative	-1412.17	10087.94	20429.94	20429.94	0.07	10.8775	OK
4	Negative	-3779.62	13701.63	26632.78	26632.78	0.14	5.2981	OK
5	Negative	-7173.08	18111.59	33504.08	33504.08	0.21	3.5119	OK
6	Negative	-11601.86	23601.48	41520.70	41520.70	0.28	2.6908	OK
7	Negative	-17104.04	30047.42	50249.98	50249.98	0.34	2.2089	OK
8	Negative	-23743.90	38419.51	56928.15	50182.87	0.47	1.5891	OK
9	Negative	-31604.54	48697.53	68102.05	57509.05	0.55	1.3682	OK
10	Negative	-40760.65	59701.23	81962.85	69490.61	0.59	1.2818	OK
11	Negative	-51444.03	73006.27	99155.85	85487.01	0.60	1.2494	OK
12	Negative	-61730.27	85978.93	115823.71	99965.32	0.62	1.2176	OK
13	Negative	-74164.24	100992.07	135172.61	117707.11	0.63	1.1933	OK
14	Negative	-87866.13	117786.88	157664.84	139475.69	0.63	1.1935	OK
15	Negative	-102803.40	136921.61	182426.82	164958.36	0.62	1.2065	OK
16	Negative	-119317.73	157958.67	210889.15	195403.58	0.61	1.2371	OK
17	Negative	-137015.51	181411.97	243228.05	231948.27	0.59	1.2786	OK
18	Negative	-147775.98	202906.22	268295.39	250409.03	0.59	1.2741	OK
19	Negative	-150135.31	181220.74	281043.03	281043.03	0.53	1.5508	OK
20	Negative	-160534.28	204746.77	268693.00	252315.00	0.64	1.2323	OK
21	Negative	-175209.01	203059.92	268693.00	252315.00	0.69	1.2426	OK
22	Negative	-173209.55	180110.75	281043.03	281043.03	0.62	1.5604	OK
23	Negative	-161696.84	193402.95	253367.95	224832.45	0.72	1.1625	OK
24	Negative	-142889.39	161705.05	219104.77	189532.59	0.75	1.1721	OK
25	Negative	-125442.80	141993.85	189379.04	159354.01	0.79	1.1223	OK
26	Negative	-109363.45	124330.89	163408.47	134580.98	0.81	1.0824	OK
27	Negative	-94125.31	104579.02	141024.06	114043.84	0.83	1.0905	OK
28	Negative	-80124.70	87641.65	120770.16	96374.32	0.83	1.0996	OK
29	Negative	-67086.38	73872.53	103490.44	81863.43	0.82	1.1082	OK
30	Negative	-52178.53	57975.48	105489.94	105489.94	0.49	1.8196	OK
31	Negative	-39747.85	46298.46	92051.19	92051.19	0.43	1.9882	OK
32	Negative	-29458.43	36051.60	70202.42	70202.42	0.42	1.9473	OK

Elem	Positive/ Negative	Muy (tonf*m)	Mcr (tonf*m)	Mny (tonf*m)	PhiMny (tonf*m)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/min(1.33Muy,Mcr)	CHK
33	Negative	-20584.12	27603.13	59193.76	59193.76	0.35	2.1622	OK
34	Negative	-12971.50	19797.47	49545.43	49545.43	0.26	2.8719	OK
35	Negative	-6606.30	14539.26	40377.06	40377.06	0.16	4.5954	OK
36	Negative	-1680.03	9140.14	32857.64	32857.64	0.05	14.7051	OK
37	Negative	0.00	5643.98	25979.59	25979.59	0.00	larger than 100	OK
38	Negative	0.00	1121.52	20264.18	20264.18	0.00	larger than 100	OK
39	Negative	0.00	-1475.71	13899.76	13899.76	0.00	larger than 100	OK
40	Negative	0.00	-2421.45	7765.72	7765.72	0.00	larger than 100	OK
41	Negative	0.00	-2428.30	7765.72	7765.72	0.00	larger than 100	OK
42	Negative	0.00	-87.89	13953.86	13953.86	0.00	larger than 100	OK
43	Negative	0.00	4422.43	21016.37	21016.37	0.00	larger than 100	OK
44	Negative	-1799.14	7944.81	26636.18	26636.18	0.07	11.1316	OK
45	Negative	-6784.51	13110.50	34116.16	34116.16	0.20	3.7809	OK
46	Negative	-12930.88	18169.99	42799.59	42799.59	0.30	2.4886	OK
47	Negative	-20281.24	25914.92	52444.55	52444.55	0.39	2.0237	OK
48	Negative	-28949.39	33611.76	62618.18	62618.18	0.46	1.863	OK
49	Negative	-40157.84	43791.74	85366.76	85366.76	0.47	1.9494	OK
50	Negative	-53303.01	54695.27	97908.35	97908.35	0.54	1.7901	OK
51	Negative	-68136.03	70597.85	97499.13	80593.35	0.85	1.1416	OK
52	Negative	-80946.64	83982.95	115662.42	99824.70	0.81	1.1886	OK
53	Negative	-94911.98	99147.72	135025.67	117577.93	0.81	1.1859	OK
54	Negative	-109922.19	116062.44	157524.32	139159.93	0.79	1.199	OK
55	Negative	-125913.53	135355.25	182331.64	164871.54	0.76	1.2181	OK
56	Negative	-143265.97	156581.21	210845.06	195362.38	0.73	1.2477	OK
57	Negative	-161446.07	179856.67	243189.02	231910.75	0.70	1.2894	OK
58	Negative	-172432.19	201596.65	268295.39	250409.03	0.69	1.2421	OK
59	Negative	-176279.49	180108.22	281043.03	281043.03	0.63	1.5604	OK
60	Negative	-185981.59	203541.59	268693.00	252315.00	0.74	1.2396	OK
61	Negative	-148334.72	203027.26	268693.00	252315.00	0.59	1.2789	OK
62	Negative	-145156.85	180376.61	281043.03	281043.03	0.52	1.5581	OK
63	Negative	-135374.63	194193.40	253335.62	224811.92	0.60	1.2486	OK
64	Negative	-117459.99	162748.28	219083.05	189518.91	0.62	1.2131	OK
65	Negative	-101112.32	143371.28	189358.68	159341.29	0.63	1.1849	OK
66	Negative	-86330.84	125798.08	163392.62	134571.19	0.64	1.172	OK

Elem	Positive/ Negative	Muy (tonf*m)	Mcr (tonf*m)	Mny (tonf*m)	PhiMny (tonf*m)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/min(1.33Muy,Mcr)	CHK
67	Negative	-72685.59	106088.83	141008.91	114034.53	0.64	1.1796	OK
68	Negative	-60443.16	89044.87	120762.47	96369.62	0.63	1.1988	OK
69	Negative	-49859.19	75223.57	103430.65	81826.86	0.61	1.234	OK
70	Negative	-39362.80	62367.65	86299.18	66728.38	0.59	1.2746	OK
71	Negative	-30371.76	50791.60	71506.69	54832.43	0.55	1.3574	OK
72	Negative	-22675.46	41263.89	59854.34	45957.23	0.49	1.5239	OK
73	Negative	-16186.56	31492.10	60521.42	60521.42	0.27	2.8113	OK
74	Negative	-10796.62	24843.40	50550.26	50550.26	0.21	3.5203	OK
75	Negative	-6480.68	19395.42	41699.92	41699.92	0.16	4.838	OK
76	Negative	-3202.12	14803.05	33398.32	33398.32	0.10	7.8422	OK
77	Negative	-975.32	11079.67	26321.79	26321.79	0.04	20.2916	OK
78	Negative	0.00	7794.06	20271.11	20271.11	0.00	larger than 100	OK
79	Negative	0.00	5628.21	14504.67	14504.67	0.00	larger than 100	OK
80	Negative	-67.03	6351.06	9960.34	9960.34	0.01	larger than 100	OK
1	Positive	1049.33	9359.47	12932.33	12932.33	0.08	9.2664	OK
2	Positive	4026.31	7620.06	13708.79	13708.79	0.29	2.56	OK
3	Positive	5439.10	7904.87	13709.45	13709.45	0.40	1.8951	OK
4	Positive	5308.55	7734.76	14081.34	14081.34	0.38	1.9944	OK
5	Positive	3672.62	7671.23	14492.80	14492.80	0.25	2.9671	OK
6	Positive	434.83	7723.25	15276.91	15276.91	0.03	26.4161	OK
7	Positive	0.00	7766.31	16264.12	16264.12	0.00	larger than 100	OK
8	Positive	0.00	7280.76	16668.53	16668.53	0.00	larger than 100	OK
9	Positive	0.00	749.28	7282.97	7282.97	0.00	larger than 100	OK
10	Positive	0.00	657.16	8077.94	8077.94	0.00	larger than 100	OK
11	Positive	0.00	214.15	9071.89	9071.89	0.00	larger than 100	OK
12	Positive	0.00	45.00	10341.06	10341.06	0.00	larger than 100	OK
13	Positive	0.00	-556.28	11504.30	11504.30	0.00	larger than 100	OK
14	Positive	0.00	-1527.37	12619.04	12619.04	0.00	larger than 100	OK
15	Positive	0.00	-2475.36	13872.13	13872.13	0.00	larger than 100	OK
16	Positive	0.00	-3863.24	15315.38	15315.38	0.00	larger than 100	OK
17	Positive	0.00	-5794.05	16755.19	16755.19	0.00	larger than 100	OK
18	Positive	0.00	-7998.80	18562.64	18562.64	0.00	larger than 100	OK
19	Positive	0.00	-21841.53	11252.91	11252.91	0.00	larger than 100	OK
20	Positive	0.00	-8252.59	18904.72	18904.72	0.00	larger than 100	OK

Elem	Positive/ Negative	Muy (tonf*m)	Mcr (tonf*m)	Mny (tonf*m)	PhiMny (tonf*m)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/min(1.33Muy,Mcr)	CHK
21	Positive	0.00	-7944.71	18904.72	18904.72	0.00	larger than 100	OK
22	Positive	0.00	-21387.85	11252.91	11252.91	0.00	larger than 100	OK
23	Positive	0.00	-7205.47	18152.98	18152.98	0.00	larger than 100	OK
24	Positive	0.00	-3938.73	15564.86	15564.86	0.00	larger than 100	OK
25	Positive	0.00	-2713.12	14289.45	14289.45	0.00	larger than 100	OK
26	Positive	0.00	-1817.08	12954.17	12954.17	0.00	larger than 100	OK
27	Positive	0.00	-734.46	11759.59	11759.59	0.00	larger than 100	OK
28	Positive	0.00	181.28	10776.64	10776.64	0.00	larger than 100	OK
29	Positive	0.00	535.27	9698.13	9698.13	0.00	larger than 100	OK
30	Positive	0.00	16124.59	32644.73	32644.73	0.00	larger than 100	OK
31	Positive	0.00	15913.16	30077.45	30077.45	0.00	larger than 100	OK
32	Positive	0.00	22506.60	38614.85	38614.85	0.00	larger than 100	OK
33	Positive	4453.79	21898.84	35909.39	35909.39	0.12	6.0622	OK
34	Positive	12728.55	28998.94	43939.52	43939.52	0.29	2.5955	OK
35	Positive	19519.74	28330.16	41486.67	41486.67	0.47	1.598	OK
36	Positive	25014.95	32868.18	45683.66	45683.66	0.55	1.3899	OK
37	Positive	29070.39	32684.92	44585.18	44585.18	0.65	1.3641	OK
38	Positive	31634.96	39479.64	51731.70	51731.70	0.61	1.3103	OK
39	Positive	32722.47	37242.19	51474.84	51474.84	0.64	1.3822	OK
40	Positive	32821.59	36771.51	51476.22	51476.22	0.64	1.3999	OK
41	Positive	32813.32	36800.78	51476.22	51476.22	0.64	1.3988	OK
42	Positive	31858.50	37162.07	51583.90	51583.90	0.62	1.3881	OK
43	Positive	29681.79	35370.44	50517.16	50517.16	0.59	1.4282	OK
44	Positive	25994.00	32714.71	45625.89	45625.89	0.57	1.3947	OK
45	Positive	20868.85	30012.62	46414.94	46414.94	0.45	1.6723	OK
46	Positive	14246.34	28986.62	43827.13	43827.13	0.33	2.3131	OK
47	Positive	6364.50	24865.78	45136.33	45136.33	0.14	5.3323	OK
48	Positive	0.00	22492.03	38216.61	38216.61	0.00	larger than 100	OK
49	Positive	0.00	19244.29	41142.47	41142.47	0.00	larger than 100	OK
50	Positive	0.00	16487.65	32489.96	32489.96	0.00	larger than 100	OK
51	Positive	0.00	12482.10	31618.41	31618.41	0.00	larger than 100	OK
52	Positive	0.00	327.53	10326.06	10326.06	0.00	larger than 100	OK
53	Positive	0.00	-278.58	11490.84	11490.84	0.00	larger than 100	OK
54	Positive	0.00	-1254.43	12607.24	12607.24	0.00	larger than 100	OK

Elem	Positive/ Negative	Muy (tonf*m)	Mcr (tonf*m)	Mny (tonf*m)	PhiMny (tonf*m)	Ratio (Muy/PhiMny)	PhiMny/min(1.33Muy,Mcr)	CHK
55	Positive	0.00	-2211.73	13863.52	13863.52	0.00	larger than 100	OK
56	Positive	0.00	-3619.73	15311.46	15311.46	0.00	larger than 100	OK
57	Positive	0.00	-5506.86	16751.63	16751.63	0.00	larger than 100	OK
58	Positive	0.00	-7750.42	18562.64	18562.64	0.00	larger than 100	OK
59	Positive	0.00	-21379.63	11252.91	11252.91	0.00	larger than 100	OK
60	Positive	0.00	-8024.00	18904.72	18904.72	0.00	larger than 100	OK
61	Positive	0.00	-7930.16	18904.72	18904.72	0.00	larger than 100	OK
62	Positive	0.00	-21494.51	11252.91	11252.91	0.00	larger than 100	OK
63	Positive	0.00	-7344.67	18152.24	18152.24	0.00	larger than 100	OK
64	Positive	0.00	-4113.78	15564.20	15564.20	0.00	larger than 100	OK
65	Positive	0.00	-2931.19	14288.98	14288.98	0.00	larger than 100	OK
66	Positive	0.00	-2044.41	12953.70	12953.70	0.00	larger than 100	OK
67	Positive	0.00	-958.50	11758.96	11758.96	0.00	larger than 100	OK
68	Positive	0.00	-19.07	10776.40	10776.40	0.00	larger than 100	OK
69	Positive	0.00	340.03	9696.18	9696.18	0.00	larger than 100	OK
70	Positive	0.00	528.88	8252.60	8252.60	0.00	larger than 100	OK
71	Positive	0.00	736.81	7437.19	7437.19	0.00	larger than 100	OK
72	Positive	0.00	862.33	6735.29	6735.29	0.00	larger than 100	OK
73	Positive	0.00	7873.02	16639.45	16639.45	0.00	larger than 100	OK
74	Positive	794.23	7797.85	15688.52	15688.52	0.05	14.8519	OK
75	Positive	4034.28	7834.47	14966.08	14966.08	0.27	2.7893	OK
76	Positive	5773.17	7862.07	14204.69	14204.69	0.41	1.85	OK
77	Positive	5885.22	7949.83	13863.94	13863.94	0.42	1.7712	OK
78	Positive	4341.70	8165.23	13604.84	13604.84	0.32	2.356	OK
79	Positive	1168.82	6684.64	12804.91	12804.91	0.09	8.2372	OK
80	Positive	75.27	7456.43	11398.12	11398.12	0.01	larger than 100	OK

Tabla 4. Capacidad Cortante VS demanda de cortante

Elem	Type	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Vn (tonf)	Phi	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	de (m)	dv (m)	Avs (m^2)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
1	FX-MAX	-68.08	1001.08	4640.22	0.90	2756.63	1135.22	748.37	4176.19	2.08	2.64	0.0020	0.0372	7.0800	OK
1	FX-MIN	-757.27	665.95	4575.15	0.90	2691.56	1135.22	748.37	4117.63	2.08	2.64	0.0020	0.0372	7.0800	OK
2	FX-MAX	169.99	3913.77	1630.88	0.90	495.25	1247.02	51.55	1467.79	2.36	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
2	FX-MIN	-460.68	-92.97	1617.27	0.90	501.17	1236.27	51.55	1455.54	2.66	2.88	0.0020	0.0712	0.8000	OK
3	FX-MAX	394.75	5372.04	1661.71	0.90	550.90	1259.92	9.89	1495.54	2.68	2.93	0.0020	0.0341	0.8282	OK
3	FX-MIN	-174.10	-1412.17	1644.66	0.90	545.21	1246.92	9.89	1480.20	2.77	2.90	0.0020	0.0712	0.8282	OK
4	FX-MAX	616.48	5308.55	1770.29	0.90	583.23	1290.02	21.51	1593.26	2.54	3.00	0.0020	0.0341	0.8563	OK
4	FX-MIN	122.91	-3779.62	1755.16	0.90	578.19	1278.86	21.51	1579.64	2.85	2.97	0.0020	0.0712	0.8563	OK
5	FX-MAX	840.71	3672.62	1918.38	0.90	622.49	1333.03	51.90	1726.54	2.63	3.10	0.0020	0.0341	0.8845	OK
5	FX-MIN	424.23	-7173.08	1917.09	0.90	622.06	1332.11	51.90	1725.38	3.00	3.10	0.0020	0.0712	0.8845	OK
6	FX-MAX	1078.97	434.83	2117.65	0.90	673.38	1397.53	98.57	1905.88	2.98	3.25	0.0020	0.0356	0.9126	OK
6	FX-MIN	720.96	-11601.86	2130.82	0.90	677.77	1406.65	98.57	1917.74	3.21	3.27	0.0020	0.0697	0.9126	OK
7	FX-MAX	1344.18	-4419.15	2394.88	0.90	746.29	1502.49	157.21	2155.39	3.42	3.49	0.0020	0.0728	0.9408	OK
7	FX-MIN	1003.15	-17104.04	2394.88	0.90	746.29	1502.49	157.21	2155.39	3.42	3.49	0.0020	0.0728	0.9408	OK
8	FX-MAX	1641.34	-10894.27	2884.65	0.90	828.54	2159.50	400.34	2596.18	3.72	3.77	0.0020	0.0712	0.9689	OK
8	FX-MIN	1268.95	-23743.90	2884.65	0.90	828.54	2159.50	400.34	2596.18	3.72	3.77	0.0020	0.0712	0.9689	OK
9	FX-MAX	1963.27	-18975.78	3157.81	0.90	925.38	2343.88	383.13	2842.03	4.04	4.09	0.0020	0.0743	0.9970	OK
9	FX-MIN	1528.21	-31604.54	3157.81	0.90	925.38	2343.88	383.13	2842.03	4.04	4.09	0.0020	0.0743	0.9970	OK
10	FX-MAX	2301.39	-28582.21	3610.52	0.90	1033.41	2546.01	511.93	3249.47	4.40	4.44	0.0020	0.0728	1.0250	OK
10	FX-MIN	1790.81	-40760.65	3610.52	0.90	1033.41	2546.01	511.93	3249.47	4.40	4.44	0.0020	0.0728	1.0250	OK
11	FX-MAX	2656.36	-50551.59	4146.76	0.90	1161.96	2786.65	662.71	3732.08	4.81	4.86	0.0020	0.0743	1.0530	OK
11	FX-MIN	2064.72	-51444.03	4146.76	0.90	1161.96	2786.65	662.71	3732.08	4.81	4.86	0.0020	0.0743	1.0530	OK
12	FX-MAX	2956.71	-61730.27	4630.25	0.90	1270.66	2983.85	820.29	4167.23	5.16	5.20	0.0020	0.0759	1.0754	OK
12	FX-MIN	2292.56	-61147.67	4630.25	0.90	1270.66	2983.85	820.29	4167.23	5.16	5.20	0.0020	0.0759	1.0754	OK
13	FX-MAX	3269.36	-74164.24	5168.48	0.90	1394.81	3208.60	986.24	4651.63	5.55	5.60	0.0020	0.0774	1.0978	OK
13	FX-MIN	2535.31	-72112.25	5168.48	0.90	1394.81	3208.60	986.24	4651.63	5.55	5.60	0.0020	0.0774	1.0978	OK
14	FX-MAX	3595.67	-87866.13	5763.11	0.90	1534.23	3458.75	1162.85	5186.80	5.98	6.03	0.0020	0.0790	1.1202	OK
14	FX-MIN	2791.93	-84458.84	5763.11	0.90	1534.23	3458.75	1162.85	5186.80	5.98	6.03	0.0020	0.0790	1.1202	OK
15	FX-MAX	3936.92	-102803.40	6404.18	0.90	1680.52	3714.29	1365.29	5763.77	6.42	6.48	0.0020	0.0790	1.1426	OK
15	FX-MIN	3064.12	-98123.24	6404.18	0.90	1680.52	3714.29	1365.29	5763.77	6.42	6.48	0.0020	0.0790	1.1426	OK
16	FX-MAX	4293.62	-119317.73	7101.68	0.90	1842.87	5992.26	1575.98	6391.51	6.91	6.97	0.0020	0.0805	1.1650	OK
16	FX-MIN	3352.69	-113368.63	7101.68	0.90	1842.87	5992.26	1575.98	6391.51	6.91	6.97	0.0020	0.0805	1.1650	OK
17	FX-MAX	4667.95	-137015.51	7859.09	0.90	2021.39	6448.80	1798.10	7073.18	7.43	7.50	0.0020	0.0805	1.1874	OK

Elem	Type	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Vn (tonf)	Phi	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	de (m)	dv (m)	Avs (m^2)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
17	FX-MIN	3660.28	-129847.81	7859.09	0.90	2021.39	6448.80	1798.10	7073.18	7.43	7.50	0.0020	0.0805	1.1874	OK
18	FX-MAX	4886.53	-147775.98	8406.58	0.90	2128.65	6719.47	2023.99	7565.92	7.75	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
18	FX-MIN	3841.22	-139842.54	8406.58	0.90	2128.65	6719.47	2023.99	7565.92	7.75	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
19	FX-MAX	5043.99	-150135.31	17717.50	0.90	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
19	FX-MIN	3966.09	-142723.47	17717.50	0.90	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
20	FX-MAX	5233.90	-160534.28	6382.58	0.90	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
20	FX-MIN	4126.22	-151852.77	6382.58	0.90	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
21	FX-MAX	-4187.23	-128693.15	6382.58	0.90	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
21	FX-MIN	-5581.88	-164636.07	6382.58	0.90	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
22	FX-MAX	-4070.04	-126582.81	17717.50	0.90	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
22	FX-MIN	-5454.17	-161914.32	12218.49	0.90	5499.01	6719.47	0.00	10996.64	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
23	FX-MAX	-3844.90	-117874.10	8080.05	0.90	2024.66	6457.73	2009.29	7272.05	7.47	7.51	0.0020	0.0898	1.1876	OK
23	FX-MIN	-5236.29	-151927.27	8080.05	0.90	1012.33	6457.73	2009.29	7272.05	7.47	7.51	0.0020	0.0898	1.1876	OK
24	FX-MAX	-3526.95	-103008.02	7303.69	0.90	1844.94	5998.39	1771.78	6573.32	6.95	6.97	0.0020	0.0821	1.1651	OK
24	FX-MIN	-4884.22	-131746.23	7303.69	0.90	922.47	5998.39	1771.78	6573.32	6.95	6.97	0.0020	0.0821	1.1651	OK
25	FX-MAX	-3226.01	-89469.30	6581.19	0.90	1679.34	5567.34	1545.82	5923.08	6.45	6.47	0.0020	0.0805	1.1426	OK
25	FX-MIN	-4548.26	-113020.58	6581.19	0.90	839.67	5567.34	1545.82	5923.08	6.45	6.47	0.0020	0.0805	1.1426	OK
26	FX-MAX	-2938.83	-77240.33	5920.67	0.90	1529.41	3448.00	1334.85	5328.60	6.00	6.01	0.0020	0.0790	1.1202	OK
26	FX-MIN	-4225.34	-95740.00	5547.55	0.90	764.71	3448.00	1334.85	4992.80	6.00	6.01	0.0020	0.0790	1.1202	OK
27	FX-MAX	-2667.65	-65889.10	5311.88	0.90	1395.17	3209.72	1128.59	4780.69	5.58	5.60	0.0020	0.0805	1.0977	OK
27	FX-MIN	-3915.07	-79674.06	5035.89	0.90	697.58	3209.72	1128.59	4532.30	5.58	5.60	0.0020	0.0805	1.0977	OK
28	FX-MAX	-2409.48	-55683.23	4751.97	0.90	1267.44	2976.80	951.66	4276.77	5.18	5.19	0.0020	0.0790	1.0752	OK
28	FX-MIN	-3615.80	-64878.99	4751.97	0.90	1267.44	2976.80	951.66	4276.77	5.18	5.19	0.0020	0.0790	1.0752	OK
29	FX-MAX	-2165.60	-46389.51	4244.92	0.90	1154.54	2769.51	783.14	3820.43	4.82	4.83	0.0020	0.0774	1.0528	OK
29	FX-MIN	-3327.18	-51269.22	4244.92	0.90	1154.54	2769.51	783.14	3820.43	4.82	4.83	0.0020	0.0774	1.0528	OK
30	FX-MAX	-1876.48	-36031.79	3625.15	0.90	1032.30	2544.15	529.88	3262.63	4.36	4.44	0.0020	0.0759	1.0247	OK
30	FX-MIN	-2979.26	-35909.52	3625.15	0.90	1032.30	2544.15	529.88	3262.63	4.36	4.44	0.0020	0.0759	1.0247	OK
31	FX-MAX	-1608.46	-26981.82	3163.36	0.90	919.98	2331.22	404.88	2847.02	3.98	4.07	0.0020	0.0743	0.9966	OK
31	FX-MIN	-2644.51	-22274.18	3163.36	0.90	919.98	2331.22	404.88	2847.02	3.98	4.07	0.0020	0.0743	0.9966	OK
32	FX-MAX	-1359.62	-18997.20	2708.18	0.90	827.27	2157.08	227.69	2437.36	3.71	3.76	0.0020	0.0743	0.9685	OK
32	FX-MIN	-2321.06	-10333.22	2708.18	0.90	827.27	2157.08	227.69	2437.36	3.71	3.76	0.0020	0.0743	0.9685	OK
33	FX-MAX	-1127.46	-11754.62	2367.50	0.90	745.38	2001.61	132.53	2130.75	3.43	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
33	FX-MIN	-2007.10	-34.65	2367.50	0.90	745.38	2001.61	132.53	2130.75	3.43	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
34	FX-MAX	-910.69	-4704.28	2077.80	0.90	677.18	1405.83	47.33	1870.02	3.20	3.27	0.0020	0.0728	0.9123	OK

Elem	Type	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Vn (tonf)	Phi	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	de (m)	dv (m)	Avs (m^2)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
34	FX-MIN	-1701.38	8653.04	2074.82	0.90	676.19	1403.77	47.33	1867.34	3.16	3.26	0.0020	0.0356	0.9123	OK
35	FX-MAX	-705.39	1828.13	1868.35	0.90	617.96	1323.64	15.44	1681.51	3.00	3.08	0.0020	0.0341	0.8842	OK
35	FX-MIN	-1402.10	15699.92	1868.35	0.90	617.96	1323.64	15.44	1681.51	3.00	3.08	0.0020	0.0341	0.8842	OK
36	FX-MAX	-509.15	7262.43	1739.18	0.90	577.16	1276.79	8.61	1565.26	2.90	2.97	0.0020	0.0341	0.8562	OK
36	FX-MIN	-1108.30	21251.87	1739.18	0.90	577.16	1276.79	8.61	1565.26	2.90	2.97	0.0020	0.0341	0.8562	OK
37	FX-MAX	-284.01	9830.37	1716.78	0.90	545.21	1247.02	82.01	1545.10	2.84	2.90	0.0020	0.0341	0.8281	OK
37	FX-MIN	-818.34	25278.01	1601.63	0.90	272.60	1247.02	82.01	1441.47	2.84	2.90	0.0020	0.0341	0.8281	OK
38	FX-MAX	-29.36	11580.23	1596.47	0.90	526.02	1245.35	19.25	1436.83	2.85	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
38	FX-MIN	-588.07	5097.16	1527.62	0.90	263.01	1245.35	19.25	1374.85	2.85	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
39	FX-MAX	224.49	12401.29	1576.49	0.90	524.90	1242.72	2.61	1418.84	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
39	FX-MIN	-346.04	6164.77	1507.78	0.90	262.45	1242.72	2.61	1357.00	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
40	FX-MAX	278.83	12478.80	1573.88	0.90	524.90	1242.72	0.00	1416.49	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
40	FX-MIN	-285.38	6186.71	1505.17	0.90	262.45	1242.72	0.00	1354.65	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
41	FX-MAX	340.22	12486.73	1573.88	0.90	524.90	1242.72	0.00	1416.49	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
41	FX-MIN	-220.40	6094.54	1505.17	0.90	262.45	1242.72	0.00	1354.65	2.84	2.89	0.0020	0.0341	0.8000	OK
42	FX-MAX	592.72	11886.76	1594.12	0.90	526.02	1245.36	16.89	1434.70	2.84	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
42	FX-MIN	42.38	4762.82	1525.26	0.90	263.01	1245.36	16.89	1372.73	2.84	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
43	FX-MAX	823.00	10201.96	1942.76	0.90	531.86	1216.50	348.01	1748.49	2.79	2.83	0.0020	0.0341	0.8281	OK
43	FX-MIN	308.45	2078.49	1830.45	0.90	265.93	1216.50	348.01	1647.40	2.79	2.83	0.0020	0.0341	0.8281	OK
44	FX-MAX	1086.68	6731.14	1759.83	0.90	577.14	1276.79	29.32	1583.85	2.90	2.97	0.0020	0.0341	0.8561	OK
44	FX-MIN	533.41	-1243.57	1762.32	0.90	577.97	1278.62	29.32	1586.09	2.85	2.97	0.0020	0.0712	0.8561	OK
45	FX-MAX	1382.25	1448.48	2006.90	0.90	605.64	1297.29	190.94	1806.21	2.95	3.02	0.0020	0.0341	0.8842	OK
45	FX-MIN	736.24	-5171.80	2054.87	0.90	621.63	1331.56	190.94	1849.38	3.00	3.10	0.0020	0.0712	0.8842	OK
46	FX-MAX	1676.34	-4592.64	2084.32	0.90	677.03	1405.62	54.32	1875.89	3.19	3.27	0.0020	0.0697	0.9123	OK
46	FX-MIN	946.64	-10862.70	2084.32	0.90	677.03	1405.62	54.32	1875.89	3.19	3.27	0.0020	0.0697	0.9123	OK
47	FX-MAX	1974.89	-11006.83	2629.75	0.90	745.24	1501.00	395.22	2366.77	3.40	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
47	FX-MIN	1168.81	-18730.48	2629.75	0.90	745.24	1501.00	395.22	2366.77	3.40	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
48	FX-MAX	2271.94	-18032.42	2688.61	0.90	827.03	2156.62	208.84	2419.75	3.68	3.76	0.0020	0.0712	0.9684	OK
48	FX-MIN	1403.77	-28591.69	2688.61	0.90	827.03	2156.62	208.84	2419.75	3.68	3.76	0.0020	0.0712	0.9684	OK
49	FX-MAX	2588.63	-13968.90	3124.75	0.90	923.43	2340.18	355.91	2812.27	3.56	4.08	0.0020	0.0743	0.9965	OK
49	FX-MIN	1654.03	-40157.84	3124.75	0.90	461.72	2340.18	355.91	2812.27	3.56	4.08	0.0020	0.0743	0.9965	OK
50	FX-MAX	2923.09	-26438.92	3497.05	0.90	1031.47	2542.36	404.27	3147.34	4.32	4.43	0.0020	0.0728	1.0246	OK
50	FX-MIN	1921.56	-53303.01	3462.36	0.90	515.74	2542.36	404.27	3116.13	4.32	4.43	0.0020	0.0728	1.0246	OK
51	FX-MAX	3272.21	-40541.63	4910.70	0.90	1160.86	2784.60	1429.95	4419.63	4.81	4.86	0.0020	0.0743	1.0528	OK

Elem	Type	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Vn (tonf)	Phi	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	de (m)	dv (m)	Avs (m^2)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
51	FX-MIN	2208.93	-68136.03	4794.99	0.90	580.43	2784.60	1429.95	4315.49	4.81	4.86	0.0020	0.0743	1.0528	OK
52	FX-MAX	3558.80	-52907.45	4605.03	0.90	1269.02	2980.85	799.98	4144.53	5.16	5.20	0.0020	0.0759	1.0751	OK
52	FX-MIN	2448.62	-80946.64	4415.34	0.90	634.51	2980.85	799.98	3973.80	5.16	5.20	0.0020	0.0759	1.0751	OK
53	FX-MAX	3857.47	-66451.50	5145.85	0.90	1393.41	3206.07	967.82	4631.26	5.55	5.59	0.0020	0.0774	1.0976	OK
53	FX-MIN	2704.60	-94911.98	4870.59	0.90	696.71	3206.07	967.82	4383.53	5.55	5.59	0.0020	0.0774	1.0976	OK
54	FX-MAX	4167.40	-81144.48	5742.44	0.90	1533.09	3456.74	1145.59	5168.20	5.98	6.03	0.0020	0.0790	1.1200	OK
54	FX-MIN	2974.32	-109922.19	5368.87	0.90	766.55	3456.74	1145.59	4831.98	5.98	6.03	0.0020	0.0790	1.1200	OK
55	FX-MAX	4489.79	-96836.10	6387.49	0.90	1679.70	3712.85	1351.06	5748.74	6.42	6.48	0.0020	0.0790	1.1425	OK
55	FX-MIN	3258.90	-125913.53	5903.76	0.90	839.85	3712.85	1351.06	5313.39	6.42	6.48	0.0020	0.0790	1.1425	OK
56	FX-MAX	4825.14	-113925.60	7088.90	0.90	1842.50	5991.32	1564.31	6380.01	6.90	6.97	0.0020	0.0805	1.1649	OK
56	FX-MIN	3557.18	-143265.97	7088.90	0.90	921.25	5991.32	1564.31	6380.01	6.90	6.97	0.0020	0.0805	1.1649	OK
57	FX-MAX	5174.36	-132080.06	7845.73	0.90	2021.08	6448.00	1785.68	7061.16	7.43	7.50	0.0020	0.0805	1.1873	OK
57	FX-MIN	3871.54	-161446.07	7845.73	0.90	1010.54	6448.00	1785.68	7061.16	7.43	7.50	0.0020	0.0805	1.1873	OK
58	FX-MAX	5377.76	-143083.25	8397.34	0.90	2128.65	6719.47	2014.76	7557.61	7.75	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
58	FX-MIN	4054.95	-172432.19	8397.34	0.90	1064.33	6719.47	2014.76	7557.61	7.75	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
59	FX-MAX	5561.74	-162727.94	12218.49	0.90	5499.01	6719.47	0.00	10996.64	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
59	FX-MIN	4222.74	-176279.49	12218.49	0.90	5499.01	6719.47	0.00	10996.64	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
60	FX-MAX	5751.69	-173960.77	6382.58	0.90	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
60	FX-MIN	4383.85	-185981.59	6382.58	0.90	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
61	FX-MAX	-3982.00	-122402.35	6382.58	0.90	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
61	FX-MIN	-5013.73	-148334.72	6382.58	0.90	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	7.76	7.81	0.0020	0.0883	1.2000	OK
62	FX-MAX	-3865.58	-120389.53	17717.50	0.90	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
62	FX-MIN	-4874.19	-145156.85	17717.50	0.90	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	7.76	7.81	0.0020	0.0712	6.2000	OK
63	FX-MAX	-3662.81	-112014.10	8088.72	0.90	2024.42	6457.13	2018.68	7279.85	7.47	7.51	0.0020	0.0898	1.1876	OK
63	FX-MIN	-4644.21	-135374.63	8088.72	0.90	2024.42	6457.13	2018.68	7279.85	7.47	7.51	0.0020	0.0898	1.1876	OK
64	FX-MAX	-3348.75	-97556.22	7316.73	0.90	1844.78	5997.96	1785.32	6585.05	6.95	6.97	0.0020	0.0821	1.1651	OK
64	FX-MIN	-4268.44	-117459.99	7316.73	0.90	1844.78	5997.96	1785.32	6585.05	6.95	6.97	0.0020	0.0821	1.1651	OK
65	FX-MAX	-3056.67	-84246.57	6598.01	0.90	1679.18	5566.92	1563.12	5938.20	6.45	6.47	0.0020	0.0805	1.1426	OK
65	FX-MIN	-3911.35	-101112.32	6598.01	0.90	1679.18	5566.92	1563.12	5938.20	6.45	6.47	0.0020	0.0805	1.1426	OK
66	FX-MAX	-2781.58	-72021.26	5938.49	0.90	1529.28	3447.76	1353.06	5344.64	6.00	6.01	0.0020	0.0790	1.1201	OK
66	FX-MIN	-3569.96	-86330.84	5938.49	0.90	1529.28	3447.76	1353.06	5344.64	6.00	6.01	0.0020	0.0790	1.1201	OK
67	FX-MAX	-2523.52	-60423.63	5330.69	0.90	1395.04	3209.48	1147.79	4797.62	5.58	5.60	0.0020	0.0805	1.0977	OK
67	FX-MIN	-3243.67	-72685.59	5330.69	0.90	1395.04	3209.48	1147.79	4797.62	5.58	5.60	0.0020	0.0805	1.0977	OK
68	FX-MAX	-2280.02	-49768.87	4769.87	0.90	1267.37	2976.68	969.77	4292.88	5.18	5.19	0.0020	0.0790	1.0752	OK

Elem	Type	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Vn (tonf)	Phi	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	de (m)	dv (m)	Avs (m^2)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
68	FX-MIN	-2931.29	-59574.65	4769.87	0.90	1267.37	2976.68	969.77	4292.88	5.18	5.19	0.0020	0.0790	1.0752	OK
69	FX-MAX	-2049.07	-39835.25	4260.31	0.90	1153.95	2768.42	800.27	3834.28	4.82	4.83	0.0020	0.0774	1.0526	OK
69	FX-MIN	-2638.34	-49859.19	4260.31	0.90	1153.95	2768.42	800.27	3834.28	4.82	4.83	0.0020	0.0774	1.0526	OK
70	FX-MAX	-1774.57	-28791.57	3742.10	0.90	1032.22	2544.00	647.06	3367.89	4.43	4.44	0.0020	0.0759	1.0247	OK
70	FX-MIN	-2289.05	-39362.80	3742.10	0.90	1032.22	2544.00	647.06	3367.89	4.43	4.44	0.0020	0.0759	1.0247	OK
71	FX-MAX	-1505.02	-19721.28	3256.03	0.90	919.93	2331.12	497.70	2930.42	4.06	4.07	0.0020	0.0743	0.9966	OK
71	FX-MIN	-1958.03	-29873.08	3256.03	0.90	919.93	2331.12	497.70	2930.42	4.06	4.07	0.0020	0.0743	0.9966	OK
72	FX-MAX	-1244.12	-11793.39	2851.15	0.90	827.24	2157.02	370.75	2566.04	3.75	3.76	0.0020	0.0743	0.9685	OK
72	FX-MIN	-1640.54	-22093.89	2851.15	0.90	827.24	2157.02	370.75	2566.04	3.75	3.76	0.0020	0.0743	0.9685	OK
73	FX-MAX	-990.04	-5404.98	2481.66	0.90	745.37	2001.59	246.73	2233.49	3.43	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
73	FX-MIN	-1334.70	-15598.70	2481.66	0.90	745.37	2001.59	246.73	2233.49	3.43	3.49	0.0020	0.0728	0.9404	OK
74	FX-MAX	-710.31	794.23	2223.05	0.90	691.85	1436.30	148.58	2000.74	3.00	3.34	0.0020	0.0356	0.9123	OK
74	FX-MIN	-1044.58	-10269.34	2179.03	0.90	677.17	1405.82	148.58	1961.12	3.19	3.27	0.0020	0.0728	0.9123	OK
75	FX-MAX	-410.04	4034.28	1994.58	0.90	636.42	1363.18	86.32	1795.12	2.90	3.17	0.0020	0.0341	0.8842	OK
75	FX-MIN	-780.79	-6480.68	1950.43	0.90	621.70	1331.64	86.32	1755.39	3.03	3.10	0.0020	0.0712	0.8842	OK
76	FX-MAX	-111.36	5773.17	1643.66	0.90	295.47	1307.27	40.93	1479.30	2.75	3.04	0.0020	0.0341	0.8562	OK
76	FX-MIN	-554.22	-3202.12	1774.02	0.90	578.00	1278.66	40.93	1596.62	2.88	2.97	0.0020	0.0712	0.8562	OK
77	FX-MAX	187.33	5885.22	1558.32	0.90	277.31	1268.55	12.46	1402.49	2.60	2.95	0.0020	0.0341	0.8281	OK
77	FX-MIN	-333.05	-975.32	1647.03	0.90	545.14	1246.86	12.46	1482.33	2.79	2.90	0.0020	0.0712	0.8281	OK
78	FX-MAX	487.29	4341.70	1582.34	0.90	450.00	1247.03	3.00	1424.11	2.65	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
78	FX-MIN	-112.64	180.62	1582.34	0.90	525.83	1247.03	3.00	1424.11	2.65	2.90	0.0020	0.0341	0.8000	OK
79	FX-MAX	792.04	1168.82	1839.22	0.90	365.82	1125.36	413.97	1655.30	2.22	2.62	0.0020	0.0341	0.8000	OK
79	FX-MIN	114.27	211.50	1839.22	0.90	404.39	1125.36	413.97	1655.30	2.22	2.62	0.0020	0.0341	0.8000	OK
80	FX-MAX	919.78	71.30	3943.09	0.90	2288.69	1032.01	622.39	3548.78	1.84	2.40	0.0020	0.0372	7.0800	OK
80	FX-MIN	223.49	-67.03	4040.74	0.90	2386.34	1032.01	622.39	3636.67	1.72	2.40	0.0020	0.0681	7.0800	OK

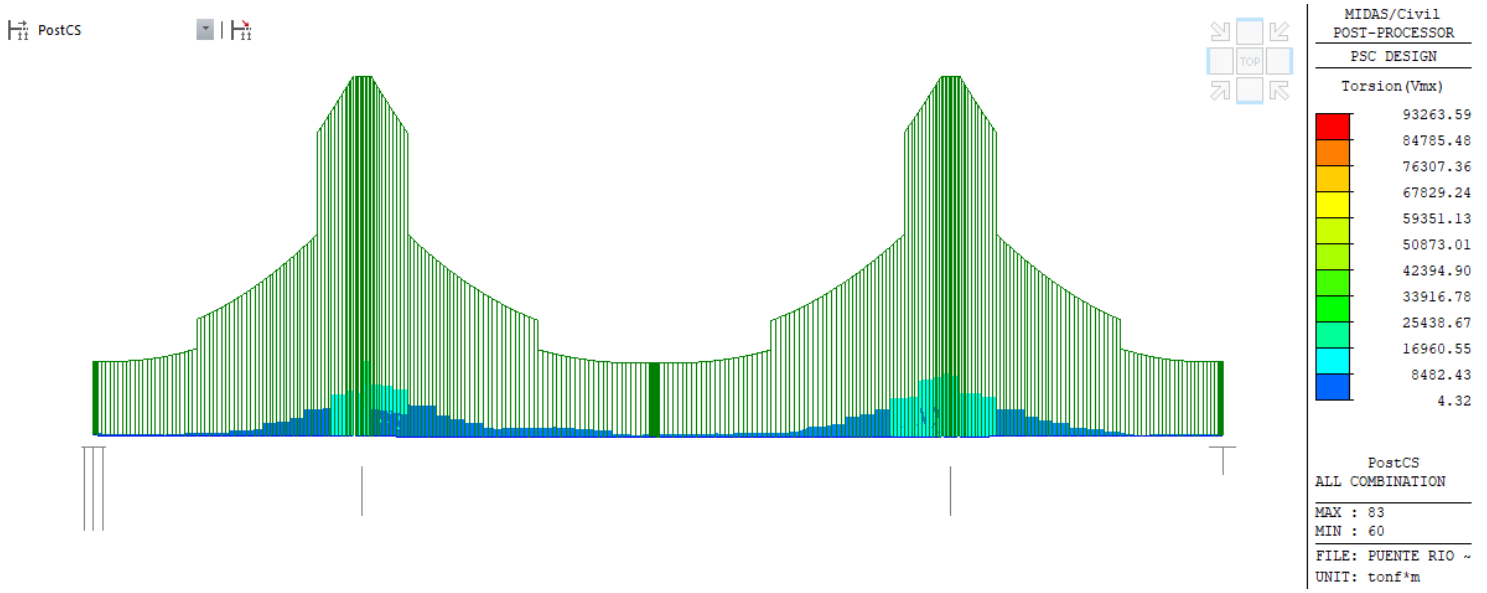


Figura 95. Capacidad Torsión (Vmx) VS demanda de torsión (Vmx)

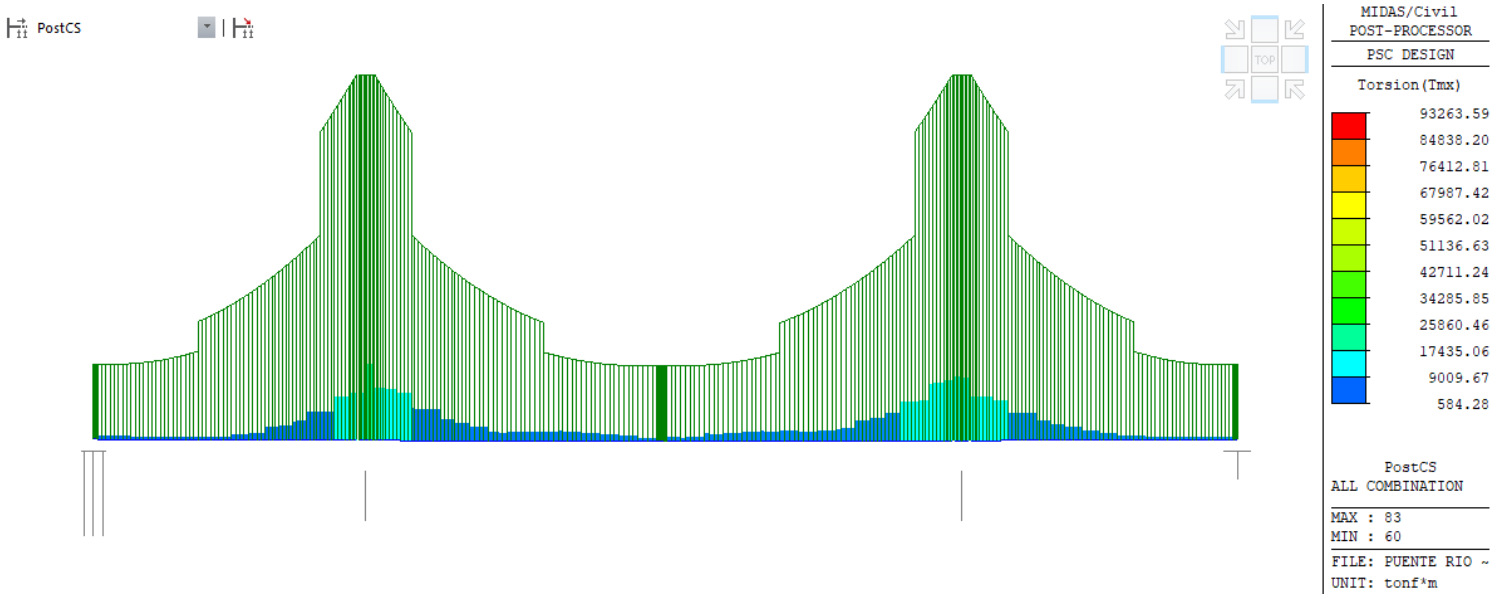


Figura 96. Capacidad Torsión (Tmx) VS demanda de torsión (Tmx)

Empleando 2 ramas No.8 en cada tabique lateral, a fin de obtener un área de acero a cortante y torsión de Avs = 20.38 cm2

Empleando 2 ramas No.8 en cada tabique lateral, a fin de obtener un área de acero a cortante y torsión de Avs = 20.38 cm2

Tabla 5. Capacidad torsión VS demanda de torsión

Elem	Max/ Min	Vu (tonf)	Mu (tonf*m)	Tu (tonf*m)	Vn (tonf)	Tn (tonf*m)	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Vp (tonf)	PhiVn (tonf)	Phi_tTn (tonf*m)	de (m)	dv (m)	Ast (m^2)	bv (m)	CHK
1	T-Max	-447.91	1049.33	935.08	4573.83	21282.70	2690.24	1135.22	748.37	4116.44	19154.43	2.08	2.64	0.04	7.08	OK
1	V-Max	-68.08	1001.08	330.27	4640.22	21282.70	2756.63	1135.22	748.37	4176.19	19154.43	2.08	2.64	0.04	7.08	OK
2	T-Max	-177.37	4026.31	866.78	1630.88	21282.70	465.51	1247.02	51.55	1467.79	19154.43	2.36	2.90	0.03	0.80	OK
2	V-Max	169.99	3913.77	251.21	1630.88	21282.70	495.25	1247.02	51.55	1467.79	19154.43	2.36	2.90	0.03	0.80	OK
3	T-Max	99.58	5439.10	837.32	1661.71	21433.92	526.70	1259.92	9.89	1495.54	19290.52	2.68	2.93	0.03	0.83	OK
3	V-Max	394.75	5372.04	198.68	1661.71	21433.92	550.90	1259.92	9.89	1495.54	19290.52	2.68	2.93	0.03	0.83	OK
4	T-Max	394.28	5243.55	787.72	1770.29	21887.56	583.23	1290.02	21.51	1593.26	19698.80	2.54	3.00	0.03	0.86	OK
4	V-Max	616.48	5308.55	139.34	1770.29	21887.56	583.23	1290.02	21.51	1593.26	19698.80	2.54	3.00	0.03	0.86	OK
5	T-Max	694.39	3372.68	720.00	1918.38	22643.62	622.49	1333.03	51.90	1726.54	20379.26	2.63	3.10	0.03	0.88	OK
5	V-Max	840.71	3672.62	70.86	1918.38	22643.62	622.49	1333.03	51.90	1726.54	20379.26	2.63	3.10	0.03	0.88	OK
6	T-Max	776.85	-9716.30	-668.24	2130.82	23702.12	677.77	1406.65	98.57	1917.74	21331.91	3.21	3.27	0.07	0.91	OK
6	V-Max	1078.97	434.83	-4.32	2117.65	23702.12	673.38	1397.53	98.57	1905.88	21331.91	2.98	3.25	0.04	0.91	OK
7	T-Max	1059.93	-15096.36	-741.38	2394.88	25063.04	746.29	1502.49	157.21	2155.39	22556.74	3.42	3.49	0.07	0.94	OK
7	V-Max	1344.18	-4419.15	-88.67	2394.88	25063.04	746.29	1502.49	157.21	2155.39	22556.74	3.42	3.49	0.07	0.94	OK
8	T-Max	1329.92	-21675.75	-812.07	2884.65	35635.19	828.54	2159.50	400.34	2596.18	32071.67	3.72	3.77	0.07	0.97	OK
8	V-Max	1641.34	-10894.27	-183.24	2884.65	35635.19	828.54	2159.50	400.34	2596.18	32071.67	3.72	3.77	0.07	0.97	OK
9	T-Max	1594.34	-29527.81	-892.13	3157.81	38253.40	925.38	2343.88	383.13	2842.03	34428.06	4.04	4.09	0.07	1.00	OK
9	V-Max	1963.27	-18975.78	-302.38	3157.81	38253.40	925.38	2343.88	383.13	2842.03	34428.06	4.04	4.09	0.07	1.00	OK
10	T-Max	1862.82	-38728.90	-1516.33	3610.52	41259.33	1033.41	2546.01	511.93	3249.47	37133.39	4.40	4.44	0.07	1.03	OK
10	V-Max	2301.39	-28582.21	-904.23	3610.52	41259.33	1033.41	2546.01	511.93	3249.47	37133.39	4.40	4.44	0.07	1.03	OK
11	T-Max	2143.05	-49507.45	-1744.16	4146.76	44662.87	1161.96	2786.65	662.71	3732.08	40196.58	4.81	4.86	0.07	1.05	OK
11	V-Max	2656.36	-50551.59	-1327.95	4146.76	44662.87	1161.96	2786.65	662.71	3732.08	40196.58	4.81	4.86	0.07	1.05	OK
12	T-Max	2376.53	-59347.34	-3346.31	4630.25	47674.07	1270.66	2983.85	820.29	4167.23	42906.67	5.16	5.20	0.08	1.08	OK
12	V-Max	2956.71	-61730.27	-2973.98	4630.25	47674.07	1270.66	2983.85	820.29	4167.23	42906.67	5.16	5.20	0.08	1.08	OK
13	T-Max	2624.40	-70460.30	-3917.31	5168.48	50939.49	1394.81	3208.60	986.24	4651.63	45845.54	5.55	5.60	0.08	1.10	OK
13	V-Max	3269.36	-74164.24	-3511.27	5168.48	50939.49	1394.81	3208.60	986.24	4651.63	45845.54	5.55	5.60	0.08	1.10	OK
14	T-Max	2885.85	-82953.48	-4926.67	5763.11	54460.34	1534.23	3458.75	1162.85	5186.80	49014.31	5.98	6.03	0.08	1.12	OK
14	V-Max	3595.67	-87866.13	-4493.44	5763.11	54460.34	1534.23	3458.75	1162.85	5186.80	49014.31	5.98	6.03	0.08	1.12	OK
15	T-Max	3162.46	-96725.80	-7250.38	6404.18	58236.62	1680.52	3714.29	1365.29	5763.77	52412.96	6.42	6.48	0.08	1.14	OK
15	V-Max	3936.92	-102803.40	-6876.79	6404.18	58236.62	1680.52	3714.29	1365.29	5763.77	52412.96	6.42	6.48	0.08	1.14	OK
16	T-Max	3454.39	-112001.32	-7458.01	7101.68	93400.43	1842.87	5992.26	1575.98	6391.51	84060.39	6.91	6.97	0.08	1.17	OK

16	V-Max	4293.62	-119317.73	-6949.83	7101.68	93400.43	1842.87	5992.26	1575.98	6391.51	84060.39	6.91	6.97	0.08	1.17	OK
17	T-Max	3764.47	-128440.89	-11128.01	7859.09	99829.78	2021.39	6448.80	1798.10	7073.18	89846.80	7.43	7.50	0.08	1.19	OK
17	V-Max	4667.95	-137015.51	-10790.90	7859.09	99829.78	2021.39	6448.80	1798.10	7073.18	89846.80	7.43	7.50	0.08	1.19	OK
18	T-Max	3945.99	-138408.31	-12186.55	8406.58	103626.21	2128.65	6719.47	2023.99	7565.92	93263.59	7.75	7.81	0.09	1.20	OK
18	V-Max	4886.53	-147775.98	-11805.10	8406.58	103626.21	2128.65	6719.47	2023.99	7565.92	93263.59	7.75	7.81	0.09	1.20	OK
19	T-Max	4084.86	-141197.18	-12145.04	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
19	V-Max	5043.99	-150135.31	-11205.31	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
20	T-Max	4245.19	-150285.24	-12291.46	6382.58	103626.21	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
20	V-Max	5233.90	-160534.28	-11146.10	6382.58	103626.21	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
21	T-Max	-4187.23	-128693.15	19495.26	6382.58	103626.21	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
21	V-Max	-4187.23	-128693.15	19495.26	6382.58	103626.21	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
22	T-Max	-4070.04	-126582.81	14221.20	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
22	V-Max	-4070.04	-126582.81	14221.20	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
23	T-Max	-3844.90	-117874.10	13409.55	8080.05	99909.54	2024.66	6457.73	2009.29	7272.05	89918.58	7.47	7.51	0.09	1.19	OK
23	V-Max	-3844.90	-117874.10	13409.55	8080.05	99909.54	2024.66	6457.73	2009.29	7272.05	89918.58	7.47	7.51	0.09	1.19	OK
24	T-Max	-3526.95	-103008.02	13238.71	7303.69	93433.94	1844.94	5998.39	1771.78	6573.32	84090.55	6.95	6.97	0.08	1.17	OK
24	V-Max	-3526.95	-103008.02	13238.71	7303.69	93433.94	1844.94	5998.39	1771.78	6573.32	84090.55	6.95	6.97	0.08	1.17	OK
25	T-Max	-3226.01	-89469.30	12079.39	6581.19	87365.67	1679.34	5567.34	1545.82	5923.08	78629.10	6.45	6.47	0.08	1.14	OK
25	V-Max	-3226.01	-89469.30	12079.39	6581.19	87365.67	1679.34	5567.34	1545.82	5923.08	78629.10	6.45	6.47	0.08	1.14	OK
26	T-Max	-2938.83	-77240.33	8127.99	5920.67	54455.23	1529.41	3448.00	1334.85	5328.60	49009.70	6.00	6.01	0.08	1.12	OK
26	V-Max	-2938.83	-77240.33	8127.99	5920.67	54455.23	1529.41	3448.00	1334.85	5328.60	49009.70	6.00	6.01	0.08	1.12	OK
27	T-Max	-2667.65	-65889.10	7959.05	5311.88	50923.52	1395.17	3209.72	1128.59	4780.69	45831.17	5.58	5.60	0.08	1.10	OK
27	V-Max	-2667.65	-65889.10	7959.05	5311.88	50923.52	1395.17	3209.72	1128.59	4780.69	45831.17	5.58	5.60	0.08	1.10	OK
28	T-Max	-2409.48	-55683.23	5460.37	4751.97	47647.99	1267.44	2976.80	951.66	4276.77	42883.19	5.18	5.19	0.08	1.08	OK
28	V-Max	-2409.48	-55683.23	5460.37	4751.97	47647.99	1267.44	2976.80	951.66	4276.77	42883.19	5.18	5.19	0.08	1.08	OK
29	T-Max	-2165.60	-46389.51	4417.12	4244.92	44630.33	1154.54	2769.51	783.14	3820.43	40167.30	4.82	4.83	0.08	1.05	OK
29	V-Max	-2165.60	-46389.51	4417.12	4244.92	44630.33	1154.54	2769.51	783.14	3820.43	40167.30	4.82	4.83	0.08	1.05	OK
30	T-Max	-1876.48	-36031.79	3435.23	3625.15	41219.29	1032.30	2544.15	529.88	3262.63	37097.36	4.36	4.44	0.08	1.02	OK
30	V-Max	-1876.48	-36031.79	3435.23	3625.15	41219.29	1032.30	2544.15	529.88	3262.63	37097.36	4.36	4.44	0.08	1.02	OK
31	T-Max	-1608.46	-26981.82	2106.62	3163.36	38209.33	919.98	2331.22	404.88	2847.02	34388.40	3.98	4.07	0.07	1.00	OK
31	V-Max	-1608.46	-26981.82	2106.62	3163.36	38209.33	919.98	2331.22	404.88	2847.02	34388.40	3.98	4.07	0.07	1.00	OK
32	T-Max	-2321.06	-10333.22	-2215.10	2708.18	35600.80	827.27	2157.08	227.69	2437.36	32040.72	3.71	3.76	0.07	0.97	OK
32	V-Max	-1359.62	-18997.20	1503.23	2708.18	35600.80	827.27	2157.08	227.69	2437.36	32040.72	3.71	3.76	0.07	0.97	OK
33	T-Max	-2007.10	-34.65	-2469.27	2367.50	33393.17	745.38	2001.61	132.53	2130.75	30053.86	3.43	3.49	0.07	0.94	OK
33	V-Max	-1127.46	-11754.62	789.04	2367.50	33393.17	745.38	2001.61	132.53	2130.75	30053.86	3.43	3.49	0.07	0.94	OK
34	T-Max	-1701.38	8653.04	-2502.86	2074.82	23690.52	676.19	1403.77	47.33	1867.34	21321.47	3.16	3.26	0.04	0.91	OK

34	V-Max	-910.69	-4704.28	483.38	2077.80	23690.52	677.18	1405.83	47.33	1870.02	21321.47	3.20	3.27	0.07	0.91	OK
35	T-Max	-1402.10	15699.92	-2297.15	1868.35	22637.07	617.96	1323.64	15.44	1681.51	20373.36	3.00	3.08	0.03	0.88	OK
35	V-Max	-705.39	1828.13	195.29	1868.35	22637.07	617.96	1323.64	15.44	1681.51	20373.36	3.00	3.08	0.03	0.88	OK
36	T-Max	-1108.30	21251.87	-2124.06	1739.18	21884.67	577.16	1276.79	8.61	1565.26	19696.20	2.90	2.97	0.03	0.86	OK
36	V-Max	-509.15	7262.43	84.08	1739.18	21884.67	577.16	1276.79	8.61	1565.26	19696.20	2.90	2.97	0.03	0.86	OK
37	T-Max	-818.34	25278.01	-1618.00	1601.63	21433.15	272.60	1247.02	82.01	1441.47	19289.83	2.84	2.90	0.03	0.83	OK
37	V-Max	-284.01	9830.37	152.41	1716.78	21433.15	545.21	1247.02	82.01	1545.10	19289.83	2.84	2.90	0.03	0.83	OK
38	T-Max	-531.56	27805.32	-1328.40	1527.62	21282.70	263.01	1245.35	19.25	1374.85	19154.43	2.85	2.90	0.03	0.80	OK
38	V-Max	-29.36	11580.23	242.92	1596.47	21282.70	526.02	1245.35	19.25	1436.83	19154.43	2.85	2.90	0.03	0.80	OK
39	T-Max	-242.88	28857.11	-669.40	1507.78	21282.70	262.45	1242.72	2.61	1357.00	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
39	V-Max	224.49	12401.29	421.92	1576.49	21282.70	524.90	1242.72	2.61	1418.84	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
40	T-Max	-173.97	28961.34	-678.98	1505.17	21282.70	262.45	1242.72	0.00	1354.65	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
40	V-Max	278.83	12478.80	448.94	1573.88	21282.70	524.90	1242.72	0.00	1416.49	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
41	T-Max	-102.87	28944.35	-707.60	1505.17	21282.70	262.45	1242.72	0.00	1354.65	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
41	V-Max	340.22	12486.73	429.34	1573.88	21282.70	524.90	1242.72	0.00	1416.49	19154.43	2.84	2.89	0.03	0.80	OK
42	T-Max	478.70	31858.50	879.82	1525.26	21282.70	263.01	1245.36	16.89	1372.73	19154.43	2.84	2.90	0.03	0.80	OK
42	V-Max	592.72	11886.76	604.69	1594.12	21282.70	526.02	1245.36	16.89	1434.70	19154.43	2.84	2.90	0.03	0.80	OK
43	T-Max	763.15	29681.79	969.90	1830.45	21433.10	265.93	1216.50	348.01	1647.40	19289.79	2.79	2.83	0.03	0.83	OK
43	V-Max	823.00	10201.96	613.08	1942.76	21433.10	531.86	1216.50	348.01	1748.49	19289.79	2.79	2.83	0.03	0.83	OK
44	T-Max	1052.82	25994.00	1810.48	1594.68	21884.18	288.57	1276.79	29.32	1435.21	19695.76	2.90	2.97	0.03	0.86	OK
44	V-Max	1086.68	6731.14	778.66	1759.83	21884.18	577.14	1276.79	29.32	1583.85	19695.76	2.90	2.97	0.03	0.86	OK
45	T-Max	1346.75	20868.85	1877.72	2006.90	22635.88	605.64	1297.29	190.94	1806.21	20372.30	2.95	3.02	0.03	0.88	OK
45	V-Max	1382.25	1448.48	846.60	2006.90	22635.88	605.64	1297.29	190.94	1806.21	20372.30	2.95	3.02	0.03	0.88	OK
46	T-Max	1645.60	14246.34	2426.55	2081.54	23687.50	676.10	1403.69	54.32	1873.39	21318.75	3.17	3.26	0.04	0.91	OK
46	V-Max	1676.34	-4592.64	902.30	2084.32	23687.50	677.03	1405.62	54.32	1875.89	21318.75	3.19	3.27	0.07	0.91	OK
47	T-Max	1951.68	6364.50	2442.73	2541.45	25041.95	715.79	1441.69	395.22	2287.30	22537.75	3.25	3.35	0.04	0.94	OK
47	V-Max	1974.89	-11006.83	919.86	2629.75	25041.95	745.24	1501.00	395.22	2366.77	22537.75	3.40	3.49	0.07	0.94	OK
48	T-Max	2265.34	-3091.90	2514.83	2688.61	35594.29	827.03	2156.62	208.84	2419.75	32034.86	3.68	3.76	0.07	0.97	OK
48	V-Max	2271.94	-18032.42	560.96	2688.61	35594.29	827.03	2156.62	208.84	2419.75	32034.86	3.68	3.76	0.07	0.97	OK
49	T-Max	2588.63	-13968.90	2416.19	3124.75	38200.79	923.43	2340.18	355.91	2812.27	34380.71	3.56	4.08	0.07	1.00	OK
49	V-Max	2588.63	-13968.90	2416.19	3124.75	38200.79	923.43	2340.18	355.91	2812.27	34380.71	3.56	4.08	0.07	1.00	OK
50	T-Max	1921.56	-53303.01	-2766.57	3462.36	41207.52	515.74	2542.36	404.27	3116.13	37086.77	4.32	4.43	0.07	1.02	OK
50	V-Max	2923.09	-26438.92	1802.19	3497.05	41207.52	1031.47	2542.36	404.27	3147.34	37086.77	4.32	4.43	0.07	1.02	OK
51	T-Max	2208.93	-68136.03	-3185.01	4794.99	44633.79	580.43	2784.60	1429.95	4315.49	40170.41	4.81	4.86	0.07	1.05	OK
51	V-Max	3272.21	-40541.63	1558.85	4910.70	44633.79	1160.86	2784.60	1429.95	4419.63	40170.41	4.81	4.86	0.07	1.05	OK
52	T-Max	2448.62	-80946.64	-5260.95	4415.34	47631.45	634.51	2980.85	799.98	3973.80	42868.30	5.16	5.20	0.08	1.08	OK

52	V-Max	3558.80	-52907.45	126.13	4605.03	47631.45	1269.02	2980.85	799.98	4144.53	42868.30	5.16	5.20	0.08	1.08	OK
53	T-Max	2704.60	-94911.98	-5946.25	4870.59	50903.52	696.71	3206.07	967.82	4383.53	45813.17	5.55	5.59	0.08	1.10	OK
53	V-Max	3857.47	-66451.50	-355.34	5145.85	50903.52	1393.41	3206.07	967.82	4631.26	45813.17	5.55	5.59	0.08	1.10	OK
54	T-Max	2974.32	-109922.19	-7137.34	5368.87	54431.72	766.55	3456.74	1145.59	4831.98	48988.54	5.98	6.03	0.08	1.12	OK
54	V-Max	4167.40	-81144.48	-1254.29	5742.44	54431.72	1533.09	3456.74	1145.59	5168.20	48988.54	5.98	6.03	0.08	1.12	OK
55	T-Max	3258.90	-125913.53	-10047.42	5903.76	58216.20	839.85	3712.85	1351.06	5313.39	52394.58	6.42	6.48	0.08	1.14	OK
55	V-Max	4489.79	-96836.10	-3562.15	6387.49	58216.20	1679.70	3712.85	1351.06	5748.74	52394.58	6.42	6.48	0.08	1.14	OK
56	T-Max	3557.18	-143265.97	-10197.56	7088.90	93387.01	921.25	5991.32	1564.31	6380.01	84048.31	6.90	6.97	0.08	1.16	OK
56	V-Max	4825.14	-113925.60	-3618.64	7088.90	93387.01	1842.50	5991.32	1564.31	6380.01	84048.31	6.90	6.97	0.08	1.16	OK
57	T-Max	3871.54	-161446.07	-14685.99	7845.73	99818.53	1010.54	6448.00	1785.68	7061.16	89836.67	7.43	7.50	0.08	1.19	OK
57	V-Max	5174.36	-132080.06	-7358.76	7845.73	99818.53	2021.08	6448.00	1785.68	7061.16	89836.67	7.43	7.50	0.08	1.19	OK
58	T-Max	4054.95	-172432.19	-15309.07	8397.34	103626.21	1064.33	6719.47	2014.76	7557.61	93263.59	7.75	7.81	0.09	1.20	OK
58	V-Max	5377.76	-143083.25	-7816.19	8397.34	103626.21	2128.65	6719.47	2014.76	7557.61	93263.59	7.75	7.81	0.09	1.20	OK
59	T-Max	4222.74	-176279.49	-16430.13	12218.49	103626.21	5499.01	6719.47	0.00	10996.64	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
59	V-Max	5561.74	-162727.94	-10659.82	12218.49	103626.21	5499.01	6719.47	0.00	10996.64	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
60	T-Max	4383.85	-185981.59	-16466.13	6382.58	103626.21	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
60	V-Max	5751.69	-173960.77	-10608.43	6382.58	103626.21	1064.33	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
61	T-Max	-4020.67	-123910.99	16139.29	6382.58	103626.21	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
61	V-Max	-3982.00	-122402.35	15831.59	6382.58	103626.21	2128.65	6719.47	0.00	5744.33	93263.59	7.76	7.81	0.09	1.20	OK
62	T-Max	-3903.80	-121711.98	11593.91	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
62	V-Max	-3865.58	-120389.53	11267.58	17717.50	103626.21	10998.03	6719.47	0.00	15945.75	93263.59	7.76	7.81	0.07	6.20	OK
63	T-Max	-3662.81	-112014.10	11295.82	8088.72	99900.92	2024.42	6457.13	2018.68	7279.85	89910.83	7.47	7.51	0.09	1.19	OK
63	V-Max	-3662.81	-112014.10	11295.82	8088.72	99900.92	2024.42	6457.13	2018.68	7279.85	89910.83	7.47	7.51	0.09	1.19	OK
64	T-Max	-3348.75	-97556.22	11091.27	7316.73	93427.84	1844.78	5997.96	1785.32	6585.05	84085.06	6.95	6.97	0.08	1.17	OK
64	V-Max	-3348.75	-97556.22	11091.27	7316.73	93427.84	1844.78	5997.96	1785.32	6585.05	84085.06	6.95	6.97	0.08	1.17	OK
65	T-Max	-3056.67	-84246.57	10112.66	6598.01	87359.71	1679.18	5566.92	1563.12	5938.20	78623.74	6.45	6.47	0.08	1.14	OK
65	V-Max	-3056.67	-84246.57	10112.66	6598.01	87359.71	1679.18	5566.92	1563.12	5938.20	78623.74	6.45	6.47	0.08	1.14	OK
66	T-Max	-2781.58	-72021.26	7113.43	5938.49	54451.91	1529.28	3447.76	1353.06	5344.64	49006.72	6.00	6.01	0.08	1.12	OK
66	V-Max	-2781.58	-72021.26	7113.43	5938.49	54451.91	1529.28	3447.76	1353.06	5344.64	49006.72	6.00	6.01	0.08	1.12	OK
67	T-Max	-2523.52	-60423.63	6931.63	5330.69	50920.18	1395.04	3209.48	1147.79	4797.62	45828.16	5.58	5.60	0.08	1.10	OK
67	V-Max	-2523.52	-60423.63	6931.63	5330.69	50920.18	1395.04	3209.48	1147.79	4797.62	45828.16	5.58	5.60	0.08	1.10	OK
68	T-Max	-2280.02	-49768.87	5003.88	4769.87	47646.16	1267.37	2976.68	969.77	4292.88	42881.54	5.18	5.19	0.08	1.08	OK
68	V-Max	-2280.02	-49768.87	5003.88	4769.87	47646.16	1267.37	2976.68	969.77	4292.88	42881.54	5.18	5.19	0.08	1.08	OK
69	T-Max	-2049.07	-39835.25	4203.39	4260.31	44614.95	1153.95	2768.42	800.27	3834.28	40153.46	4.82	4.83	0.08	1.05	OK
69	V-Max	-2049.07	-39835.25	4203.39	4260.31	44614.95	1153.95	2768.42	800.27	3834.28	40153.46	4.82	4.83	0.08	1.05	OK
70	T-Max	-1774.57	-28791.57	3413.95	3742.10	41217.27	1032.22	2544.00	647.06	3367.89	37095.54	4.43	4.44	0.08	1.02	OK

70	V-Max	-1774.57	-28791.57	3413.95	3742.10	41217.27	1032.22	2544.00	647.06	3367.89	37095.54	4.43	4.44	0.08	1.02	OK
71	T-Max	-1517.70	-19222.60	2344.75	3256.03	38207.95	919.93	2331.12	497.70	2930.42	34387.16	4.06	4.07	0.07	1.00	OK
71	V-Max	-1505.02	-19721.28	2175.23	3256.03	38207.95	919.93	2331.12	497.70	2930.42	34387.16	4.06	4.07	0.07	1.00	OK
72	T-Max	-1269.79	-11211.82	1862.66	2851.15	35599.92	827.24	2157.02	370.75	2566.04	32039.93	3.75	3.76	0.07	0.97	OK
72	V-Max	-1244.12	-11793.39	1698.91	2851.15	35599.92	827.24	2157.02	370.75	2566.04	32039.93	3.75	3.76	0.07	0.97	OK
73	T-Max	-1020.37	-4817.12	1230.24	2481.66	33392.84	745.37	2001.59	246.73	2233.49	30053.55	3.43	3.49	0.07	0.94	OK
73	V-Max	-990.04	-5404.98	1081.99	2481.66	33392.84	745.37	2001.59	246.73	2233.49	30053.55	3.43	3.49	0.07	0.94	OK
74	T-Max	-754.57	-20.34	963.47	2179.03	23690.39	677.17	1405.82	148.58	1961.12	21321.35	3.19	3.27	0.07	0.91	OK
74	V-Max	-710.31	794.23	-188.39	2223.05	23690.39	691.85	1436.30	148.58	2000.74	21321.35	3.00	3.34	0.04	0.91	OK
75	T-Max	-654.52	-195.31	-880.92	1950.43	22637.05	621.70	1331.64	86.32	1755.39	20373.35	3.03	3.10	0.07	0.88	OK
75	V-Max	-410.04	4034.28	-350.60	1994.58	22637.05	636.42	1363.18	86.32	1795.12	20373.35	2.90	3.17	0.03	0.88	OK
76	T-Max	-355.68	2130.34	-913.28	1812.80	21884.64	590.93	1307.27	40.93	1631.52	19696.17	2.75	3.04	0.03	0.86	OK
76	V-Max	-111.36	5773.17	-422.82	1643.66	21884.64	295.47	1307.27	40.93	1479.30	19696.17	2.75	3.04	0.03	0.86	OK
77	T-Max	-62.27	3069.64	-865.69	1675.46	21433.19	551.23	1268.55	12.46	1507.91	19289.87	2.60	2.95	0.03	0.83	OK
77	V-Max	187.33	5885.22	-406.96	1558.32	21433.19	277.31	1268.55	12.46	1402.49	19289.87	2.60	2.95	0.03	0.83	OK
78	T-Max	214.90	2598.06	-836.82	1582.34	21282.70	450.45	1247.03	3.00	1424.11	19154.43	2.65	2.90	0.03	0.80	OK
78	V-Max	487.29	4341.70	-425.32	1582.34	21282.70	450.00	1247.03	3.00	1424.11	19154.43	2.65	2.90	0.03	0.80	OK
79	T-Max	483.44	790.50	-839.55	1839.22	21282.70	366.30	1125.36	413.97	1655.30	19154.43	2.22	2.62	0.03	0.80	OK
79	V-Max	792.04	1168.82	-414.17	1839.22	21282.70	365.82	1125.36	413.97	1655.30	19154.43	2.22	2.62	0.03	0.80	OK
80	T-Max	623.96	56.26	-802.67	3945.65	21282.70	2291.24	1032.01	622.39	3551.08	19154.43	1.84	2.40	0.04	7.08	OK
80	V-Max	919.78	71.30	-428.47	3943.09	21282.70	2288.69	1032.01	622.39	3548.78	19154.43	1.84	2.40	0.04	7.08	OK

3.5.9. **REVISIÓN DE ESFUERZOS**

Se calculan los esfuerzos producidos en la viga cajón postensada debido a la combinación de Estado Límite de Servicio I y Estado Limite de Servicio III.

Para la revisión de los esfuerzos tanto en fibra superior como inferior se empleó la siguiente formulación:

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} - M_P \frac{Y_{sup}}{I_g} - M_{DL} \frac{Y_{sup}}{I_g} \quad \sigma_{Inf} = \frac{P}{A} + M_P \frac{Y_{inf}}{I_g} + M_{DL} \frac{Y_{inf}}{I_g}$$

Donde:

$\boldsymbol{P}$ Carga axial por el tensionamiento de los cables (t)

$\boldsymbol{M_p}$ Momento por presforzado debido a la excentricidad de los cables.

$\boldsymbol{M_{DL}}$ Momento debido a la carga muerta, sobrecarga y carga viva.

Y_{sup} *e* Y_{inf} Son las distancias desde el centroide a la fibra extrema superior e inferior respectivamente.

I_g Inercia total de la sección

A Área de la sección transversal.

Se define los parámetros de diseño para la sección PSC (prestressed concrete)

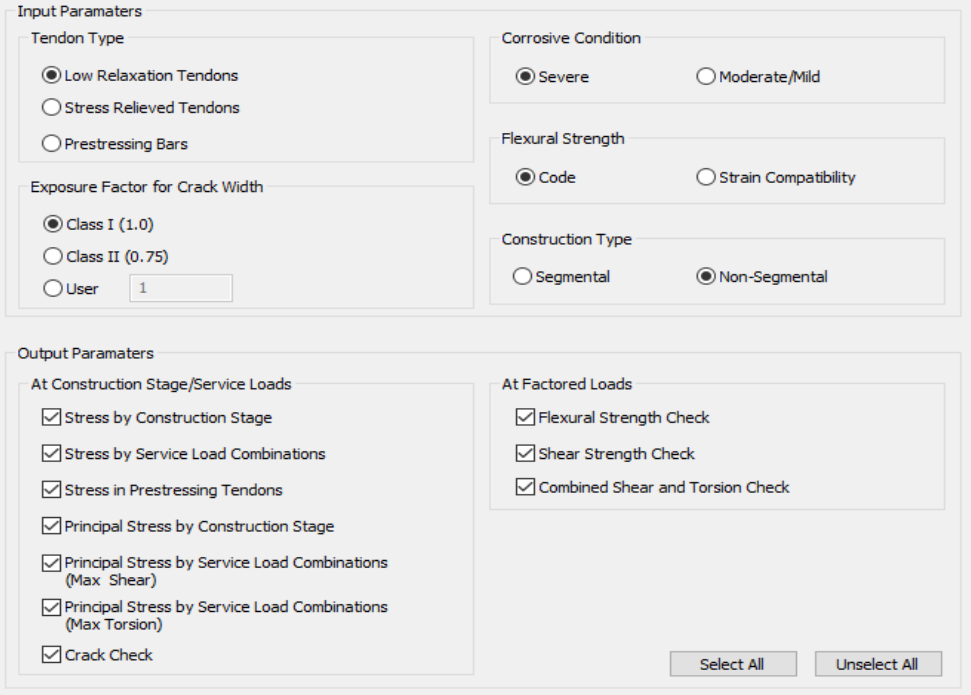


Figura 97. Parámetros de diseño de concreto

3.5.9.1. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPAS CONSTRUCTIVAS:

Elem: número de elemento

Comp./Tens.: Compresión o Tensión Estrés

FT: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My) y fuerza axial en la fibra superior

FB: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My) y fuerza axial en la fibra inferior

FTL: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra superior izquierda

FBL: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra inferior izquierda

FTR: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra superior derecha

FBR: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra inferior derecha

ALW: Esfuerzo admisible en el hormigón en el estado límite de servicio.

CHK: comprobación de tensión o compresión combinada para cargas en etapa constructiva.

Límite de esfuerzo de compresión = 0.60f'c (kg/cm2)

σ=0.60*f'c = 0.60*458.87 kg/cm2 = 275.32 kg/cm2
σ=0.60*f'c = 0.60*45 MPa = 27.53 MPa

Límite de esfuerzo de tracción = 34.13 kg/cm2 para 458.87 kg/cm2 (45 MPa)

Donde, f'c es la resistencia a la compresión especificada del hormigón para su uso en diseño

Tabla 6. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Compression	-9.37	-9.37	-9.38	275.32	OK
2	Compression	-0.62	-0.60	-0.63	275.32	OK
3	Compression	9.52	9.55	9.50	275.32	OK
4	Compression	16.43	16.47	16.39	275.32	OK
5	Compression	21.29	21.33	21.24	275.32	OK
6	Compression	25.18	25.24	25.13	275.32	OK
7	Compression	28.56	28.63	28.50	275.32	OK
8	Compression	34.94	34.66	35.21	275.32	OK
9	Compression	28.01	27.25	28.77	275.32	OK
10	Compression	31.55	31.34	31.76	275.32	OK
11	Compression	37.31	37.06	37.56	275.32	OK
12	Compression	44.09	44.90	43.27	275.32	OK
13	Compression	52.11	52.25	51.96	275.32	OK
14	Compression	59.85	60.92	58.79	275.32	OK
15	Compression	69.32	60.92	77.72	275.32	OK
16	Compression	75.57	66.10	85.04	275.32	OK
17	Compression	81.09	71.53	90.65	275.32	OK
18	Compression	93.81	83.85	103.78	275.32	OK
19	Compression	26.70	17.88	35.51	275.32	OK
20	Compression	79.76	66.85	92.68	275.32	OK
21	Compression	132.15	150.80	113.51	275.32	OK
22	Compression	56.41	69.26	43.56	275.32	OK
23	Compression	141.08	157.63	124.54	275.32	OK
24	Compression	134.82	147.60	122.05	275.32	OK
25	Compression	131.84	140.61	123.08	275.32	OK
26	Compression	128.74	133.61	123.87	275.32	OK
27	Compression	77.68	77.79	77.56	275.32	OK
28	Compression	70.32	71.01	69.63	275.32	OK
29	Compression	62.22	62.16	62.27	275.32	OK
30	Compression	59.61	59.17	60.04	275.32	OK
31	Compression	119.00	100.76	137.24	275.32	OK
32	Compression	119.58	96.74	142.42	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Tension	-9.37	-9.37	-9.38	-32.37	OK
2	Tension	-0.51	0.25	-1.28	-33.73	OK
3	Tension	20.30	20.76	19.83	-33.97	OK
4	Tension	29.36	29.65	29.07	-34.13	OK
5	Tension	34.50	34.40	34.59	-34.13	OK
6	Tension	37.15	36.47	37.83	-34.13	OK
7	Tension	38.36	36.93	39.80	-34.13	OK
8	Tension	41.82	39.14	44.50	-34.13	OK
9	Tension	47.29	43.21	51.36	-34.13	OK
10	Tension	46.73	46.64	46.83	-34.13	OK
11	Tension	51.79	51.66	51.92	-34.13	OK
12	Tension	57.94	58.84	57.04	-34.13	OK
13	Tension	65.36	65.59	65.13	-34.13	OK
14	Tension	72.36	73.50	71.23	-34.13	OK
15	Tension	80.22	81.27	79.16	-34.13	OK
16	Tension	87.89	88.83	86.94	-34.13	OK
17	Tension	94.55	96.31	92.79	-34.13	OK
18	Tension	29.91	29.86	29.96	-34.13	OK
19	Tension	24.71	24.69	24.74	-34.13	OK
20	Tension	95.29	95.31	95.27	-34.13	OK
21	Tension	29.15	29.13	29.18	-34.13	OK
22	Tension	30.20	30.10	30.31	-34.13	OK
23	Tension	32.46	32.40	32.53	-34.13	OK
24	Tension	31.70	31.60	31.80	-32.91	OK
25	Tension	16.21	16.23	16.20	-32.05	OK
26	Tension	31.48	31.77	31.18	-32.91	OK
27	Tension	16.06	15.99	16.13	-32.05	OK
28	Tension	15.65	15.66	15.64	-32.05	OK
29	Tension	83.62	83.40	83.84	-34.13	OK
30	Tension	16.11	16.05	16.18	-32.05	OK
31	Tension	112.48	106.29	118.67	-34.13	OK
32	Tension	117.75	111.58	123.92	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Compression	122.19	95.41	148.97	275.32	OK
34	Compression	118.31	87.74	148.89	275.32	OK
35	Compression	121.68	88.41	154.95	275.32	OK
36	Compression	122.78	88.33	157.22	275.32	OK
37	Compression	124.98	88.90	161.06	275.32	OK
38	Compression	87.62	47.45	127.80	275.32	OK
39	Compression	74.15	31.33	116.97	275.32	OK
40	Compression	56.75	13.61	99.90	275.32	OK
41	Compression	55.98	12.47	99.50	275.32	OK
42	Compression	66.26	24.64	107.88	275.32	OK
43	Compression	78.18	38.53	117.83	275.32	OK
44	Compression	82.59	45.88	119.30	275.32	OK
45	Compression	85.09	50.81	119.37	275.32	OK
46	Compression	81.44	50.81	112.08	275.32	OK
47	Compression	82.77	55.43	110.12	275.32	OK
48	Compression	78.30	70.90	85.69	275.32	OK
49	Compression	71.76	64.69	78.82	275.32	OK
50	Compression	67.09	60.32	73.86	275.32	OK
51	Compression	72.78	66.03	79.52	275.32	OK
52	Compression	51.97	51.56	52.37	275.32	OK
53	Compression	60.09	60.67	59.51	275.32	OK
54	Compression	67.55	67.49	67.61	275.32	OK
55	Compression	76.07	76.99	75.14	275.32	OK
56	Compression	105.39	118.59	92.19	275.32	OK
57	Compression	109.06	126.27	91.85	275.32	OK
58	Compression	120.97	134.64	107.29	275.32	OK
59	Compression	30.18	21.19	39.17	275.32	OK
60	Compression	83.86	70.67	97.03	275.32	OK
61	Compression	86.03	67.94	104.10	275.32	OK
62	Compression	25.87	12.89	38.85	275.32	OK
63	Compression	95.40	79.99	110.80	275.32	OK
64	Compression	86.81	78.88	94.73	275.32	OK
65	Compression	81.43	74.29	88.58	275.32	OK
66	Compression	75.24	68.46	82.02	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Tension	125.61	119.77	131.46	-34.13	OK
34	Tension	127.38	121.67	133.10	-34.13	OK
35	Tension	136.24	131.28	141.21	-34.13	OK
36	Tension	134.28	129.15	139.42	-34.13	OK
37	Tension	48.85	48.60	49.10	-33.97	OK
38	Tension	34.97	34.76	35.17	-33.73	OK
39	Tension	18.83	18.74	18.92	-32.05	OK
40	Tension	88.29	83.40	93.18	-32.37	OK
41	Tension	87.50	82.32	92.68	-32.37	OK
42	Tension	95.94	91.50	100.37	-33.73	OK
43	Tension	102.69	97.04	108.33	-33.97	OK
44	Tension	102.98	97.84	108.11	-34.13	OK
45	Tension	100.27	94.78	105.77	-34.13	OK
46	Tension	90.95	85.53	96.37	-34.13	OK
47	Tension	86.55	80.58	92.52	-34.13	OK
48	Tension	79.43	73.86	85.00	-34.13	OK
49	Tension	72.78	67.30	78.26	-34.13	OK
50	Tension	78.45	65.46	91.44	-34.13	OK
51	Tension	87.90	79.53	96.28	-34.13	OK
52	Tension	74.71	68.52	80.89	-34.13	OK
53	Tension	94.23	94.25	94.22	-34.13	OK
54	Tension	97.08	100.15	94.00	-34.13	OK
55	Tension	79.77	80.65	78.90	-34.13	OK
56	Tension	87.36	88.28	86.44	-34.13	OK
57	Tension	94.10	95.41	92.80	-34.13	OK
58	Tension	29.95	23.18	36.71	-34.13	OK
59	Tension	24.73	20.01	29.44	-34.13	OK
60	Tension	26.46	19.57	33.34	-34.13	OK
61	Tension	29.18	22.29	36.06	-34.13	OK
62	Tension	30.18	25.26	35.10	-34.13	OK
63	Tension	32.50	25.32	39.67	-34.13	OK
64	Tension	31.72	31.63	31.82	-32.91	OK
65	Tension	16.21	16.19	16.23	-32.05	OK
66	Tension	31.81	31.78	31.84	-32.91	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Compression	68.90	62.78	75.03	275.32	OK
68	Compression	60.70	61.75	59.66	275.32	OK
69	Compression	52.08	52.52	51.65	275.32	OK
70	Compression	50.21	50.67	49.74	275.32	OK
71	Compression	45.32	45.63	45.01	275.32	OK
72	Compression	42.91	43.33	42.50	275.32	OK
73	Compression	39.12	39.37	38.86	275.32	OK
74	Compression	36.46	36.95	35.97	275.32	OK
75	Compression	33.60	34.19	33.00	275.32	OK
76	Compression	30.07	31.03	29.11	275.32	OK
77	Compression	24.62	25.74	23.49	275.32	OK
78	Compression	14.75	18.91	10.58	275.32	OK
79	Compression	10.19	9.36	11.01	275.32	OK
80	Compression	-2.30	-2.35	-2.25	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Tension	16.01	15.98	16.04	-32.05	OK
68	Tension	15.61	15.59	15.63	-32.05	OK
69	Tension	61.93	61.77	62.09	-34.13	OK
70	Tension	16.12	16.05	16.18	-32.05	OK
71	Tension	58.15	55.53	60.77	-34.13	OK
72	Tension	58.94	57.38	60.49	-34.13	OK
73	Tension	49.12	48.34	49.91	-34.13	OK
74	Tension	48.61	48.75	48.47	-34.13	OK
75	Tension	46.77	47.54	46.00	-34.13	OK
76	Tension	42.98	44.44	41.51	-34.13	OK
77	Tension	35.44	37.17	33.70	-34.13	OK
78	Tension	21.54	26.18	16.90	-33.97	OK
79	Tension	16.30	16.33	16.27	-32.91	OK
80	Tension	-2.77	-2.79	-2.75	-34.13	OK

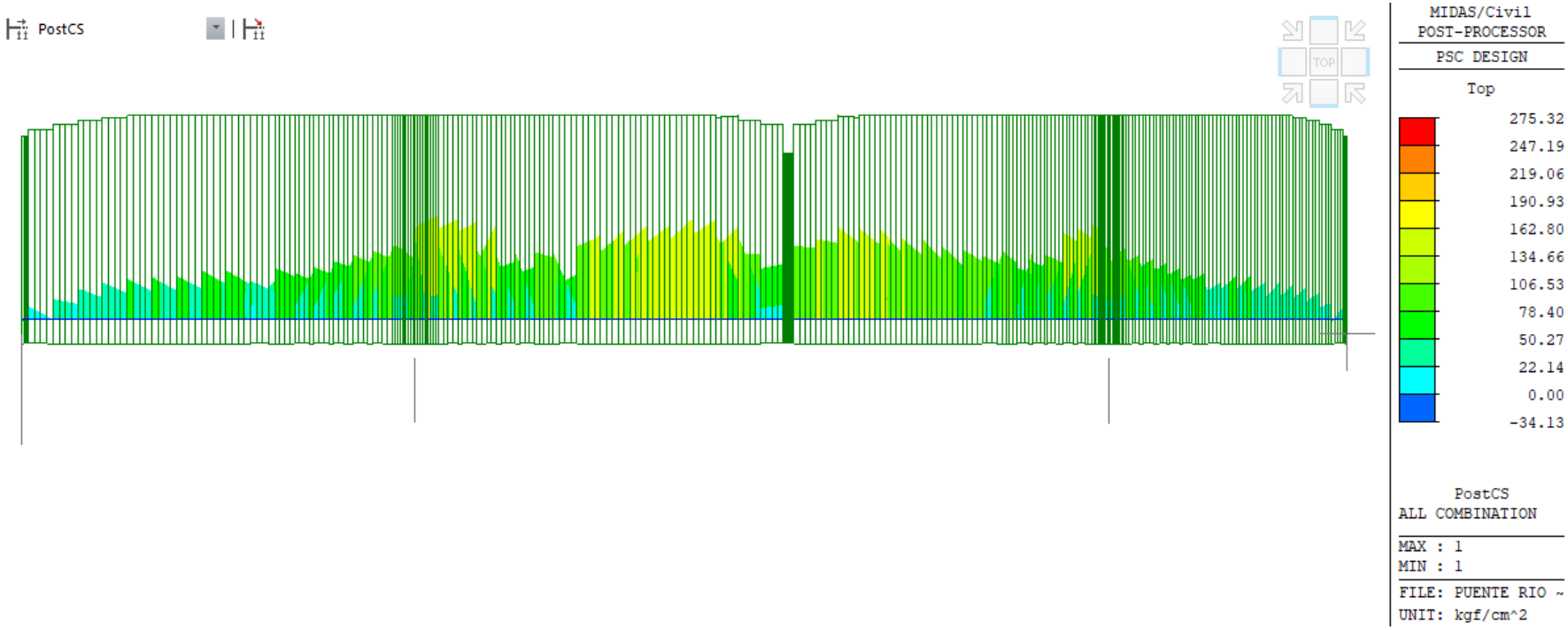


Figura 98. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

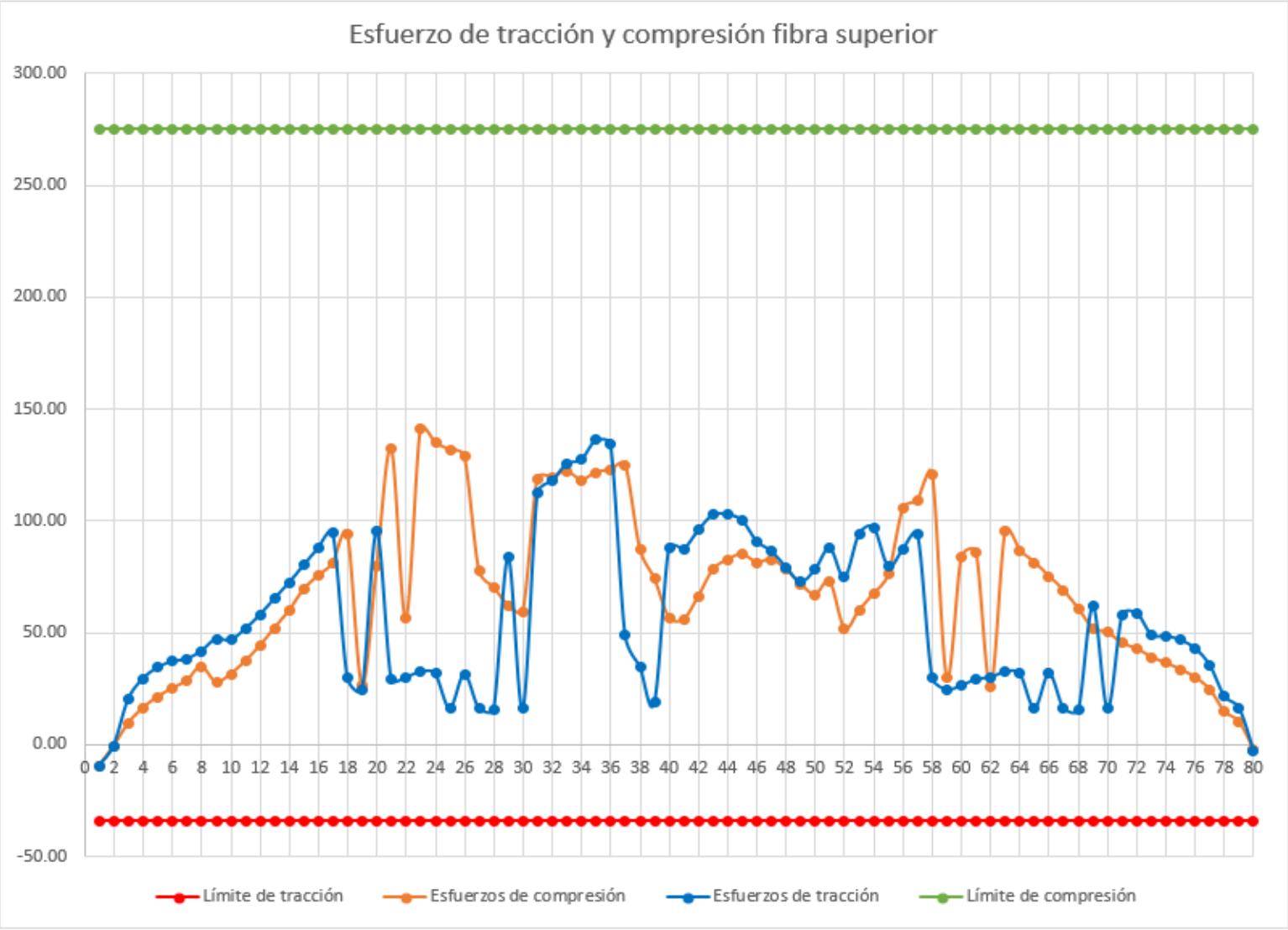


Figura 99. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

Tabla 7. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Compression	30.04	30.04	30.04	275.32	OK
2	Compression	89.21	89.22	89.20	275.32	OK
3	Compression	96.54	96.55	96.53	275.32	OK
4	Compression	114.35	114.37	114.33	275.32	OK
5	Compression	133.55	133.57	133.52	275.32	OK
6	Compression	150.75	150.78	150.72	275.32	OK
7	Compression	163.81	163.84	163.78	275.32	OK
8	Compression	167.24	167.10	167.37	275.32	OK
9	Compression	153.40	153.02	153.78	275.32	OK
10	Compression	157.22	157.12	157.32	275.32	OK
11	Compression	155.52	155.40	155.65	275.32	OK
12	Compression	152.95	153.36	152.55	275.32	OK
13	Compression	147.95	148.02	147.88	275.32	OK
14	Compression	141.49	142.03	140.96	275.32	OK
15	Compression	132.71	128.52	136.91	275.32	OK
16	Compression	128.35	123.62	133.09	275.32	OK
17	Compression	122.89	118.11	127.67	275.32	OK
18	Compression	117.82	112.83	122.80	275.32	OK
19	Compression	58.61	54.20	122.80	275.32	OK
20	Compression	130.85	124.39	137.31	275.32	OK
21	Compression	61.54	70.86	52.22	275.32	OK
22	Compression	18.25	24.67	150.80	275.32	OK
23	Compression	58.45	66.72	50.17	275.32	OK
24	Compression	58.48	64.87	52.10	275.32	OK
25	Compression	56.86	61.24	52.47	275.32	OK
26	Compression	53.28	55.72	50.85	275.32	OK
27	Compression	130.38	130.44	130.33	275.32	OK
28	Compression	135.13	135.47	134.78	275.32	OK
29	Compression	137.91	137.89	137.94	275.32	OK
30	Compression	139.61	139.39	139.83	275.32	OK
31	Compression	76.15	67.03	85.27	275.32	OK
32	Compression	104.70	93.28	116.12	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Tension	30.04	30.04	30.04	-32.37	OK
2	Tension	86.30	86.68	85.92	-33.73	OK
3	Tension	72.71	72.94	72.47	-33.97	OK
4	Tension	86.92	87.06	86.77	-34.13	OK
5	Tension	106.26	106.21	106.31	-34.13	OK
6	Tension	126.72	126.37	127.06	-34.13	OK
7	Tension	144.64	143.92	145.36	-34.13	OK
8	Tension	153.98	152.64	155.32	-34.13	OK
9	Tension	119.61	117.57	121.65	-34.13	OK
10	Tension	132.47	132.43	132.52	-34.13	OK
11	Tension	133.12	133.05	133.18	-34.13	OK
12	Tension	132.41	132.86	131.96	-34.13	OK
13	Tension	129.18	129.30	129.07	-34.13	OK
14	Tension	124.39	124.96	123.83	-34.13	OK
15	Tension	119.73	120.26	119.20	-34.13	OK
16	Tension	114.11	114.58	113.64	-34.13	OK
17	Tension	107.77	108.65	106.89	-34.13	OK
18	Tension	-2.61	-2.64	-2.58	-34.13	OK
19	Tension	-5.18	-5.19	-5.16	-34.13	OK
20	Tension	113.74	113.75	113.73	-34.13	OK
21	Tension	-2.19	-2.20	-2.18	-34.13	OK
22	Tension	-5.95	-6.00	-5.90	-34.13	OK
23	Tension	-4.59	-4.63	-4.56	-34.13	OK
24	Tension	-3.41	-3.46	-3.36	-32.91	OK
25	Tension	-1.90	-1.89	-1.90	-32.05	OK
26	Tension	-1.75	-1.60	-1.89	-32.91	OK
27	Tension	-1.90	-1.93	-1.86	-32.05	OK
28	Tension	-0.83	-0.82	-0.83	-32.05	OK
29	Tension	105.50	105.39	105.61	-34.13	OK
30	Tension	-0.17	-0.20	-0.13	-32.05	OK
31	Tension	99.60	96.51	102.70	-34.13	OK
32	Tension	120.81	117.72	123.89	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Compression	82.15	68.76	95.54	275.32	OK
34	Compression	122.83	107.55	138.12	275.32	OK
35	Compression	95.13	78.50	111.76	275.32	OK
36	Compression	49.25	32.02	66.47	275.32	OK
37	Compression	19.08	1.03	37.12	275.32	OK
38	Compression	157.57	137.48	177.66	275.32	OK
39	Compression	167.84	146.43	189.25	275.32	OK
40	Compression	172.61	151.04	194.19	275.32	OK
41	Compression	174.43	152.67	196.18	275.32	OK
42	Compression	189.60	168.79	210.41	275.32	OK
43	Compression	176.50	156.67	196.32	275.32	OK
44	Compression	152.43	134.07	170.78	275.32	OK
45	Compression	170.35	153.21	187.49	275.32	OK
46	Compression	162.87	147.56	178.19	275.32	OK
47	Compression	173.52	159.85	187.19	275.32	OK
48	Compression	158.58	154.88	162.28	275.32	OK
49	Compression	176.34	172.81	179.87	275.32	OK
50	Compression	152.51	149.12	155.89	275.32	OK
51	Compression	142.90	139.52	146.27	275.32	OK
52	Compression	139.14	138.93	139.34	275.32	OK
53	Compression	135.01	135.30	134.72	275.32	OK
54	Compression	129.46	129.43	129.49	275.32	OK
55	Compression	124.02	124.48	123.56	275.32	OK
56	Compression	78.35	84.95	71.75	275.32	OK
57	Compression	77.32	85.93	68.71	275.32	OK
58	Compression	74.47	81.31	67.64	275.32	OK
59	Compression	52.46	47.97	134.64	275.32	OK
60	Compression	121.63	115.03	128.21	275.32	OK
61	Compression	123.03	113.98	132.06	275.32	OK
62	Compression	59.01	52.52	132.06	275.32	OK
63	Compression	122.64	114.93	130.34	275.32	OK
64	Compression	128.60	124.64	132.57	275.32	OK
65	Compression	133.65	130.08	137.22	275.32	OK
66	Compression	138.05	134.66	141.44	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Tension	90.72	87.79	93.64	-34.13	OK
34	Tension	120.93	118.07	123.79	-34.13	OK
35	Tension	83.98	81.50	86.46	-34.13	OK
36	Tension	98.28	95.71	100.85	-34.13	OK
37	Tension	-0.85	-0.98	-0.73	-33.97	OK
38	Tension	-8.63	-8.74	-8.53	-33.73	OK
39	Tension	-6.55	-6.60	-6.50	-32.05	OK
40	Tension	125.76	123.32	128.21	-32.37	OK
41	Tension	127.50	124.91	130.10	-32.37	OK
42	Tension	151.39	149.17	153.61	-33.73	OK
43	Tension	145.67	142.85	148.49	-33.97	OK
44	Tension	130.48	127.92	133.05	-34.13	OK
45	Tension	157.64	154.89	160.39	-34.13	OK
46	Tension	160.47	157.76	163.18	-34.13	OK
47	Tension	180.35	177.37	183.34	-34.13	OK
48	Tension	159.12	156.34	161.91	-34.13	OK
49	Tension	176.87	174.13	179.61	-34.13	OK
50	Tension	124.98	118.48	131.48	-34.13	OK
51	Tension	111.29	107.11	115.48	-34.13	OK
52	Tension	100.35	97.26	103.45	-34.13	OK
53	Tension	72.46	72.47	72.46	-34.13	OK
54	Tension	76.06	77.59	74.52	-34.13	OK
55	Tension	118.99	119.42	118.55	-34.13	OK
56	Tension	113.29	113.75	112.83	-34.13	OK
57	Tension	106.86	107.51	106.21	-34.13	OK
58	Tension	-2.62	-6.01	0.76	-34.13	OK
59	Tension	-5.19	-7.55	-2.84	-34.13	OK
60	Tension	0.39	-3.06	3.83	-34.13	OK
61	Tension	-2.19	-5.63	1.25	-34.13	OK
62	Tension	-5.93	-8.39	-3.47	-34.13	OK
63	Tension	-4.60	-8.19	-1.02	-34.13	OK
64	Tension	-3.42	-3.46	-3.37	-32.91	OK
65	Tension	-1.89	-1.90	-1.88	-32.05	OK
66	Tension	-1.82	-1.84	-1.81	-32.91	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Compression	140.14	137.07	143.20	275.32	OK
68	Compression	148.06	148.58	147.54	275.32	OK
69	Compression	151.78	152.00	151.56	275.32	OK
70	Compression	150.92	151.15	150.68	275.32	OK
71	Compression	148.69	148.84	148.53	275.32	OK
72	Compression	139.63	139.83	139.42	275.32	OK
73	Compression	170.79	170.92	170.66	275.32	OK
74	Compression	157.34	157.59	157.10	275.32	OK
75	Compression	139.73	140.03	139.43	275.32	OK
76	Compression	119.37	119.85	118.89	275.32	OK
77	Compression	98.54	99.10	97.98	275.32	OK
78	Compression	82.05	84.13	79.97	275.32	OK
79	Compression	60.80	60.39	61.21	275.32	OK
80	Compression	18.61	18.58	18.63	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Tension	-1.88	-1.90	-1.87	-32.05	OK
68	Tension	-0.81	-0.82	-0.80	-32.05	OK
69	Tension	64.89	64.81	64.98	-34.13	OK
70	Tension	-0.18	-0.21	-0.15	-32.05	OK
71	Tension	125.19	123.88	126.50	-34.13	OK
72	Tension	108.98	108.21	109.76	-34.13	OK
73	Tension	150.95	150.56	151.35	-34.13	OK
74	Tension	132.63	132.70	132.56	-34.13	OK
75	Tension	112.18	112.57	111.79	-34.13	OK
76	Tension	91.56	92.29	90.83	-34.13	OK
77	Tension	74.42	75.29	73.55	-34.13	OK
78	Tension	65.58	67.90	63.26	-33.97	OK
79	Tension	-3.04	-3.03	-3.06	-32.91	OK
80	Tension	16.31	16.30	16.31	-34.13	OK

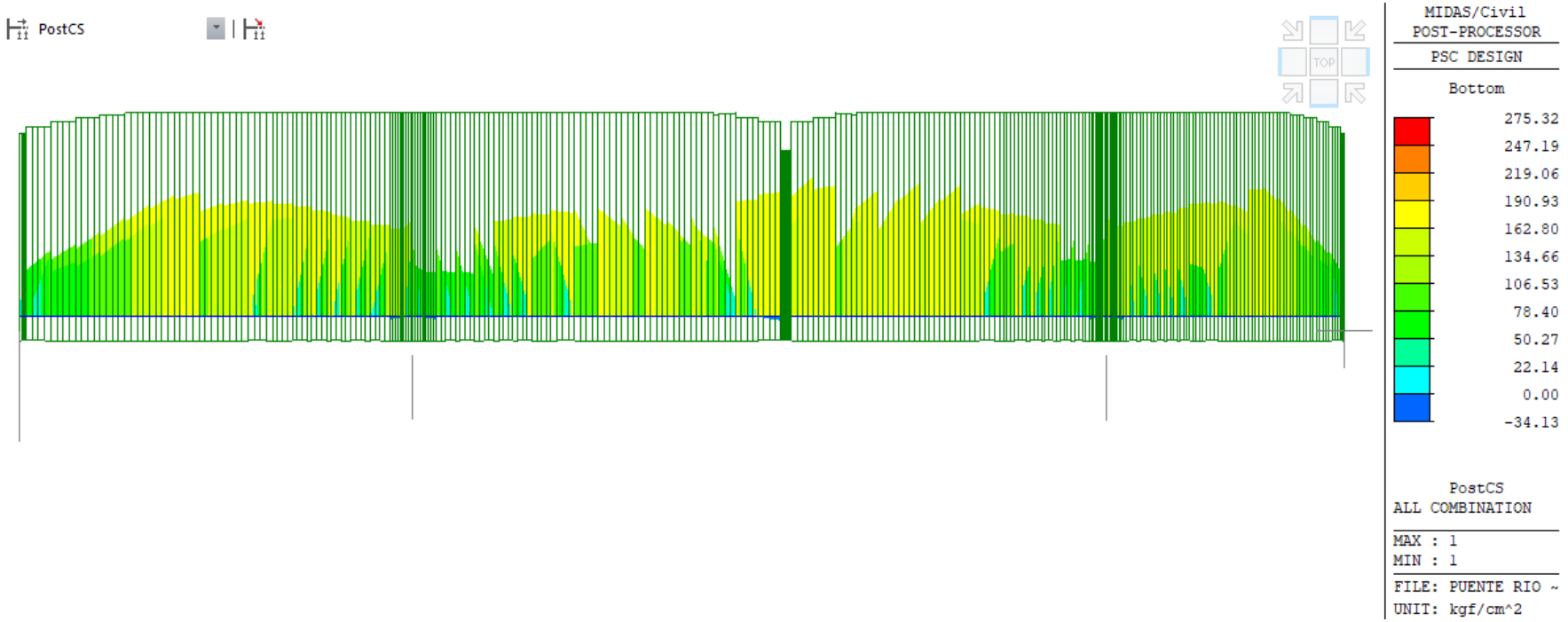


Figura 100. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

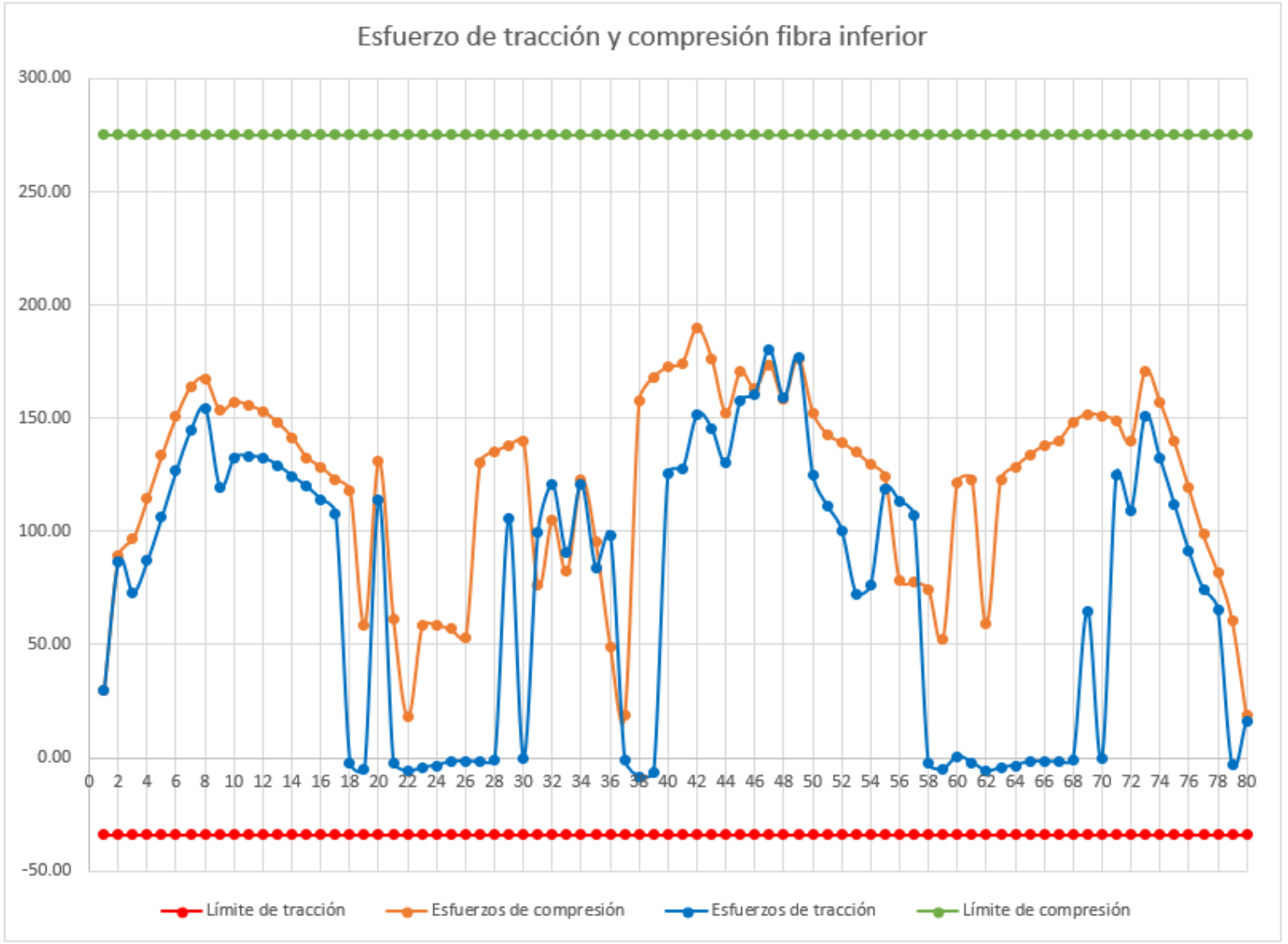


Figura 101. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

3.5.9.2. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPAS DE SERVICIO:

En condición de servicio se tiene:

Elem: número de elemento

Comp./Tens.: Compresión o Tensión Estrés

FT: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My) y fuerza axial en la fibra superior

FB: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My) y fuerza axial en la fibra inferior

FTL: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra superior izquierda

FBL: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra inferior izquierda

FTR: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra superior derecha

FBR: Esfuerzo combinado debido al momento de flexión sobre el eje mayor (My), el eje menor (Mz) y la fuerza axial en la fibra inferior derecha

ALW: Esfuerzo admisible en el hormigón en el estado límite de servicio.

CHK: comprobación de tensión o compresión combinada para cargas en etapa de servicio

σ=0.60*f'c = 0.60*458.87 kg/cm2 = 275.32 kg/cm2
σ=0.60*f'c = 0.60*45 MPa = 27.53 MPa

Límite de esfuerzo de tracción = 34.13 kg/cm2 para 458.87 kg/cm2 (45 MPa)

Donde, f'c es la resistencia a la compresión especificada del hormigón para su uso en diseño.

Tabla 8. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Compression	-6.06	-5.85	-6.28	275.32	OK
2	Compression	16.43	17.37	15.49	275.32	OK
3	Compression	49.65	49.92	49.38	275.32	OK
4	Compression	67.25	67.61	66.88	275.32	OK
5	Compression	75.97	76.44	75.50	275.32	OK
6	Compression	77.54	78.12	76.96	275.32	OK
7	Compression	55.67	52.85	58.48	275.32	OK
8	Compression	56.09	51.12	61.06	275.32	OK
9	Compression	57.66	50.27	65.05	275.32	OK
10	Compression	53.84	44.67	63.00	275.32	OK
11	Compression	51.49	39.90	63.07	275.32	OK
12	Compression	51.73	39.13	64.34	275.32	OK
13	Compression	53.45	38.22	68.68	275.32	OK
14	Compression	54.77	38.39	71.15	275.32	OK
15	Compression	57.98	39.52	76.44	275.32	OK
16	Compression	59.84	39.35	80.33	275.32	OK
17	Compression	62.77	41.18	84.36	275.32	OK
18	Compression	73.68	51.15	96.20	275.32	OK
19	Compression	19.82	2.10	37.54	275.32	OK
20	Compression	58.15	31.98	84.32	275.32	OK
21	Compression	35.68	39.61	31.75	275.32	OK
22	Compression	0.56	3.27	-2.15	275.32	OK
23	Compression	47.15	51.88	42.41	275.32	OK
24	Compression	42.57	46.69	38.44	275.32	OK
25	Compression	42.29	45.68	38.90	275.32	OK
26	Compression	43.65	46.09	41.20	275.32	OK
27	Compression	44.50	45.72	43.28	275.32	OK
28	Compression	48.88	51.37	46.39	275.32	OK
29	Compression	54.10	56.99	51.22	275.32	OK
30	Compression	59.22	63.46	54.98	275.32	OK
31	Compression	74.55	80.04	69.06	275.32	OK
32	Compression	90.23	96.81	83.65	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Tension	-5.84	-5.69	-5.99	-34.13	OK
2	Tension	17.77	18.46	17.07	-34.13	OK
3	Tension	44.76	45.27	44.25	-34.13	OK
4	Tension	61.38	61.71	61.05	-34.13	OK
5	Tension	69.92	69.86	69.98	-34.13	OK
6	Tension	71.97	71.33	72.61	-34.13	OK
7	Tension	58.40	57.94	58.86	-34.13	OK
8	Tension	58.53	56.97	60.09	-34.13	OK
9	Tension	59.73	56.92	62.54	-34.13	OK
10	Tension	55.53	52.20	58.85	-34.13	OK
11	Tension	52.82	48.39	57.26	-34.13	OK
12	Tension	52.83	48.45	57.21	-34.13	OK
13	Tension	54.34	48.41	60.27	-34.13	OK
14	Tension	55.56	49.56	61.56	-34.13	OK
15	Tension	58.70	51.69	65.71	-34.13	OK
16	Tension	60.48	52.49	68.47	-34.13	OK
17	Tension	63.36	55.28	71.44	-34.13	OK
18	Tension	74.23	65.74	82.72	-34.13	OK
19	Tension	20.15	12.55	27.75	-34.13	OK
20	Tension	58.69	47.56	69.83	-34.13	OK
21	Tension	45.06	38.16	51.96	-34.13	OK
22	Tension	6.64	1.79	11.49	-34.13	OK
23	Tension	56.14	50.54	61.74	-34.13	OK
24	Tension	51.30	45.82	56.79	-34.13	OK
25	Tension	50.66	45.19	56.14	-34.13	OK
26	Tension	51.58	45.99	57.17	-34.13	OK
27	Tension	51.84	45.81	57.87	-34.13	OK
28	Tension	55.53	51.35	59.71	-34.13	OK
29	Tension	59.91	56.64	63.18	-34.13	OK
30	Tension	63.71	62.43	64.99	-34.13	OK
31	Tension	77.54	78.14	76.93	-34.13	OK
32	Tension	91.48	93.77	89.20	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Compression	118.42	112.76	124.07	275.32	OK
34	Compression	135.41	132.21	138.60	275.32	OK
35	Compression	157.25	154.07	160.44	275.32	OK
36	Compression	169.52	165.52	173.51	275.32	OK
37	Compression	180.98	176.60	185.35	275.32	OK
38	Compression	170.38	165.49	175.26	275.32	OK
39	Compression	175.10	169.74	180.46	275.32	OK
40	Compression	161.61	156.09	167.14	275.32	OK
41	Compression	161.53	155.75	167.30	275.32	OK
42	Compression	169.90	165.23	174.57	275.32	OK
43	Compression	164.75	159.54	169.97	275.32	OK
44	Compression	158.87	154.74	163.01	275.32	OK
45	Compression	146.74	142.97	150.51	275.32	OK
46	Compression	126.07	123.07	129.06	275.32	OK
47	Compression	99.67	107.35	92.00	275.32	OK
48	Compression	81.46	88.40	74.51	275.32	OK
49	Compression	64.08	70.14	58.03	275.32	OK
50	Compression	49.94	54.76	45.13	275.32	OK
51	Compression	46.12	49.59	42.65	275.32	OK
52	Compression	41.46	43.47	39.45	275.32	OK
53	Compression	37.59	39.94	35.23	275.32	OK
54	Compression	34.70	36.89	32.52	275.32	OK
55	Compression	34.86	38.48	31.23	275.32	OK
56	Compression	34.58	38.68	30.48	275.32	OK
57	Compression	35.27	40.29	30.26	275.32	OK
58	Compression	45.71	44.02	47.40	275.32	OK
59	Compression	1.61	-0.90	4.13	275.32	OK
60	Compression	27.48	23.75	31.21	275.32	OK
61	Compression	72.80	43.79	101.80	275.32	OK
62	Compression	23.92	3.19	44.63	275.32	OK
63	Compression	83.77	57.58	109.94	275.32	OK
64	Compression	78.36	60.10	96.63	275.32	OK
65	Compression	76.57	60.02	93.11	275.32	OK
66	Compression	75.20	60.03	90.37	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Tension	117.78	113.48	122.07	-34.13	OK
34	Tension	130.75	126.69	134.80	-34.13	OK
35	Tension	150.65	147.32	153.98	-34.13	OK
36	Tension	161.08	157.51	164.65	-34.13	OK
37	Tension	171.08	167.58	174.57	-34.13	OK
38	Tension	159.62	155.90	163.33	-34.13	OK
39	Tension	163.24	159.27	167.20	-34.13	OK
40	Tension	149.66	145.54	153.78	-34.13	OK
41	Tension	149.59	145.20	153.98	-34.13	OK
42	Tension	158.41	155.06	161.77	-34.13	OK
43	Tension	154.82	150.57	159.07	-34.13	OK
44	Tension	150.36	146.81	153.91	-34.13	OK
45	Tension	140.03	136.27	143.79	-34.13	OK
46	Tension	121.36	117.75	124.98	-34.13	OK
47	Tension	99.18	103.33	95.03	-34.13	OK
48	Tension	82.73	85.70	79.76	-34.13	OK
49	Tension	67.10	68.60	65.61	-34.13	OK
50	Tension	54.49	54.18	54.80	-34.13	OK
51	Tension	52.00	49.71	54.29	-34.13	OK
52	Tension	48.17	43.94	52.40	-34.13	OK
53	Tension	45.02	40.54	49.50	-34.13	OK
54	Tension	42.72	37.27	48.16	-34.13	OK
55	Tension	43.32	38.54	48.11	-34.13	OK
56	Tension	43.42	38.34	48.50	-34.13	OK
57	Tension	44.35	39.46	49.25	-34.13	OK
58	Tension	55.01	44.84	65.18	-34.13	OK
59	Tension	7.89	-0.68	16.46	-34.13	OK
60	Tension	37.70	24.99	50.40	-34.13	OK
61	Tension	73.41	57.95	88.86	-34.13	OK
62	Tension	24.25	12.98	35.52	-34.13	OK
63	Tension	84.38	70.96	97.79	-34.13	OK
64	Tension	79.04	72.57	85.52	-34.13	OK
65	Tension	77.32	71.56	83.08	-34.13	OK
66	Tension	76.02	70.59	81.45	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Compression	72.36	58.82	85.90	275.32	OK
68	Compression	70.99	59.73	82.25	275.32	OK
69	Compression	69.03	59.08	78.97	275.32	OK
70	Compression	74.82	67.16	82.47	275.32	OK
71	Compression	89.41	82.12	96.69	275.32	OK
72	Compression	95.28	90.19	100.37	275.32	OK
73	Compression	94.61	95.33	93.89	275.32	OK
74	Compression	96.84	97.68	95.99	275.32	OK
75	Compression	94.03	94.91	93.15	275.32	OK
76	Compression	85.97	87.13	84.80	275.32	OK
77	Compression	68.53	69.81	67.25	275.32	OK
78	Compression	39.80	43.80	35.79	275.32	OK
79	Compression	11.52	11.07	11.97	275.32	OK
80	Compression	-2.89	-2.93	-2.86	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FT (kgf/cm^2)	FTL (kgf/cm^2)	FTR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Tension	73.27	68.42	78.11	-34.13	OK
68	Tension	72.07	68.45	75.69	-34.13	OK
69	Tension	70.35	67.00	73.69	-34.13	OK
70	Tension	76.46	74.15	78.78	-34.13	OK
71	Tension	89.08	86.26	91.90	-34.13	OK
72	Tension	94.93	93.16	96.70	-34.13	OK
73	Tension	89.92	88.94	90.91	-34.13	OK
74	Tension	91.28	91.23	91.33	-34.13	OK
75	Tension	88.08	88.69	87.46	-34.13	OK
76	Tension	80.16	81.49	78.83	-34.13	OK
77	Tension	63.66	65.32	62.01	-34.13	OK
78	Tension	36.67	41.03	32.30	-34.13	OK
79	Tension	11.78	11.23	12.34	-34.13	OK
80	Tension	-2.87	-2.90	-2.85	-34.13	OK

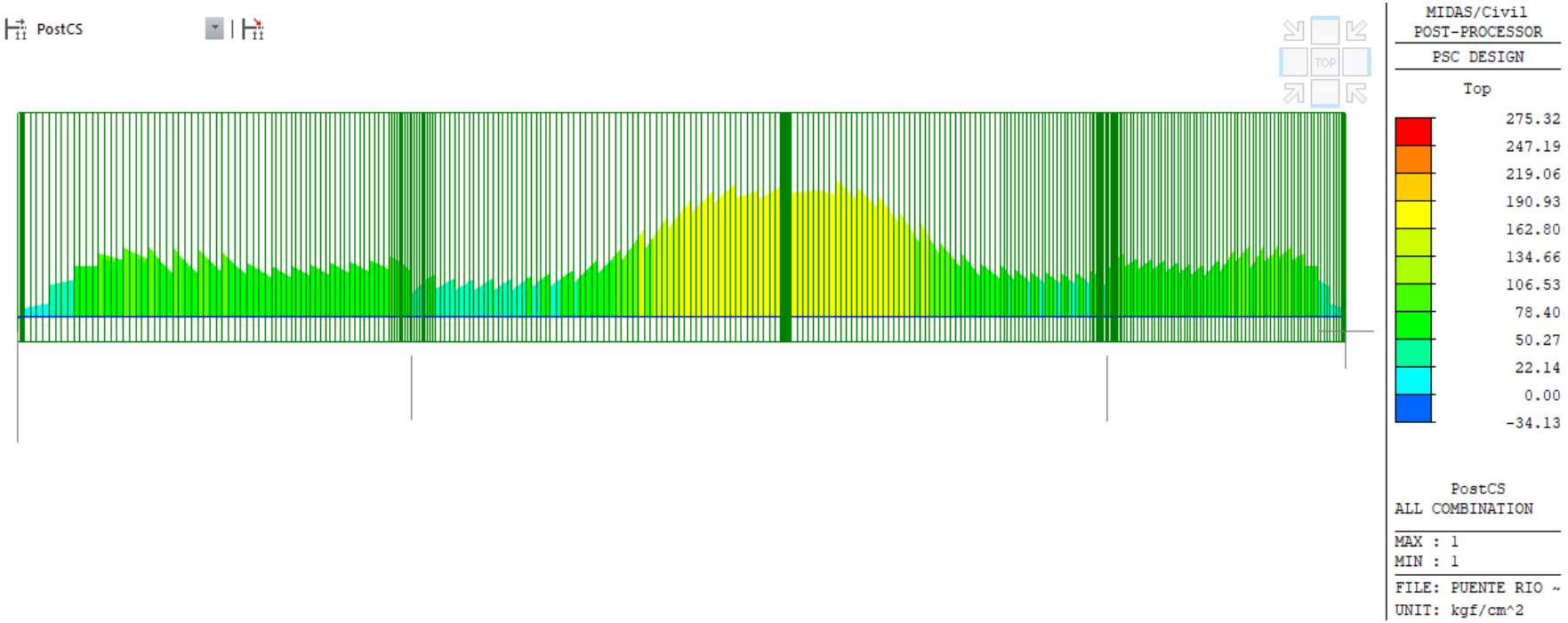


Figura 102. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

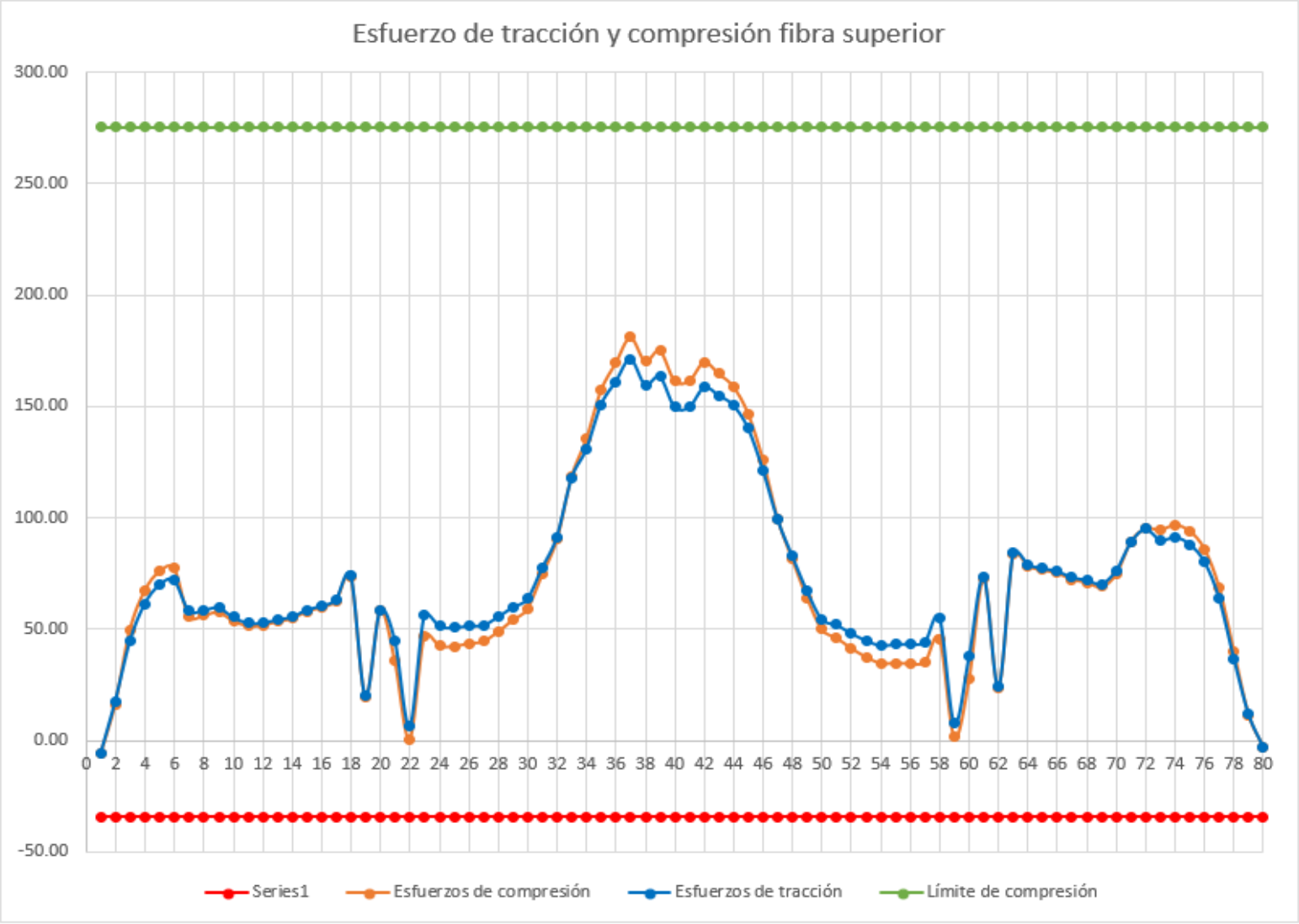


Figura 103. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra superior

Tabla 9. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Compression	22.84	22.95	22.74	275.32	OK
2	Compression	37.78	38.25	37.31	275.32	OK
3	Compression	-9.59	-9.45	-9.72	275.32	OK
4	Compression	-11.89	-11.71	-12.07	275.32	OK
5	Compression	2.37	2.60	2.13	275.32	OK
6	Compression	26.96	27.25	26.67	275.32	OK
7	Compression	87.94	86.53	89.34	275.32	OK
8	Compression	105.36	102.87	107.85	275.32	OK
9	Compression	83.02	79.33	86.72	275.32	OK
10	Compression	102.42	97.84	107.01	275.32	OK
11	Compression	115.32	109.52	121.11	275.32	OK
12	Compression	123.41	117.11	129.71	275.32	OK
13	Compression	127.95	120.33	135.57	275.32	OK
14	Compression	130.36	122.17	138.55	275.32	OK
15	Compression	131.92	122.69	141.15	275.32	OK
16	Compression	131.29	121.04	141.53	275.32	OK
17	Compression	129.10	118.30	139.89	275.32	OK
18	Compression	125.64	114.38	136.90	275.32	OK
19	Compression	64.97	56.11	73.83	275.32	OK
20	Compression	140.61	127.53	153.70	275.32	OK
21	Compression	165.32	167.29	163.36	275.32	OK
22	Compression	87.69	89.04	86.33	275.32	OK
23	Compression	162.70	165.06	160.33	275.32	OK
24	Compression	164.99	167.06	162.93	275.32	OK
25	Compression	164.73	166.42	163.03	275.32	OK
26	Compression	161.73	162.95	160.51	275.32	OK
27	Compression	154.27	154.88	153.65	275.32	OK
28	Compression	143.72	144.97	142.48	275.32	OK
29	Compression	127.43	128.87	125.99	275.32	OK
30	Compression	170.77	172.89	168.65	275.32	OK
31	Compression	142.17	144.91	139.42	275.32	OK
32	Compression	143.98	147.27	140.69	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
1	Tension	22.57	22.64	22.50	-34.13	OK
2	Tension	35.17	35.52	34.82	-34.13	OK
3	Tension	-0.13	0.12	-0.39	-34.13	OK
4	Tension	-0.78	-0.62	-0.95	-34.13	OK
5	Tension	13.52	13.49	13.55	-34.13	OK
6	Tension	36.87	36.55	37.19	-34.13	OK
7	Tension	83.26	83.03	83.49	-34.13	OK
8	Tension	101.37	100.59	102.15	-34.13	OK
9	Tension	79.79	78.39	81.19	-34.13	OK
10	Tension	99.95	98.29	101.61	-34.13	OK
11	Tension	113.47	111.25	115.69	-34.13	OK
12	Tension	121.99	119.80	124.18	-34.13	OK
13	Tension	126.86	123.90	129.83	-34.13	OK
14	Tension	129.45	126.45	132.45	-34.13	OK
15	Tension	131.15	127.65	134.66	-34.13	OK
16	Tension	130.64	126.65	134.64	-34.13	OK
17	Tension	128.56	124.52	132.60	-34.13	OK
18	Tension	125.16	120.91	129.40	-34.13	OK
19	Tension	64.63	60.83	68.43	-34.13	OK
20	Tension	140.14	134.57	145.71	-34.13	OK
21	Tension	152.96	149.51	156.41	-34.13	OK
22	Tension	79.61	77.18	82.03	-34.13	OK
23	Tension	150.30	147.50	153.10	-34.13	OK
24	Tension	152.30	149.56	155.05	-34.13	OK
25	Tension	151.84	149.11	154.58	-34.13	OK
26	Tension	148.74	145.94	151.53	-34.13	OK
27	Tension	141.34	138.32	144.35	-34.13	OK
28	Tension	131.02	128.93	133.11	-34.13	OK
29	Tension	115.20	113.57	116.84	-34.13	OK
30	Tension	159.77	159.13	160.41	-34.13	OK
31	Tension	132.71	133.01	132.40	-34.13	OK
32	Tension	136.73	137.87	135.59	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Compression	64.95	62.12	67.78	275.32	OK
34	Compression	69.23	67.63	70.82	275.32	OK
35	Compression	9.00	7.41	10.59	275.32	OK
36	Compression	-5.20	-7.20	-3.21	275.32	OK
37	Compression	-33.15	-33.34	-33.96	275.32	OK
38	Compression	-22.25	-24.69	-19.80	275.32	OK
39	Compression	-30.37	-33.05	-27.69	275.32	OK
40	Compression	-31.02	-31.78	-31.26	275.32	OK
41	Compression	-31.61	-31.50	-31.73	275.32	OK
42	Compression	-17.58	-19.92	-15.25	275.32	OK
43	Compression	-13.03	-15.63	-10.42	275.32	OK
44	Compression	-12.32	-14.39	-10.26	275.32	OK
45	Compression	33.06	31.17	34.94	275.32	OK
46	Compression	60.75	59.26	62.25	275.32	OK
47	Compression	130.41	134.25	126.57	275.32	OK
48	Compression	134.91	138.38	131.44	275.32	OK
49	Compression	169.88	172.91	166.85	275.32	OK
50	Compression	164.59	167.00	162.18	275.32	OK
51	Compression	168.08	169.82	166.35	275.32	OK
52	Compression	136.37	137.38	135.37	275.32	OK
53	Compression	148.27	149.45	147.10	275.32	OK
54	Compression	155.41	156.51	154.32	275.32	OK
55	Compression	160.05	161.86	158.24	275.32	OK
56	Compression	161.31	163.35	159.26	275.32	OK
57	Compression	160.14	162.65	157.63	275.32	OK
58	Compression	156.86	156.01	157.70	275.32	OK
59	Compression	86.54	85.28	87.79	275.32	OK
60	Compression	174.38	172.51	176.24	275.32	OK
61	Compression	123.14	108.62	137.63	275.32	OK
62	Compression	59.48	49.12	69.84	275.32	OK
63	Compression	120.58	107.48	133.66	275.32	OK
64	Compression	122.69	113.56	131.82	275.32	OK
65	Compression	123.11	114.84	131.38	275.32	OK
66	Compression	122.06	114.47	129.64	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
33	Tension	69.02	66.88	71.17	-34.13	OK
34	Tension	73.56	71.53	75.59	-34.13	OK
35	Tension	16.91	15.24	18.57	-34.13	OK
36	Tension	6.08	4.30	7.87	-34.13	OK
37	Tension	-31.04	-30.78	-31.29	-34.13	OK
38	Tension	-6.66	-8.52	-4.80	-34.13	OK
39	Tension	-13.02	-15.00	-11.04	-34.13	OK
40	Tension	-17.62	-19.68	-15.56	-34.13	OK
41	Tension	-17.24	-19.44	-15.05	-34.13	OK
42	Tension	-0.94	-2.62	0.74	-34.13	OK
43	Tension	0.97	-1.15	3.10	-34.13	OK
44	Tension	-0.99	-2.77	0.78	-34.13	OK
45	Tension	41.01	39.14	42.89	-34.13	OK
46	Tension	65.11	63.31	66.92	-34.13	OK
47	Tension	125.93	128.00	123.85	-34.13	OK
48	Tension	127.64	129.12	126.15	-34.13	OK
49	Tension	160.48	161.22	159.73	-34.13	OK
50	Tension	153.53	153.38	153.69	-34.13	OK
51	Tension	155.93	154.78	157.07	-34.13	OK
52	Tension	123.61	121.49	125.72	-34.13	OK
53	Tension	135.27	133.03	137.51	-34.13	OK
54	Tension	142.36	139.64	145.08	-34.13	OK
55	Tension	147.09	144.70	149.49	-34.13	OK
56	Tension	148.54	146.00	151.08	-34.13	OK
57	Tension	147.67	145.22	150.12	-34.13	OK
58	Tension	144.56	139.47	149.64	-34.13	OK
59	Tension	78.26	73.98	82.55	-34.13	OK
60	Tension	161.24	154.88	167.59	-34.13	OK
61	Tension	122.71	114.98	130.43	-34.13	OK
62	Tension	59.16	53.53	64.80	-34.13	OK
63	Tension	120.10	113.38	126.80	-34.13	OK
64	Tension	122.12	118.88	125.35	-34.13	OK
65	Tension	122.43	119.54	125.31	-34.13	OK
66	Tension	121.24	118.52	123.95	-34.13	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Compression	117.97	111.20	124.73	275.32	OK
68	Compression	113.58	107.95	119.21	275.32	OK
69	Compression	106.19	101.21	111.16	275.32	OK
70	Compression	90.43	86.60	94.25	275.32	OK
71	Compression	53.78	50.14	57.42	275.32	OK
72	Compression	24.77	22.23	27.32	275.32	OK
73	Compression	43.39	43.75	43.03	275.32	OK
74	Compression	15.53	15.95	15.11	275.32	OK
75	Compression	-6.40	-5.96	-6.84	275.32	OK
76	Compression	-20.06	-19.48	-20.64	275.32	OK
77	Compression	-18.23	-17.59	-18.87	275.32	OK
78	Compression	3.83	5.84	1.83	275.32	OK
79	Compression	40.79	40.57	41.02	275.32	OK
80	Compression	16.63	16.61	16.64	275.32	OK

Elem	Comp./Tens.	FB (kgf/cm^2)	FBL (kgf/cm^2)	FBR (kgf/cm^2)	ALW (kgf/cm^2)	CHK
67	Tension	116.99	114.57	119.41	-34.13	OK
68	Tension	112.30	110.49	114.11	-34.13	OK
69	Tension	104.51	102.84	106.18	-34.13	OK
70	Tension	88.15	86.99	89.31	-34.13	OK
71	Tension	54.46	53.05	55.87	-34.13	OK
72	Tension	25.51	24.62	26.39	-34.13	OK
73	Tension	51.35	50.85	51.84	-34.13	OK
74	Tension	25.41	25.39	25.44	-34.13	OK
75	Tension	4.62	4.93	4.31	-34.13	OK
76	Tension	-9.04	-8.38	-9.70	-34.13	OK
77	Tension	-8.84	-8.01	-9.67	-34.13	OK
78	Tension	9.90	12.08	7.71	-34.13	OK
79	Tension	40.34	40.06	40.61	-34.13	OK
80	Tension	16.57	16.55	16.58	-34.13	OK

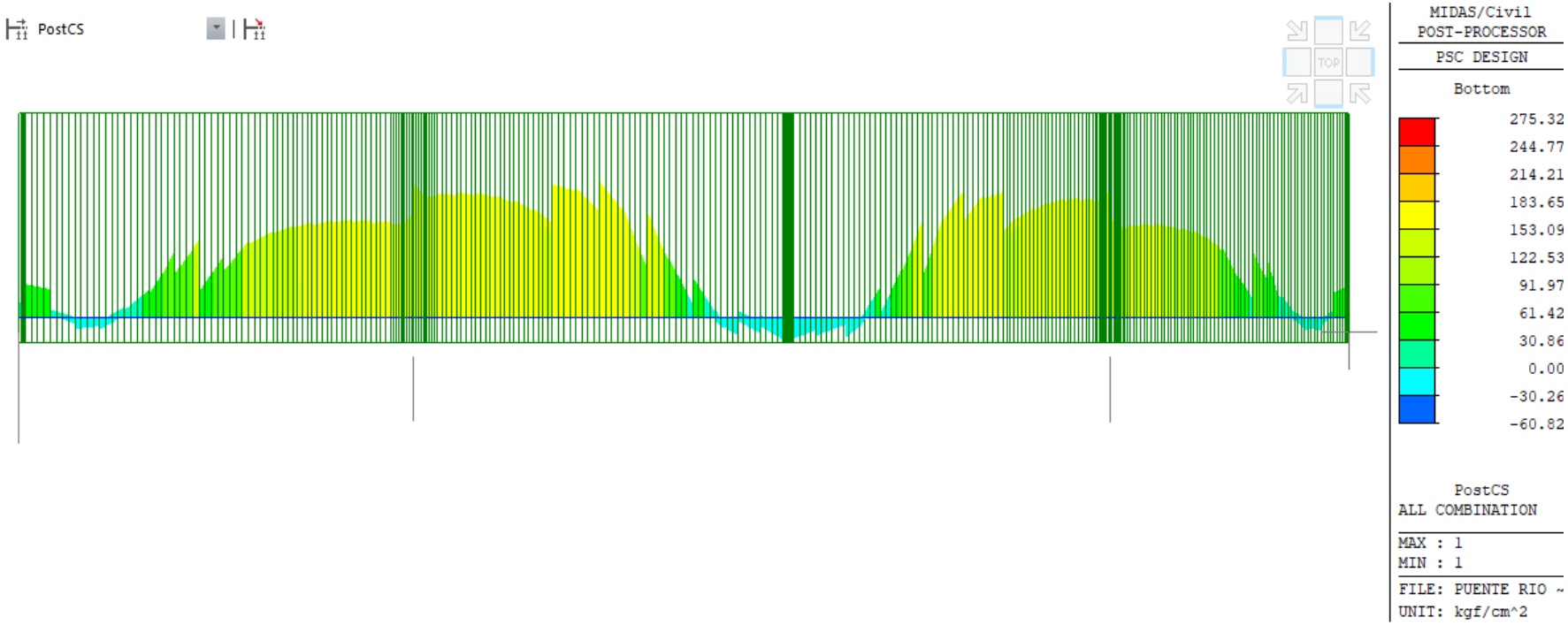


Figura 104. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

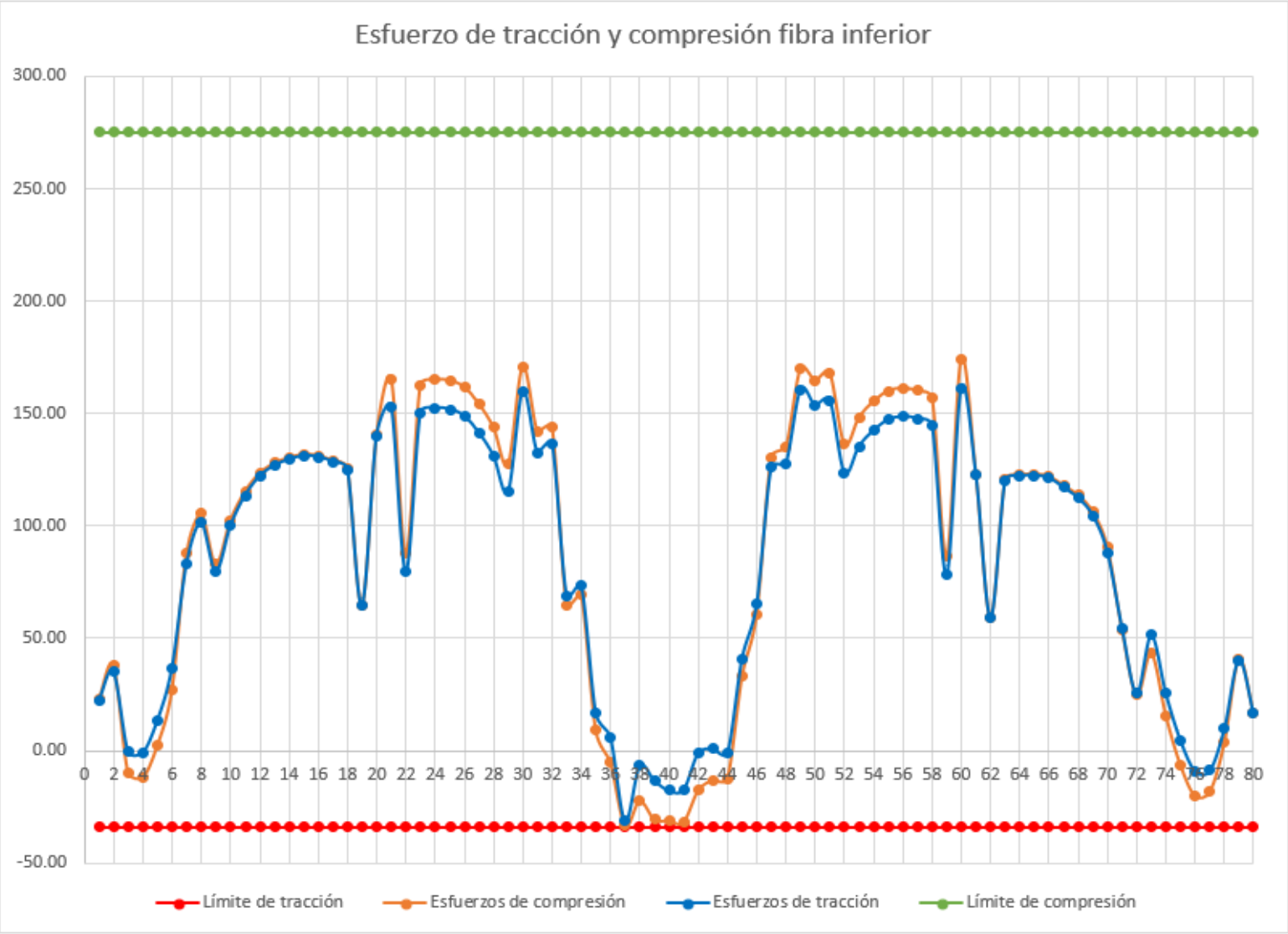


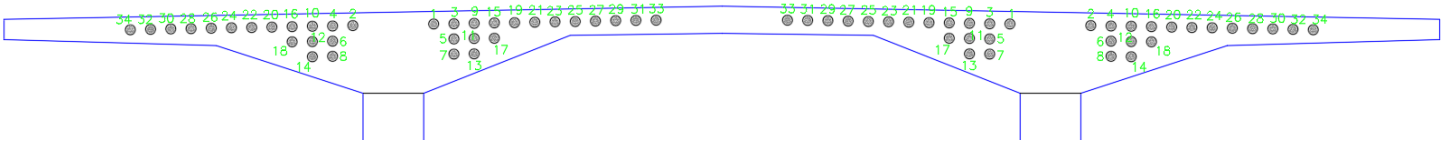
Figura 105. Verificación de esfuerzos a compresión y tracción en fibra inferior

3.5.10. PERDIDAS INSTANTÁNEAS DE CABLES DE POSTENSADO

Se definen las pérdidas a corto plazo dependiendo de la etapa constructiva donde se activa, es decir cuando se construye una nueva dovela y se requiere aplicar la familia de cables negativos de construcción.

3.5.10.1. FAMILIA DE CABLES TIPO A

Para la familia de cables de postensado a momento negativo de construcción tipo A, se emplean 34 cables de 22 torones cada uno por cada tabique, para un total de 68 cables que se distribuyen equitativamente sobre la losa superior, a fin de garantizar la estabilidad de la estructura durante su construcción, conforme la siguiente figura.



The Loss of tendon group [C1-P1] at the stage of [CS1]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
18	I	394.06	0.25	1.00	-4.88	-5.95	0.97
18	J	394.07	0.24	1.00	-4.72	-5.96	0.97
19	I	394.07	0.04	1.00	-3.11	-5.97	0.98
19	J	394.07	0.04	1.00	-3.10	-5.97	0.98
20	I	394.07	0.24	1.00	-4.64	-5.96	0.97
20	J	394.07	0.24	1.00	-4.44	-5.96	0.97
21	I	394.07	0.24	1.00	-4.44	-5.96	0.97
21	J	394.06	0.24	1.00	-4.65	-5.96	0.97
22	I	394.06	0.04	1.00	-3.09	-5.97	0.98
22	J	394.04	0.04	1.00	-3.13	-5.97	0.98
23	I	394.04	0.24	1.00	-4.72	-5.96	0.97
23	J	394.03	0.25	1.00	-4.88	-5.96	0.97

The Loss of tendon group [C2-P1] at the stage of [CS1]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
18	I	393.97	0.25	1.00	-4.88	-5.95	0.97
18	J	393.98	0.24	1.00	-4.72	-5.95	0.97
19	I	393.98	0.04	1.00	-3.11	-5.96	0.98
19	J	393.98	0.04	1.00	-3.10	-5.96	0.98
20	I	393.98	0.24	1.00	-4.64	-5.95	0.97
20	J	393.98	0.24	1.00	-4.44	-5.95	0.97
21	I	393.98	0.24	1.00	-4.44	-5.95	0.97
21	J	394.00	0.24	1.00	-4.65	-5.95	0.97
22	I	394.00	0.04	1.00	-3.09	-5.97	0.98
22	J	394.01	0.04	1.00	-3.13	-5.97	0.98
23	I	394.01	0.24	1.00	-4.72	-5.96	0.97
23	J	394.01	0.25	1.00	-4.88	-5.96	0.97

The Loss of tendon group [C3-P1] at the stage of [CS2]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
17	I	384.83	0.13	1.00	-2.76	-3.82	0.98
17	J	396.59	0.13	1.00	-2.52	-4.41	0.98
18	I	396.59	0.04	1.00	-0.40	-4.41	0.99
18	J	396.59	0.04	1.00	-0.39	-4.41	0.99
19	I	396.59	0.01	1.00	-0.20	-4.41	0.99
19	J	396.59	0.02	1.00	-0.20	-4.41	0.99
20	I	396.59	0.04	1.00	-0.38	-4.41	0.99
20	J	396.59	0.04	1.00	-0.37	-4.41	0.99
21	I	396.59	0.04	1.00	-0.37	-4.41	0.99
21	J	396.58	0.04	1.00	-0.38	-4.41	0.99
22	I	396.58	0.01	1.00	-0.20	-4.41	0.99
22	J	396.57	0.02	1.00	-0.20	-4.41	0.99
23	I	396.57	0.04	1.00	-0.39	-4.41	0.99
23	J	396.56	0.05	1.00	-0.40	-4.41	0.99
24	I	396.56	0.13	1.00	-2.53	-4.41	0.98
24	J	384.51	0.13	1.00	-2.76	-3.81	0.98

The Loss of tendon group [C4-P1] at the stage of [CS2]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
17	I	366.17	0.13	1.00	-2.76	-2.94	0.98
17	J	380.46	0.13	1.00	-2.52	-3.61	0.98
18	I	380.46	0.04	1.00	-0.40	-3.61	0.99
18	J	385.18	0.04	1.00	-0.39	-3.83	0.99
19	I	385.18	0.01	1.00	-0.20	-3.83	0.99
19	J	385.34	0.02	1.00	-0.20	-3.84	0.99
20	I	385.34	0.04	1.00	-0.38	-3.84	0.99
20	J	385.86	0.04	1.00	-0.37	-3.87	0.99
21	I	385.86	0.04	1.00	-0.37	-3.87	0.99
21	J	386.39	0.04	1.00	-0.38	-3.89	0.99
22	I	386.35	0.01	1.00	-0.20	-3.89	0.99
22	J	387.53	0.02	1.00	-0.20	-3.95	0.99
23	I	387.53	0.04	1.00	-0.39	-3.95	0.99
23	J	386.93	0.05	1.00	-0.40	-3.92	0.99
24	I	386.93	0.13	1.00	-2.53	-3.92	0.98
24	J	368.68	0.13	1.00	-2.76	-3.06	0.98

The Loss of tendon group [C5-P1] at the stage of [CS3]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
16	I	374.21	0.13	1.00	-2.70	-3.31	0.98
16	J	388.17	0.13	1.00	-2.48	-3.98	0.98
17	I	388.17	0.11	1.00	-1.79	-3.98	0.99
17	J	397.45	0.11	1.00	-1.70	-4.45	0.98
18	I	397.45	0.05	1.00	-0.45	-4.45	0.99
18	J	398.14	0.05	1.00	-0.43	-4.49	0.99
19	I	398.14	0.02	1.00	-0.22	-4.49	0.99
19	J	398.14	0.02	1.00	-0.22	-4.49	0.99
20	I	398.14	0.05	1.00	-0.42	-4.49	0.99
20	J	398.14	0.05	1.00	-0.41	-4.49	0.99
21	I	398.14	0.05	1.00	-0.41	-4.49	0.99
21	J	398.15	0.05	1.00	-0.42	-4.49	0.99
22	I	397.77	0.02	1.00	-0.21	-4.47	0.99
22	J	393.63	0.02	1.00	-0.22	-4.26	0.99
23	I	393.63	0.05	1.00	-0.43	-4.26	0.99
23	J	393.03	0.05	1.00	-0.44	-4.23	0.99
24	I	393.03	0.11	1.00	-1.69	-4.23	0.99
24	J	387.58	0.11	1.00	-1.78	-3.95	0.99
25	I	387.58	0.13	1.00	-2.44	-3.95	0.98
25	J	373.59	0.13	1.00	-2.66	-3.28	0.98
The Loss of tendon group [C6-P1] at the stage of [CS3]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
16	I	374.76	0.13	1.00	-2.70	-3.33	0.98
16	J	388.72	0.13	1.00	-2.48	-4.01	0.98
17	I	388.72	0.11	1.00	-1.79	-4.01	0.99
17	J	397.99	0.11	1.00	-1.70	-4.48	0.98
18	I	397.99	0.05	1.00	-0.45	-4.48	0.99
18	J	398.10	0.05	1.00	-0.43	-4.48	0.99
19	I	398.10	0.02	1.00	-0.22	-4.48	0.99
19	J	398.10	0.02	1.00	-0.22	-4.48	0.99
20	I	398.10	0.05	1.00	-0.42	-4.48	0.99
20	J	398.10	0.05	1.00	-0.41	-4.48	0.99
21	I	398.10	0.05	1.00	-0.41	-4.48	0.99
21	J	398.08	0.05	1.00	-0.42	-4.48	0.99
22	I	397.37	0.02	1.00	-0.21	-4.45	0.99
22	J	393.23	0.02	1.00	-0.22	-4.24	0.99
23	I	393.23	0.05	1.00	-0.43	-4.24	0.99
23	J	392.63	0.05	1.00	-0.44	-4.20	0.99
24	I	392.63	0.11	1.00	-1.69	-4.20	0.99
24	J	387.21	0.11	1.00	-1.78	-3.94	0.99
25	I	387.21	0.13	1.00	-2.44	-3.94	0.98
25	J	373.24	0.13	1.00	-2.66	-3.26	0.98

The Loss of tendon group [C7-P1] at the stage of [CS4]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
15	I	379.06	0.13	1.00	-2.66	-3.54	0.98
15	J	388.80	0.13	1.00	-2.42	-4.01	0.98
16	I	388.80	0.11	1.00	-1.77	-4.01	0.99
16	J	398.33	0.11	1.00	-1.69	-4.50	0.98
17	I	398.33	0.10	1.00	-1.37	-4.50	0.99
17	J	403.39	0.10	1.00	-1.31	-4.76	0.99
18	I	403.39	0.06	1.00	-0.45	-4.76	0.99
18	J	404.00	0.06	1.00	-0.44	-4.79	0.99
19	I	404.00	0.02	1.00	-0.21	-4.79	0.99
19	J	404.16	0.02	1.00	-0.21	-4.80	0.99
20	I	404.16	0.06	1.00	-0.43	-4.80	0.99
20	J	404.68	0.06	1.00	-0.41	-4.83	0.99
21	I	404.68	0.06	1.00	-0.42	-4.83	0.99
21	J	405.19	0.06	1.00	-0.43	-4.86	0.99
22	I	402.17	0.02	1.00	-0.21	-4.70	0.99
22	J	398.08	0.02	1.00	-0.21	-4.48	0.99
23	I	398.08	0.06	1.00	-0.43	-4.48	0.99
23	J	397.49	0.06	1.00	-0.45	-4.45	0.99
24	I	397.49	0.10	1.00	-1.29	-4.45	0.99
24	J	396.40	0.10	1.00	-1.37	-4.40	0.99
25	I	396.40	0.11	1.00	-1.67	-4.40	0.99
25	J	387.15	0.11	1.00	-1.75	-3.93	0.99
26	I	387.15	0.13	1.00	-2.41	-3.93	0.98
26	J	373.01	0.13	1.00	-2.63	-3.25	0.98
The Loss of tendon group [C8-P1] at the stage of [CS4]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
15	I	379.07	0.13	1.00	-2.66	-3.54	0.98
15	J	388.81	0.13	1.00	-2.42	-4.01	0.98
16	I	388.81	0.11	1.00	-1.77	-4.01	0.99
16	J	398.34	0.11	1.00	-1.69	-4.50	0.98
17	I	398.34	0.10	1.00	-1.37	-4.50	0.99
17	J	403.39	0.10	1.00	-1.31	-4.76	0.99
18	I	403.39	0.06	1.00	-0.45	-4.76	0.99
18	J	404.00	0.06	1.00	-0.44	-4.79	0.99
19	I	404.00	0.02	1.00	-0.21	-4.79	0.99
19	J	404.17	0.02	1.00	-0.21	-4.80	0.99
20	I	404.17	0.06	1.00	-0.43	-4.80	0.99
20	J	404.68	0.06	1.00	-0.41	-4.83	0.99
21	I	404.68	0.06	1.00	-0.42	-4.83	0.99
21	J	405.20	0.06	1.00	-0.43	-4.86	0.99
22	I	402.15	0.02	1.00	-0.21	-4.70	0.99
22	J	398.07	0.02	1.00	-0.21	-4.48	0.99
23	I	398.07	0.06	1.00	-0.43	-4.48	0.99
23	J	397.48	0.06	1.00	-0.45	-4.45	0.99
24	I	397.48	0.10	1.00	-1.29	-4.45	0.99
24	J	396.39	0.10	1.00	-1.37	-4.40	0.99
25	I	396.39	0.11	1.00	-1.67	-4.40	0.99
25	J	387.16	0.11	1.00	-1.75	-3.93	0.99
26	I	387.16	0.13	1.00	-2.41	-3.93	0.98
26	J	372.98	0.13	1.00	-2.63	-3.25	0.98

The Loss of tendon group [C9-P1] at the stage of [CS5]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
14	I	350.94	0.13	1.00	-2.74	-2.28	0.99
14	J	379.05	0.13	1.00	-2.53	-3.54	0.98
15	I	379.05	0.11	1.00	-1.86	-3.54	0.99
15	J	387.10	0.11	1.00	-1.77	-3.93	0.99
16	I	387.10	0.11	1.00	-1.47	-3.93	0.99
16	J	388.15	0.10	1.00	-1.38	-3.98	0.99
17	I	388.15	0.10	1.00	-1.19	-3.98	0.99
17	J	392.99	0.10	1.00	-1.13	-4.22	0.99
18	I	392.99	0.06	1.00	-0.47	-4.22	0.99
18	J	393.54	0.06	1.00	-0.45	-4.25	0.99
19	I	393.54	0.02	1.00	-0.21	-4.25	0.99
19	J	393.54	0.02	1.00	-0.21	-4.25	0.99
20	I	393.54	0.06	1.00	-0.45	-4.25	0.99
20	J	393.07	0.06	1.00	-0.43	-4.23	0.99
21	I	393.07	0.06	1.00	-0.43	-4.23	0.99
21	J	392.58	0.06	1.00	-0.45	-4.20	0.99
22	I	390.27	0.02	1.00	-0.21	-4.09	0.99
22	J	392.39	0.02	1.00	-0.21	-4.19	0.99
23	I	392.39	0.06	1.00	-0.45	-4.19	0.99
23	J	391.82	0.06	1.00	-0.47	-4.16	0.99
24	I	391.82	0.10	1.00	-1.12	-4.16	0.99
24	J	390.78	0.10	1.00	-1.19	-4.11	0.99
25	I	390.78	0.10	1.00	-1.40	-4.11	0.99
25	J	385.92	0.11	1.00	-1.49	-3.87	0.99
26	I	385.92	0.11	1.00	-1.76	-3.87	0.99
26	J	376.79	0.11	1.00	-1.86	-3.43	0.99
27	I	376.79	0.13	1.00	-2.52	-3.43	0.98
27	J	350.23	0.13	1.00	-2.74	-2.25	0.99

The Loss of tendon group [C10-P1] at the stage of [CS5]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
14	I	351.01	0.13	1.00	-2.74	-2.28	0.99
14	J	377.30	0.13	1.00	-2.53	-3.46	0.98
15	I	377.30	0.11	1.00	-1.86	-3.46	0.99
15	J	387.23	0.11	1.00	-1.77	-3.94	0.99
16	I	387.23	0.11	1.00	-1.47	-3.94	0.99
16	J	388.27	0.10	1.00	-1.38	-3.99	0.99
17	I	388.27	0.10	1.00	-1.19	-3.99	0.99
17	J	392.98	0.10	1.00	-1.13	-4.22	0.99
18	I	392.98	0.06	1.00	-0.47	-4.22	0.99
18	J	392.97	0.06	1.00	-0.45	-4.22	0.99
19	I	392.97	0.02	1.00	-0.21	-4.22	0.99
19	J	392.97	0.02	1.00	-0.21	-4.22	0.99
20	I	392.97	0.06	1.00	-0.45	-4.22	0.99
20	J	392.97	0.06	1.00	-0.43	-4.22	0.99
21	I	392.97	0.06	1.00	-0.43	-4.22	0.99
21	J	392.52	0.06	1.00	-0.45	-4.20	0.99
22	I	390.28	0.02	1.00	-0.21	-4.09	0.99
22	J	392.26	0.02	1.00	-0.21	-4.19	0.99
23	I	392.26	0.06	1.00	-0.45	-4.19	0.99
23	J	391.69	0.06	1.00	-0.47	-4.16	0.99
24	I	391.69	0.10	1.00	-1.12	-4.16	0.99
24	J	390.65	0.10	1.00	-1.19	-4.11	0.99
25	I	390.65	0.10	1.00	-1.40	-4.11	0.99
25	J	385.79	0.11	1.00	-1.49	-3.86	0.99
26	I	385.79	0.11	1.00	-1.76	-3.86	0.99
26	J	376.71	0.11	1.00	-1.86	-3.43	0.99
27	I	376.71	0.13	1.00	-2.52	-3.43	0.98
27	J	350.10	0.13	1.00	-2.74	-2.24	0.99

The Loss of tendon group [C11-P1] at the stage of [CS6]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
13	I	349.47	0.13	1.00	-2.64	-2.21	0.99
13	J	375.68	0.13	1.00	-2.43	-3.38	0.98
14	I	375.68	0.11	1.00	-1.79	-3.38	0.99
14	J	388.69	0.11	1.00	-1.72	-4.01	0.99
15	I	388.69	0.11	1.00	-1.44	-4.01	0.99
15	J	389.73	0.10	1.00	-1.35	-4.06	0.99
16	I	389.73	0.10	1.00	-1.18	-4.06	0.99
16	J	390.77	0.10	1.00	-1.11	-4.11	0.99
17	I	390.77	0.10	1.00	-1.00	-4.11	0.99
17	J	390.26	0.09	1.00	-0.95	-4.09	0.99
18	I	390.26	0.06	1.00	-0.46	-4.09	0.99
18	J	389.68	0.06	1.00	-0.44	-4.06	0.99
19	I	389.68	0.02	1.00	-0.19	-4.06	0.99
19	J	389.52	0.02	1.00	-0.19	-4.05	0.99
20	I	389.52	0.06	1.00	-0.43	-4.05	0.99
20	J	389.16	0.06	1.00	-0.42	-4.03	0.99
21	I	389.16	0.06	1.00	-0.42	-4.03	0.99
21	J	389.28	0.06	1.00	-0.43	-4.04	0.99
22	I	389.28	0.02	1.00	-0.19	-4.04	0.99
22	J	393.18	0.02	1.00	-0.20	-4.23	0.99
23	I	393.18	0.06	1.00	-0.44	-4.23	0.99
23	J	393.55	0.06	1.00	-0.46	-4.25	0.99
24	I	393.55	0.09	1.00	-0.95	-4.25	0.99
24	J	393.55	0.10	1.00	-1.01	-4.25	0.99
25	I	393.55	0.10	1.00	-1.16	-4.25	0.99
25	J	388.86	0.10	1.00	-1.22	-4.02	0.99
26	I	388.86	0.10	1.00	-1.35	-4.02	0.99
26	J	387.81	0.11	1.00	-1.43	-3.96	0.99
27	I	387.81	0.11	1.00	-1.72	-3.96	0.99
27	J	377.43	0.11	1.00	-1.80	-3.47	0.99
28	I	377.43	0.13	1.00	-2.44	-3.47	0.98
28	J	352.15	0.13	1.00	-2.65	-2.33	0.99

The Loss of tendon group [C12-P1] at the stage of [CS6]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
13	I	349.47	0.13	1.00	-2.64	-2.21	0.99
13	J	375.68	0.13	1.00	-2.43	-3.38	0.98
14	I	375.68	0.11	1.00	-1.79	-3.38	0.99
14	J	388.69	0.11	1.00	-1.72	-4.01	0.99
15	I	388.69	0.11	1.00	-1.44	-4.01	0.99
15	J	389.73	0.10	1.00	-1.35	-4.06	0.99
16	I	389.73	0.10	1.00	-1.18	-4.06	0.99
16	J	390.77	0.10	1.00	-1.11	-4.11	0.99
17	I	390.77	0.10	1.00	-1.00	-4.11	0.99
17	J	390.26	0.09	1.00	-0.95	-4.09	0.99
18	I	390.26	0.06	1.00	-0.46	-4.09	0.99
18	J	389.68	0.06	1.00	-0.44	-4.06	0.99
19	I	389.68	0.02	1.00	-0.19	-4.06	0.99
19	J	389.53	0.02	1.00	-0.19	-4.05	0.99
20	I	389.53	0.06	1.00	-0.43	-4.05	0.99
20	J	389.23	0.06	1.00	-0.42	-4.03	0.99
21	I	389.23	0.06	1.00	-0.42	-4.03	0.99
21	J	389.25	0.06	1.00	-0.43	-4.04	0.99
22	I	389.21	0.02	1.00	-0.19	-4.03	0.99
22	J	393.11	0.02	1.00	-0.20	-4.23	0.99
23	I	393.11	0.06	1.00	-0.44	-4.23	0.99
23	J	393.68	0.06	1.00	-0.46	-4.26	0.99
24	I	393.68	0.09	1.00	-0.95	-4.26	0.99
24	J	393.35	0.10	1.00	-1.01	-4.24	0.99
25	I	393.35	0.10	1.00	-1.16	-4.24	0.99
25	J	388.50	0.10	1.00	-1.22	-4.00	0.99
26	I	388.50	0.10	1.00	-1.35	-4.00	0.99
26	J	387.45	0.11	1.00	-1.43	-3.95	0.99
27	I	387.45	0.11	1.00	-1.72	-3.95	0.99
27	J	379.00	0.11	1.00	-1.80	-3.54	0.99
28	I	379.00	0.13	1.00	-2.44	-3.54	0.98
28	J	351.71	0.13	1.00	-2.65	-2.31	0.99

The Loss of tendon group [C13-P1] at the stage of [CS7]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
12	I	348.95	0.13	1.00	-2.54	-2.19	0.99
12	J	384.20	0.13	1.00	-2.33	-3.79	0.98
13	I	384.20	0.11	1.00	-1.73	-3.79	0.99
13	J	385.25	0.11	1.00	-1.62	-3.84	0.99
14	I	385.25	0.10	1.00	-1.32	-3.84	0.99
14	J	390.10	0.10	1.00	-1.24	-4.08	0.99
15	I	390.10	0.10	1.00	-1.11	-4.08	0.99
15	J	391.14	0.09	1.00	-1.04	-4.13	0.99
16	I	391.14	0.09	1.00	-0.93	-4.13	0.99
16	J	392.17	0.09	1.00	-0.88	-4.18	0.99
17	I	392.17	0.09	1.00	-0.83	-4.18	0.99
17	J	388.36	0.09	1.00	-0.78	-3.99	0.99
18	I	388.36	0.06	1.00	-0.42	-3.99	0.99
18	J	387.78	0.06	1.00	-0.41	-3.96	0.99
19	I	387.78	0.02	1.00	-0.17	-3.96	0.99
19	J	387.63	0.02	1.00	-0.17	-3.95	0.99
20	I	387.63	0.06	1.00	-0.40	-3.95	0.99
20	J	387.14	0.06	1.00	-0.38	-3.93	0.99
21	I	387.14	0.06	1.00	-0.38	-3.93	0.99
21	J	386.66	0.06	1.00	-0.40	-3.91	0.99
22	I	384.53	0.02	1.00	-0.17	-3.80	0.99
22	J	388.38	0.02	1.00	-0.17	-3.99	0.99
23	I	388.38	0.06	1.00	-0.41	-3.99	0.99
23	J	388.94	0.06	1.00	-0.42	-4.02	0.99
24	I	388.94	0.09	1.00	-0.78	-4.02	0.99
24	J	389.97	0.09	1.00	-0.83	-4.07	0.99
25	I	389.97	0.09	1.00	-0.92	-4.07	0.99
25	J	390.56	0.10	1.00	-0.98	-4.10	0.99
26	I	390.56	0.09	1.00	-1.03	-4.10	0.99
26	J	389.52	0.10	1.00	-1.10	-4.05	0.99
27	I	389.52	0.10	1.00	-1.24	-4.05	0.99
27	J	388.48	0.10	1.00	-1.33	-4.00	0.99
28	I	388.48	0.11	1.00	-1.63	-4.00	0.99
28	J	375.52	0.11	1.00	-1.72	-3.37	0.99
29	I	375.52	0.13	1.00	-2.31	-3.37	0.99
29	J	348.96	0.13	1.00	-2.54	-2.19	0.99

The Loss of tendon group [C14-P1] at the stage of [CS7]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
12	I	350.21	0.13	1.00	-2.54	-2.25	0.99
12	J	377.24	0.13	1.00	-2.33	-3.45	0.99
13	I	377.24	0.11	1.00	-1.73	-3.45	0.99
13	J	386.22	0.11	1.00	-1.62	-3.89	0.99
14	I	386.22	0.10	1.00	-1.32	-3.89	0.99
14	J	391.07	0.10	1.00	-1.24	-4.13	0.99
15	I	391.07	0.10	1.00	-1.11	-4.13	0.99
15	J	392.11	0.09	1.00	-1.04	-4.18	0.99
16	I	392.11	0.09	1.00	-0.93	-4.18	0.99
16	J	392.94	0.09	1.00	-0.88	-4.22	0.99
17	I	392.94	0.09	1.00	-0.83	-4.22	0.99
17	J	388.64	0.09	1.00	-0.78	-4.01	0.99
18	I	388.64	0.06	1.00	-0.42	-4.01	0.99
18	J	388.07	0.06	1.00	-0.41	-3.98	0.99
19	I	388.07	0.02	1.00	-0.17	-3.98	0.99
19	J	387.91	0.02	1.00	-0.17	-3.97	0.99
20	I	387.91	0.06	1.00	-0.40	-3.97	0.99
20	J	387.43	0.06	1.00	-0.38	-3.95	0.99
21	I	387.43	0.06	1.00	-0.38	-3.95	0.99
21	J	387.14	0.06	1.00	-0.40	-3.93	0.99
22	I	387.14	0.02	1.00	-0.17	-3.93	0.99
22	J	388.38	0.02	1.00	-0.17	-3.99	0.99
23	I	388.38	0.06	1.00	-0.41	-3.99	0.99
23	J	388.94	0.06	1.00	-0.42	-4.02	0.99
24	I	388.94	0.09	1.00	-0.78	-4.02	0.99
24	J	389.97	0.09	1.00	-0.83	-4.07	0.99
25	I	389.97	0.09	1.00	-0.92	-4.07	0.99
25	J	390.55	0.10	1.00	-0.98	-4.10	0.99
26	I	390.55	0.09	1.00	-1.03	-4.10	0.99
26	J	389.51	0.10	1.00	-1.10	-4.05	0.99
27	I	389.51	0.10	1.00	-1.24	-4.05	0.99
27	J	388.47	0.10	1.00	-1.33	-4.00	0.99
28	I	388.47	0.11	1.00	-1.63	-4.00	0.99
28	J	375.57	0.11	1.00	-1.72	-3.38	0.99
29	I	375.57	0.13	1.00	-2.31	-3.38	0.99
29	J	348.95	0.13	1.00	-2.54	-2.19	0.99

The Loss of tendon group [C15-P1] at the stage of [CS8]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
11	I	348.04	0.14	1.00	-2.76	-2.15	0.99
11	J	376.24	0.14	1.00	-2.35	-3.41	0.99
12	I	376.24	0.12	1.00	-1.76	-3.41	0.99
12	J	389.77	0.12	1.00	-1.67	-4.06	0.99
13	I	389.77	0.12	1.00	-1.43	-4.06	0.99
13	J	390.81	0.11	1.00	-1.32	-4.11	0.99
14	I	390.81	0.11	1.00	-1.12	-4.11	0.99
14	J	388.81	0.10	1.00	-1.04	-4.01	0.99
15	I	388.81	0.10	1.00	-0.95	-4.01	0.99
15	J	387.79	0.09	1.00	-0.88	-3.96	0.99
16	I	387.79	0.09	1.00	-0.81	-3.96	0.99
16	J	386.77	0.09	1.00	-0.76	-3.91	0.99
17	I	386.77	0.09	1.00	-0.75	-3.91	0.99
17	J	382.16	0.09	1.00	-0.70	-3.69	0.99
18	I	382.16	0.07	1.00	-0.41	-3.69	0.99
18	J	382.15	0.06	1.00	-0.39	-3.69	0.99
19	I	382.15	0.02	1.00	-0.16	-3.69	0.99
19	J	382.16	0.02	1.00	-0.16	-3.69	0.99
20	I	382.16	0.06	1.00	-0.39	-3.69	0.99
20	J	382.16	0.06	1.00	-0.37	-3.69	0.99
21	I	382.16	0.06	1.00	-0.37	-3.69	0.99
21	J	382.15	0.06	1.00	-0.39	-3.69	0.99
22	I	381.20	0.02	1.00	-0.16	-3.64	0.99
22	J	385.02	0.02	1.00	-0.16	-3.83	0.99
23	I	385.02	0.06	1.00	-0.40	-3.83	0.99
23	J	385.58	0.07	1.00	-0.41	-3.85	0.99
24	I	385.58	0.09	1.00	-0.70	-3.85	0.99
24	J	386.60	0.09	1.00	-0.75	-3.90	0.99
25	I	386.60	0.09	1.00	-0.80	-3.90	0.99
25	J	391.34	0.10	1.00	-0.86	-4.14	0.99
26	I	391.34	0.10	1.00	-0.89	-4.14	0.99
26	J	392.37	0.10	1.00	-0.96	-4.19	0.99
27	I	392.37	0.10	1.00	-1.05	-4.19	0.99
27	J	393.40	0.11	1.00	-1.13	-4.24	0.99
28	I	393.40	0.11	1.00	-1.33	-4.24	0.99
28	J	390.69	0.12	1.00	-1.43	-4.11	0.99
29	I	390.69	0.12	1.00	-1.67	-4.11	0.99
29	J	372.20	0.12	1.00	-1.76	-3.22	0.99
30	I	372.20	0.14	1.00	-2.31	-3.22	0.99
30	J	352.57	0.14	1.00	-2.79	-2.35	0.99

The Loss of tendon group [C16-P1] at the stage of [CS8]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
11	I	348.03	0.14	1.00	-2.76	-2.15	0.99
11	J	376.22	0.14	1.00	-2.35	-3.41	0.99
12	I	376.22	0.12	1.00	-1.76	-3.41	0.99
12	J	389.77	0.12	1.00	-1.67	-4.06	0.99
13	I	389.77	0.12	1.00	-1.43	-4.06	0.99
13	J	390.80	0.11	1.00	-1.32	-4.11	0.99
14	I	390.80	0.11	1.00	-1.12	-4.11	0.99
14	J	388.81	0.10	1.00	-1.04	-4.01	0.99
15	I	388.81	0.10	1.00	-0.95	-4.01	0.99
15	J	387.79	0.09	1.00	-0.88	-3.96	0.99
16	I	387.79	0.09	1.00	-0.81	-3.96	0.99
16	J	386.77	0.09	1.00	-0.76	-3.91	0.99
17	I	386.77	0.09	1.00	-0.75	-3.91	0.99
17	J	382.59	0.09	1.00	-0.70	-3.71	0.99
18	I	382.59	0.07	1.00	-0.41	-3.71	0.99
18	J	382.60	0.06	1.00	-0.39	-3.71	0.99
19	I	382.60	0.02	1.00	-0.16	-3.71	0.99
19	J	382.60	0.02	1.00	-0.16	-3.71	0.99
20	I	382.60	0.06	1.00	-0.39	-3.71	0.99
20	J	382.60	0.06	1.00	-0.37	-3.71	0.99
21	I	382.60	0.06	1.00	-0.37	-3.71	0.99
21	J	382.62	0.06	1.00	-0.39	-3.71	0.99
22	I	381.13	0.02	1.00	-0.16	-3.64	0.99
22	J	384.95	0.02	1.00	-0.16	-3.82	0.99
23	I	384.95	0.06	1.00	-0.40	-3.82	0.99
23	J	385.51	0.07	1.00	-0.41	-3.85	0.99
24	I	385.51	0.09	1.00	-0.70	-3.85	0.99
24	J	386.53	0.09	1.00	-0.75	-3.90	0.99
25	I	386.53	0.09	1.00	-0.80	-3.90	0.99
25	J	391.27	0.10	1.00	-0.86	-4.14	0.99
26	I	391.27	0.10	1.00	-0.89	-4.14	0.99
26	J	392.30	0.10	1.00	-0.96	-4.19	0.99
27	I	392.30	0.10	1.00	-1.05	-4.19	0.99
27	J	393.33	0.11	1.00	-1.13	-4.24	0.99
28	I	393.33	0.11	1.00	-1.33	-4.24	0.99
28	J	390.68	0.12	1.00	-1.43	-4.11	0.99
29	I	390.68	0.12	1.00	-1.67	-4.11	0.99
29	J	372.16	0.12	1.00	-1.76	-3.21	0.99
30	I	372.16	0.14	1.00	-2.31	-3.21	0.99
30	J	352.49	0.14	1.00	-2.79	-2.35	0.99

The Loss of tendon group [C17-P1] at the stage of [CS9]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
10	I	350.55	0.13	1.00	-2.64	-2.26	0.99
10	J	378.84	0.13	1.00	-2.23	-3.53	0.99
11	I	378.84	0.12	1.00	-1.73	-3.53	0.99
11	J	389.02	0.11	1.00	-1.58	-4.02	0.99
12	I	389.02	0.11	1.00	-1.30	-4.02	0.99
12	J	392.63	0.10	1.00	-1.22	-4.20	0.99
13	I	392.63	0.10	1.00	-1.12	-4.20	0.99
13	J	392.02	0.10	1.00	-1.04	-4.17	0.99
14	I	392.02	0.10	1.00	-0.91	-4.17	0.99
14	J	387.27	0.09	1.00	-0.85	-3.94	0.99
15	I	387.27	0.09	1.00	-0.78	-3.94	0.99
15	J	386.25	0.08	1.00	-0.73	-3.89	0.99
16	I	386.25	0.08	1.00	-0.68	-3.89	0.99
16	J	385.24	0.08	1.00	-0.64	-3.84	0.99
17	I	385.24	0.08	1.00	-0.65	-3.84	0.99
17	J	380.57	0.08	1.00	-0.61	-3.61	0.99
18	I	380.57	0.06	1.00	-0.38	-3.61	0.99
18	J	380.01	0.06	1.00	-0.37	-3.58	0.99
19	I	380.01	0.02	1.00	-0.14	-3.58	0.99
19	J	379.85	0.02	1.00	-0.14	-3.58	0.99
20	I	379.85	0.06	1.00	-0.36	-3.58	0.99
20	J	379.38	0.06	1.00	-0.34	-3.55	0.99
21	I	379.38	0.06	1.00	-0.34	-3.55	0.99
21	J	378.90	0.06	1.00	-0.36	-3.53	0.99
22	I	376.29	0.02	1.00	-0.14	-3.41	0.99
22	J	380.06	0.02	1.00	-0.15	-3.59	0.99
23	I	380.06	0.06	1.00	-0.37	-3.59	0.99
23	J	380.61	0.06	1.00	-0.38	-3.61	0.99
24	I	380.61	0.08	1.00	-0.61	-3.61	0.99
24	J	381.61	0.08	1.00	-0.65	-3.66	0.99
25	I	381.61	0.08	1.00	-0.67	-3.66	0.99
25	J	386.30	0.09	1.00	-0.72	-3.89	0.99
26	I	386.30	0.08	1.00	-0.73	-3.89	0.99
26	J	387.31	0.09	1.00	-0.79	-3.94	0.99
27	I	387.31	0.09	1.00	-0.85	-3.94	0.99
27	J	388.33	0.10	1.00	-0.92	-3.99	0.99
28	I	388.33	0.10	1.00	-1.04	-3.99	0.99
28	J	390.44	0.10	1.00	-1.12	-4.09	0.99
29	I	390.44	0.10	1.00	-1.22	-4.09	0.99
29	J	389.41	0.11	1.00	-1.31	-4.04	0.99
30	I	389.41	0.11	1.00	-1.58	-4.04	0.99
30	J	384.31	0.12	1.00	-1.74	-3.79	0.99
31	I	384.31	0.14	1.00	-2.23	-3.79	0.98
31	J	347.19	0.13	1.00	-2.62	-2.12	0.99

The Loss of tendon group [C18-P1] at the stage of [CS9]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
10	I	350.57	0.13	1.00	-2.64	-2.26	0.99
10	J	378.76	0.13	1.00	-2.23	-3.53	0.99
11	I	378.76	0.12	1.00	-1.73	-3.53	0.99
11	J	388.93	0.11	1.00	-1.58	-4.02	0.99
12	I	388.93	0.11	1.00	-1.30	-4.02	0.99
12	J	392.53	0.10	1.00	-1.22	-4.20	0.99
13	I	392.53	0.10	1.00	-1.12	-4.20	0.99
13	J	392.13	0.10	1.00	-1.04	-4.18	0.99
14	I	392.13	0.10	1.00	-0.91	-4.18	0.99
14	J	387.37	0.09	1.00	-0.85	-3.94	0.99
15	I	387.37	0.09	1.00	-0.78	-3.94	0.99
15	J	386.36	0.08	1.00	-0.73	-3.89	0.99
16	I	386.36	0.08	1.00	-0.68	-3.89	0.99
16	J	385.35	0.08	1.00	-0.64	-3.84	0.99
17	I	385.35	0.08	1.00	-0.65	-3.84	0.99
17	J	380.67	0.08	1.00	-0.61	-3.62	0.99
18	I	380.67	0.06	1.00	-0.38	-3.62	0.99
18	J	380.11	0.06	1.00	-0.37	-3.59	0.99
19	I	380.11	0.02	1.00	-0.14	-3.59	0.99
19	J	379.96	0.02	1.00	-0.14	-3.58	0.99
20	I	379.96	0.06	1.00	-0.36	-3.58	0.99
20	J	379.48	0.06	1.00	-0.34	-3.56	0.99
21	I	379.48	0.06	1.00	-0.34	-3.56	0.99
21	J	379.01	0.06	1.00	-0.36	-3.54	0.99
22	I	376.27	0.02	1.00	-0.14	-3.41	0.99
22	J	380.05	0.02	1.00	-0.15	-3.59	0.99
23	I	380.05	0.06	1.00	-0.37	-3.59	0.99
23	J	380.60	0.06	1.00	-0.38	-3.61	0.99
24	I	380.60	0.08	1.00	-0.61	-3.61	0.99
24	J	381.60	0.08	1.00	-0.65	-3.66	0.99
25	I	381.60	0.08	1.00	-0.67	-3.66	0.99
25	J	386.28	0.09	1.00	-0.72	-3.89	0.99
26	I	386.28	0.08	1.00	-0.73	-3.89	0.99
26	J	387.30	0.09	1.00	-0.79	-3.94	0.99
27	I	387.30	0.09	1.00	-0.85	-3.94	0.99
27	J	388.32	0.10	1.00	-0.92	-3.99	0.99
28	I	388.32	0.10	1.00	-1.04	-3.99	0.99
28	J	391.77	0.10	1.00	-1.12	-4.16	0.99
29	I	391.77	0.10	1.00	-1.22	-4.16	0.99
29	J	390.83	0.11	1.00	-1.31	-4.11	0.99
30	I	390.83	0.11	1.00	-1.58	-4.11	0.99
30	J	376.82	0.12	1.00	-1.74	-3.44	0.99
31	I	376.82	0.14	1.00	-2.23	-3.44	0.99
31	J	348.60	0.13	1.00	-2.62	-2.18	0.99

The Loss of tendon group [C19-P1] at the stage of [CS10]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
9	I	335.17	0.14	1.00	-2.73	-1.64	0.99
9	J	371.53	0.14	1.00	-2.27	-3.19	0.99
10	I	371.53	0.12	1.00	-1.77	-3.19	0.99
10	J	384.10	0.12	1.00	-1.60	-3.78	0.99
11	I	384.10	0.11	1.00	-1.34	-3.78	0.99
11	J	383.93	0.11	1.00	-1.20	-3.77	0.99
12	I	383.93	0.10	1.00	-1.06	-3.77	0.99
12	J	379.27	0.10	1.00	-0.97	-3.55	0.99
13	I	379.27	0.10	1.00	-0.92	-3.55	0.99
13	J	378.28	0.09	1.00	-0.84	-3.50	0.99
14	I	378.28	0.09	1.00	-0.78	-3.50	0.99
14	J	373.69	0.08	1.00	-0.72	-3.28	0.99
15	I	373.69	0.08	1.00	-0.67	-3.28	0.99
15	J	372.71	0.08	1.00	-0.62	-3.24	0.99
16	I	372.71	0.08	1.00	-0.59	-3.24	0.99
16	J	371.73	0.07	1.00	-0.55	-3.19	0.99
17	I	371.73	0.08	1.00	-0.58	-3.19	0.99
17	J	367.23	0.07	1.00	-0.54	-2.99	0.99
18	I	367.23	0.06	1.00	-0.36	-2.99	0.99
18	J	366.68	0.06	1.00	-0.34	-2.96	0.99
19	I	366.68	0.02	1.00	-0.13	-2.96	0.99
19	J	366.53	0.02	1.00	-0.13	-2.96	0.99
20	I	366.53	0.06	1.00	-0.34	-2.96	0.99
20	J	366.53	0.05	1.00	-0.32	-2.96	0.99
21	I	366.53	0.05	1.00	-0.32	-2.96	0.99
21	J	366.52	0.06	1.00	-0.34	-2.96	0.99
22	I	364.85	0.02	1.00	-0.13	-2.88	0.99
22	J	368.51	0.02	1.00	-0.13	-3.05	0.99
23	I	368.51	0.06	1.00	-0.35	-3.05	0.99
23	J	369.04	0.06	1.00	-0.36	-3.07	0.99
24	I	369.04	0.07	1.00	-0.55	-3.07	0.99
24	J	370.01	0.08	1.00	-0.58	-3.11	0.99
25	I	370.01	0.08	1.00	-0.57	-3.11	0.99
25	J	374.55	0.08	1.00	-0.62	-3.33	0.99
26	I	374.55	0.08	1.00	-0.63	-3.33	0.99
26	J	375.54	0.08	1.00	-0.67	-3.37	0.99
27	I	375.54	0.09	1.00	-0.73	-3.37	0.99
27	J	376.53	0.09	1.00	-0.78	-3.42	0.99
28	I	376.53	0.09	1.00	-0.85	-3.42	0.99
28	J	381.15	0.10	1.00	-0.93	-3.64	0.99
29	I	381.15	0.10	1.00	-0.98	-3.64	0.99
29	J	382.15	0.10	1.00	-1.06	-3.69	0.99
30	I	382.15	0.11	1.00	-1.20	-3.69	0.99
30	J	382.68	0.11	1.00	-1.34	-3.71	0.99
31	I	382.68	0.12	1.00	-1.60	-3.71	0.99
31	J	381.41	0.13	1.00	-1.82	-3.65	0.99
32	I	381.41	0.15	1.00	-2.30	-3.65	0.98
32	J	333.43	0.14	1.00	-2.72	-1.57	0.99

The Loss of tendon group [C20-P1] at the stage of [CS10]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
9	I	334.88	0.14	1.00	-2.73	-1.63	0.99
9	J	371.45	0.14	1.00	-2.27	-3.19	0.99
10	I	371.45	0.12	1.00	-1.77	-3.19	0.99
10	J	384.27	0.12	1.00	-1.60	-3.79	0.99
11	I	384.27	0.11	1.00	-1.34	-3.79	0.99
11	J	383.93	0.11	1.00	-1.20	-3.77	0.99
12	I	383.93	0.10	1.00	-1.06	-3.77	0.99
12	J	379.27	0.10	1.00	-0.97	-3.55	0.99
13	I	379.27	0.10	1.00	-0.92	-3.55	0.99
13	J	378.28	0.09	1.00	-0.84	-3.50	0.99
14	I	378.28	0.09	1.00	-0.78	-3.50	0.99
14	J	373.69	0.08	1.00	-0.72	-3.28	0.99
15	I	373.69	0.08	1.00	-0.67	-3.28	0.99
15	J	372.71	0.08	1.00	-0.62	-3.24	0.99
16	I	372.71	0.08	1.00	-0.59	-3.24	0.99
16	J	371.73	0.07	1.00	-0.55	-3.19	0.99
17	I	371.73	0.08	1.00	-0.58	-3.19	0.99
17	J	367.23	0.07	1.00	-0.54	-2.99	0.99
18	I	367.23	0.06	1.00	-0.36	-2.99	0.99
18	J	367.06	0.06	1.00	-0.34	-2.98	0.99
19	I	367.06	0.02	1.00	-0.13	-2.98	0.99
19	J	367.06	0.02	1.00	-0.13	-2.98	0.99
20	I	367.06	0.06	1.00	-0.34	-2.98	0.99
20	J	367.07	0.05	1.00	-0.32	-2.98	0.99
21	I	367.07	0.05	1.00	-0.32	-2.98	0.99
21	J	367.08	0.06	1.00	-0.34	-2.98	0.99
22	I	367.08	0.02	1.00	-0.13	-2.98	0.99
22	J	368.44	0.02	1.00	-0.13	-3.04	0.99
23	I	368.44	0.06	1.00	-0.35	-3.04	0.99
23	J	368.97	0.06	1.00	-0.36	-3.07	0.99
24	I	368.97	0.07	1.00	-0.55	-3.07	0.99
24	J	369.94	0.08	1.00	-0.58	-3.11	0.99
25	I	369.94	0.08	1.00	-0.57	-3.11	0.99
25	J	374.49	0.08	1.00	-0.62	-3.32	0.99
26	I	374.49	0.08	1.00	-0.63	-3.32	0.99
26	J	375.47	0.08	1.00	-0.67	-3.37	0.99
27	I	375.47	0.09	1.00	-0.73	-3.37	0.99
27	J	376.46	0.09	1.00	-0.78	-3.42	0.99
28	I	376.46	0.09	1.00	-0.85	-3.42	0.99
28	J	381.08	0.10	1.00	-0.93	-3.64	0.99
29	I	381.08	0.10	1.00	-0.98	-3.64	0.99
29	J	382.08	0.10	1.00	-1.06	-3.68	0.99
30	I	382.08	0.11	1.00	-1.20	-3.68	0.99
30	J	382.66	0.11	1.00	-1.34	-3.71	0.99
31	I	382.66	0.12	1.00	-1.60	-3.71	0.99
31	J	381.39	0.13	1.00	-1.82	-3.65	0.99
32	I	381.39	0.15	1.00	-2.30	-3.65	0.98
32	J	333.34	0.14	1.00	-2.72	-1.57	0.99

The Loss of tendon group [C21-P1] at the stage of [CS11]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
8	I	319.75	0.13	1.00	-2.65	-1.06	0.99
8	J	377.72	0.14	1.00	-2.18	-3.47	0.99
9	I	377.72	0.12	1.00	-1.78	-3.47	0.99
9	J	376.84	0.12	1.00	-1.57	-3.43	0.99
10	I	376.84	0.11	1.00	-1.36	-3.43	0.99
10	J	373.53	0.10	1.00	-1.19	-3.28	0.99
11	I	373.53	0.10	1.00	-1.03	-3.28	0.99
11	J	372.30	0.09	1.00	-0.92	-3.22	0.99
12	I	372.30	0.09	1.00	-0.85	-3.22	0.99
12	J	367.79	0.09	1.00	-0.77	-3.01	0.99
13	I	367.79	0.09	1.00	-0.74	-3.01	0.99
13	J	366.82	0.08	1.00	-0.68	-2.97	0.99
14	I	366.82	0.08	1.00	-0.66	-2.97	0.99
14	J	362.37	0.08	1.00	-0.60	-2.77	0.99
15	I	362.37	0.08	1.00	-0.56	-2.77	0.99
15	J	361.42	0.07	1.00	-0.53	-2.73	0.99
16	I	361.42	0.07	1.00	-0.51	-2.73	0.99
16	J	360.48	0.07	1.00	-0.47	-2.69	0.99
17	I	360.48	0.07	1.00	-0.51	-2.69	0.99
17	J	356.11	0.07	1.00	-0.47	-2.50	0.99
18	I	356.11	0.05	1.00	-0.33	-2.50	0.99
18	J	355.58	0.05	1.00	-0.31	-2.47	0.99
19	I	355.58	0.02	1.00	-0.12	-2.47	0.99
19	J	355.44	0.02	1.00	-0.12	-2.47	0.99
20	I	355.44	0.05	1.00	-0.31	-2.47	0.99
20	J	354.99	0.05	1.00	-0.29	-2.45	0.99
21	I	354.99	0.05	1.00	-0.30	-2.45	0.99
21	J	354.55	0.05	1.00	-0.31	-2.43	0.99
22	I	354.55	0.02	1.00	-0.12	-2.43	0.99
22	J	354.06	0.02	1.00	-0.12	-2.41	0.99
23	I	354.06	0.05	1.00	-0.32	-2.41	0.99
23	J	354.57	0.05	1.00	-0.33	-2.43	0.99
24	I	354.57	0.07	1.00	-0.48	-2.43	0.99
24	J	355.51	0.07	1.00	-0.51	-2.47	0.99
25	I	355.51	0.07	1.00	-0.48	-2.47	0.99
25	J	359.87	0.07	1.00	-0.52	-2.66	0.99
26	I	359.87	0.07	1.00	-0.53	-2.66	0.99
26	J	360.82	0.08	1.00	-0.57	-2.70	0.99
27	I	360.82	0.08	1.00	-0.61	-2.70	0.99
27	J	361.77	0.08	1.00	-0.66	-2.74	0.99
28	I	361.77	0.08	1.00	-0.68	-2.74	0.99
28	J	366.21	0.09	1.00	-0.74	-2.94	0.99
29	I	366.21	0.09	1.00	-0.78	-2.94	0.99
29	J	367.17	0.09	1.00	-0.85	-2.98	0.99
30	I	367.17	0.09	1.00	-0.92	-2.98	0.99
30	J	371.92	0.10	1.00	-1.04	-3.20	0.99
31	I	371.92	0.11	1.00	-1.19	-3.20	0.99
31	J	373.14	0.11	1.00	-1.37	-3.26	0.99
32	I	373.14	0.12	1.00	-1.56	-3.26	0.99
32	J	377.41	0.13	1.00	-1.80	-3.46	0.99
33	I	377.41	0.14	1.00	-2.21	-3.46	0.99
33	J	319.03	0.13	1.00	-2.65	-1.04	0.99

The Loss of tendon group [C22-P1] at the stage of [CS11]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
8	I	325.28	0.13	1.00	-2.65	-1.27	0.99
8	J	369.61	0.14	1.00	-2.18	-3.10	0.99
9	I	369.61	0.12	1.00	-1.78	-3.10	0.99
9	J	376.85	0.12	1.00	-1.57	-3.43	0.99
10	I	376.85	0.11	1.00	-1.36	-3.43	0.99
10	J	373.53	0.10	1.00	-1.19	-3.28	0.99
11	I	373.53	0.10	1.00	-1.03	-3.28	0.99
11	J	372.30	0.09	1.00	-0.92	-3.22	0.99
12	I	372.30	0.09	1.00	-0.85	-3.22	0.99
12	J	367.79	0.09	1.00	-0.77	-3.01	0.99
13	I	367.79	0.09	1.00	-0.74	-3.01	0.99
13	J	366.82	0.08	1.00	-0.68	-2.97	0.99
14	I	366.82	0.08	1.00	-0.66	-2.97	0.99
14	J	362.37	0.08	1.00	-0.60	-2.77	0.99
15	I	362.37	0.08	1.00	-0.56	-2.77	0.99
15	J	361.42	0.07	1.00	-0.53	-2.73	0.99
16	I	361.42	0.07	1.00	-0.51	-2.73	0.99
16	J	360.48	0.07	1.00	-0.47	-2.69	0.99
17	I	360.48	0.07	1.00	-0.51	-2.69	0.99
17	J	356.11	0.07	1.00	-0.47	-2.50	0.99
18	I	356.11	0.05	1.00	-0.33	-2.50	0.99
18	J	355.58	0.05	1.00	-0.31	-2.47	0.99
19	I	355.58	0.02	1.00	-0.12	-2.47	0.99
19	J	355.44	0.02	1.00	-0.12	-2.47	0.99
20	I	355.44	0.05	1.00	-0.31	-2.47	0.99
20	J	354.99	0.05	1.00	-0.29	-2.45	0.99
21	I	354.99	0.05	1.00	-0.30	-2.45	0.99
21	J	354.55	0.05	1.00	-0.31	-2.43	0.99
22	I	353.08	0.02	1.00	-0.12	-2.37	0.99
22	J	354.04	0.02	1.00	-0.12	-2.41	0.99
23	I	354.04	0.05	1.00	-0.32	-2.41	0.99
23	J	354.55	0.05	1.00	-0.33	-2.43	0.99
24	I	354.55	0.07	1.00	-0.48	-2.43	0.99
24	J	355.49	0.07	1.00	-0.51	-2.47	0.99
25	I	355.49	0.07	1.00	-0.48	-2.47	0.99
25	J	359.85	0.07	1.00	-0.52	-2.66	0.99
26	I	359.85	0.07	1.00	-0.53	-2.66	0.99
26	J	360.80	0.08	1.00	-0.57	-2.70	0.99
27	I	360.80	0.08	1.00	-0.61	-2.70	0.99
27	J	361.74	0.08	1.00	-0.66	-2.74	0.99
28	I	361.74	0.08	1.00	-0.68	-2.74	0.99
28	J	366.19	0.09	1.00	-0.74	-2.94	0.99
29	I	366.19	0.09	1.00	-0.78	-2.94	0.99
29	J	367.15	0.09	1.00	-0.85	-2.98	0.99
30	I	367.15	0.09	1.00	-0.92	-2.98	0.99
30	J	371.90	0.10	1.00	-1.04	-3.20	0.99
31	I	371.90	0.11	1.00	-1.19	-3.20	0.99
31	J	373.12	0.11	1.00	-1.37	-3.26	0.99
32	I	373.12	0.12	1.00	-1.56	-3.26	0.99
32	J	377.39	0.13	1.00	-1.80	-3.46	0.99
33	I	377.39	0.14	1.00	-2.21	-3.46	0.99
33	J	319.04	0.13	1.00	-2.65	-1.04	0.99

The Loss of tendon group [C23-P1] at the stage of [CS12]							
Elem	Part	Force (After Immediate Loss) : A (tonf)	Elastic Deform. Loss : B (tonf)	Force(Elastic Loss)/ Force(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (tonf)	Relaxation Loss (tonf)	Force(After All Loss)/ Force(After Immediate Loss)
7	I	312.78	0.13	1.00	-2.62	-0.82	0.99
7	J	368.66	0.14	1.00	-2.10	-3.05	0.99
8	I	368.66	0.12	1.00	-1.75	-3.05	0.99
8	J	367.44	0.12	1.00	-1.51	-3.00	0.99
9	I	367.44	0.11	1.00	-1.28	-3.00	0.99
9	J	365.95	0.10	1.00	-1.11	-2.93	0.99
10	I	365.95	0.10	1.00	-1.05	-2.93	0.99
10	J	362.73	0.09	1.00	-0.91	-2.79	0.99
11	I	362.73	0.09	1.00	-0.81	-2.79	0.99
11	J	361.54	0.08	1.00	-0.72	-2.73	0.99
12	I	361.54	0.08	1.00	-0.69	-2.73	0.99
12	J	357.15	0.08	1.00	-0.62	-2.54	0.99
13	I	357.15	0.08	1.00	-0.58	-2.54	0.99
13	J	356.22	0.07	1.00	-0.54	-2.50	0.99
14	I	356.22	0.08	1.00	-0.55	-2.50	0.99
14	J	351.90	0.07	1.00	-0.51	-2.32	0.99
15	I	351.90	0.07	1.00	-0.48	-2.32	0.99
15	J	350.97	0.06	1.00	-0.44	-2.28	0.99
16	I	350.97	0.07	1.00	-0.44	-2.28	0.99
16	J	350.05	0.06	1.00	-0.41	-2.24	0.99
17	I	350.05	0.07	1.00	-0.44	-2.24	0.99
17	J	345.81	0.06	1.00	-0.41	-2.06	0.99
18	I	345.81	0.05	1.00	-0.30	-2.06	0.99
18	J	345.30	0.05	1.00	-0.29	-2.04	0.99
19	I	345.30	0.01	1.00	-0.10	-2.04	0.99
19	J	345.16	0.01	1.00	-0.10	-2.04	0.99
20	I	345.16	0.05	1.00	-0.28	-2.04	0.99
20	J	344.73	0.05	1.00	-0.26	-2.02	0.99
21	I	344.73	0.05	1.00	-0.27	-2.02	0.99
21	J	344.30	0.05	1.00	-0.29	-2.00	0.99
22	I	343.31	0.01	1.00	-0.10	-1.96	0.99
22	J	343.80	0.01	1.00	-0.11	-1.98	0.99
23	I	343.80	0.05	1.00	-0.29	-1.98	0.99
23	J	344.30	0.05	1.00	-0.30	-2.00	0.99
24	I	344.30	0.06	1.00	-0.42	-2.00	0.99
24	J	345.21	0.07	1.00	-0.45	-2.04	0.99
25	I	345.21	0.06	1.00	-0.41	-2.04	0.99
25	J	349.45	0.07	1.00	-0.44	-2.21	0.99
26	I	349.45	0.07	1.00	-0.45	-2.21	0.99
26	J	350.36	0.07	1.00	-0.48	-2.25	0.99
27	I	350.36	0.07	1.00	-0.52	-2.25	0.99
27	J	351.28	0.07	1.00	-0.56	-2.29	0.99
28	I	351.28	0.07	1.00	-0.54	-2.29	0.99
28	J	355.60	0.08	1.00	-0.59	-2.47	0.99
29	I	355.60	0.08	1.00	-0.63	-2.47	0.99
29	J	356.53	0.08	1.00	-0.69	-2.51	0.99
30	I	356.53	0.08	1.00	-0.72	-2.51	0.99
30	J	361.15	0.09	1.00	-0.82	-2.72	0.99
31	I	361.15	0.09	1.00	-0.92	-2.72	0.99
31	J	362.33	0.10	1.00	-1.05	-2.77	0.99
32	I	362.33	0.10	1.00	-1.11	-2.77	0.99
32	J	367.02	0.11	1.00	-1.28	-2.98	0.99
33	I	367.02	0.12	1.00	-1.54	-2.98	0.99
33	J	359.22	0.12	1.00	-1.75	-2.63	0.99