

ANEXO 1

FICHA DE PATOLOGÍA

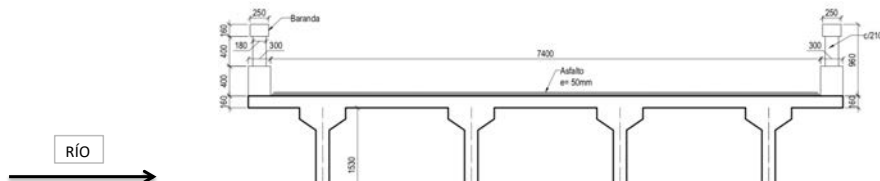
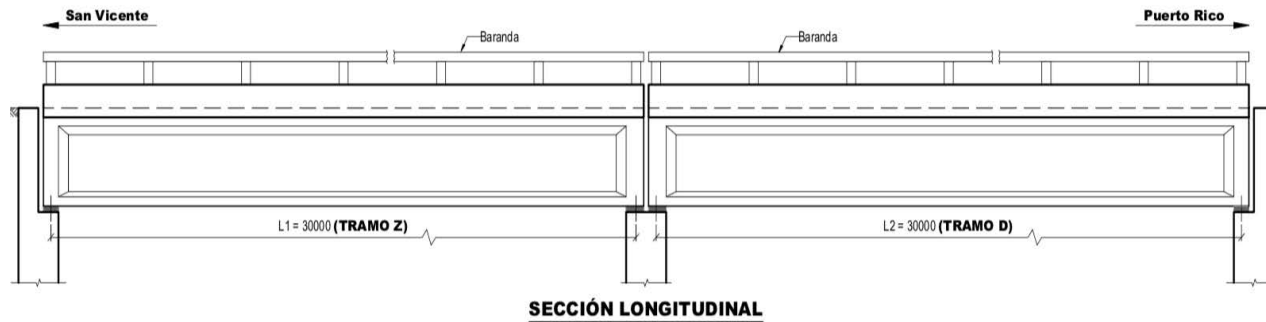
Ficha No. 1

PROYECTO	ESTUDIO DEL PUENTE VEHICULAR SAN JOAQUIN
FECHA	Oct-18
UBICACIÓN	RUTA 65 EN EL KM 9 DE LA VÍA PUERTO RICO – SAN VICENTE DEL CAGUÁN, EN EL DEPARTAMENTO DE CAQUETÁ.
TIPO DE PUENTE	VIGAS POSTENZADAS
LUCES	2
TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN	40 AÑOS
CAMION DE DISEÑO	HS 20 - 44
PERTENECE A	INVIAS

FOTOGRAFÍAS GENERALES



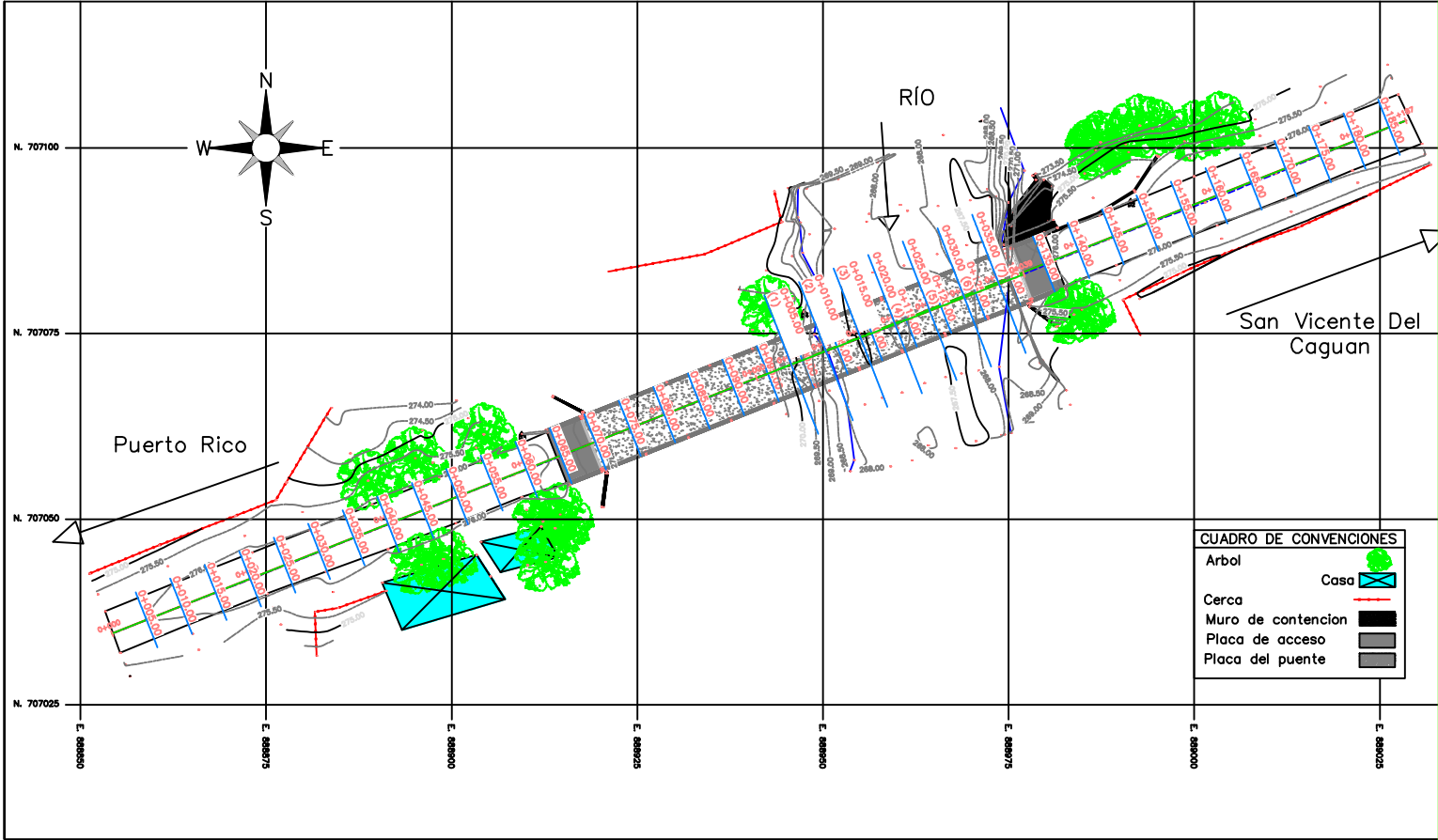
LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO



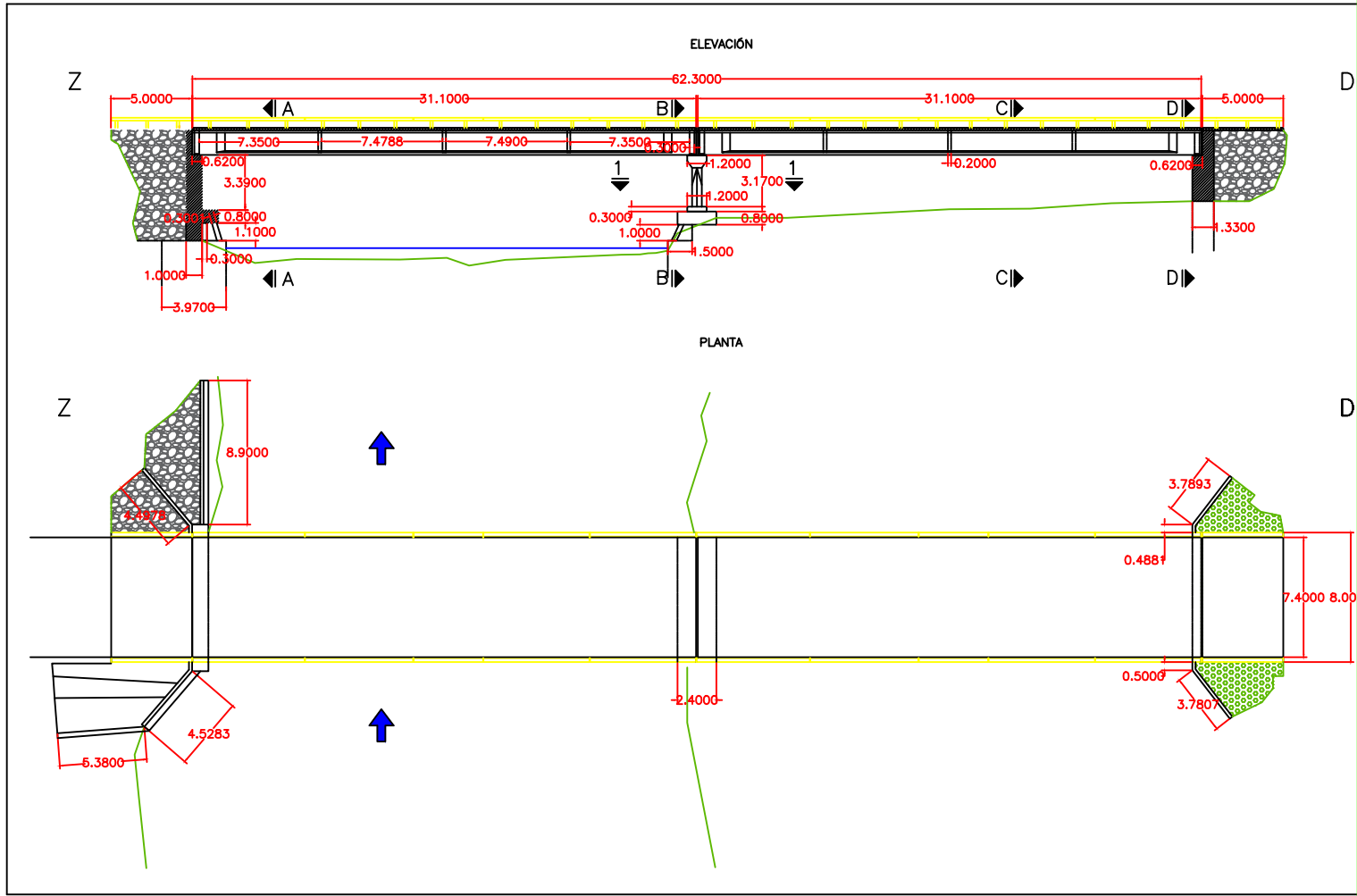


LESIONES ENCONTRADAS	
FÍSICAS	
MECÁNICAS	X
QUÍMICAS	
BIOLÓGICAS	

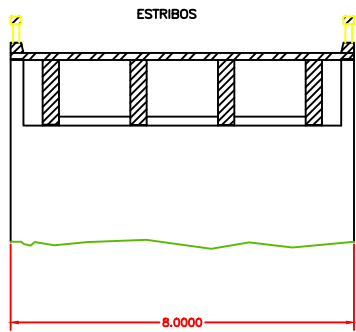
LESIONES			
DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	FOTOGRAFÍA	POSIBLE CAUSA
EL ESTRIBO DEL TRAMO Z Y LA PILA PRESENTAN UN PROCESO DE SOCAVACIÓN			- FALTA DE PROTECCIÓN EN EL ESTRIBO - MAL DISEÑO ORIGINAL - CORRIENTES FUERTES - CAMBIO DE SECCIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO
SE PRESENTAN FISURAS A CORTANTE EN LA VIGA 4 DEL TRAMO D			- EXCESO DE CARGA VIVA - MAL DISEÑO - BAJA RESISTENCIA DE CONCRETO - FALTA DE FLEJES DE REFUERZO
SE PRESENTAN FISURAS A FLEXIÓN EN LA VIGA 4 DEL TRAMO D			- EXCESO DE CARGA VIVA - MAL DISEÑO - BAJA RESISTENCIA DE CONCRETO - FALTA DE REFUERZO - MAL TENSIONAMIENTO DE CABLES
LA VIGA 4 DEL TRAMO 4 PRESENTA UNA DEFECCIÓN ATÍPICA			- MAL TENSIONAMIENTO - ROMPIMIENTO DE CABLES DE TENSIONAMIENTO - EXCESO DE CARGA VIVA



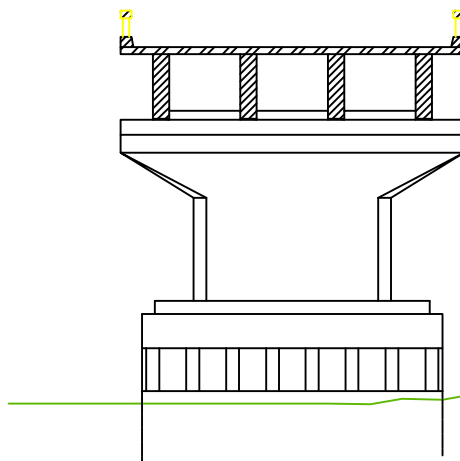
		PROYECTO: Levantamiento Geométrico y Batimetría		TÍTULO: PUEBLO SAN JOAQUIN		FECHA: Marzo / 2019	
		PUERTO RICO - SAN VICENTE DEL CAGUAN				PLAN: 2-DE-2	



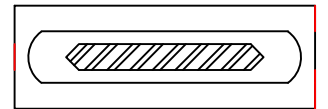
		DISEÑO		PROYECTO		FECHA	
ING. J. MOJICA		LEVANTAMIENTO Geométrico y Batimetría		PUERTO RICO - SAN VICENTE DEL CAGUA		Marzo / 2019	
REVISOR		REVISOR		TÍTULO		PLANO No.	
				PUENTE SAN JOAQUIN		1-DE-2	



B—B

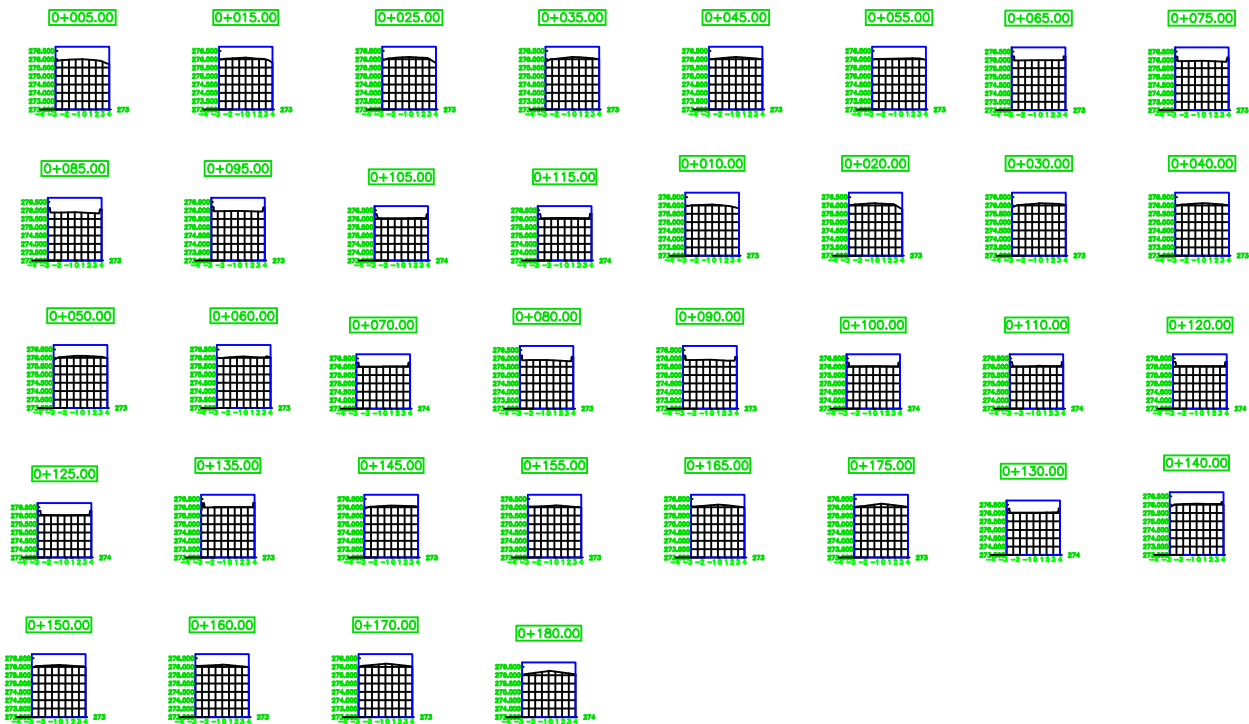
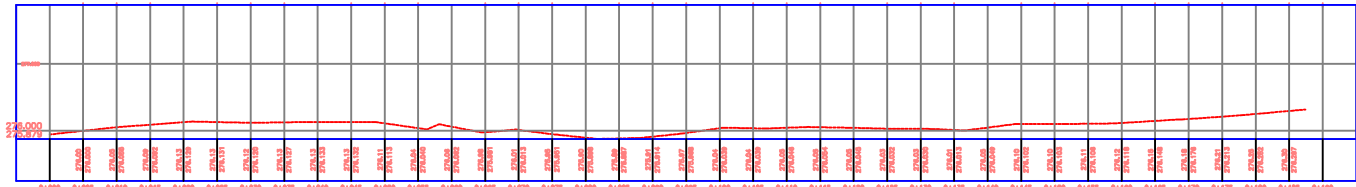


1—1



		PROYECTO: ING. J. MOJICA	DISEÑO: REVISOR:	PROYECTO: Levantamiento Geométrico y Batimetría	NOTA: PUERTO RICO - SAN VICENTE DEL CAGUA,	TÍTULO: PUENTE SAN JOAQUIN	FECHA: Marzo / 2019		
							REV:	PLANOS NO: 2-DE-2	

EJE DE VIA PROFILE



**ANEXO 3. RESULTADOS DE ENSAYO CON
ESCLEROMETRO**

1. VIGA # 4 AGUAS ABAJO VANO DERECHO

INDICES DE REBOTE

41	50	47	49
46	52	48	50
48	48	50	48
48	46	48	39

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO= **47,38**
 LECTURA Mpa = **56,00**
 ERROR MEDIO %= **14,50** 85,50
 DISPERSIÓN Mpa 7,8
 RESISTENCIA Mpa = **40,08** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **5.813,12**

2. VIGA # 4 AGUAS ABAJO VANO IZQUIERDO

INDICES DE REBOTE

46	43	43	48
46	48	48	48
42	44	46	46
40	49	40	48

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **45,31**
 LECTURA Mpa = **52,00**
 ERROR MEDIO %= **15,00** 85,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,6
 RESISTENCIA Mpa = **36,60** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **5.308,39**

3. VIGA # 2 VANO DERECHO

INDICES DE REBOTE

40	42	40	40
48	40	44	44
42	40	46	42
40	46	44	46

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **42,75**
 LECTURA Mpa= **44,00**
 ERROR MEDIO %= **17,00** 83,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,4
 RESISTENCIA Mpa = **29,12** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **4.223,51**

4. VIGA #1 VANO DERECHO.

INDICES DE REBOTE

42	40	46	44
42	46	44	44
40	40	46	44
44	40	44	48

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **43,38**
 LECTURA Mpa = **48,00**
 ERROR MEDIO % **16,50** 83,50
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **32,78** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **4.754,35**

5. ESTRIBO DERECHO.

INDICES DE REBOTE

48	48	44	48
48	46	48	46
48	48	48	50
48	48	48	43

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **47,31**
 LECTURA Mpa= **56,00**
 ERROR MEDIO %= **14,50** 85,50
 DISPERSIÓN Mpa 7,8
 RESISTENCIA Mpa = **40,08** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **5.813,12**

6. LOSA DE PISO DERECHA

INDICES DE REBOTE

50	48	46	50
50	50	50	50
50	50	50	50
52	50	40	50

$\alpha =$ 90
 INDICE PROMEDIO = **49,13**
 LECTURA Mpa= **52,00**
 ERROR MEDIO %= **14,80** 85,20
 DISPERSIÓN Mpa 7,7
 RESISTENCIA Mpa = **36,60** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI= **5.308,97**

7. VIGA # 3 VANO DERECHO

INDICES DE REBOTE

41	44	42	42
30	34	40	40
44	46	42	42
40	44	40	40

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **40,69**
 LECTURA Mpa = **42,00**
 ERROR MEDIO % = **18,00** 82,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **27,14** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI = **3.936,33**

8. VIGA # 3 VANO IZQUIERDO

INDICES DE REBOTE

40	40	46	46
42	44	42	40
44	42	46	42
46	40	40	42

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **42,63**
 LECTURA Mpa = **47,00**
 ERROR MEDIO % = **18,00** 82,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **31,24** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI = **4.530,99**

9. VIGA # 2 VANO IZQUIERDO

INDICES DE REBOTE

46	46	40	42
42	42	40	40
40	42	42	42
46	40	42	42

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **42,13**
 LECTURA Mpa = **46,00**
 ERROR MEDIO % = **18,00** 82,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **30,42** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI = **4.412,06**

10. ESTRIBO IZQUIERDO

INDICES DE REBOTE

42	42	46	44
40	40	40	42
40	40	42	38
40	40	40	40

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **41,00**
 LECTURA Mpa = **44,00**
 ERROR MEDIO % = **18,00** 82,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **28,78** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI = **4.174,19**

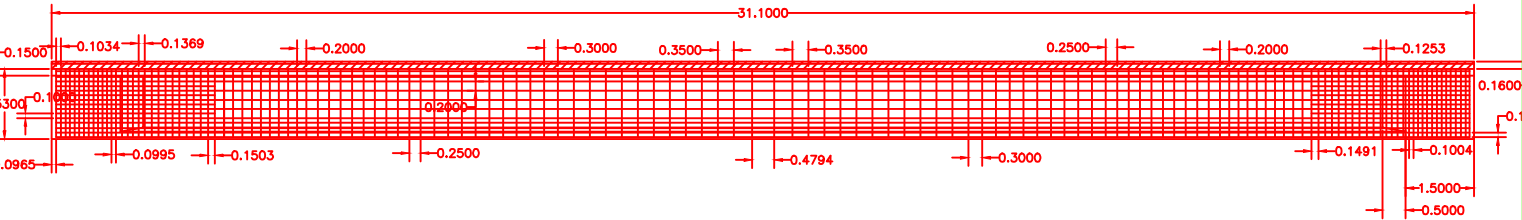
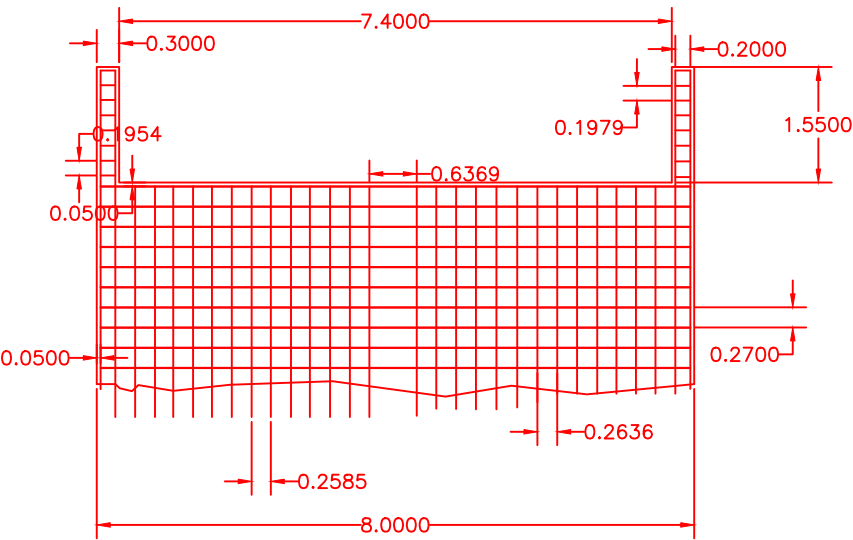
11. VIGA # 1 VANO IZQUIERDO

INDICES DE REBOTE

50	48	46	50
50	50	50	50
50	50	50	50
50	50	44	50

$\alpha =$ 0
 INDICE PROMEDIO = **49,25**
 LECTURA Mpa = **60,00**
 ERROR MEDIO % = **18,00** 82,00
 DISPERSIÓN Mpa 7,3
 RESISTENCIA Mpa = **41,90** RESISTENCIA MÍNIMA
 RESISTENCIA PSI = **6.077,09**

FERROSCAN ESTRIBOS



		DISEÑO		PROYECTO		FECHA			
		ING. J. MOJICA		MAPEO ACERO DE		Marzo / 2019			
		REVISOR		REFUERZO		PLANOS		1-DE-2	

ANEXO 5. REGISTRO FOTOGRÁFICO REALIZACION DE RAGATAS



INFORME DE ENSAYOS DE CONCRETOS
ENSAYO A COMPRESION SOBRE NUCLEOS DE CONCRETO
Norma NTC 673:2000 - NSR10

Fecha: 17-06-19

Página: 1 de 1

Compañía :	Los datos y resultados presentados en este informe, corresponden exclusivamente a las muestras sometidas a ensayo.	
Obra : PUENTE SAN JOAQUIN		
Atención :		

Orden de trabajo	Nucleo No.	Localización	Dimension (mm)			Area mm ²	Fecha Extracción	Fecha Ensayo	Masa g	Densidad g/cm ³	Esbeltez L/D	Factor de Correc.	Carga Máxima kN	Resistencia MPa	Resistencia corregida	
			L	L capin	ϕ										MPa	Kg/cm²
39379	1	Muestra N°1	100,71	103,1	48,78	1868,9		13-oct-17	430	2,3	2,11	1	57,62	30,8	30,8	314,4
39379	10	Muestra N°10	100,91	103,69	48,7	1862,7		13-oct-17	451	2,4	2,13	1	99,69	53,5	53,5	545,7
39379	11	Muestra N°11	100,73	103,78	48,71	1863,5		13-oct-17	448	2,4	2,13	1	71,66	38,5	38,5	392,1
39379	12	Muestra N°12	100,11	103,45	48,73	1865,0		13-oct-17	427	2,3	2,12	1	46,47	24,9	24,9	254,1
39379	13	Muestra N°13	100,17	103,25	48,71	1863,5		13-oct-17	433	2,3	2,12	1	60,89	32,7	32,7	333,2
39379	14	Muestra N°14	100,67	102,11	48,57	1852,8		13-oct-17	453	2,4	2,1	1	38,57	20,8	20,8	212,3
39379	2	Muestra N°2	100,25	103,25	48,75	1866,6		13-oct-17	464	2,5	2,12	1	78,05	41,8	41,8	426,4
39379	3	Muestra N°3	100,19	103,54	48,73	1865,0		13-oct-17	447	2,4	2,12	1	82,58	44,3	44,3	451,5
39379	4	Muestra N°4	100,47	103,68	48,78	1868,9		13-oct-17	442	2,4	2,13	1	75,91	40,6	40,6	414,2
39379	5	Muestra N°5	100,31	103,62	48,71	1863,5		13-oct-17	448	2,4	2,13	1	87,76	47,1	47,1	480,2
39379	6	Muestra N°6	96,38	99,54	48,73	1865,0		13-oct-17	404	2,2	2,04	1	66,74	35,8	35,8	364,9
39379	7	Muestra N°7	100,6	103,24	48,73	1865,0		13-oct-17	423	2,3	2,12	1	69,22	37,1	37,1	378,5
39379	8	Muestra N°8	100,34	103,87	48,54	1850,5		13-oct-17	448	2,4	2,14	1	77,03	41,6	41,6	424,5

	(MPa)	(kgf/cm ²)
Resistencia Promedio	38	384,0
Desviación estándar	9	90,6
Coef. de variación	23,6%	23,6%

CONVERSIONES:
De kN a kg-Fuerza Multiplique por: 101.972
De kg/cm² a lb/pg² Multiplique por: 14.223
De MPa a kg/cm² Multiplique por: 10.197

ANEXO 7. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA INSPECCIÓN DE LA VIGAS Y FISURAS

VANO DERECHO



VANO IZQUIERDO





ANEXO 6. CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DEL REFUERZO PARA CAMIÓN CCP-14

5. Parámetros de análisis y diseño

Normas de diseño

- Standard Specifications for Highway Bridges, 7ma edición, 2002
- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes

Materiales empleados

Concreto

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales se utilizó concreto con un peso volumétrico de 2.4 ton/m³.

La resistencia a compresión del concreto utilizada es:

- Tablero del puente: 280Kg/cm²
- Vigas: 350 Kg/cm²
- Estribos, aletas y muros: 210Kg/cm²
- Barreras, andenes: 210Kg/cm²

Módulo de Elasticidad: para efectos de análisis y diseño estructural se tomó un módulo de elasticidad del CCP-14:

$$E_c = 0.043W_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

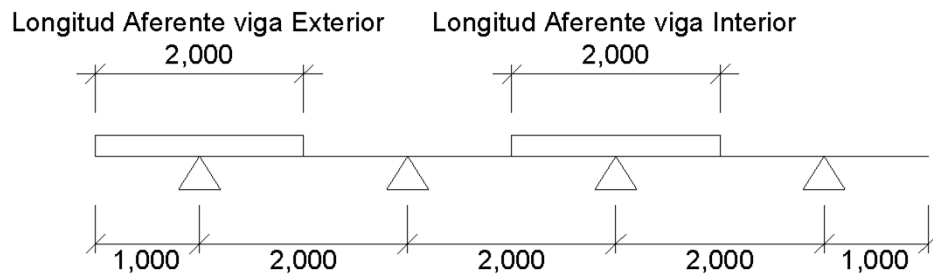
Módulo de elasticidad: $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

Datos Generales

Luz =	30,00	m
# Vigas =	4	
Tipo de viga=	Postensado en I	
Carpeta Asfáltica =	50,00	mm
Espesor de losa =	160,00	mm
Barandas =	En Concreto	
Materiales		
Concreto de vigas, f'_c	350,00	kg/cm ²
=		
Concreto de losa, f'_c	280,00	kg/cm ²
=		
Hierro de refuerzo		
$\varnothing \geq 1/2"$ F_y =	4.200	kg/cm ²

Exigencias producidas por el camión HS 20-44

Avalúo de cargas (-) Carga Muerta



La longitud aferente para la viga interior es la misma longitud aferente para la viga exterior.

Longitud Aferente =	2.00	m
Espesor de losa =	0.16	m
Capa de rodadura =	0.05	m
Área de viga =	0.42	m ²

Bordillo:

Ancho =	0.30	m
Alto =	0.40	m

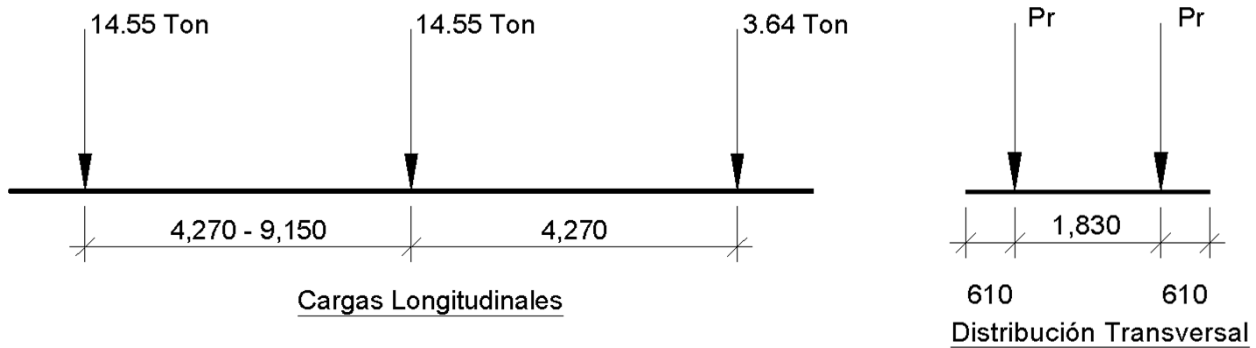
Baranda en Concreto

Peso Losa =	$2 * 0.16 * 2.4 =$	0.77	ton/m
Capa de rodadura =	$2 * 0.05 * 2.2 =$	0.22	ton/m
Peso propio de viga =	$0.42 * 2.4 =$	1.01	ton/m
Bordillo =	$(2 * (0.3 * 0.4) * 2.4) / 4 =$	0.14	ton/m
Baranda en concreto =		0.06	ton/m
$\Sigma_{\text{Carga Muerta}} =$		2.20	ton/m

Aváluo de cargas

(-) Carga Viva

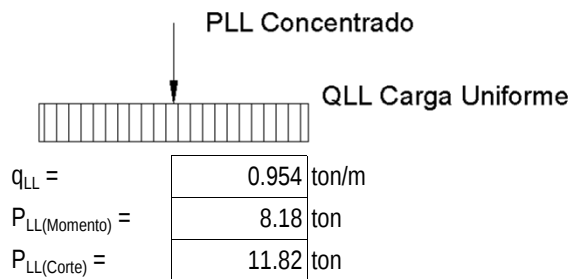
Hipótesis de Camión HS-20-44



$P_{\text{traseira}} =$	14.55 ton
$P_{\text{media}} =$	14.55 ton
$P_{\text{delantera}} =$	3.64 ton
$S_{\text{traseira}} =$	4.27 m
$S_{\text{variable}} =$	9.15 m
$S_{\text{delantera}} =$	4.27 m

$S_{\text{transversal}} =$	1.83 m
$S_{\text{interior}} =$	0.61 m
$S_{\text{exterior}} =$	0.31 m

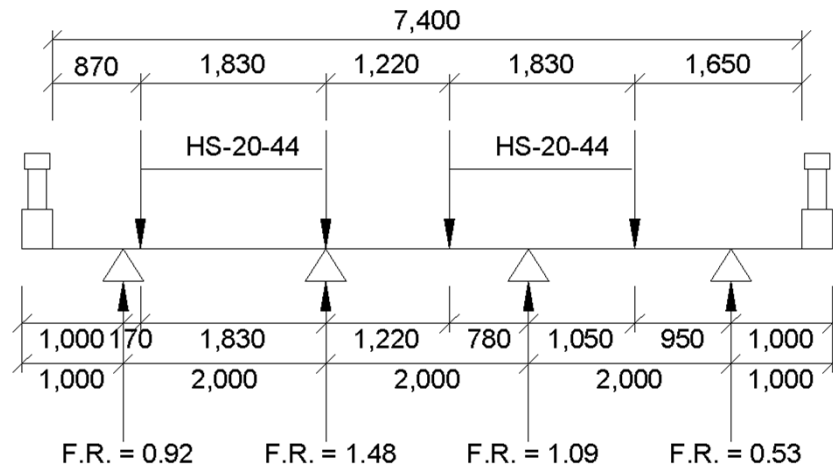
Hipótesis de Franja de Carga HS-20-44



(-) Factor de Impacto

$L =$	30.00 m
$I = 15.24 / (L+38) =$	22%

Determinación del factor de carga para la viga interior



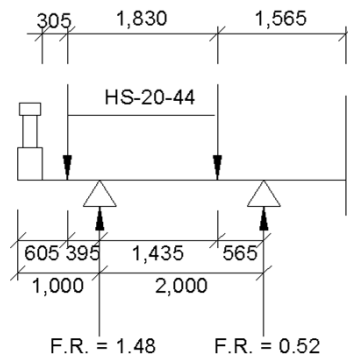
Factor de Rueda para fuerza cortante en el extremo = F.R. =

Factor de Rueda para la fuerza cortante para otras posiciones de la carga diferente del extremo de la viga:

S =

F.R. = $S/1.7 = 1.18 \rightarrow$ Igual que para momento

Determinación del factor de carga para la viga Exterior



Factor de rueda exterior =

Factor de carga que controla el diseño de las vigas

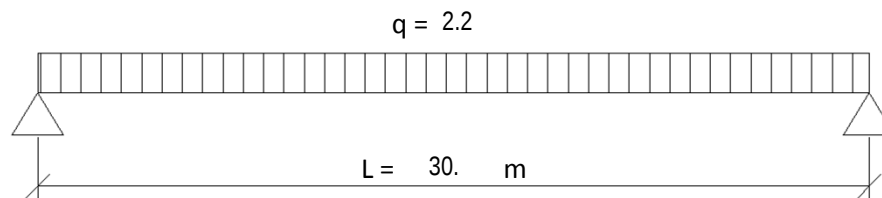
F.R. Corte =

F.R. Momento =

Determinación de la fuerza cortante y el momento flector

(-) Solicitaciones

Carga Muerta



$q =$	2.20	ton/m
$L =$	30.00	m
$M_{\max} =$	247.50	ton-m
$V_{\max} =$	33.00	ton

	M (ton - m)	V (ton)
0	0.00	33.00
2	61.60	28.60
4	114.40	24.20
6	158.40	19.80
8	193.60	15.40
10	220.00	11.00
12	237.60	6.60
14	246.40	2.20
15	247.50	0.00

Carga Viva HS-20-44

Camion :

Momento en centro de luz = $\frac{[(14.55 + 3.64)(15)(10.73)]}{30} + \frac{[(14.55 * 30)]}{4} =$ 206.71 ton -m

Cortante en apoyo = $\frac{[(3.64 * 21.46) + 14.55(30 + 25.73)]}{30} =$ 29.63 ton

Franja de carga :

Momento en centro de luz = $\frac{[(0.95 * 30^2)]}{8} + \frac{[(8.18 * 30)]}{4} =$ 168.68 ton -m

Cortante en el apoyo = $\frac{[(0.95 * 30)]}{2} + 11.82 =$ 26.13 ton

$M_{\max} =$ 206.71 ton -m

$V_{\max} =$ 29.63 ton

	M (ton - m)	V (ton)
0	0.00	29.56
2	52.60	27.38
4	98.65	25.21
6	138.18	23.03
8	164.65	20.85
10	185.61	18.68
12	201.07	16.50
14	204.52	14.32
15	206.24	13.23

Carga viva debido a factor de rueda más impacto

Camion de diseño HS-20-44

	M (ton - m)	V (ton)	I	F.R. _M	F.R. _V	M_{LL+I} (ton - m)	V_{LL+I} (ton)
0	0.00	29.56	1.22	1.48	1.48	0.00	26.78
2	52.60	27.38	1.22	1.48	1.48	47.65	24.80
4	98.65	25.21	1.22	1.48	1.48	89.36	22.84
6	138.18	23.03	1.22	1.48	1.48	125.17	20.86
8	164.65	20.85	1.22	1.48	1.48	149.15	18.89
10	185.61	18.68	1.22	1.48	1.48	168.13	16.92
12	201.07	16.50	1.22	1.48	1.48	182.14	14.95
14	204.52	14.32	1.22	1.48	1.48	185.26	12.97
15	206.24	13.23	1.22	1.48	1.48	186.82	11.98

Combinación de carga grupo I, Método de resistencia última

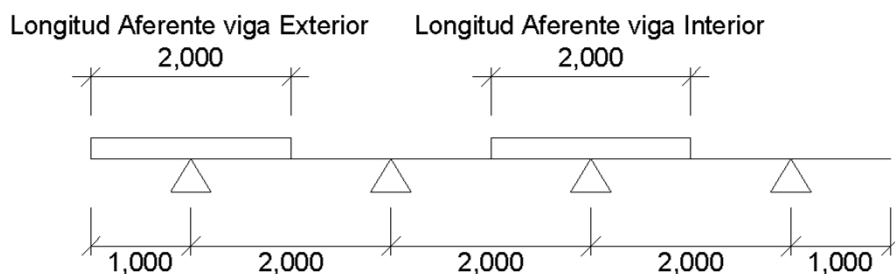
$$M_u = 1.3 (M_D + 1.67 M_{LL+I})$$

$$V_u = 1.3 (V_D + 1.67 V_{LL+I})$$

	M_D (ton - m)	V_D (ton)	M_{LL+I} (ton - m)	V_{LL+I} (ton)	M_u (ton - m)	V_u (ton)
0	0.00	33.00	0.00	26.78	0.00	101.03
2	61.60	28.60	47.65	24.80	183.52	91.03
4	114.40	24.20	89.36	22.84	342.72	81.04
6	158.40	19.80	125.17	20.86	477.66	71.03
8	193.60	15.40	149.15	18.89	575.48	61.02
10	220.00	11.00	168.13	16.92	651.02	51.04
12	237.60	6.60	182.14	14.95	704.30	41.03
14	246.40	2.20	185.26	12.97	722.53	31.02
15	247.50	0.00	186.82	11.98	727.34	26.02

Exigencias Producidas según el Código de Diseño CCP-14

Aváluo de cargas (-) Componentes de carga Muerta



La longitud aferente para la viga interior es la misma longitud aferente para la viga exterior.

Carga muerta sección no compuesta, DC_1

Peso Losa =	$2 * 0.16 * 24 =$	<table border="1"><tr><td>7.68</td></tr></table> kN/m	7.68
7.68			
Peso propio de viga =	$0.42 * 24 =$	<table border="1"><tr><td>10.08</td></tr></table> kN/m	10.08
10.08			
$\Sigma_{DC1} =$		<table border="1"><tr><td>17.76</td></tr></table> kN/m	17.76
17.76			

$M_{DC1} =$	<table border="1"><tr><td>1,998.00</td></tr></table> kN-m	1,998.00
1,998.00		
$V_{DC1} =$	<table border="1"><tr><td>266.40</td></tr></table> kN	266.40
266.40		

Carga muerta sección compuesta, DC_2

Peso de baranda y anden =	$1.44 + 0.6 =$	<table border="1"><tr><td>2.04</td></tr></table> kN/m	2.04
2.04			

$M_{DC2} =$	<table border="1"><tr><td>229.50</td></tr></table> kN-m	229.50
229.50		
$V_{DC2} =$	<table border="1"><tr><td>30.60</td></tr></table> kN	30.60
30.60		

Carga sobre impuesta, DW

Peso pavimento =	$2 * 0.05 * 22 =$	<table border="1"><tr><td>2.20</td></tr></table> kN/m	2.20
2.20			

$M_{DW} =$	<table border="1"><tr><td>247.50</td></tr></table> kN-m	247.50
247.50		
$V_{DW} =$	<table border="1"><tr><td>33.00</td></tr></table> kN	33.00
33.00		

Propiedades Geometricas de la seccion Ancho efectivo

b_e : Mínimo de:

- $1/4 L$
- $12 e_{losa}$ + mayor de ancho de: ancho alma t_w ó $1/2$ ancho superior de viga b_{fsup} .
- Separación S.

i) $1/4 * 30000 =$	7,500.00 mm		
ii) $t_w =$	180.00 mm	$b_{fsup} =$	620.00 mm
$t_{losa} =$	160.00 mm	$0,50 b_{fsup} =$	310.00 mm
$12 * 160 + 310 =$	2,230.00 mm		
iii) S =	2,000.00 mm		
$b_e =$	2,000.00 mm		

Módulo de elasticidad:

$$E_c = 4,800 \sqrt{f'_c} ; MPa \quad \text{LRFD - CCP 14 (C5.4.2.4-1)}$$

Para losa: $E_c = 4800 \sqrt{35} = \div 28,397.18 \text{ Mpa}$

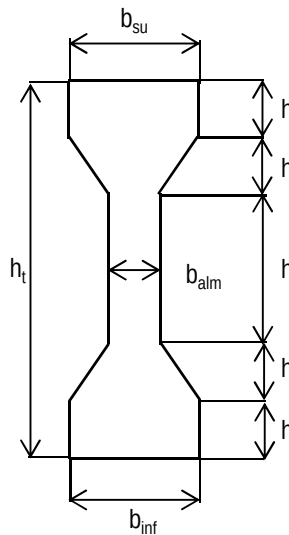
Para viga: $E_c = 4800 \sqrt{28} = \div 25,399.21 \text{ Mpa}$

Relación modular, $n = E_{losa} / E_{viga} = 28397.18 / 25399.21 = \div 1.12$

Ancho Transformado, $b_{trans} : 2000 * 1.12 = \div 2,236.00 \text{ mm}$

Sección simple

$h_t =$	1,530.00 mm
$b_{sup} =$	620.00 mm
$b_{inf} =$	380.00 mm
$b_{alma} =$	180.00 mm
$h_1 =$	150.00 mm
$h_2 =$	150.00 mm
$h_3 =$	980.00 mm
$h_4 =$	90.00 mm
$h_5 =$	160.00 mm



$A_G =$	415,400.00 mm ²
$Y_{Gs} =$	675.71 mm
$Y_{gi} =$	854.29 mm
$I_g =$	1.11.E+11 mm ⁴
$S_t =$	1.64.E+08 mm ³
$S_b =$	1.29.E+08 mm ³

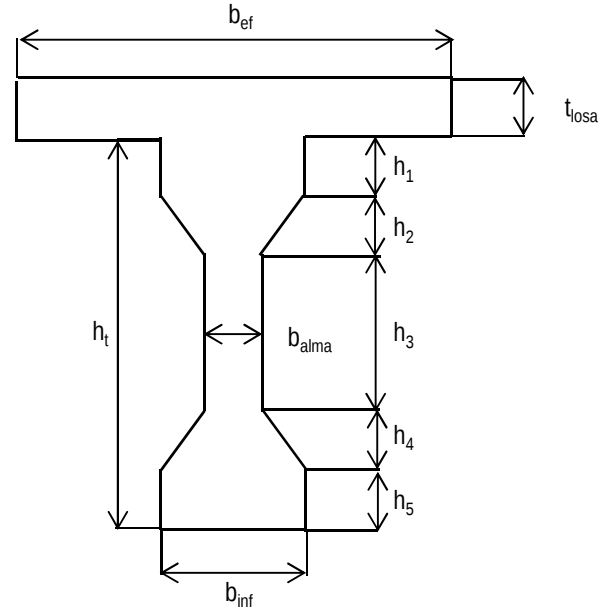
Propiedades Geometricas de la seccion

Ancho efectivo de la sección compuesta referida a un concreto de 35 Mpa

$$b_{trans} = \boxed{2,236.00} \text{ m}$$

Propiedades geometricas de la sección compuesta:

$A_G =$	$7.73.E+05$	mm ²
$Y_s =$	486.03	mm
$Y_i =$	1,203.97	mm
$I_G =$	$2.21.E+11$	mm ⁴
$Y_{simple} =$	326.03	mm
$S_t =$	$4.55.E+08$	mm ³
$S_b =$	$1.84.E+08$	mm ³



Cálculo de factor de distribución g, CCP - 14

Párametro de rigidez longitudinal, Kg

$$Kg = n(I + Ae^2_g) \quad \text{LRFD_CCP -14_}(4.6.2.2.1-1)$$

$$n = E_B / E_D$$

E_B : Módulo de elasticidad de la viga

$$E_B = 4800\sqrt{f_c} = 4800 * \sqrt{350} = \boxed{28,397.18} \text{ Mpa}$$

E_D : Módulo de elasticidad de la losa

$$E_D = 4800\sqrt{f_c} = 4800 * \sqrt{280} = \boxed{25,399.21} \text{ Mpa}$$

$$n = \boxed{1.12}$$

$$A = \boxed{4.15E+05} \text{ mm}^2$$

$$I = \boxed{1.11E+11} \text{ mm}^4$$

$$e_g = (1530 - 854.29) + (160 / 2) = \boxed{755.71} \text{ mm}$$

$$Kg = \boxed{3.89E+11} \text{ mm}^4$$

$$L = \boxed{30,000} \text{ mm}$$

$$t_s = \boxed{160} \text{ mm}$$

$$\frac{Kg}{Lt^3_s} = \boxed{3.16}$$

$$\left(\frac{Kg}{Lt^3_s} \right)^{0.1} = \boxed{1.12}$$

Cálculo de factor de distribución g, CCP - 14

Factor de distribución para momento, g_m en vigas interiores

Un Carril Cargado

$$g_{m1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4,300} \right)^{0.40} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.30} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.10} \quad \text{LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2.2b-1)}$$

$$g_{m1} = \boxed{0.43}$$

Dos Carriles cargados

$$g_{m2} = 0.075 + \left(\frac{S}{2,900} \right)^{0.60} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.20} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.10} \quad \text{LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2.2b-1)}$$

$$g_{m2} = \boxed{0.60}$$

Factor de distribución para momento, g_v en vigas interiores

Un Carril Cargado

$$g_{v1} = 0.36 + \frac{S}{7,600} \quad \text{LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2.3a-1)}$$

$$g_{v1} = \boxed{0.62}$$

Dos Carriles Cargados

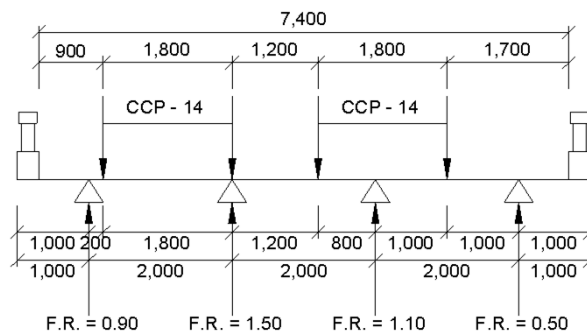
$$g_{v2} = 0.20 + \frac{S}{3,600} - \left(\frac{S}{10,700} \right)^{2.0} \quad \text{LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2.3a-1)}$$

$$g_{v2} = \boxed{0.72}$$

Regla de la palanca

$$F.R. = \boxed{1.50}$$

$$g_{v3} = \boxed{0.75}$$



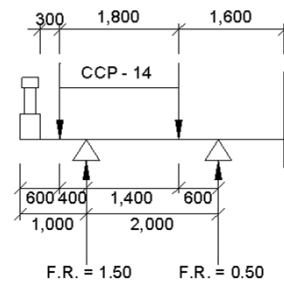
Cálculo de factor de distribución g, CCP - 14

Factor de distribución para momento, g_m en vigas exteriores

Un Carril Cargado

Regla de la palanca

F.R. =	1.50
$g_{m1,ext}$ =	0.75



Dos o mas Carriles Cargados

$g_{m, diseño}$

.75

LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2d-1)

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

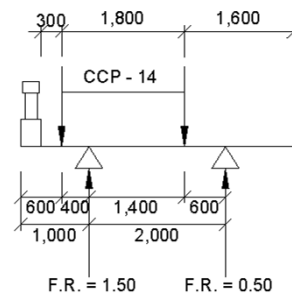
de =	-700 mm
e =	0.52
$g_{m2,ext}$ =	0.31
$g_{interior}$ =	0.60

Factor de distribución para corte, g_v en vigas exteriores

Un Carril Cargado

Regla de la palanca

F.R. =	1.50
$g_{m1,ext}$ =	0.75



Dos o mas Carriles Cargados

$$g_{m2,ext} = e g_{interior}$$

LRFD - CCP 14 (Tabla 4.6.2.2d-1)

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

de =	-700 mm
e =	0.37
$g_{m2,ext}$ =	0.28
$g_{interior}$ =	0.75

Cálculo de factor de distribución g, CCP - 14

El Factor de diseño, se tendra la máxima exigencia producida por el factor de distribución:

$g_{m, diseño}$ =	0.75
$g_{v, diseño}$ =	0.75

Cálculo Máximo Efecto de Carga CCP-14

Momento en el centro luz

Carga de Carril de diseño: $10.3 * (30^2 / 8) =$ kN - m

Camión de diseño: $((40 + 160) * 15 * 10.7) / 30 + (160 * 30) / 4 =$ kN - m

Tandem de diseño: $125 * 13.8 =$ kN - m

Ampliación por carga dinámica: $IM =$

$M_{LL+IM} = 1158.75 + 2270 * 1.33 =$ kN - m

Carga viva distribuida en el centro de luz:

$M_{LL+IM} = 4177.85 * gm =$ $4177.85 * 0.75 =$ kN - m

Cortante en el apoyo

Carga de Carril de diseño: $10.30 * (30 / 2) =$ kN

Camión de diseño: $[40 * 21.4 + 160 (30 + 25.7)] / 30 =$ kN

Tandem de diseño: $[125 (30 + 28.8)] / 30 =$ kN

Ampliación por carga dinámica: $IM =$

$V_{LL+IM} = 154.5 + 325.6 * 1.33 =$ kN

Carga viva distribuida en el apoyo

$V_{LL+IM} = 587.55 * gm =$ $587.55 * 0.75 =$ kN - m

Cálculo Máximo Efecto de Carga CCP-14

Combinación de Resistencia I

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+I}$$

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+I}$$

Mu, En centro de luz

$$M_u = 1.25 (1998 + 229.5) + 1.50 (247.5) + 1.75 (3133.39) = \boxed{8,639.05} \text{ kN - m}$$

Vu, En el apoyo

$$V_u = 1.25 (266.4 + 30.6) + 1.50 (33) + 1.75 (440.66) = \boxed{1,191.91} \text{ kN}$$

	M_{DC1} (kN - m)	V_{DC1} (kN)	M_{DC2} (kN - m)	V_{DC2} (kN)	M_{DW} (kN - m)	V_{DW} (kN)	M_{LL+I} (kN - m)	V_{LL+I} (kN)
0	0.00	266.40	0.00	30.60	0.00	33.00	0.00	440.64
2	497.28	230.88	57.12	26.52	61.60	28.60	786.35	402.03
4	923.52	195.36	106.08	22.44	114.40	24.20	1,477.66	364.19
6	1,278.72	159.84	146.88	18.36	158.40	19.80	2,073.96	327.12
8	1,562.88	124.32	179.52	14.28	193.60	15.40	2,480.32	291.59
10	1,776.00	88.80	204.00	10.20	220.00	11.00	2,803.08	256.84
12	1,918.08	53.28	220.32	6.12	237.60	6.60	3,042.26	222.86
14	1,989.12	17.76	228.48	2.04	246.40	2.20	3,103.05	190.43
15	1,998.00	0.00	229.50	0.00	247.50	0.00	3,133.44	174.22

	M_u (kN - m)	V_u (kN)
0	0.00	1,191.86
2	2,161.52	1,068.21
4	4,044.50	945.89
6	5,649.03	824.91
8	6,808.96	706.64
10	7,710.40	589.72
12	8,353.35	474.15
14	8,571.93	361.30
15	8,639.15	304.88

**TABLA COMPRATIVA DE CORTANTE Y MOMENTO ENTRE EL
CAMIÓN HS 20-44 Y EL CÓDIGO CCP-14** Comparacion de camiones

	CCP-14		HS-20-44					
	M _u (kN - m)	V _u (kN)	M _u (kN - m)	V _u (kN)	ΔM _u (kN - m)	ΔV _u (kN)	%Mu	%Vu
0	0.00	1,191.86	0.00	1,010.33	0.00	181.54	0%	15%
2	2,161.52	1,068.21	1,835.23	910.25	326.29	157.95	15%	15%
4	4,044.50	945.89	3,427.24	810.38	617.25	135.51	15%	14%
6	5,649.03	824.91	4,776.64	710.31	872.39	114.61	15%	14%
8	6,808.96	706.64	5,754.80	610.23	1,054.16	96.40	15%	14%
10	7,710.40	589.72	6,510.20	510.36	1,200.20	79.36	16%	13%
12	8,353.35	474.15	7,043.03	410.29	1,310.32	63.86	16%	13%
14	8,571.93	361.30	7,225.28	310.22	1,346.65	51.09	16%	14%
15	8,639.15	304.88	7,273.40	260.18	1,365.74	44.70	16%	15%

Comprobación de cantidad de refuerzo para camión HS 20-44

1. Materiales

Concreto de las vigas

$f'_{ci} =$	315.00	kg/cm ²
$f'_c =$	350.00	kg/cm ²

Concreto de la losa

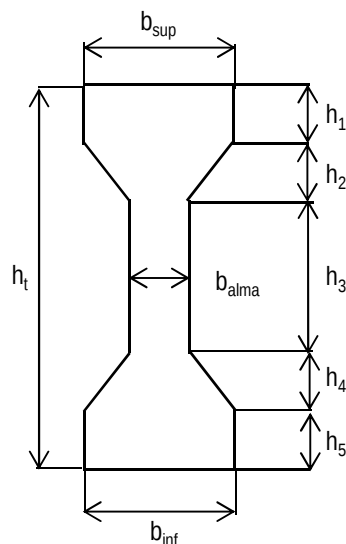
$f'_{ci} =$	245.00	kg/cm ²
$f'_c =$	280.00	kg/cm ²

Acero de preesfuerzo

$f_{pu} =$	18,600.00	kg/cm ²
$f_{py} =$	16,000.00	kg/cm ²

Sección simple: Propiedades de la sección bruta de concreto

$h_t =$	1.53	m
$b_{sup} =$	0.62	m
$b_{inf} =$	0.38	m
$b_{alma} =$	0.18	m
$h_1 =$	0.15	m
$h_2 =$	0.15	m
$h_3 =$	0.98	m
$h_4 =$	0.09	m
$h_5 =$	0.16	m



$A_G =$	0.42	m ²
$Y_{Gs} =$	0.68	m
$Y_{gi} =$	0.85	m
$I_g =$	0.11	m ⁴

Avalúo de cargas y máximas solicitaciones

Longitud aferente de la losa:

2.00

 m

$t_{losa} =$

0.16

 m
Peso Concreto:

2.40

 ton/m

(-) Losa de Concreto:	$2 \times 0.16 \times 2.4 =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>0.77</td></tr></table> ton/m	0.77
0.77			
(-) Peso Propio de la viga:	$0.42 \times 2.4 =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>1.00</td></tr></table> ton/m	1.00
1.00			
		<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>1.76</td></tr></table> ton/m	1.76
1.76			

Momento debido al peso propio de la sección simple más el peso de la losa

$L =$

30.00

 m
 $M_D =$

198.56

 ton - m

Cargas sobre impuestas

Nota: El peso supuesto del andén y baranda:

0.45

 ton/m

$t_{pav} =$

0.05

 m
Peso Pavimento

2.20

 ton/m
 $n_{viga} =$

4

 → Número de vigas

(-) Carpeta asfáltica:	$2 \times 0.05 \times 2.2 =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>0.22</td></tr></table> ton/m	0.22
0.22			
(-) Andén y Baranda:	$2 \times 0.45 / 4 =$	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>0.23</td></tr></table> ton/m	0.23
0.23			
		<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"><tr><td>0.45</td></tr></table> ton/m	0.45
0.45			

Momento debido a las cargas sobre impuestas

$L =$

30.00

 m
 $M_D =$

50.06

 ton - m

Avalúo de la carga viva y máximo momento por carga viva

(-) Camión de diseño: HS-20-44

$M =$	206.20	ton-m
$V =$	29.56	ton

(-) Franja de Carga: HS-20-44

$M =$	168.68	ton-m
$V =$	26.13	ton

Factor de rueda:

$F.R. =$	1.48
----------	------

Factor de Impacto

$L =$	30.00	m
-------	-------	---

$I =$	0.22	$\rightarrow I = 15.24/(38+L)$
-------	------	--------------------------------

Momento Máximo por carga viva

$M_L =$	206.20	Ton - m
$M_{L+I} =$	186.79	Ton - m $\rightarrow$ Momento por rueda

3. Ancho efectivo de la sección compuesta

a) $1/4 * L =$	7.50	m
b) $6*0.16 =$	0.96	m
c) $S/2 =$	0.91	m $\rightarrow$ Rige

Relación modular entre el concreto de las vigas y de la losa:

$n =$	$\sqrt{350} / \sqrt{280} =$	1.12
-------	-----------------------------	------

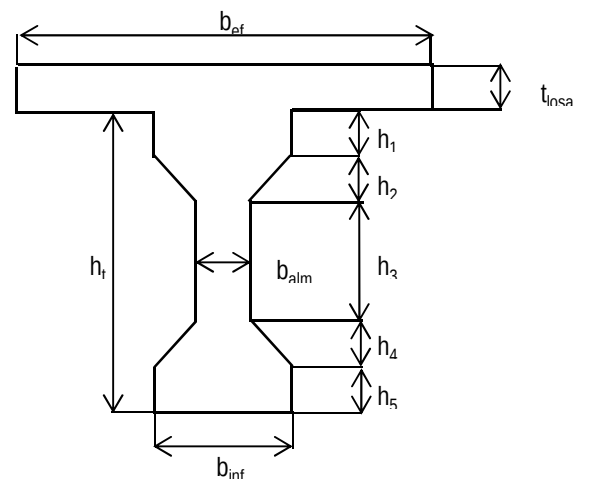
Ancho efectivo de la sección compuesta referida a un concreto de 350 kg/cm²

$b_{ef} = (0.91 * 2 + 0.18) / 1.12 =$	1.78	m
---------------------------------------	------	---

Propiedades geometricas de la sección compuesta:

$A_G =$	0.70	m ²
$Y_s =$	0.53	m
$Y_i =$	1.16	m
$I_G =$	0.21	m ⁴
$Y_{simple} =$	0.37	m

2.08E+11



Fuerza de tensionamiento

$$f_{c.tracción} = 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{350} = \boxed{29.93} \text{ kg/cm}^2 = \boxed{299.33} \text{ ton/m}^2 \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.2.1.2.2})$$

Momento de servicio

$$M_{diseño} = 198.56 + 50.06 + 186.79 = \boxed{435.41} \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Se asume una distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de : $\boxed{0.07} \text{ m}$
 Por tanto la excentricidad del cable de preesfuerzo es:

$$e = 1.16 - 0.07 = \boxed{1.09} \text{ m}$$

$$\begin{array}{l} f_i = \boxed{299.33} \text{ ton/m}^2 \\ P_i = \boxed{283.51} \text{ ton} \end{array} \quad f_i = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i * e * Y_i}{I_G} + \frac{M * Y_i}{I_G}$$

Suponiendo pérdidas totales (Instantaneas más diferidas): $\boxed{25\%} \rightarrow t=0$

$$P_{t=0} = 283.51 / 0.75 = \boxed{378.01} \text{ ton}$$

Verificación de l esfuerzo del concreto en la sección simple:

$$M_D = 1 * 30^2 / 8 = \boxed{112.16} \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = 0.85 - 0.07 = \boxed{0.78} \text{ m} \rightarrow \text{excentricidad de la sección simple}$$

$$f_i = \boxed{-2,333.67} \text{ ton/m}^2 \quad f_i = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i * e * Y_i}{I_G} + \frac{M * Y_i}{I_G}$$

Esfuerzo de compresión admisible:

$$0.55f'_{ci} = \boxed{-1,732.50} \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{se debe fraccionar el tensionamiento} \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.2})$$

Tensionamientos:

Primer tensionamiento

Porcentaje arbitrario del primer tensionamiento: 60%

$$P(60\%) = 0.6 \times 378.01 = \boxed{226.81} \text{ ton}$$

$$\text{Diámetro torón} = \boxed{0.50} \text{ pulg} \quad A_{sp} = \boxed{0.987} \text{ cm}^2$$

Esfuerzo admisible sobre el acero de preesfuerzo:

$$0.80f_{py} = 0.80 \times 16000 = \boxed{12,800.00} \text{ kg/cm}^2$$

Número de torones necesarios:

$$N_{\text{torones}} = 226806.6 / (12800 \times 0.99) = \boxed{18} \text{ Torones}$$

Se toman 4 cables con 5 torones cada uno.

$$P(60\%) = 20 \times 0.99 \times 12800 = \boxed{252,672.00} \text{ kg} \quad \boxed{252.67} \text{ ton}$$

$$P_{\text{cable}} = 252.67 / 4 = \boxed{63.17} \text{ ton}$$

Segundo tensionamiento

$$P_2 = 378.01 - 252.67 = \boxed{125.34} \text{ ton}$$

Número de torones necesarios:

$$N_{\text{torones}} = 125339.01 / (0.99 \times 12800) = \boxed{10} \text{ Torones}$$

Se toman 3 cables con 4 torones cada uno.

$$P_2 = 12 \times 0.99 \times 12800 = \boxed{151,603.20} \text{ kg} \quad \boxed{151.60} \text{ ton}$$

Resumen de tensionamiento

Tensionamiento	No Cables	No Torones	No Torones / Cable	Fuerza/Cable
Primer Tensionamiento	4.00	20.00	5.00	63.17 ton*
Segundo Tensionamiento	3.00	12.00	4.00	50.53 ton*

*La fuerza/cable corresponde a la fuerza en el centro de la luz durante la transferencia

Ecuación de los cables de tensionamiento

$$y = kx^2$$

Distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de cables 1 @ 4:

0.07 m

Distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de cables 5 @ 7:

0.14 m

Posición y de los cables en el apoyo primer tensionamiento.

Cable 1 =	0.13 m	$y1 = (0.13 / 15^2) * x^2 + 0.07$
Cable 2 =	0.46 m	$y2 = (0.46 / 15^2) * x^2 + 0.07$
Cable 3 =	0.79 m	$y3 = (0.79 / 15^2) * x^2 + 0.07$
Cable 4 =	1.12 m	$y4 = (1.12 / 15^2) * x^2 + 0.07$

Abcisas y ordenadas primer tensionamiento

X(m)	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4
0.00	0.07	0.07	0.07	0.07
1.00	0.07	0.07	0.07	0.07
3.00	0.08	0.09	0.10	0.11
5.00	0.08	0.12	0.16	0.19
7.00	0.10	0.17	0.24	0.31
9.00	0.12	0.24	0.35	0.47
11.00	0.14	0.32	0.49	0.67
13.00	0.17	0.42	0.66	0.91
15.00	0.20	0.53	0.86	1.19

Posición y de los cables en el apoyo segundo tensionamiento.

Cable 5 =

1.29

 m $y_5 = (1.29 / 13.2^2) * x^2 + 0.14$
 Cable 6 =

1.29

 m $y_6 = (1.29 / 12^2) * x^2 + 0.14$
 Cable 7 =

1.29

 m $y_7 = (1.29 / 10.8^2) * x^2 + 0.14$

X(m)	Cable 5	Cable 6	Cable 7
0.00	0.14	0.14	0.14
1.00	0.15	0.15	0.15
3.00	0.21	0.22	0.24
5.00	0.33	0.36	0.42
7.00	0.50	0.58	0.68
10.80	1.00	1.18	1.43
12.00	1.21	1.43	
13.20	1.43		
15.00			

Determinación del estado de esfuerzos en el concreto

Ecuación del momento flector debido al peso propio de la sección simple:

$$M_D = 112.16 - 0.498 x^2$$

Ecuación de la excentricidad de los cables de primer tensionamiento referida a la sección simple

$$e = 0.85 - y$$

Ecuación de la excentricidad de los cables de segundo tensionamiento referida a la sección compuesta

$$e = 1.16 - y$$

Modulos de sección inferior y superior, sección simple:

$$S_i = \frac{0.13}{0.16} \text{ m}^3$$

Ecuación para el cálculo de la fuerza efectiva de tensionamiento P_x en cualquier sección de la viga en función de los coeficientes de fricción μ y de curvatura involuntaria k y de la fuerza de anclaje P_0

$$P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha + kx)} \quad e = 2.7182818$$

Coeficientes de fricción y curvatura involuntaria

$$\mu = \frac{0.25}{0.003} / \text{m}$$

Coeficientes para torones de 7 alambres (tendones adheridos inyectados en ducto metálico)

Estado de esfuerzos en el concreto, en la sección simple, durante la transferencia.

$$\text{Resistencia del concreto en el momento de la transferencia} = \frac{315.00}{\text{kg/cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia:

$$0.55f'_{ci} = -0.55 * 3150 = \boxed{-1,732.50} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.2})$$

Ecuación general para el calculo de los esfuerzos:

f_i = Esfuerzo en el concreto en la fibra inferior de la sección considerada

f_s = Esfuerzo en el concreto en la fibra superior de la sección considerada

$$f_i = -\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} - \frac{\sum_{j=1}^N P_j e_j}{S_i} + \frac{\sum_{k=1}^c M_c}{S_i} \quad f_s = -\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} + \frac{\sum_{j=1}^N P_j e_j}{S_s} - \frac{\sum_{k=1}^c M_c}{S_s}$$

Verificación del estado de esfuerzos en el concreto en secciones tomadas cada 2m en la semiluz de la viga

Caso de carga: Fuerza de preesfuerzo más peso propio de la viga

Primer tensionamiento: 20.00 Torones en 4.00 cables con 5 torones cada uno.

Fuerza en el centro de la luz: 252.67 ton

X se mide del centro de la luz a los apoyos

Los cables 1,3 se tensionan desde un mismo extremo

Los cables 2 se tensionan desde el extremo opuesto

Peso propio de la sección simple: 1.00 ton/m

Tabla esfuerzo del concreto durante la transferencia

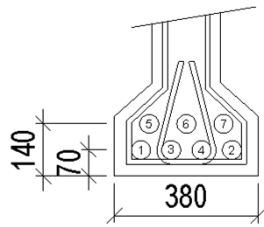
X(m)	0.00	1.00	3.00	5.00	7.00	9.00	11.00	13.00	15.00
A (m²)	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
S _s	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
S _i	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
$\mu\alpha_1$	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004
$\mu\alpha_2$	0.000	0.001	0.003	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.015
$\mu\alpha_3$	0.000	0.002	0.005	0.009	0.012	0.016	0.019	0.023	0.026
$\mu\alpha_4$	0.000	0.002	0.007	0.012	0.017	0.022	0.027	0.032	0.037
kx	0.000	0.003	0.009	0.015	0.021	0.027	0.033	0.039	0.045
P ₁	63.17	63.38	63.79	64.22	64.64	65.07	65.50	65.93	66.36
P ₂	63.17	62.91	62.41	61.91	61.41	60.92	60.43	59.95	59.47
P ₃	63.17	63.47	64.08	64.69	65.31	65.93	66.56	67.20	67.84
P ₄	63.17	62.82	62.14	61.46	60.79	60.12	59.47	58.82	58.18
e ₁	0.784	0.784	0.779	0.770	0.756	0.737	0.714	0.687	0.654
e ₂	0.784	0.782	0.766	0.733	0.684	0.619	0.537	0.439	0.324
e ₃	0.784	0.781	0.753	0.697	0.612	0.500	0.359	0.191	-0.006
e ₄	0.784	0.779	0.739	0.660	0.540	0.381	0.182	-0.057	-0.336
Suma Pe	198.17	197.40	191.68	180.44	163.71	141.55	113.98	81.05	42.79
Suma P	252.67	252.58	252.42	252.27	252.15	252.04	251.96	251.89	251.85
M _D (Ton-m)	112.16	111.66	107.67	99.70	87.73	71.78	51.84	27.91	0.00
Esf.Sup.	-82.77	-84.22	-94.39	-114.01	-142.79	-180.50	-226.88	-281.74	-344.86
Esf.Inf.	-1,272.63	-1,270.30	-1,256.54	-1,230.95	-1,193.88	-1,145.64	-1,086.53	-1,016.83	-936.78
Esf.Adm.	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50
CUMPLE	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Tabla esfuerzo del concreto durante la transferencia

Esfuerzos en el concreto referidos a la sección neta de concreto en el centro de la luz.

Número de ductos: , con 5 torones de 0.50 pulg de diámetro.
 Diámetro del ducto: cm
 $A_{D1} =$ m² → Área de un ducto
 $A_D =$ m² → Área ductos.

Posición del centroide de los ductos de preesfuerzo, referido a la fibra inferior de la viga.



Distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de cables 1 @ 4: m
 Distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de cables 5 @ 7: m

Numero cables a m, de la fibra inferior =
 Numero cables a m, de la fibra inferior =

$Y_D =$ $(4 * 0.07 + 3 * 0.14) / 7 =$ m

Área neta de la sección transversal A_N :

$A_N = A_G - A_D \cdot 0.42 - 0.01 =$ m²

Posición de la sección neta de concreto, referida a la fibra inferior:

$Y_N = (A_G Y_G - A_D Y_D) / A_N =$ $(0.42 * 0.85 - 0.01 * 0.1) / 0.4 =$ m $Y_S =$ m

Momento de inercia I_N :

$I_N = I_G + A_G(Y_N - Y_G)^2 - A_D(Y_N - Y_D)^2 =$ m²

Esfuerzo en el centro de la luz producido por la fuerza de preesfuerzo (t=0) y el peso de la sección simple:

$f_s =$ ton/m² < ton/m² Cumple
 $f_i =$ ton/m² < ton/m² Cumple

Esfuerzos en la sección simple debidos a la fuerza de tensionamiento, al peso propio de la sección simple más el peso de la losa:

D = $1 + 0.77 =$ ton/m

Caso de carga: Fuerza de tensionamiento más peso propio de la viga más peso de la losa

Fuerza en el centro de la luz: Ton

X se mide del centro de la luz a los apoyos

Los cables 1,3 se tensionan desde un mismo extremo

Los cables 2 se tensionan desde el extremo opuesto

Esfuerzo admisible a compresión sobre el concreto: $-0.40 f'c =$ $-0.40 * 3500 =$ ton / m²

Peso propio de la sección simple más peso de la losa = ton/m

Pérdidas del de fuerza de tensionamiento

X(m)	0.00	1.00	3.00	5.00	7.00	9.00	11.00	13.00	15.00
A (m ²)	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
S _s	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
S _i	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
$\mu\alpha_1$	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004
$\mu\alpha_2$	0.000	0.001	0.003	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.015
$\mu\alpha_3$	0.000	0.002	0.005	0.009	0.012	0.016	0.019	0.023	0.026
$\mu\alpha_4$	0.000	0.002	0.007	0.012	0.017	0.022	0.027	0.032	0.037
kx	0.000	0.003	0.009	0.015	0.021	0.027	0.033	0.039	0.045
P ₁	54.05	54.23	54.59	54.95	55.31	55.68	56.04	56.41	56.79
P ₂	54.05	53.84	53.40	52.98	52.55	52.13	51.71	51.30	50.89
P ₃	54.05	54.31	54.83	55.35	55.88	56.42	56.96	57.50	58.05
P ₄	54.05	53.76	53.17	52.59	52.02	51.45	50.89	50.33	49.78
e ₁	0.784	0.784	0.779	0.770	0.756	0.737	0.714	0.687	0.654
e ₂	0.784	0.782	0.766	0.733	0.684	0.619	0.537	0.439	0.324
e ₃	0.784	0.781	0.753	0.697	0.612	0.500	0.359	0.191	-0.006
e ₄	0.784	0.781	0.753	0.697	0.612	0.500	0.359	0.191	-0.006
Suma Pe	169.57	168.99	164.72	156.33	143.83	127.23	106.56	81.83	53.04
Suma P	216.21	216.13	215.99	215.87	215.76	215.67	215.60	215.54	215.50
M _D (Ton-m)	198.56	197.68	190.62	176.50	155.32	127.08	91.78	49.42	0.00
Esf.Sup.	-697.59	-695.56	-678.17	-642.89	-589.61	-518.23	-428.67	-320.85	-194.73
Esf.Inf.	-296.59	-298.73	-319.95	-363.87	-430.65	-520.40	-633.24	-769.24	-928.49
Esf.Adm.	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00	-1,400.00
CUMPLE	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Para la obtención de los esfuerzos indicados de la tabla, se supuso que la losa no ha fraguado y que las pérdidas diferidas de fuerza de preesfuerzo han tenido lugar. (Situación más desfavorable).

Verificación del máximo esfuerzo sobre el acero en el cable más solicitado

P3 = 67.84 ton

--	--

Por tanto, el esfuerzo actuante sobre el acero de preesfuerzo es:

$f_{ps} = 67838.59 / (5 * 0.99) = 13,746.42 \text{ kg/cm}^2 < 0.90 f_{py} = 0.90 * 16000 = 14400 \text{ kg/cm}^2$ Cumple

Momento debido a la carga viva

X (m)	M _{LL+IM} (ton-m)
0.00	186.80
1.00	183.68
3.00	182.12
5.00	168.12
7.00	149.13
10.80	92.93
12.00	71.45
13.20	42.88
15.00	0.00

Esfuerzos sobre la sección compuesta debidos a la fuerza de tensionamiento de los cables 5, 6 y 7, a la carga viva y a las cargas sobrepuestas

Pérdidas del 14% de fuerza de tensionamiento en la etapa de servicio

El cálculo de las propiedades geométricas de la sección compuesta se efectúa sobre la sección bruta de concreto

Son positivas las excentricidades po debajo del eje centroidal de la sección.

Son negativos los esfuerzos de compresión sobre el concreto.

Se analiza el estado de esfuerzos sobre el concreto en secciones tomadas arbitrariamente cada 2m.

Caso de carga: esfuerzos sobre la sección simple más cargas sobre impuestas más carga viva

0.45 ton/m

Fuerza de preesfuerzo efectiva por cable en etapa de servicio:

43.24 ton

Excentricidad del cable 6: $e_6 = 1.16 - y_6$

Excentricidad del cable 7: $e_7 = 1.16 - y_7$

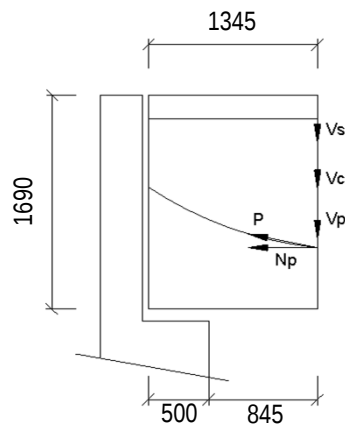
La coordenada X se mida del centro de la luz al apoyo.

[illegible]

Cálculo de la fuerza cortante en una sección a h/2 de la cara del apoyo.

De acuerdo con el CCDSP-95, el cortante último máximo se puede calcular a una distancia igual a h/2 (h altura de la viga) de la cara del apoyo.

Para una altura de la sección compuesta igual a m, h/2 es m. El apoyo de la viga tiene una longitud m, en consecuencia la sección de interés está localizada a m del borde de la viga.



V_c = Fuerza cortante resistida por el concreto
 V_p = Fuerza cortante resistida por el preesfuerzo
 V_s = Fuerza cortante resistida por la armadura pasiva
 V_u = Fuerza cortante última

Fuerza cortante en una sección a m de la cara del apoyo, debía a:

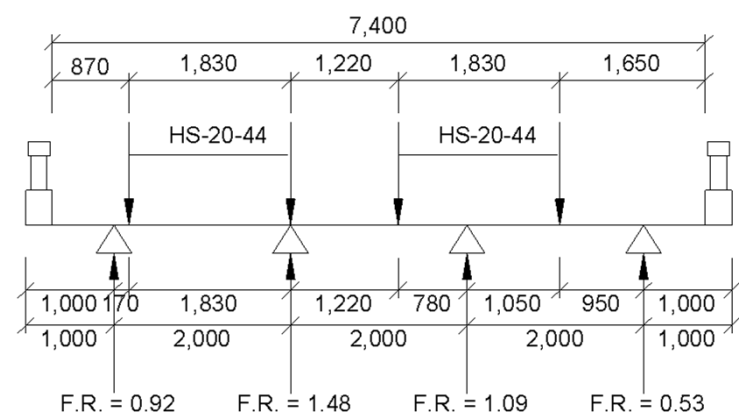
Al peso propio de la sección ton / m
 $V_D = 14.95 - 1 \cdot 1.35 =$ ton

Al peso propio de la losa : ton / m
 $V_s = 11.52 - 0.77 \cdot 1.35 =$ ton

A las cargas sobreimpuestas ton / m
 $V_{DS} = 6.68 - 0.45 \cdot 1.35 =$ ton

A la carga viva
 Línea de carga:

FACTOR DE RUEDA



$F.R. =$

1.48

 $I =$

0.22

 $\rightarrow I = 15.24/(38+L)$

Cortante Máximo por carga viva

$V_L =$

28.09

 ton
 $V_{(L+I)} =$

25.44

 ton

Fuerza cortante última. Grupo de carga I. Resistencia última.

$V_u =$ $1.30 (13.61 + 10.49 + 6.08 + 1.67 * 25.44) =$

94.47

 ton

Resumen de fuerza cortante última en secciones de la viga, tomadas arbitrariamente cada 2 m. V_D incluye el peso propio de la viga y de la losa.

X(m)	V_D	V_{DS}	$V_{(L+I)}$	V_u
0.00	0.00	0.00	11.99	26.02
1.00	1.76	0.45	12.97	31.03
3.00	5.29	1.34	14.94	41.06
5.00	8.82	2.23	16.92	51.09
7.00	12.35	3.12	18.89	61.11
9.00	15.88	4.01	20.86	71.14
11.00	19.41	4.90	22.83	81.17
13.65	24.09	6.07	25.44	94.45

Resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto

V_c debe ser el menor de los valores V_{ci} ó V_{cw}

(-) Cálculo de la fuerza cortante V_{ci} resistida por el concreto (falla por flexión y corte)

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cr}}{M_{max}} \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.4.2.2})$$

Altura efectiva de la viga en el centro de la luz

$$d_p \leq 0.80h = 0.80 * 1.69 = \boxed{1.35} \text{ m} \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.4.2.2})$$

Momento de fisuración:

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (\text{CCDSP-95_A.8.7.4.2.2})$$

Propiedades de la sección bruta compuesta:

$$\begin{array}{l} I_G = \boxed{0.21} \text{ m}^4 \\ Y_t = \boxed{1.16} \text{ m} \end{array}$$

A) Cálculo del esfuerzo f_{pe}

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solamente a las fuerzas efectivas de preesfuerzo después de ocurridas todas las pérdidas en la fibra extrema precomprimida.

Resumen del cálculo del esfuerzo f_{pe} .

$$f_{pe} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i}{0.70} + \frac{1.16 \sum_{i=1}^4 P_i e_i}{0.21} =$$

Cálculo del esfuerzo f_{pe} a 1.35 m del apoyo.

CABLE	P (t)	e (m)	Pe
1	56.54	0.68	38.22
2	51.17	0.40	20.55
3	57.68	0.13	7.33
4	50.15	0.13	6.37
SUMA	215.53		72.47
esf.inf (t/m ²)	713.13		

B) Cálculo de esfuerzo f_d .

f_d = Esfuerzo debido a las cargas muertas sin mayorar, en la fibra extrema de la sección donde se causen esfuerzos de tensión por la aplicación de cargas extremas (fibra extrema precomprimida).

Cargas muertas: peso propio de la viga más peso propia de la losa:

$$d = 0.77 + 1 = \boxed{1.76} \text{ t / m}$$

Momento en la sección a 1.35 m del apoyo de la viga producido por las cargas muertas sin mayorar.

$$M_d = 26.47 * 1.35 - 0.88 * 1.35^2 = \boxed{34.01} \text{ ton - m}$$

En consecuencia, el esfuerzo debido a las cargas muertas sin mayorar, en la fibra inferior y en la sección es:

$$f_d = (34.01 * 1.16) / 0.21 = \boxed{190.23} \text{ ton / m}^2$$

C) Cálculo del momento de fisuración M_{cr} .

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) = 0.21 / 1.16 (1.60\sqrt{350} * 10 + 713.13 - 190.23) = \boxed{147.01} \text{ ton - m}$$

D) Cálculo de la fuerza cortante V_d .

V_d = fuerza cortante en la sección debida a las cargas muertas sin mayorar

De los cálculos presedentes:

$$V_d = 1.76 * 15 - 1.76 * 1.35 = \boxed{24.10} \text{ ton}$$

E) Cálculo de la fuerza cortante V_i .

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente y que ocurren simultáneamente con M_{max} .

M_{max} = Momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente.

Las cargas aplicadas externamente son la carga muerta sobreimpuesta, $\boxed{0.45} \text{ t / m}$ y la carga viva debida a la línea de cargas; $w = \boxed{0.00} \text{ t / m}$ y $P = \boxed{0.00} \text{ ton}$

Para la mayoración de las cargas externas se emplea el método de la resistencia última y el grupo de cargas I

F) Cálculo de la fuerza cortante V_{ds} .

Fuerza cortante en la sección a 1.35 m de la cara del apoyo debida a la carga muerta sobreimpuesta

$$V_{ds} = 0.45 * 15 - 0.45 * 1.35 = \boxed{6.08} \text{ ton}$$

Fuerza cortante en la sección a 1.23 m de la cara del apoyo debida a la carga viva.

$$V_{(L+I)} = \boxed{25.44} \text{ ton}$$

En consecuencia.

$$V_i = 1.30 (6.08 + 1.67 * 25.44) = 63.14 \text{ ton}$$

G) Cálculo de M_{max}

M_{max} = momento en la sección bajo estudio, proveniente de las cargas aplicadas externamente.

$$M_{ds} = 6.68 * 1.35 - 0.22 * 1.35^2 = 8.58 \text{ ton-m}$$

$$M_{(L+I)} = 32.16 \text{ ton - m}$$

$$M_{max} = 1.30 (8.58 + 1.67 * 32.16) = 80.97 \text{ ton - m}$$

El valor de la fuerza V_{ci} , resistida por el concreto es:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} = 0.16\sqrt{350} * 10 * 0.18 * 1.35 + 24.1 + (63.14 * 147.01) / 80.97 = 146.02 \text{ to}$$

Tabla resumen del cálculo de fuerza cortante resistida por el concreto V_{ci} , en secciones arbitrariamente tomadas cada 2m.

X(m)	$0.16\sqrt{f'_c} b_w d_p$	V_d	V_{ds}	$V_{(L+I)}$	$V_i(t)$	$P(t)$	Pe	f_{pe}	$f_d(t/m^2)$
0.00	7.28	0.00	0.00	11.99	26.02	345.94	302.11	2,183.78	1,110.55
1.00	7.28	1.76	0.45	12.97	28.74	346.20	300.68	2,176.19	1,105.62
3.00	7.28	5.29	1.34	14.94	34.18	346.76	287.56	2,103.56	1,066.13
5.00	7.28	8.82	2.23	16.92	39.62	347.37	260.59	1,953.61	987.16
7.00	7.28	12.35	3.12	18.89	45.05	348.02	219.62	1,725.39	868.70
9.00	7.28	15.88	4.01	20.86	50.49	348.74	159.82	1,391.95	710.75
11.00	7.28	19.41	4.90	22.83	55.93	341.49	99.20	1,042.54	513.32
13.65	7.28	24.09	6.07	25.44	63.14	215.53	72.47	713.17	190.90

X(m)	$I(m^4)$	$Y_t(m)$	M_{cr}	M_{max}	$V_{ci}(t)$
0.00	0.21	1.16	245.40	470.63	20.85
1.00	0.21	1.16	244.93	466.95	24.12
3.00	0.21	1.16	239.00	457.86	30.42
5.00	0.21	1.16	226.31	422.83	37.31
7.00	0.21	1.16	206.69	374.66	44.49
9.00	0.21	1.16	175.31	313.36	51.42
11.00	0.21	1.16	148.14	224.07	63.68
13.65	0.21	1.16	146.90	81.01	145.86

(-) Cálculo de la fuerza cortante resistida por el concreto V_{cw} . Falla por corte en el alma de la viga

La ecuación para el cálculo de la fuerza cortante resistida por el concreto V_{cw} es:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

Cálculo de la fuerza cortante V_{cw} en secciones cada 2m

X(m)	0.00	1.00	3.00	5.00	7.00	9.00	11.00	13.65
P1	54.05	54.23	54.59	54.95	55.31	55.68	56.04	56.54
P2	54.05	53.84	53.40	52.98	52.55	52.13	51.71	51.17
P3	54.05	54.31	54.83	55.35	55.88	56.42	56.96	57.68
P4	54.05	53.76	53.17	52.59	52.02	51.45	50.89	50.15
P5	43.24	43.53	44.12	44.72	45.32	45.93	46.55	
P6	43.24	42.92	42.28	41.66	41.04	40.43	39.83	
P7	43.24	43.61	44.36	45.13	45.90	46.70		
α_1	0.0000	0.0012	0.0035	0.0058	0.0081	0.0104	0.0127	0.0150
α_2	0.0000	0.0041	0.0123	0.0204	0.0286	0.0368	0.0450	0.0532
α_3	0.0000	0.0070	0.0211	0.0351	0.0492	0.0632	0.0772	0.0913
α_4	0.0000	0.0100	0.0299	0.0498	0.0697	0.0896	0.1095	0.1294
α_5	0.0000	0.0148	0.0444	0.0740	0.1037	0.1599	0.1777	0.1955
α_6	0.0000	0.0179	0.0538	0.0896	0.1254	0.1935	0.2150	0.2365
α_7	0.0000	0.0221	0.0664	0.1106	0.1548	0.2389	0.2654	0.2920
V_p	0.00	3.58	10.76	17.99	25.27	37.00	29.84	15.33
$0.93\sqrt{f'_c}$	173.99	173.99	173.99	173.99	173.99	173.99	173.99	173.99
f_{pc}	432.31	432.15	431.88	431.66	431.48	431.37	431.28	307.82
V_{cw}	73.90	77.47	84.64	91.85	99.12	110.83	103.67	80.14

Comparando V_{ci} ó V_{cw}

X(m)	V_{ci} (t)	V_{cw} (t)	V_u (t)	V_s (t)	S (m)
0.00	20.85	73.90	26.02	9.76	0.83
1.00	24.12	77.47	31.03	12.39	0.65
3.00	30.42	84.64	41.06	17.89	0.45
5.00	37.31	91.85	51.09	22.79	0.35
7.00	44.49	99.12	61.11	27.41	0.29
9.00	51.42	110.83	71.14	32.28	0.25
11.00	63.68	103.67	81.17	31.82	0.25
13.65	145.86	80.14	94.45	30.98	0.26

$A_v =$ cm^2

Notas:

(*) Para la determinación de la separación S de los estribos, se toma el menor valor entr Vci y Vcw, en cada sección.

Área mínima de los estribos de acuerdo con A.8.7.4.3.3. (o lo que es igual, máxima separación de los estribos).

$$A_{v.min} = \frac{3.50b_w S}{f_y} \rightarrow S_{max} = \frac{A_{v.min} f_y}{3.5b_w} = (2 * 0.71 * 4200) / (3.5 * 0.18) = 94.67 \text{ cm}$$

Límite de Vs de acuerdo con A.8.7.4.3.1

$$V_s = 2.1\sqrt{f'_c} b_w d_p = 2.1 * \sqrt{350} * 18 * 135.2 = 95,609.82 \text{ kg} \rightarrow 95.61 \text{ ton} \geq 32.28 \text{ ton} \text{ Cumple}$$

Espaciamiento de los estribos reducidos a la mitad.

$$V_s = 1.05\sqrt{f'_c} b_w d_p = 1.05 * \sqrt{350} * 18 * 135.2 = 47,804.91 \text{ kg} \rightarrow 47.80 \text{ ton} < 32.28 \text{ ton}$$

En el bloque de anclaje se proyectan tres mallas de acero #4, separadas cada 0.10 m.

Ángulo de salida de los cables

El ángulo de salida de los cables de preesfuerzo se obtiene derivando la ecuación de los cables de tensionamiento, de cada uno de los cables

x1 =	15.00 m
x2 =	13.20 m
x3 =	12.00 m
x4 =	9.00 m

y1' = 2 * 0.0005778 * x1 =	0.01733	→ α = artan(0.01733) =	0.99	0°60'
y2' = 2 * 0.0020444 * x1 =	0.06133	→ α = artan(0.06133) =	3.51	3°31'
y3' = 2 * 0.0035111 * x1 =	0.10533	→ α = artan(0.10533) =	6.01	6°1'
y4' = 2 * 0.0049778 * x1 =	0.14933	→ α = artan(0.14933) =	8.49	8°30'
y5' = 2 * 0.0074036 * x2 =	0.19545	→ α = artan(0.19545) =	11.06	11°4'
y6' = 2 * 0.0089583 * x3 =	0.21500	→ α = artan(0.215) =	12.13	12°8'
y7' = 2 * 0.0110597 * x4 =	0.19907	→ α = artan(0.19907) =	11.26	11°16'

Longitud de los cables entre apoyos

Ecuación de la parábola

$$y = \frac{4f}{L} \left(x - \frac{x^2}{L} \right)$$

L1 =	30.00
L2 =	26.40
L3 =	24.00
L4 =	18.00

Cálculo hasta centro de luz:

cable	f (m)
1	-0.13
2	-0.46
3	-0.79
4	-1.12
5	-1.29
6	-1.29
7	-1.29

x(m)	y(P1)	y(P2)	y(P3)	y(P4)
15.00	-0.13	-0.46	-0.79	-1.12
16.00	-0.13	-0.46	-0.79	-1.12
18.00	-0.12	-0.44	-0.76	-1.08
20.00	-0.12	-0.41	-0.70	-1.00
22.00	-0.10	-0.36	-0.62	-0.88
24.00	-0.08	-0.29	-0.51	-0.72
26.00	-0.06	-0.21	-0.37	-0.52
28.00	-0.03	-0.11	-0.20	-0.28
30.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x(m)	y(P5)	y(P6)	y(P7)
15.00	-1.28	-1.27	-1.26
16.00	-1.27	-1.25	-1.22
18.00	-1.19	-1.15	-1.09
20.00	-1.06	-0.99	-0.90
22.00	-0.89	-0.78	-0.65
25.80	-0.40	-0.22	0.00
27.00	-0.21	0.00	
28.20	0.00		
30.00			

cable	L (m)
1	30.00
2	30.02
3	30.06
4	30.11
5	26.56
6	24.16
7	21.77

Alargamiento de los cables

$$\Delta L = \frac{PL}{E_{sp}A_{sp}}$$

Para un cable de 5 torones de 0.5 pulg, y para un módulo de elasticidad del acero de presfuerzo igual a

2.00E+06 kg/cm²

$$E_{sp}A_{sp} = 5 * 0.99 * 2000000 = 9.87E+06 \text{ kg} \rightarrow 9,870.00 \text{ ton}$$

$$E_{sp}A_{sp} = 4 * 0.99 * 2000000 = 7.90E+06 \text{ kg} \rightarrow 7,896.00 \text{ ton}$$

Cable	P (t)	L (m)	EA (t)	ΔL (m)
1	63.17	30.00	9,870.00	0.19
2	63.17	30.02	9,870.00	0.19
3	63.17	30.06	9,870.00	0.19
4	63.17	30.11	9,870.00	0.19
5	50.53	26.56	7,896.00	0.17
6	50.53	24.16	7,896.00	0.15
7	50.53	21.77	7,896.00	0.14

Pérdida por penetración de cuña

Se supone un corrimiento en el anclaje igual a

6.00 mm

Ecuaciones para el cálculo de la pérdida de fuerza de preesfuerzo debida a la penetración de cuña:

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{sp} A_{sp}}{\Delta p}}$$

Pérdida de fuerza de preesfuerzo entre dos puntos de la viga.

$$\Delta P = 2\Delta p W$$

Penetración de la cuña

$\Delta L_c =$ 6.00 mm

CABLE	P _{anclaje} (t)	P _{x=5 m}	Δp (t)	W (m)	ΔP (t)
1	66.36	64.22	0.48	15.76	15.03
2	67.10	64.45	0.59	14.19	16.69
3	67.84	64.69	0.70	13.01	18.21
4	68.59	64.93	0.81	12.06	19.64

x= 1m	x= 5m	x= 9m	x= 13m	x= 15m
58.01	56.10	54.19	52.28	51.33
58.64	56.29	53.94	51.58	50.41
59.43	56.63	53.83	51.03	49.63
60.35	57.09	53.83	50.58	48.95

Caso de carga: fuerza de preesfuerzo más peso propio de la viga

Primer tensionamiento: 20 torones en 4 cables con 5 torones cada uno

Fuerza en el centro de la luz a los apoyos.

Los cables 1,3 se tensionan desde un mismo extremo

Los cables 2 y 4 se tensionan desde el otro extremo

Peso propio de la sección simple

1.67 ton/m

Corriemiento en el anclaje

6.00 mm

X(m)	0.00	1.00	5.00	9.00	13.00	15.00
A (m²)	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
S _s	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
S _i	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
$\mu\alpha_1$	0.0000	0.0003	0.0014	0.0026	0.0038	0.0043
$\mu\alpha_2$	0.0000	0.0010	0.0051	0.0092	0.0133	0.0153
$\mu\alpha_3$	0.0000	0.0018	0.0088	0.0158	0.0228	0.0263
$\mu\alpha_4$	0.0000	0.0025	0.0124	0.0224	0.0324	0.0373
kx	0.0000	0.0030	0.0150	0.0270	0.0390	0.0450
P ₁	63.17	58.01	56.10	54.19	52.28	51.33
P ₂	63.17	58.17	54.07	50.17	46.46	44.68
P ₃	63.17	59.43	56.63	53.83	51.03	49.63
P ₄	63.17	59.69	54.04	48.77	43.85	41.52
e ₁	0.784	0.784	0.770	0.737	0.687	0.654
e ₂	0.784	0.782	0.733	0.619	0.439	0.324
e ₃	0.784	0.781	0.697	0.500	0.191	-0.006
e ₄	0.784	0.779	0.660	0.381	-0.057	-0.336
Suma Pe	198.17	183.88	157.93	116.50	63.53	33.85
Suma P	252.67	235.29	220.84	206.96	193.62	187.15
M _D (Ton-m)	112.16	111.66	99.70	71.78	27.91	0.00
Esf.Sup.	-82.77	-125.19	-175.84	-225.01	-248.52	-243.72
Esf.Inf.	-1,272.63	-1,124.26	-981.43	-843.60	-741.21	-712.00
Esf.Adm.	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50	-1,732.50
CUMPLE	SI	SI	SI	SI		

CUADRO DE TENSIONAMIENTO							
CABLE	Torones F=0.5 pulg	Tensión en el Gato (t)	Tensión en el centro de la luz (t)	Longitud entre anclajes (m)	Alarga- miento (cm)	Orden de Tensiona- miento	Primer Tensionamie ento
1	5	66.36	54.05	30.00	19.20	1	
2	5	67.10	54.05	30.02	19.21	2	
3	5	67.84	54.05	30.06	19.24	3	
4	5	68.59	54.05	30.11	19.27	4	
5	4	47.24	43.24	26.56	17.00	4	
6	4	47.30	43.24	24.16	15.46	5	
7	4	47.42	43.24	21.77	13.93	6	

Cálculo del tensionamiento efectivo T.E.

T.E. = 9,630.86 ton - m

Cálculo de la ongitud de torones de 0.5 pulg de diámetro por ducto de 4 torones:

L = 890.87 m/viga

MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

Del grupo de cargas I, método de la resistencia última:

$$M_u = 1.30(M_D + 1.67M_{(L+I)})$$

$$M_D = 198.56 + 50.06 = 248.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

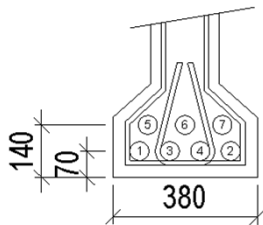
$$M_{(L+I)} = 186.79 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.30 * (248.62 + 1.67 * 186.79) = 728.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para el momento último resistente para secciones rectangulares viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi \left(A_{Ps} f_{Ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Determinación de la posición del centroide de los ductos de preesfuerzo, referido a la fibra inferior de la viga, en el centro de la luz de la viga.



$$Y_D = (4 * 0.07 + 3 * 0.14) / 7 = 0.100 \text{ m}$$

Altura efectiva de la sección compuesta de 1.69 m de altura

$$d_p = 1.69 - 0.1 = 1.59 \text{ m}$$

Acero de preesfuerzo

$$A_{ps} = 32 * 0.99 = 31.58 \text{ cm}^2$$

Cuantía del acero de preesfuerzo:

$$\rho_{Ps} = \frac{A_{Ps}}{b_w d_p}$$

$$b_w = 1.78 \text{ m}$$

$$\rho_{Ps} = 0.00112$$

Para acero de baja relajación debe tomarse

$$\gamma_p = 0.28$$

De acuerdo con A.7.8.4.7.3. el factor β_1 debe tomarse como:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'_c - 280}{70} * 0.05$$

$$\beta_1 = 0.85 - ((350 - 280) / 70) * 0.05 = 0.80$$

De acuerdo con A.8.7.3.2.4 el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo sometido a cargas últimas se expresa como:

$$f_{Ps} = f_{Pu} \left[1 - \left(\frac{\gamma_P}{\beta_1} \right) \left(\frac{\rho_P f_{Pu}}{f'_c} \right) \right]$$

$$f_{Ps} = 18600 [1 - (0.28 / 0.8) ((0.00112 * 18600) / 350)] = 18,213.90 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad del bloque de compresiones.

$$a = \frac{A_{Ps} f_{Ps}}{0.85 f'_c b}$$

$$a = (31.58 * 18213.9) / (0.85 * 350 * 177.99) = 10.86 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 10.86 / 0.8 = 13.58 \text{ cm Aprox. 16 cm}$$

La sección se comporta como rectangular

$$M_u = \phi \left(A_{Ps} f_{Ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$\phi = 0.90$$

$$Mu = 0.9 (31.58 * 18213.9 (159 - (10.86 / 2))) = 8.23E+07 \text{ kg - cm} \rightarrow 823.21 \text{ ton - m}$$

$$\text{El momento resistente } Mu = 823.21 \text{ ton -m, es mayor que el momento último actuante } 728.72 \text{ ton - m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Nota. El Momento cálculo, es un dato aproximado de la capacidad de la viga.

Verificación del acero mínimo

$$M \geq 1.20 M_{cr}^*$$

$$M_u \geq 1.20 M_{cr}$$

El momento de fisuración del concreto M_{cr}^* , calculado con base en el módulo de rotura del concreto es:

$$M_{cr}^* = (f_r + f_{pe})S_c - M_{d/nc} \left(\frac{S_c}{S_b} - 1 \right)$$

$M_{d/nc}$ = Momento por carga muerta debido al peso propio de la sección simple.

$$M_{d/nc} = (1 * 30^2) / 8 = 112.16 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

f_r = Módulo de rotura del concreto en kg/cm². Para concreto normal:

$$f_r = 1.98\sqrt{350} = 37.04 \text{ kg/cm}^2$$

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solamente a las fuerza efectivas de preesfuerzo después de ocurridas todas las pérdidas en la fibra extrema precomprimida.

Para pérdidas en etapa de servicio supuestas iguales al 10%, se tiene el siguiente esfuerzo en la fibra extrema comprimida, resultado de sumar los esfuerzos en la sección simple más los esfuerzos en la sección compuesta debidos a la fuerza de preesfuerzo:

Pérdida: $\frac{10\%}{2,895.74}$ de fuerza de tensionamiento
 $f_{pe} = 2,895.74 \text{ ton} / \text{m}^2$

S_c = Módulo de sección compuesta en la fibra extrema precomprimida.

$$S_c = 0.21 / 1.16 = 0.18 \text{ m}^3$$

S_b = Módulo de sección simple en la fibra extrema precomprimida

$$S_b = 0.11 / 0.85 = 0.13 \text{ m}^3$$

Sustituyendo los valores numéricos en la ecuación, se obtiene.

$$M_{cr}^* = (370.42 + 2895.74) 0.13 - 112.16 ((0.18 / 0.13) - 1) = 380.10 \text{ ton} \cdot \text{m} \rightarrow$$

$$823.21 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq 1.20 * 380.10 = 456.12 \text{ ton} \cdot \text{m} \rightarrow \text{La sección cumple con los requisitos de acero mínimo}$$

De acuerdo con el CCDSP-95, los elementos de concreto preesforzado deben diseñarse para que el acero y el concreto fluyan en condiciones de capacidad última. En general el índice de refuerzo en secciones rectangulares debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{\rho_P f_{Ps}}{f'_c} < 0.36 \beta_1$$

De acuerdo con los cálculos precedentes:

$$(0.00112 * 18213.9) / 350 = \boxed{0.058} < 0.36 * 0.8 = \boxed{0.288} \text{ La sección cumple con los requisitos de ductilidad}$$

Longitud de apoyo de la viga

La longitud mínima de apoyo para puentes (A.3.5.9.3) con categoría de comportamiento sísmico Ces:

$$N = 30.5 + 0.25L + 1.00H$$

H = Altura promedio, en m, de las columnas o pilas que soportan el tablero hasta la siguiente junta de expansión. H es cero para puentes de una luz

L= Para puentes de una luz, L es la longitud del tablero.

$$N = 30.5 + 0.25 * 30 = \boxed{38.00} \text{ cm} < \boxed{50.00} \text{ cm} \quad \text{El diseño es satisfactorio}$$

Avalúo de las pérdidas de fuerza de preesfuerzo

De acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de pUentes - 1995, las pérdidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s$$

$$\Delta f_s = \text{Pérdida total excluyendo la fricción}$$

Pérdida por retracción de fraguado del concreto SH, kg/cm².

SH= Pérdidas debidas a la retracción de fraguado, kg/cm².

Para miembros postensados:

$$SH = 0.80(1190 - 10.50RH)$$

RH = Media anual de la humedad relativa del ambiente, en porcentaje.

Se supone una humedad relativa del 75% en el sitio de emplazamiento del puente. En estas condiciones:

$$RH = \boxed{75.00\%}$$

$$SH = 0.80 * (1190 - 10.50 * 75) = \boxed{322.00} \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por acortamiento elástico ES. Kg/cm²

Para miembros postensados:

$$ES = \frac{0.50E_s f_{cir}}{E_{ci}}$$

E_s = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, supuesto igual a kg/cm²

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia, el cual se puede calcular de la siguiente forma:

$$E_{ci} = 0.14(w_c)^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

E_{ci} = $0.14 (2400)^{1.5} \sqrt{315} =$ kg/cm²

f_{cir} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

Distancia del eje centroidal de la sección simple al punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo:

$0.85 - 0.1 =$ m

Cálculos referidos a la sección simple.

$f_{cir} =$ ton / m² → kg / cm²

No se tuvo en cuenta la pérdida por acortamiento elástico

$ES =$ $(0.50 * 2000000 * 114.32) / 292146.16 =$ kg / cm²

Pérdida por flujo plástico del concreto, CR_c, en kg/cm²

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a todas las cargas muertas exceptuando la carga muerta presente en el momento en que se aplica la fuerza de preesfuerzo.

Intervienen en el cálculo de f_{cds} la carga muerta debida al peso de la losa ton/m, más las cargas sobrepuestas

ton/m. Cálculos referidos a la sección compuesta.

Distancia del eje centroidal de la sección compuesta al punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo:

$1.16 - 0.1 =$ m

$f_{cds} =$ $((86.4 + 50.06) * 1.06) / 0.21 =$ ton / m² → kg / cm²

$CR_c =$ $12 * 114.32 - 7 * 69.75 =$ kg / cm²

Pérdida debida a la relajación del acero de preesforzado, CR_s, en kg/cm²

Para miembros postensados y torones de baja relajación:

$$CR_s = 350 - 0.07FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c)$$

FR = Reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción en kg/cm², por debajo del nivel de 0.740 fpu en el punto en consideración.
En este ejemplo se supone que FR es cero.

$$CR_s = 350 - 0.1 * 391.3 - 0.05 * (322 + 883.51) = 250.59 \text{ kg / cm}^2$$

Resumen de pérdidas

Retracción de fraguado:	322.00	kg / cm ²
Acortamiento elástico:	391.30	kg / cm ²
Flujo plástico del concreto:	883.51	kg / cm ²
Relajación del acero :	250.59	kg / cm ²
Suma:	1,847.40	kg / cm ²

Cálculo del Refuerzo a Flexión con Láminas de Carbono Método

de diseño para el refuerzo: ACI 440.2R-08

Cargas y Momentos Correspondientes

Cargas / Momentos	Carga Existente	Carga Prevista	Unidad
Carga Muerta DC_1	17.76	17.76	kN/m
Carga Muerta DC_2	2.04	2.04	kN/m
Carga Sobreimpuesta DW	2.20	2.20	kN/m
Carga Viva DL	HS-20-44	CCP-14	
Cargas no Factorizadas	$DC_1+DC_2+DW+DL$	$DC_1+DC_2+DW+DL$	
Sobreesfuerzo Límite	No Aplica	$1.1(DC_1+DC_2+DW)+0.75DL$	
Cargas Factorizadas	$1.3[(DC_1+DC_2+DW)+1.67DL]$	$1.25(DC_1+DC_2)+1.5DW+1.75DL$	
Momento por carga Muerta (M_{DC1})	1,998.00	1,998.00	kN-m
Momento por carga Muerta (M_{DC2})	229.50	229.50	kN-m
Momento por carga Muerta (M_{DW})	247.50	247.50	kN-m
Momento por carga Viva (M_{DL})	1,868.22	3,133.39	kN-m
Momento por cargas de servicio	4,343.22	5,608.39	kN-m
Momento límite de servicio $1.1(M_{DC1}+M_{DC2}+M_{DW})+0.75M_{DL}$	No Aplica	5,072.54	kN-m
M_u	6,337.43	8,639.05	kN-m

El nivel de sobreesfuerzo es razonable para el refuerzo debido a que $\phi M_n = 8,232.08$ kN-m, es mayor al el momento límite de servicio $1.1(M_{DC1}+M_{DC2}+MDW)+0.75MDL = 5,072.54$ kN-m, por tanto es posible el uso de láminas de carbono para el refuerzo.

Reporte de láminas de carbono

Hoja técnica de producto sika:

Versión:

Tipo de lámina usada para el refuerzo:

Espesor de lámina:

$t_f =$

Ancho:

$b_f =$

Area:

$A_f =$

Esfuerzo último :

$f_{fu} =$

Deformación de diseño :

$\epsilon_{fu} =$

Módulo de Elasticidad:

$E_f =$

Numero de láminas de diseño :

$n =$

Sika Carbodur (CFRP), Platinas de fibra de carbono para refuerzo estructural.

01/2015

Sika Carbodur S1012/160

1.20	mm
100	mm
120	mm ²
2,800	Mpa
0.0085	mm/mm
160,000	Mpa
3	

Cálculo de propiedades de las láminas

Factor de reducción por condiciones de exposición:

Carbón =

0.85

→ Exposición Exterior

ACI 440.2R-(Tabla 9.1)

$$f_{fu} = C_E f_{fu} = 0.85 * 2800 = 2,380 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu} = 0.85 * 0.0085 = 0.0072 \text{ Mpa}$$

Cálculos preliminares

Propiedades del Concreto

$d_p =$

$f'_c =$

$\beta_1 = 0.85 - (0.85 * 0.05) =$

$E_c =$

Área de Torones: $A_{ps} =$

Módulo de Elasticidad Torones = $E_p =$

Área de láminas de Carbono =

Área de la sección Transversal = $A_{cg} =$

Dist. de la fibra sup. al centro de la sección = Y_s

Momento de Inercia de la sección = $I_x =$

radio de giro = $r =$

Deformación efectiva de preesfuerzo

$f_{pe} =$

$\epsilon_{pe} = 28.96 / 200000 =$

Fuerza Efectiva de Preesfuerzo =

$P_e = 3158.4 * 28.96 * 10^{-3} =$

Excentricidad de la fuerza de preesfuerzo =

$e = d_p - y_t = 1590 - 486.03 =$

1,590.00	mm
35.00	Mpa
0.81	→ LRFD_CCP-14-(5.7.2.2)
28,397.18	Mpa
3,158.40	mm ² → Anexo (Calculo Original), Valor aproximado de cantidad de torones.
200,000.00	Mpa
360	mm ²
773,160.00	mm ²
486.03	mm
2.21.E+11	mm ⁴
534.80	mm
28.96	Mpa
0.00014	mm/mm
91.46	kN
1,103.97	mm

Determinación del estado de deformación existente

Distancia de la fibra extrema inferior

$$h = \boxed{1,690.00} \text{ mm}$$

$$y_b = h - y_t = 1690 - 486.03 = \boxed{1,203.97} \text{ mm}$$

Deformación Inicial de la Viga

$$\varepsilon_{bi} = \frac{-Pe}{E_c A_{cg}} \left(1 + \frac{ey_b}{r^2} \right) + \frac{M_{DC(1,2)} y_b}{E_c I_g}$$

$$\varepsilon_{bi} = \boxed{0.00040} \text{ mm/mm}$$

Determinación de la deformación de diseño de las láminas de carbono

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0.90 \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fd} = \boxed{0.003196} \leq 0.90 * 0.0072 = \boxed{0.006503} \text{ Controla desprendimiento}$$

Determinación de la altura c, la altura del eje neutro

$$\text{Estimación inicial } c = \boxed{110.66} \text{ mm}$$

Revisión por código de puentes CCP-14

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_f f_{fe}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{LRFD_CCP-14-(5.7.3.1.1-4)}$$

$$A_{ps} = \boxed{3,158.40} \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \boxed{1,860.00} \text{ Mpa}$$

$$f_{py} = \boxed{1,600.00} \text{ Mpa}$$

$$A_f = 3 * 120 = \boxed{360.00} \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad \text{ACI_440.2R_}(10-3)$$

$$d_f = d_p - t_s = 1590 - 160 = \boxed{1,430.00} \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = \boxed{0.03536} \leq 0.003196$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = \boxed{0.003196}$$

$$f_{fe} = \boxed{511.36} \text{ Mpa}$$

$$f'_c = \boxed{35.00} \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = \boxed{0.81}$$

$$b_w = \boxed{2,236.00} \text{ mm}$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad \text{LRFD_CCP-14-(5.7.3.1.1-2)}$$

k =	0.36
c =	110.07 mm

Cálculo de los compentes esfuerzos a flexión

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad \text{LRFD_CCP-14-(5.7.3.2.2-1)}$$

$$a = c \beta_1$$

a =	88.88 mm
-----	----------

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

f _{ps} =	1,813.70 Mpa
M _n =	8,853.57 kN - m

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

M _{nf} =	284.52 kN - m
-------------------	---------------

$$\phi M_n = \phi [M_{np} + \psi_f M_{nf}]$$

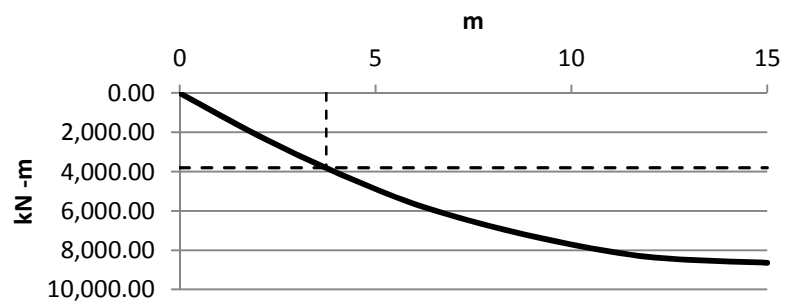
ψ _f =	0.85
φ =	1.00 → Para secciones de concreto presforzado controladas por tracción, LRFD-CCP-14 (5.5.4.2.1)
φM _n =	9,095.42 kN - m

Es de anotar que: se asume que el puente está correctamente diseñado para soportar las cargas verticales permanentes y una carga viva correspondiente al camión HS-20-44 de A.A.S.H.T.O.

M _{cr} =	3,801.04 kN - m
m =	3.74 m
l _{df} =	312.03 mm
l _{df} =	500.00 mm

Por tanto la longitud de lámina es;

L =	23,517.17 mm
L =	25,000.00 mm



Cálculo del Refuerzo a Corte con Fibras de Carbono

Método de diseño para el refuerzo: ACI 440.2R-08

Cargas y Momentos Correspondientes

Localización de corte:

La sección crítica de cortante, se encuentra ubicada cerca del soporte del mayor de d_v ó $0.50d_v \cot \theta$, de la cara del soporte.
LRFD - CCP 14 (5.8.3.2)

Profundidad efectiva de cortante, d_v : LRFD - CCP 14 (5.8.2.9)

Máximo de:

i) distancia perpendicular al eje neutro, entre resultantes de las fuerzas de tracción y compresión por flexión.

ii) $0.90 d_e$

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} \quad \text{LRFD - CCP 14 (5.8.2.9-2)}$$

iii) $0.72 h$

De acuerdo con el CCDSP-95, el cortante último máximo se puede calcular a una distancia igual a $h/2$ de la cara del apoyo.

Para una altura de la sección compuesta igual a mm, $h/2$ es mm. El apoyo de la viga tiene una l_c de mm, en consecuencia la sección de interés está localizada a mm del borde la viga. Esta distancia base fue tomado de un cálculo preliminar, por tanto, esta distancia será usada para el análisis, y será reconfirmada después de determinar d_v y θ .

$$i) \quad c = \frac{A_{ps}f_{pu}}{0.85f'_c\beta_1b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{LRFD - CCP 14 (5.7.3.1.1-4)}$$

$$A_{ps} = (32 - 12) * 98.71 = \quad \text{1,974.20} \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \quad \text{1,860.00} \text{ Mpa}$$

$$f'_c = \quad \text{35.00} \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = \quad \text{0.81}$$

$$b_w = b_e = \quad \text{2,236.00} \text{ mm}$$

$$k = \quad \text{0.36} \rightarrow \text{Para filamento de baja relajación} \quad \text{LRFD - CCP 14 (C5.7.3.1.1-1)}$$

Cálculo de d_p

$$y = kx^2 \quad \text{Ecuación de los cables de tensionamiento}$$

Distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior en el centro de luz de cables 1 @ 4:

70.00 m

Posición y de los cables en el apoyo primer tensionamiento.

Cable 1 =	130.00 m	$y_1 = (130 / 15000^2) * x^2 + 70$
Cable 2=	460.00 m	$y_1 = (460 / 15000^2) * x^2 + 70$
Cable 3=	790.00 m	$y_1 = (790 / 15000^2) * x^2 + 70$
Cable 4=	1,120.00 m	$y_1 = (1120 / 15000^2) * x^2 + 70$

Abcisas y ordenadas primer tensionamiento

X se mide del centro de la luz a los apoyos

X(mm)	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4
13,655	177.73	451.21	724.68	998.15

	Torones	y	Torones * y
Cable 1	5	177.73	889
Cable 2	5	451.21	2,256
Cable 3	5	724.68	3,623
Cable 4	5	998.15	4,991
Total	20		11,759

$$\bar{y} = 11758.83 / 20 = 587.94 \text{ mm}$$

$$d_p = (1530 + 160) - 587.94 = 1,102.06 \text{ mm}$$

$$c = (1974.2 * 1860) / ((0.85 * 35 * 0.81 * 2236) + (0.36 * 1974.2 * (1860 / 1102.06))) = 66.87 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.81 * 66.87 = 54.00 \text{ mm}$$

$$d_v = 1102.06 - (54 / 2) = 1,075.06 \text{ mm}$$

ii)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

LRFD - CCP 14 (5.7.3.1.1-1)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

$$f_{pu} = 1,860.00 \text{ Mpa}$$

$$k = 0.36$$

$$c = 66.87 \text{ mm}$$

$$d_p = 1,102.06 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = 1860 (1 - 0.36 (66.87 / 1102.06)) = 1,819.42 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 1,974.20 \text{ mm}^2$$

$$d_e = (1974.2 * 1819.42 * 1102.06) / (1974.2 * 1819.42) = 1,102.06 \text{ mm}$$

$$0.90 d_e = 0.90 * 1102.06 = 991.85 \text{ mm}$$

iii)

$$0.72 h = 0.72 * 1690 = 1,216.80 \text{ mm}$$

$$\text{Profundidad efectiva } d_v = 1,216.80 \text{ mm}$$

$V_c =$

801.40

 kN
 $V_s =$

309.83

 kN
 $\phi V_n =$

944.54

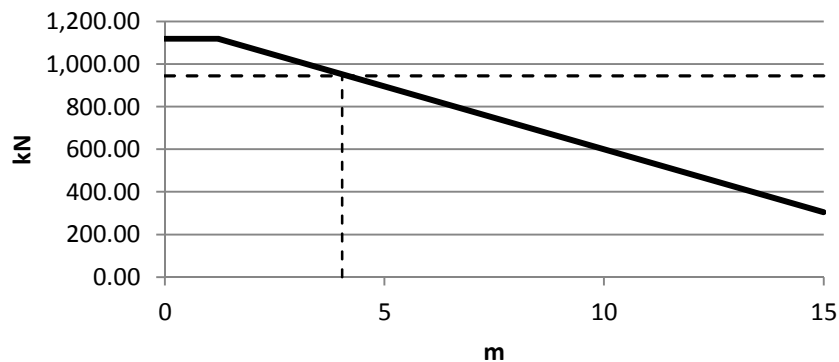
 kN
 $V_u =$

1,118.09

 kN $\rightarrow V_u$ a una distancia

1,216.80

 mm del apoyo



Longitud de refuerzo =

4,040

 mm $\rightarrow$

4,500

 mm, Asumido para garantizar que la zona crítica se encuentra en la zona de refuerzo
 $d_f =$

1,430.00

 mm
 Ancho de fibra =

500

 mm
 Separación =

600

 mm (Centro a centro de fibra)
 Longitud =

3,382

 mm
 $n_f =$

2

 $\rightarrow$ Numero de capas

Reporte de láminas de carbono

Hoja técnica de producto sika: SikaWrap 300C, Tejido de fibra de carbono para reforzamiento estructural
 Versión: 01/2015
 Tipo de lámina usada para el refuerzo: **SikaWrap 300C**
 Espesor: $t_f =$

0.17

 mm
 Esfuerzo último: $f_{fu} =$

4,200

 Mpa
 Deformación a la rotura: $\epsilon_{fu} =$

0.015

 mm/mm
 Modulo de Elasticidad: $E_f =$

240,000

 Mpa

Cálculo de propiedades de las láminas

Carbón =

0.85

 $\rightarrow$ Exposición Exterior ACI 440.2R-(Tabla 9.1)

$f_{fu} = C_E f_{fu} =$

0.85

 * 4200 =

3,570

 Mpa
 $\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu} =$

0.85

 * 0.015 =

0.01275

 Mpa

Cálculo de la deformación efectiva

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad \text{ACI 440.2R-(11-8)}$$

$$L_e = \boxed{32.58} \text{ mm}$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad \text{ACI 440.2R-(11-9)}$$

$$k_1 = \boxed{1.19}$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \quad \text{ACI 440.2R-(11-10)}$$

$$d_{fv} = d_p - t_s = 1102.06 - 160 = \boxed{942.1} \text{ mm}$$

$$K_2 = \boxed{0.93}$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad \text{ACI 440.2R-(11-7)}$$

$$k_v = \boxed{0.24} \leq 0.75$$

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \text{ACI 440.2R-(11-6b)}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00303 \leq 0.004$$

$$\varepsilon_{fe} = \boxed{0.0040}$$

Cálculo de contribución de las fibras de carbono

$A_{fv} = 2 n_f t_f w_f =$	340	mm ²
$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f =$	960	Mpa
$\sin\alpha + \cos\alpha =$	1.00	
$d_{fv} =$	942.06	mm ²
$s_f =$	600	mm

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f} \quad \text{ACI 440.2R-(11-3)}$$

$V_f =$	512.48	kN
---------	--------	----

$$\phi V_n = \phi [V_c + V_s + \psi_f V_f]$$

$$\phi V_n = \phi [0.25 f'_c b_v d_v + \psi_f V_f]$$

El menor de los dos

$V_c =$	801.40	kN
$V_s =$	309.83	kN
$\psi_f =$	0.85	
$\psi_f V_f =$	435.61	kN
$\phi =$	0.80	
$\phi V_{n1} =$	1,237.47	kN
$f'_c =$	35.00	Mpa
$b_v =$	180.00	mm
$d_v =$	1,216.80	mm
$\phi V_{n2} =$	1,533.52	kN

LRFD_CCP-14-(5.5.4.2)

$\phi V_n =$	1,237.47	kN	$\geq V_u =$	1,118.09	kN
--------------	----------	----	--------------	----------	----

Es de anotar que: se asume que el puente está correctamente diseñado para soportar las cargas verticales permanentes y una carga viva correspondiente al camión HS-20-44 de A.A.S.H.T.O.

PUENTE SAN JOAQUIN

DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGA POSTENSADA

(LONG. = 31.00 m)

MEMORIAS DE CÁLCULO

BOGOTÁ – MARZO DE 2019

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = 31 m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA 1 DE

MEMORIAS DE CÁLCULO - VIGA POSTENSADA L = 31 m

Contenido

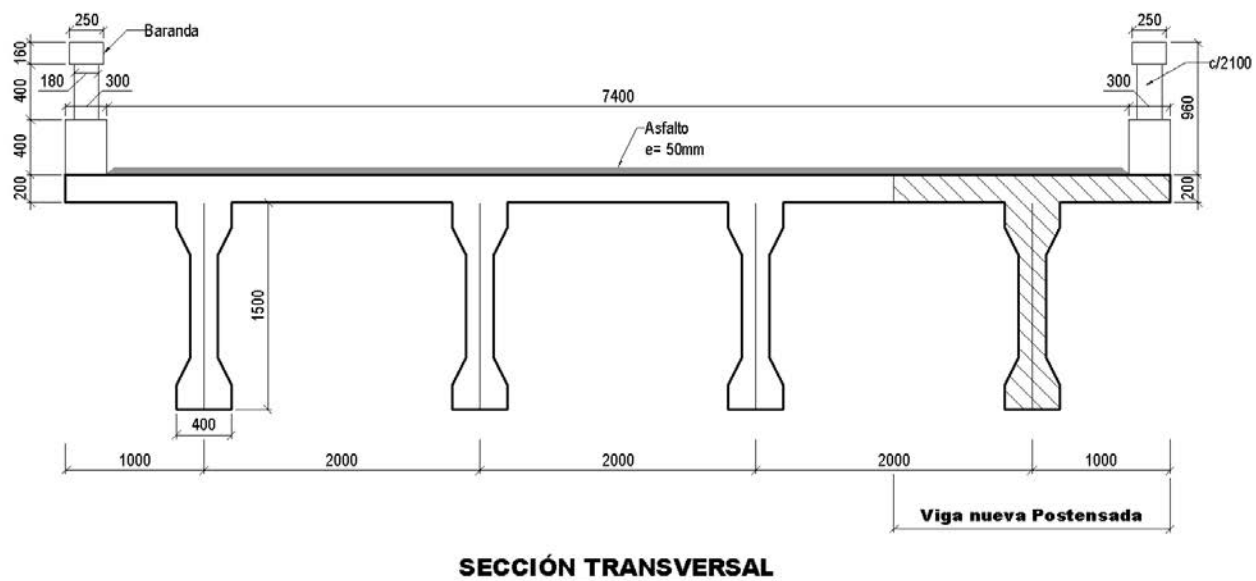
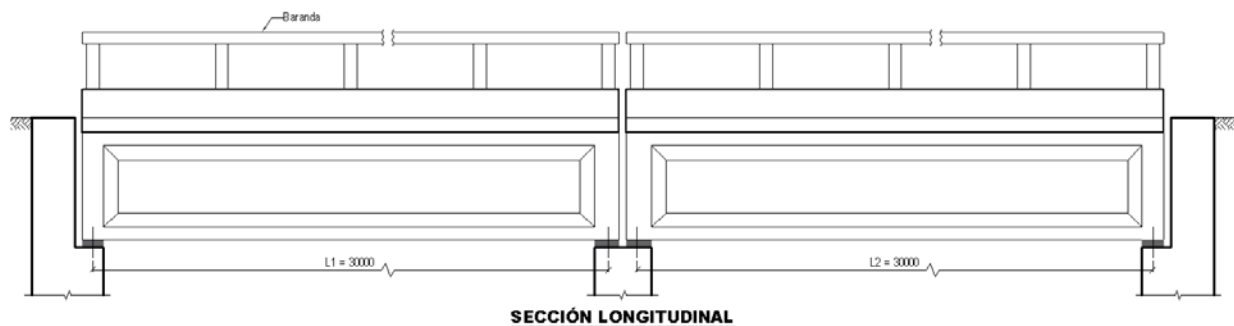
1.	GEOMETRÍA GENERAL	3
2.	MATERIALES	4
3.	DIMENSIONES Y PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA	5
4.	ESTIMATIVO DE CARGAS	7
4.1	CARGAS MUERTAS.....	7
4.2	CARGA VIVA	9
5.	PRESFUERZO EFECTIVO PARA TENSIONAMIENTOS 1 Y 2.....	16
5.1	ESFUERZOS EN LA SECCIÓN DE VIGA SIMPLE Y CÁLCULO ESTIMADO DE 1º TENSIONAMIENTO	16
5.2	ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA Y CÁLCULO ESTIMADO DE 2º TENSIONAMIENTO	17
6.	GEOMETRÍA DE LOS CABLES	19
7.	CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTANEAS	21
7.1	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	21
7.1.1	CABLE # 1 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	21
7.1.2	CABLE # 2 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	24
7.1.3	CABLE # 3 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	27
7.1.4	CABLE # 4 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	30
7.1.5	CABLE # 5 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA.....	33
7.1.6	RESUMEN DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN, CURVATURA, ASENTAMIENTO DE CUÑA Y CONTROLDE ESFUERZOS EN LOS CABLES	36
7.2	PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DE LA VIGA.....	37
8.	PRESFUERZO INICIAL P_i (DESPUÉS DE TODAS LAS PÉRDIDAS INSTANTANEAS).....	38
9.	CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE LARGO PLAZO.....	39

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

10.	PRESFUERZO EFECTIVO (Pe).....	41
11.	ESTADOS DE ESFUERZOS.....	42
11.1	ESTADO 1: P.P VIGA + TENSIONAMIENTO 1	42
11.2	ESTADO 2: ESTADO 1 + LOSA + RIOSTRAS	43
11.3	ESTADO 3: ESTADO 2 + 2° TENSIONAMIENTO	44
11.4	ESTADO 4: ESTADO 3 + CARGAS MUERTAS POSTERIORES + PAVIMENTO	45
11.5	ESTADO 5: ESTADO 4 + PÉRDIDAS A LARGO PLAZO	46
11.6	ESTADO 6: ESTADO 5 + CARGA VIVA (ESTADO FINAL).....	48
12.	REVISIÓN DE LA FLEXIÓN POR CAPACIDAD ÚLTIMA (ROTURA).....	49
13.	DISEÑO POR CORTANTE	53

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA DE

1. GEOMETRÍA GENERAL



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA: DE

2. MATERIALES

CONCRETO

$$f_c \text{ viga} = 35.00 \text{ MPa}$$

$$f_c \text{ losa} = 28.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 28\,397.18 \text{ MPa} \rightarrow \text{Módulo de elasticidad}$$

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} c_{VIGA} \text{ (C5.4.2.4-1)}$$

$$\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$$

ACERO DE PRESFUERZO

Cables de baja relajación - Grado 270

$$E_{ps} = 198\,000.00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Módulo de elasticidad}$$

$$F_{pu} = 1\,890.00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Esfuerzo de rotura}$$

$$F_{py} = 1\,701.00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Esfuerzo de fluencia}$$

Coefficientes de fricción para torones de postensado (valores mínimos requeridos).

$$K = 3.00E-03 / \text{m}$$

$$\mu = 0.30 / \text{rad}$$

$$\delta = 0.60 \text{ cm} \rightarrow \text{Asentamiento de cuña}$$

Límites de esfuerzo para los torones

Tabla 5.9.3-1 — Límites de esfuerzo para los torones de preesfuerzo (CCP-14)

Cables de baja relajación - Postensado

$$0.74 f_{pu} = 1\,398.60 \text{ Mpa} \rightarrow \text{En otras secciones, a lo largo del elemento estructural}$$

$$0.70 f_{pu} = 1\,323.00 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Por efecto de cuña}$$

$$0.80 f_{py} = 1\,360.80 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Largo plazo}$$

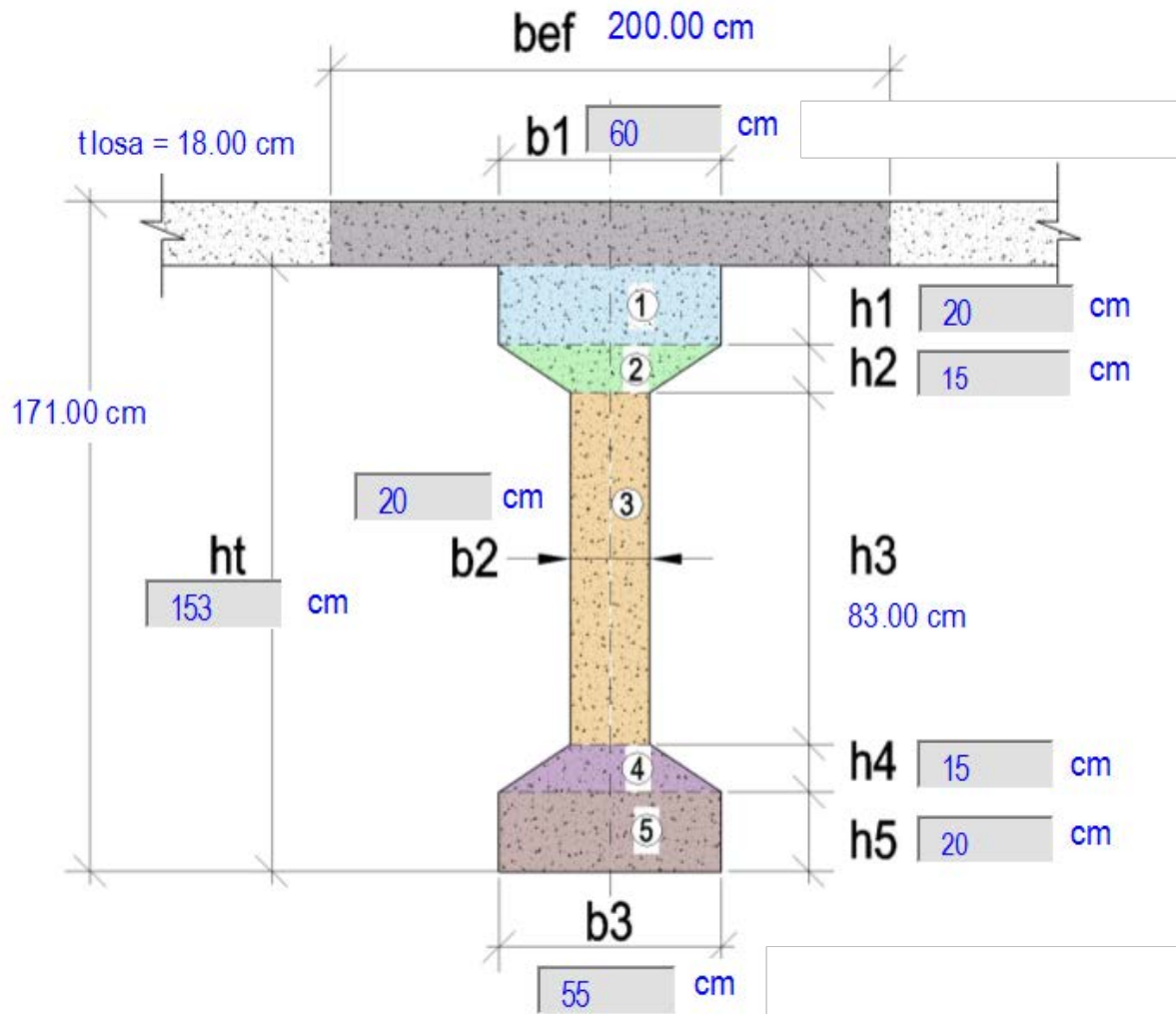
$$0.90 f_{py} = 1\,530.90 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Esfuerzo máximo admisible en el gato}$$

ACERO DE REFUERZO PASIVO

$$f_y = f_s = 420.00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Resistencia de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo}$$

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA: DE

3. DIMENSIONES Y PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA



DIMENSIONES

b1 =	60.00 cm
b2 =	20.00 cm
b3 =	55.00 cm
ht =	153.00 cm
tc =	18.00 cm

Espesor de la losa

h1 =	20.00 cm
h2 =	15.00 cm
h3 =	83.00 cm

h5 =	20.00 cm
h4 =	15.00 cm

H_{TOTAL} = 171.00 cm Viga + losa

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA (SECCIÓN SIMPLE)

SECCIÓN	Área (cm ²)	Yi (cm)	AYi (cm ³)	lo (cm)	A d ² (cm)	I + A d ² (cm)
1	1 200.00	143.00	171 600.00	40 000.00	5 306 700.00	5 346 700.00
2	600.00	126.75	76 050.00	10 312.50	1 515 037.50	1 525 350.00
3	1 660.00	76.50	126 990.00	952 978.33	0.00	952 978.33
4	562.50	26.33	14 812.50	9 781.25	1 415 640.63	1 425 421.88
5	1 100.00	10.00	11 000.00	36 666.67	4 864 475.00	4 901 141.67
Σ =	5 122.50		400 452.50	1 049 738.75	13 101 853.13	14 151 591.88

Posición eje Neutro

Yb = 78.18 cm Abajo
Yt = 74.82 cm Arriba

Momento de Inercia

Ic = 14 151 591.88 cm⁴ 781.7520742

Módulos de Sección

Sb = 181 024.04 cm³ (abajo)
St = 189 129.72 cm³ (arriba)

radio de giro

r² = 2 762.63

ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA

Criterios

bef1 = 276.00 cm 12 tc + b1
bef2 = 200.00 cm Sv
bef3 = 750.00 cm Lv / 4
bef = 200.00 cm Ancho efectivo de diseño

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	Nº:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGA + LOSA (SECCIÓN COMPUESTA)

$$n = 1.12 \quad \text{Relación modular} \quad (f_c \text{ viga} / f_c \text{ losa})^{0.5}$$

$$beq_v = 178.89 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectivo equivalente de losa} \quad be_f / n$$

SECCIÓN	Área (cm ²)	Y _i (cm)	AY _i (cm ³)	I _o (cm ⁴)	A d ² (cm ⁴)	I + A d ² (cm ⁴)
Viga	5 122.50	78.18	400 452.50	14 151 591.88	5 362 113.06	19 513 704.93
Losa	3 219.94	162.00	521 629.94	86 938.32	8 530 420.50	8 617 358.82
Σ =	8 342.44		922 082.44	14 238 530.20	13 892 533.55	28 131 063.75

Posición eje Neutro

$$Y_b = 110.53 \text{ cm} \quad \text{Abajo}$$

$$Y_t = 60.47 \text{ cm} \quad \text{Arriba}$$

Momento de Inercia

$$I_c = 28 131 063.75 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección

$$S_b = 254 512.66 \text{ cm}^3 \quad \text{(abajo)}$$

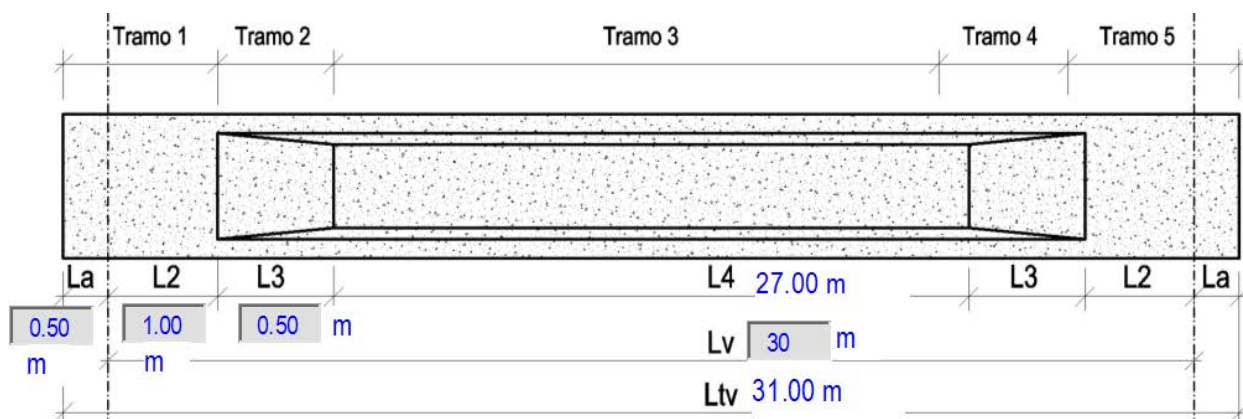
$$S_t = 465 200.28 \text{ cm}^3 \quad \text{(arriba)}$$

radio de giro

$$r^2 = 3 372.04$$

4. ESTIMATIVO DE CARGAS

4.1 CARGAS MUERTAS



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

Lv = 30.00 m
 Ltv = 31.00 m
 La = 0.50 m

Luz de cálculo de la viga

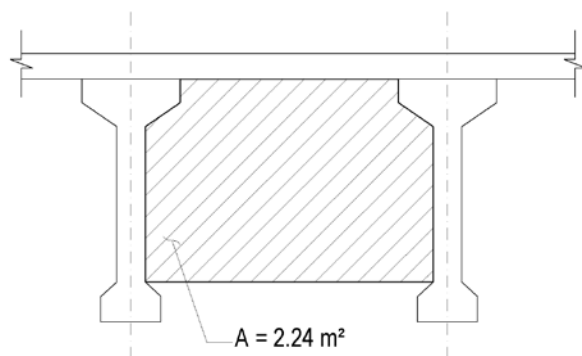
L2 = 1.00 m
 L3 = 0.50 m
 L4 = 27.00 m

Zona de transición

TRAMO	VOLUMEN		PESO	
	Unitario (m³/ml)	Total (m³)	Unitario (kN/m)	Total (kN)
1	0.92	1.38	22.03	33.05
2	0.72	0.36	17.16	8.58
3	0.51	13.83	12.29	331.94
4	0.72	0.36	17.16	8.58
5	0.92	1.38	22.03	33.05
	Σ =	17.30		415.20

PESO PROPIO DE LAS RIOSTRAS

ITEM	Área (m²)	espesor (m)	Cant.	W (kN)
Riostras	1.20	0.25	3	22.00



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

CARGAS MUERTAS

ITEM		D (kN-m)	
Peso Propio Viga		13.39	kN/m = W / L_{total}
Peso Losa		8.64	kN/m = $t_c * \gamma_c * 2.00 \text{ m}$
Riostras	22.00 kN	0.73	kN/m = W / L_{total}
Peso propio Losa + Riostras		9.37	kN/m

Cargas Muertas Posteriores

Bordillos = $0.4 * 0.3 * \gamma_c$	2.88	
Baranda Metálica	0.70	kN/m
Pavimento	2.25	kN/m

4.2 CARGA VIVA

CARGA VIVA VEHICULAR DE DISEÑO

CAMIÓN DE DISEÑO CC-14

CARGAS DE CAMIÓN (3.6.1.2.2 - CCP-14)

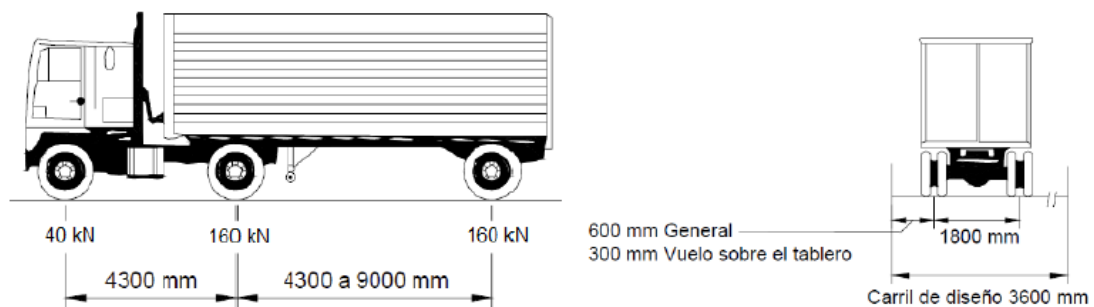
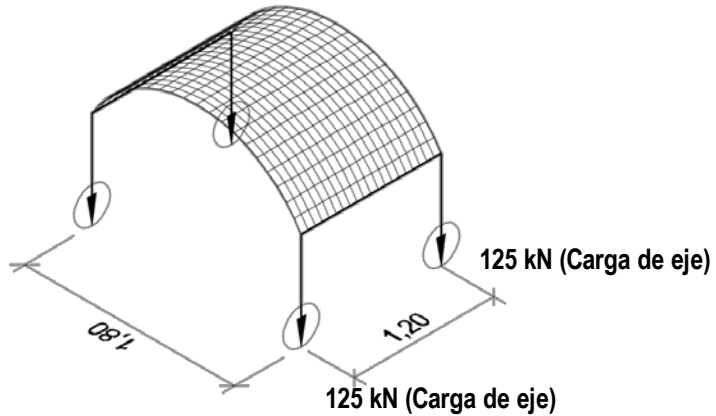


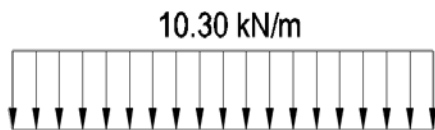
Figura 3.6.1.2.2-1 — Características del Camión de Diseño

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

TÁNDEM DE DISEÑO (3.6.1.2.2-1 - CCP-14)



CARGA DE CARRIL DE DISEÑO (3.6.1.2.4 - CCP-14)



Las fuerzas de la carga de carril de diseño no deben someterse a una amplificación de carga dinámica.
(3.6.1.2.4 - CCP14)

AMPLIFICACIÓN POR CARGA DINÁMICA (IM)

El factor que se aplique a la carga estática debe tomarse como: $(1 + IM/100)$.

IM =	33%	Tabla 3.6.2.1-1 - CCP14
f_{IM} =	1.33	Factor amplificación dinámica

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA: DE

DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA VIVA PARA LA VIGA EXTERIOR

Cálculo del parámetro de rigidez longitudinal

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (4.6.2.2.1-2)$$

n =	1.12	
A =	512 250	mm ² → Área de la viga (secc. Simple)
I =	1.42E+11	mm → Inercia de la viga (secc. Simple)
eg =	658	mm → distancia entre centros de gravedad de la viga y del tablero
Kg =	4.06E+11	parámetro de rigidez longitudinal

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

Tabla 4.6.2.2b-1 — Distribución de cargas vivas para momento en vigas interiores

S =	2 000	mm → espaciamiento de vigas	Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$
L =	30 000	mm → luz de la viga	
ts =	180	mm → profundidad de la losa de concreto	

ginterior = 0.58 Factor de distribución de momento para vigas interiores

ginterior = 0.42 1 carril de diseño cargado

Un carril de diseño cargado:

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Tabla 4.6.2.2d-1 — Distribución de cargas vivas para momento en vigas exteriores longitudinales

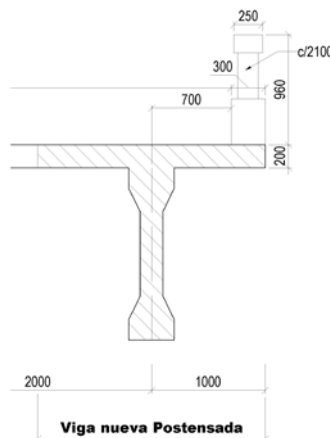
de = 700 mm distancia horizontal desde el eje del alma exterior de la viga exterior en el nivel del tablero al borde interior del bordillo o de la barrera de tráfico (mm)

e = 1.02

g = 0.59 Factor de distribución de momento para vigas exteriores

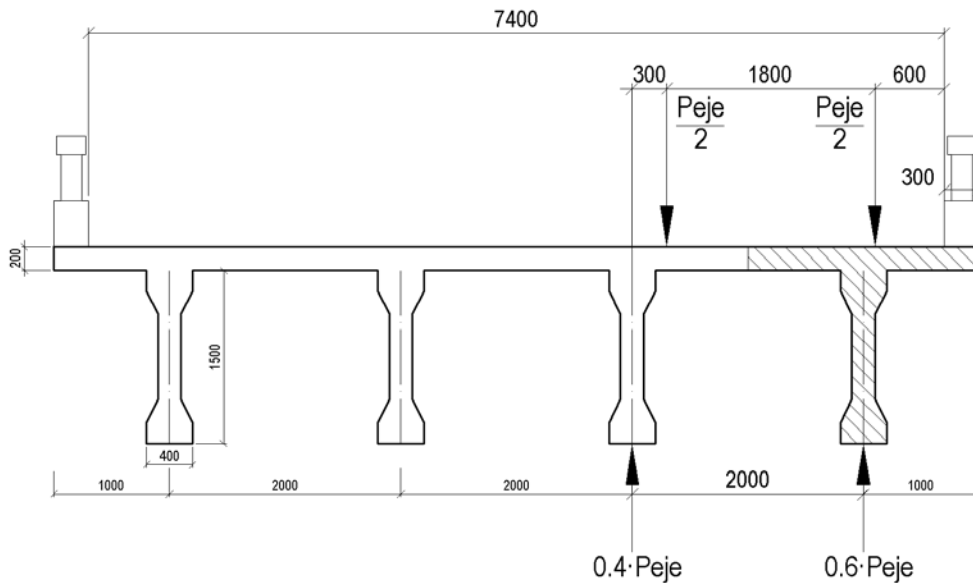
$$g = eg_{interior}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA: DE

Regla de la palanca



$$g = \boxed{0.60} \text{ 1 carril de diseño cargado}$$

$$g_{\text{diseño}} = \boxed{0.60} \text{ Factor de distribución de diseño Máx.(ginterior, gexterior)}$$

Tabla 4.6.2.2.3a-1 — Distribución de carga viva para cortante en vigas interiores

$$g_{\text{interior}} = \boxed{0.72} \text{ Factor de distribución de cortante para vigas interiores}$$

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0} \quad \text{Dos o más carriles de diseño cargados}$$

$$g_{\text{interior}} = \boxed{0.62} \text{ Factor de distribución de cortante para vigas interiores}$$

$$0.36 + \frac{S}{7600} \quad \text{Un carril de diseño cargado}$$

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

Tabla 4.6.2.2.3b-1 — Distribución de carga viva para cortante en vigas exteriores

$$e = \boxed{0.83}$$

$$g = \boxed{0.60}$$

Factor de distribución de cortante para vigas exteriores

$$g = e g_{\text{interior}}$$

Dos o más carriles de diseño cargados

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

$$g = \boxed{0.60}$$

F.D cortante para vigas exteriores (regla de la palanca)

(1 carril de diseño cargado)

$$g_{\text{diseño}} = \boxed{0.72}$$

Factor de distribución de diseño Máx.(ginterior, gexterior)

APLICACIÓN DE LA CARGA VIVA VEHICULAR DE DISEÑO

(3.6.1.3 - CCP-14)

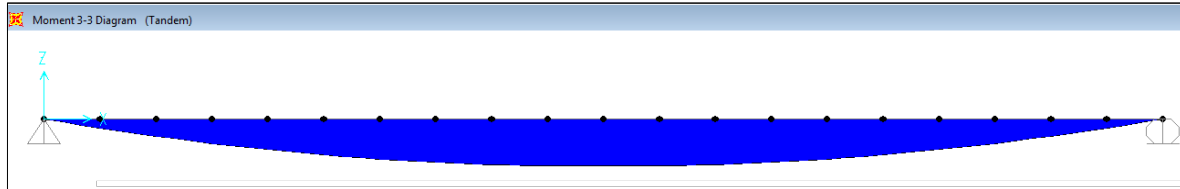
Se toma como el mayor de los siguientes casos:

CASO 1: [(TÁNDEM+IM) + CARRIL DE DISEÑO] * g_{diseño}

CASO 2: [(CAMIÓN+IM) + CARRIL DE DISEÑO] * g_{diseño}

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

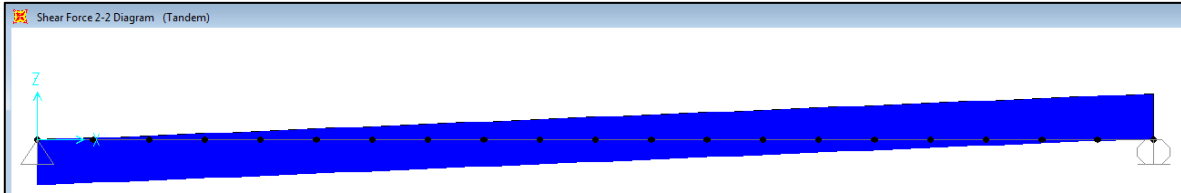
Solicitaciones - Modelo SAP: V30m.sdb



SECCIÓN	ABSCISA (m)	MOMENTOS DE DISEÑO POR C.V					
		CAMIÓN (kN-m)	TANDEM (kN-m)	W (kN-m)	CASO 1 (kN-m)	CASO 2 (kN-m)	M _{DISEÑO} (kN-m)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.50	461.38	348.74	220.16	410.39	500.28	500.28
3	3.00	868.76	659.97	417.15	776.95	943.56	943.56
4	4.50	1 222.14	933.71	590.96	1 099.68	1 329.85	1 329.85
5	6.00	1 521.52	1 169.95	741.60	1 378.58	1 659.13	1 659.13
6	7.50	1 766.92	1 368.69	869.06	1 613.65	1 931.44	1 931.44
7	9.00	1 958.33	1 529.95	973.35	1 804.91	2 146.76	2 146.76
8	10.50	2 104.30	1 653.71	1 054.46	1 952.34	2 311.91	2 311.91
9	12.00	2 213.52	1 739.97	1 112.40	2 055.94	2 433.83	2 433.83
10	13.50	2 268.76	1 788.73	1 147.16	2 115.71	2 498.76	2 498.76
11	15.00	2 269.99	1 800.00	1 147.16	2 124.70	2 499.75	2 499.75

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

Solicitaciones - Modelo SAP: V30m.sdb



SECCIÓN	ABSCISA (m)	CORTANTES DE DISEÑO POR C.V					
		CAMIÓN kN	TANDEM kN	W kN	CASO 1 kN	CASO 2 kN	VDISEÑO kN
1	0.00	325.59	244.99	154.50	346.14	423.39	423.39
2	1.50	307.59	232.49	139.05	323.03	395.00	395.00
3	3.00	289.59	219.99	123.60	299.91	366.61	366.61
4	4.50	271.59	207.49	108.15	276.80	338.23	338.23
5	6.00	253.59	194.99	92.70	253.69	309.84	309.84
6	7.50	235.59	182.49	77.25	230.57	281.46	281.46
7	9.00	217.59	169.99	61.80	207.46	253.07	253.07
8	10.50	199.59	157.49	46.35	184.34	224.69	224.69
9	12.00	181.59	144.99	30.90	161.23	196.30	196.30
10	13.50	163.59	132.49	15.45	138.12	167.92	167.92
11	15.00	145.59	119.99	0.00	115.00	139.53	139.53

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No.:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

5. PRESFUERZO EFECTIVO PARA TENSIONAMIENTOS 1 Y 2.

5.1 ESFUERZOS EN LA SECCIÓN DE VIGA SIMPLE Y CÁLCULO ESTIMADO DE 1º TENSIONAMIENTO

$W_{PPVIGA} =$		13.39	kN/m	$W_{LOSA+RIOST} =$		9.37	kN/m
SECCIÓN	ABSCISA (m)	PESO PROPIO			PESO LOSA Y RIOSTRAS		
		Momento (kN-m)	ft superior (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)	Momento (kN-m)	ft superior (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
2	1.50	286.29	-0.151	0.158	200.36	-0.106	0.111
3	3.00	542.43	-0.287	0.300	379.62	-0.201	0.210
4	4.50	768.45	-0.406	0.425	537.80	-0.284	0.297
5	6.00	964.33	-0.510	0.533	674.88	-0.357	0.373
6	7.50	1 130.07	-0.598	0.624	790.88	-0.418	0.437
7	9.00	1 265.68	-0.669	0.699	885.78	-0.468	0.489
8	10.50	1 371.15	-0.725	0.757	959.60	-0.507	0.530
9	12.00	1 446.49	-0.765	0.799	1 012.32	-0.535	0.559
10	13.50	1 491.70	-0.789	0.824	1 043.96	-0.552	0.577
11	15.00	1 506.76	-0.797	0.832	1 054.50	-0.558	0.583

PRIMER TENSIONAMIENTO

Cubrimiento al eje del ducto = 8.00 cm $e_1 = 70.175$ cm (excentricidad 1)
 $f_{b1} = 0.00$ kN/cm² (Esfuerzo deseado en fibra inferior)
 $P_1 \geq 2\,427.41$ kN → Tensionamiento requerido para $f_{b1} = 0.00$ kN/cm²

P1 = 1º Tensionamiento efectivo

COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO DE P1 MEDIANTE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

ESFUERZOS DEBIDO AL PRESFUERZO P1 = 2427.41 kN

f_{AXIAL} (kN/cm ²)	$f_{b\,MOMENTO}$ (kN/cm ²)	$f_{b\,RESULTANTE}$ (kN/cm ²)
-0.47	-0.94	0.00

$= 0.83 + 0.58 + -0.47 + -0.47 + -0.94 = 0.00$ kN/cm²
 ✓ La verificación es correcta

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

5.2 ESFUERZOS EN LA SECCIÓN COMPUESTA Y CÁLCULO ESTIMADO DE 2º TENSIONAMIENTO

$W_{POSTERIORES} =$ 3.58 kN/m

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGAS MUERTAS POSTERIORES			
		Momento (kN-m)	ft superior Losa (kN/cm ²)	ft superior Viga (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	1.50	76.52	-0.016	-0.012	0.030
3	3.00	144.99	-0.031	-0.022	0.057
4	4.50	205.40	-0.044	-0.031	0.081
5	6.00	257.76	-0.055	-0.039	0.101
6	7.50	302.06	-0.065	-0.046	0.119
7	9.00	338.31	-0.073	-0.051	0.133
8	10.50	366.50	-0.079	-0.055	0.144
9	12.00	386.64	-0.083	-0.058	0.152
10	13.50	398.72	-0.086	-0.060	0.157
11	15.00	402.75	-0.087	-0.061	0.158

$W_{DW} =$ 2.25 kN/m

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGA DE PAVIMENTO			
		Momento (kN-m)	ft superior Losa (kN/cm ²)	ft superior Viga (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	1.50	48.09	-0.010	-0.007	0.019
3	3.00	91.13	-0.020	-0.014	0.036
4	4.50	129.09	-0.028	-0.019	0.051
5	6.00	162.00	-0.035	-0.024	0.064
6	7.50	189.84	-0.041	-0.029	0.075
7	9.00	212.63	-0.046	-0.032	0.084
8	10.50	230.34	-0.050	-0.035	0.091
9	12.00	243.00	-0.052	-0.037	0.095
10	13.50	250.59	-0.054	-0.038	0.098
11	15.00	253.13	-0.054	-0.038	0.099

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGA VIVA			
		Momento Total (kN-m)	fb superior Losa (kN/cm²)	fb superior Viga (kN/cm²)	fb inferior (kN/cm²)
1	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	1.50	500.28	-0.108	-0.076	0.197
3	3.00	943.56	-0.203	-0.142	0.371
4	4.50	1 329.85	-0.286	-0.201	0.523
5	6.00	1 659.13	-0.357	-0.250	0.652
6	7.50	1 931.44	-0.415	-0.292	0.759
7	9.00	2 146.76	-0.461	-0.324	0.843
8	10.50	2 311.91	-0.497	-0.349	0.908
9	12.00	2 433.83	-0.523	-0.367	0.956
10	13.50	2 498.76	-0.537	-0.377	0.982
11	15.00	2 499.75	-0.537	-0.377	0.982

SEGUNDO TENSIONAMIENTO

cubrimiento al eje del ducto = 25.00 cm
 $e_2 = 85.529$ cm (excentricidad 2)
 $f_{b2} = 0.00$ kN/cm² (Esfuerzo deseado en fibra inferior)
 $P_2 \geq 2\,719.49$ kN → Tensionamiento requerido para $f_{b2} = 0.00$ kN/cm²

P2 = 2º Tensionamiento efectivo

COMPROBACIÓN DEL CÁLCULO DE P2 MEDIANTE LOS ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

ESFUERZOS DEBIDO AL PRESFUERZO P2 = 2719.49 kN

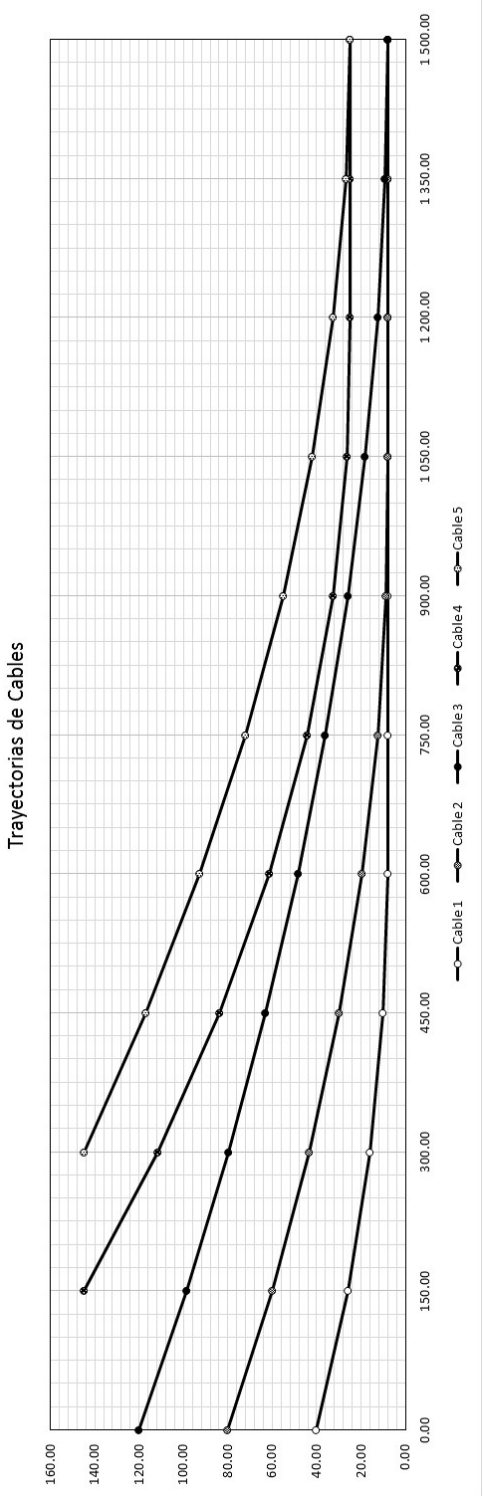
f_{AXIAL} (kN/cm²)	$f_{b\,MOMENTO}$ (kN/cm²)	$f_{b\,RESULTANTE}$ (kN/cm²)	
-0.33	-0.91	0.00	$= 0.16 + 0.10 + 0.98 + 0.00 + -0.33 + -0.91 = 0.00$ kN/cm²

✓ La verificación es correcta

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECH-A Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

6. GEOMETRÍA DE LOS CABLES

Ø Torón = Ø 0.6" 1.40 cm² → Área torón														
CABLE #	Yo (cm)	Yc (cm)	Abs. inicio (cm)	Longitud		Cantidad Torones	Asentamiento Cuña (cm)	ETAPA TENSIÓN	A _{5TOTAL} (cm²)	fpj (kN/cm²)	fpj _{MAX.} (kN/cm²)	Pj (kN)	Ø Ducto (cm)	recubrimiento mínimo (cm)
				Curva (cm)	Recta (cm)									
1	40.00	8.00	0.00	600.00	900.00	6	0.60	1	8.40	140.00	153.09	1.176.00	6.00	5.00
2	80.00	8.00	0.00	1000.00	500.00	6	0.60	1	8.40	140.00		1.176.00	6.00	5.00
3	120.00	8.00	0.00	1500.00	0.00	6	0.60	1	8.40	140.00		1.176.00	6.00	5.00
4	145.00	25.00	150.00	1000.00	350.00	8	0.60	2	11.20	140.00	153.09	1.568.00	7.00	5.00
5	145.00	25.00	300.00	1200.00	0.00	8	0.60	2	11.20	140.00		1.568.00	7.00	5.00
1 ETAPA					Σ =	34.00			47.60			Σ =	6664.00	
2 ETAPA					Σ =									



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

EXCENTRICIDADES DE LOS CABLES

SECCIÓN	ABSCISA (m)	Cable #1 ecc (cm)	Cable #2 ecc (cm)	Cable #3 ecc (cm)	Cable #4 ecc (cm)	Cable #5 ecc (cm)
1	0.00	-38.18	1.82	41.82	0.00	0.00
2	150.00	-52.18	-18.16	20.54	34.47	0.00
3	300.00	-62.18	-34.90	1.50	1.17	34.47
4	450.00	-68.18	-48.40	-15.30	-26.73	6.35
5	600.00	-70.18	-58.66	-29.86	-49.23	-18.03
6	750.00	-70.18	-65.68	-42.18	-66.33	-38.65
7	900.00	-70.18	-69.46	-52.26	-78.03	-55.53
8	1 050.00	-70.18	-70.18	-60.10	-84.33	-68.65
9	1 200.00	-70.18	-70.18	-65.70	-85.53	-78.03
10	1 350.00	-70.18	-70.18	-69.06	-85.53	-83.65
11	1 500.00	-70.18	-70.18	-70.18	-85.53	-85.53

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA: DE

7. CÁLCULO DE PÉRDIDAS INSTANTANEAS

7.1 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

7.1.1 CABLE # 1 – FRICCIÓN, CURVATUA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

$Y_o = 40.00$ cm $\rightarrow Y_{\text{extremo}}$
 $Y_c = 8.00$ cm $\rightarrow Y$
 $L = 600.00$ cm $\rightarrow$ Long. De tramo curvo (proyección horizontal)

$Y = 0.000089 X^2 + 8.00$ $\rightarrow$ Ecuación de la parábola

$\Delta\alpha = 0.000178 X$ $\rightarrow$ Ecuación de la variación angular

CABLE # 1

6.00 Cantidad de torones
 $Asp = 8.40$ cm² $\rightarrow$ Área total para 6 torones
 $\delta = 0.60$ cm $\rightarrow$ Asentamiento de cuña
 $K = 0.000030$ /cm
 $\mu = 0.30$ /rad

$f_{pj} = 140.00$ kN/cm² $\rightarrow$ Esfuerzo máximo admisible en el gato
 $P_j = 1\ 176.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable
 $P_{j/tor} = 196.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable / torón

PÉRDIDAS POR ASENTAMIENTO DE CUÑA

$X = 926.69$ cm $\rightarrow$ Distancia en la cual se igualan los esfuerzos de pérdidas por fricción y asentamiento de cuña
 $P_x = 1\ 107.74$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en el tramo (X)
 $P_o = 1\ 039.47$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en $X = 0.00$ cm
 $\Delta P_o(o) = 136.53$ kN $\rightarrow$ Pérdida por asentamiento de cuña
 $E_{ps} = 198.00$ kN/mm² $\rightarrow$ Módulo de elasticidad

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

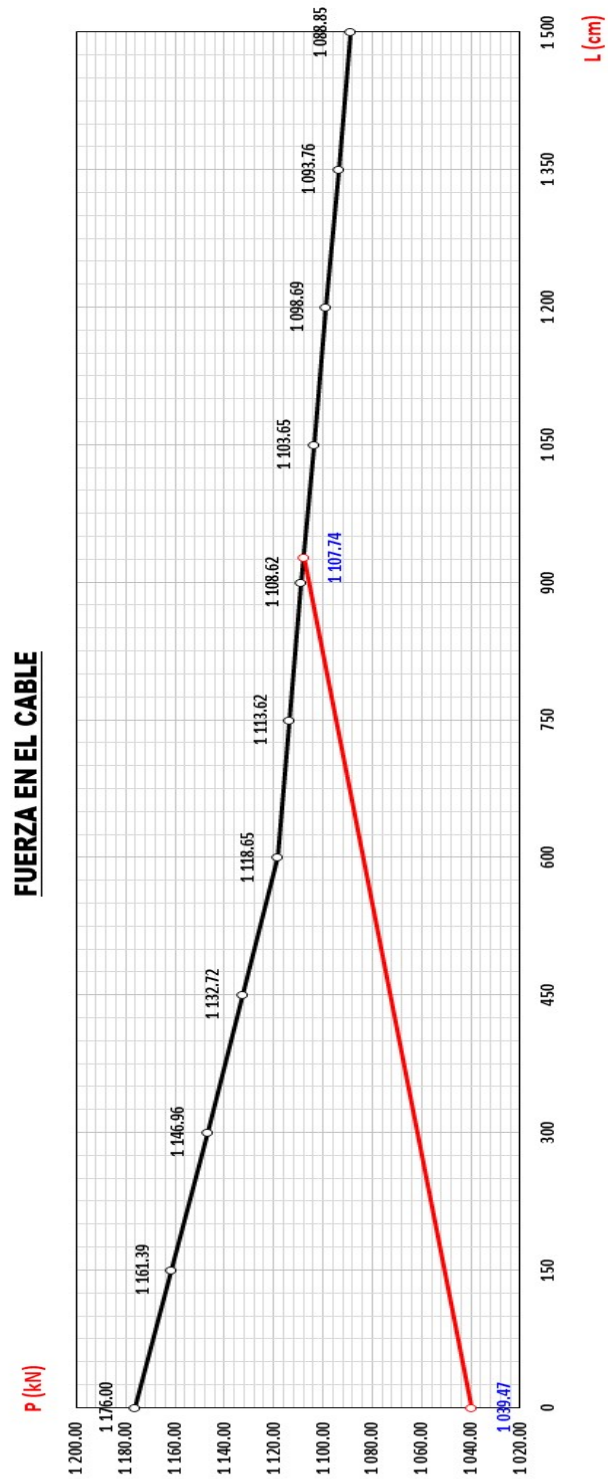
SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Ordenada (cm)	Po (kN)	ΔL (cm)	K * ΔL	Δα (rad)	μ * Δα	(KΔL + μΔα)	e ^{-(KΔL + μΔα)}	Px (kN)	Alargamiento Cable ΔL (mm)	Px - Panci. (kN)	Ecc (cm)
1	0.00	40.00	1 176.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 176.00	0.00	1 039.47	-38.18
2	150.00	26.00	1 161.39	150.00	0.004500	0.026667	0.008000	0.012500	0.987578	1 161.39	10.54	1 046.96	-52.18
3	300.00	16.00	1 146.96	150.00	0.004500	0.026667	0.008000	0.012500	0.987578	1 146.96	10.41	1 054.63	-62.18
4	450.00	10.00	1 132.72	150.00	0.004500	0.026667	0.008000	0.012500	0.987578	1 132.72	10.28	1 062.49	-68.18
5	600.00	8.00	1 118.65	150.00	0.004500	0.026667	0.008000	0.012500	0.987578	1 118.65	10.15	1 070.51	-70.18
6	750.00	8.00	1 113.62	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 113.62	10.07	1 087.59	-70.18
7	900.00	8.00	1 108.62	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 108.62	10.02	1 104.69	-70.18
8	1 050.00	8.00	1 103.65	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 103.65	9.98	1 103.65	-70.18
9	1 200.00	8.00	1 098.69	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 098.69	9.93	1 098.69	-70.18
10	1 350.00	8.00	1 093.76	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 093.76	9.89	1 093.76	-70.18
11	1 500.00	8.00	1 088.85	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 088.85	9.84	1 088.85	-70.18
Alargamiento esperado en el cable (antes del asentamiento de cuña) =											202		

CONTROL DE ESFUERZOS EN EL CABLE

0.70 fpu =	132.30	kN/cm²
F _{ADM.} =	1 111.32	kN
P _{CUNA} =	1 039.47	kN → Cumple ✓ (D/C =0.94)
	0.94	

0.74 fpu =	139.86	kN/cm²
F _{ADM.} =	1 174.82	kN
P _{CUNA} =	1 107.74	kN → Cumple ✓ (D/C =0.94)
	0.94	

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

7.1.2 CABLE # 2 – FRICCIÓN, CURVATURA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

$Y_o = 80.00$ cm $\rightarrow Y_{\phi}$ extremo
 $Y_c = 8.00$ cm $\rightarrow Y$
 $L = 1\,000.00$ cm $\rightarrow$ Long. De tramo curvo (proyección horizontal)

$Y = 0.000072 X^2 + 8.00$ $\rightarrow$ Ecuación de la parábola

$\Delta\alpha = 0.000144 X$ $\rightarrow$ Ecuación de la variación angular

CABLE # 2

6.00 Cantidad de torones
 $Asp = 8.40$ cm² $\rightarrow$ Área total para 6 torones
 $\delta = 0.60$ cm $\rightarrow$ Asentamiento de cuña
 $K = 0.000030$ /cm
 $\mu = 0.30$ /rad
 $f_{pj} = 140.00$ kN/cm² $\rightarrow$ Esfuerzo máximo admisible en el gato
 $P_j = 1\,176.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable
 $P_{j/tor} = 196.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable / torón

PÉRDIDAS POR ASENTAMIENTO DE CUÑA

$X = 889.38$ cm $\rightarrow$ Distancia en la cual se igualan los esfuerzos de pérdidas por fricción y asentamiento de cuña
 $P_x = 1\,101.88$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en el tramo (X)
 $P_o = 1\,027.76$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en X = 0.00 cm
 $\Delta P_o(o) = 148.24$ kN $\rightarrow$ Pérdida por asentamiento de cuña

$E_{ps} = 198.00$ kN/mm² $\rightarrow$ Módulo de elasticidad

PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN

CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m

EJECUTÓ: REVISÓ:

No:

FECHA: Marzo / 2019

HOJA: DE

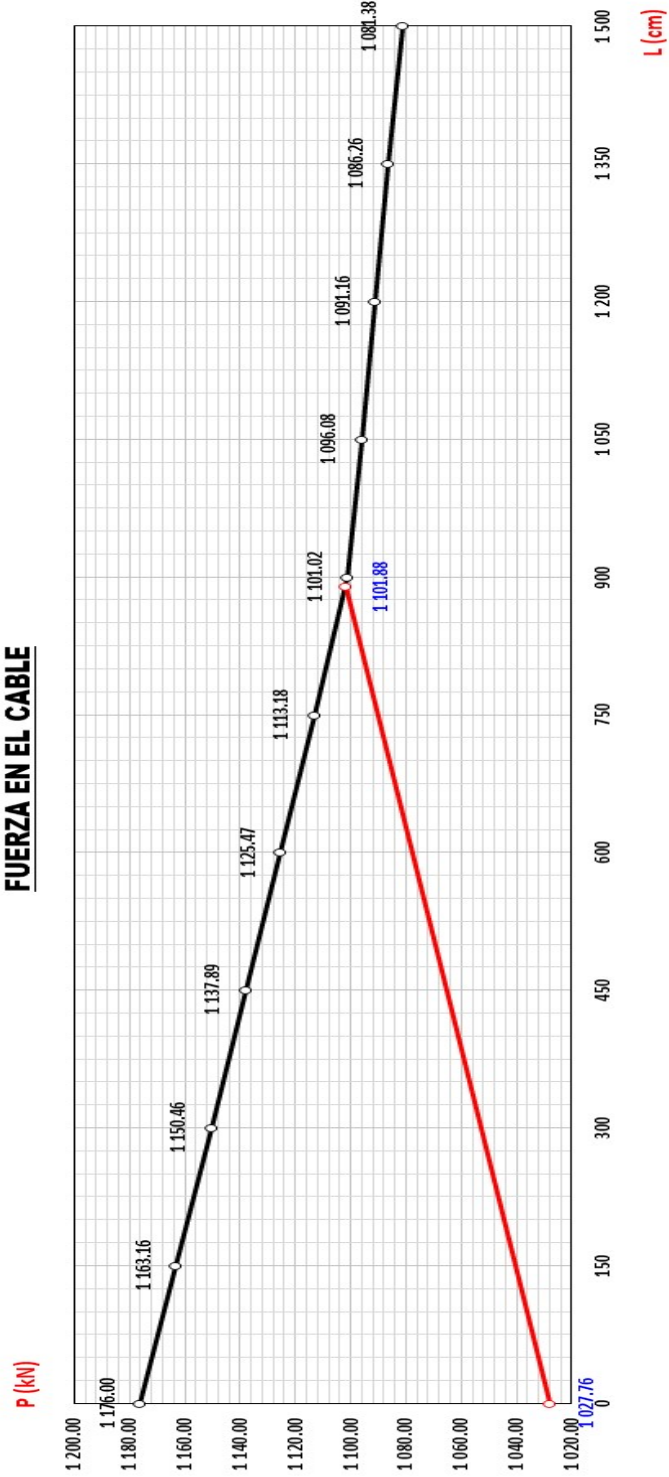
SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Ordenada (cm)	Po (kN)	ΔL (cm)	K * ΔL	Δα (rad)	μ * Δα	(KΔL + μΔα)	$e^{-(KΔL + μΔα)}$	Px (kN)	Alargamiento Cable ΔL (mm)	Px - Pandl. (kN)	Ecc (cm)
1	0.00	80.00	1 176.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 176.00	0.00	1 027.76	1.82
2	150.00	60.02	1 163.16	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 163.16	10.55	1 039.92	-18.16
3	300.00	43.28	1 150.46	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 150.46	10.43	1 052.22	-34.90
4	450.00	29.78	1 137.89	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 137.89	10.32	1 064.66	-48.40
5	600.00	19.52	1 125.47	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 125.47	10.21	1 077.23	-58.66
6	750.00	12.50	1 113.18	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 113.18	10.09	1 089.95	-65.68
7	900.00	8.72	1 101.02	150.00	0.004500	0.021600	0.006480	0.010980	0.989080	1 101.02	9.98	1 101.02	-69.46
8	1 050.00	8.00	1 096.08	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 096.08	9.91	1 096.08	-70.18
9	1 200.00	8.00	1 091.16	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 091.16	9.86	1 091.16	-70.18
10	1 350.00	8.00	1 086.26	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 086.26	9.82	1 086.26	-70.18
11	1 500.00	8.00	1 081.38	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 081.38	9.77	1 081.38	-70.18
Alargamiento esperado en el cable (antes del asentamiento de cuña) =											202		

CONTROL DE ESFUERZOS EN EL CABLE

0.70 fpu =	132.30	kN/cm²
F _{ADM} =	1 111.32	kN
P _{CUÑA} =	1 027.76	kN → Cumple ✓ (D/C =0.92)
	0.92	

0.74 fpu =	139.86	kN/cm²
F _{ADM} =	1 174.82	kN
P _{CUÑA} =	1 101.88	kN → Cumple ✓ (D/C =0.94)
	0.94	

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No.:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

7.1.3 CABLE # 3 – FRICCIÓN, CURVATURA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

$Y_o = 120.00$ cm $\rightarrow Y_{\phi}$ extremo
 $Y_c = 8.00$ cm $\rightarrow Y$
 $L = 1\,500.00$ cm $\rightarrow$ Long. De tramo curvo (proyección horizontal)

$Y = 0.000050 \quad X^2 + 8.00$ $\rightarrow$ Ecuación de la parábola
 $\Delta\alpha = 0.000100 \quad X$ $\rightarrow$ Ecuación de la variación angular

CABLE # 3

6.00 Cantidad de torones
 $Asp = 8.40$ cm² $\rightarrow$ Área total para 6 torones
 $\delta = 0.60$ cm $\rightarrow$ Asentamiento de cuña
 $K = 0.000030$ /cm
 $\mu = 0.30$ /rad
 $f_{pj} = 140.00$ kN/cm² $\rightarrow$ Esfuerzo máximo admisible en el gato
 $P_j = 1\,176.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable
 $P_{j/tor} = 196.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable / torón

PÉRDIDAS POR ASENTAMIENTO DE CUÑA

$X = 860.82$ cm $\rightarrow$ Distancia en la cual se igualan los esfuerzos de pérdidas por fricción y asentamiento de cuña
 $P_x = 1\,116.93$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en el tramo (X)
 $P_o = 1\,057.86$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en $X = 0.00$ cm
 $\Delta P_o(o) = 118.14$ kN $\rightarrow$ Pérdida por asentamiento de cuña
 $E_{ps} = 198.00$ kN/mm² $\rightarrow$ Módulo de elasticidad

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

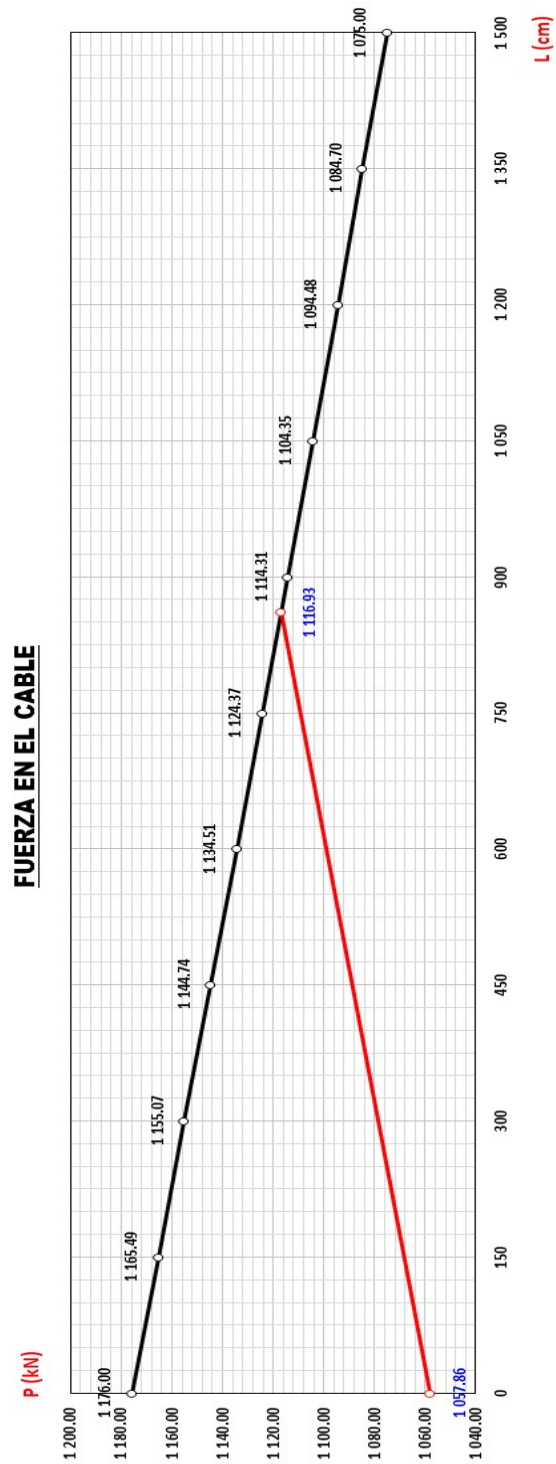
SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Ordenada (cm)	Po (kN)	ΔL (cm)	K * ΔL	Δα (rad)	μ * Δα	(KΔL + μΔα)	$e^{-(KΔL + μΔα)}$	Px (kN)	Alargamiento Cable ΔL (mm)	Px - Parcl. (kN)	Ecc (cm)
1	0.00	120.00	1 176.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 176.00	0.00	1 057.86	41.82
2	150.00	98.72	1 165.49	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 165.49	10.56	1 067.93	20.54
3	300.00	79.68	1 155.07	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 155.07	10.46	1 078.10	1.50
4	450.00	62.88	1 144.74	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 144.74	10.37	1 088.36	-15.30
5	600.00	48.32	1 134.51	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 134.51	10.28	1 088.71	-29.86
6	750.00	36.00	1 124.37	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 124.37	10.19	1 109.16	-42.18
7	900.00	25.92	1 114.31	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 114.31	10.10	1 114.31	-52.26
8	1 050.00	18.08	1 104.35	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 104.35	10.00	1 104.35	-60.10
9	1 200.00	12.48	1 094.48	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 094.48	9.92	1 094.48	-65.70
10	1 350.00	9.12	1 084.70	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 084.70	9.83	1 084.70	-69.06
11	1 500.00	8.00	1 075.00	150.00	0.004500	0.014933	0.004480	0.008980	0.991060	1 075.00	9.74	1 075.00	-70.18
Alargamiento esperado en el cable (antes del asentamiento de cuña) =											203		

CONTROL DE ESFUERZOS EN EL CABLE

0.70 fpu =	132.30	kN/cm²
FADM =	1 111.32	kN
Pcuña =	1 057.86	kN → Cumple ✓ (D/C =0.95)
	0.95	

0.74 fpu =	139.86	kN/cm²
FADM =	1 174.82	kN
Pcuña =	1 116.93	kN → Cumple ✓ (D/C =0.95)
	0.95	

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA: DE



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

7.1.4 CABLE # 4 – FRICCIÓN, CURVATURA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

$Y_o = 145.00$ cm $\rightarrow Y_{\phi}$ extremo
 $Y_c = 25.00$ cm $\rightarrow Y$
 $L = 1\ 000.00$ cm $\rightarrow$ Long. De tramo curvo (proyección horizontal)

Abscisa = $1\ 150.00$ cm

$Y = 0.000120 X^2 + 25.00$ $\rightarrow$ Ecuación de la parábola

En la cual termina el tramo curvo

$\Delta\alpha = 0.000240 X$ $\rightarrow$ Ecuación de la variación angular

CABLE # 4

8.00 Cantidad de torones
 $Asp = 11.20$ cm² $\rightarrow$ Área total para 8 torones
 $\delta = 0.60$ cm $\rightarrow$ Asentamiento de cuña
 $K = 0.000030$ /cm
 $\mu = 0.30$ /rad
 $f_{pj} = 140.00$ kN/cm² $\rightarrow$ Esfuerzo máximo admisible en el gato
 $P_j = 1\ 568.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable
 $P_{j/tor} = 196.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable / torón

PÉRDIDAS POR ASENTAMIENTO DE CUÑA

$X = 757.03$ cm $\rightarrow$ Distancia en la cual se igualan los esfuerzos de pérdidas por fricción y asentamiento de cuña
 $P_x = 1\ 451.48$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en el tramo (X)
 $P_o = 1\ 334.96$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en X = 0.00 cm
 $\Delta P_o(o) = 233.04$ kN $\rightarrow$ Pérdida por asentamiento de cuña
 $E_{ps} = 198.00$ kN/mm² $\rightarrow$ Módulo de elasticidad

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA: DE

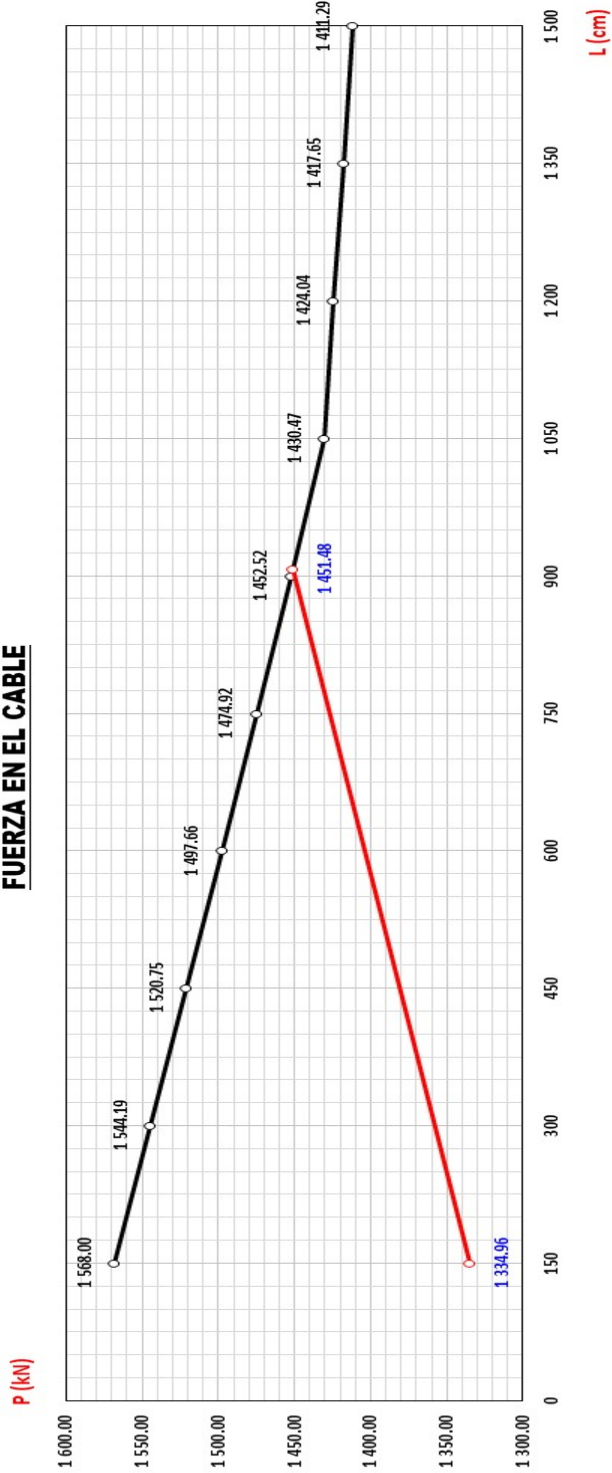
SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Ordenada (cm)	Po (kN)	ΔL (cm)	K * ΔL	Δα (rad)	μ * Δα	(KΔL + μΔα)	e ^{-(KΔL + μΔα)}	Px (kN)	Alargamiento Cable ΔL (mm)	Px - Panci. (kN)	Ecc (cm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	150.00	145.00	1 568.00	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 568.00	5.30	1 381.13	34.47
3	300.00	111.70	1 544.19	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 544.19	10.53	1 403.50	1.17
4	450.00	83.80	1 520.75	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 520.75	10.37	1 426.23	-26.73
5	600.00	61.30	1 497.66	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 497.66	10.21	1 449.32	-49.23
6	750.00	44.20	1 474.92	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 474.92	10.05	1 472.75	-66.33
7	900.00	32.50	1 452.52	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 452.52	9.90	1 452.52	-78.03
8	1 050.00	26.20	1 430.47	150.00	0.004500	0.036000	0.010800	0.015300	0.984816	1 430.47	9.75	1 430.47	-84.33
9	1 200.00	25.00	1 424.04	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 424.04	9.65	1 424.04	-85.53
10	1 350.00	25.00	1 417.65	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 417.65	9.61	1 417.65	-85.53
11	1 500.00	25.00	1 411.29	150.00	0.004500	0.000000	0.000000	0.004500	0.995510	1 411.29	9.57	1 411.29	-85.53
Alargamiento esperado en el cable (antes del asentamiento de cuña) =											190		

CONTROL DE ESFUERZOS EN EL CABLE

0.70 fpu =	132.30	kN/cm²
FADM. =	1 481.76	kN
Pcuña =	1 334.96	kN → Cumple ✓ (D/C =0.90)
	0.90	

0.74 fpu =	139.86	kN/cm²
FADM. =	1 566.43	kN
Pcuña =	1 451.48	kN → Cumple ✓ (D/C =0.93)
	0.93	

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA DE



	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

7.1.5 CABLE # 5 – FRICCIÓN, CURVATURA Y ASENTAMIENTO DE CUÑA

$Y_o = 145.00$ cm $\rightarrow Y_{\phi}$ extremo
 $Y_c = 25.00$ cm $\rightarrow Y$
 $L = 1\,200.00$ cm $\rightarrow$ Long. De tramo curvo (proyección horizontal)

Abscisa = $1\,500.00$ cm

$Y = 0.000083 X^2 + 25.00$ $\rightarrow$ Ecuación de la parábola

En la cual termina el tramo curvo

$\Delta\alpha = 0.000167 X$ $\rightarrow$ Ecuación de la variación angular

CABLE # 5

8.00 Cantidad de torones
 $Asp = 11.20$ cm² $\rightarrow$ Área total para 8 torones
 $\delta = 0.60$ cm $\rightarrow$ Asentamiento de cuña
 $K = 0.000030$ /cm
 $\mu = 0.30$ /rad

$f_{pj} = 140.00$ kN/cm² $\rightarrow$ Esfuerzo máximo admisible en el gato

$P_j = 1\,568.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable

$P_{j/tor} = 196.00$ kN $\rightarrow$ Fuerza máxima en el gato para el cable / torón

PÉRDIDAS POR ASENTAMIENTO DE CUÑA

$X = 745.80$ cm $\rightarrow$ Distancia en la cual se igualan los esfuerzos de pérdidas por fricción y asentamiento de cuña

$P_x = 1\,477.18$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en el tramo (X)

$P_o = 1\,386.37$ kN $\rightarrow$ Valor de la pérdida en $X = 0.00$ cm

$\Delta P_o(o) = 181.63$ kN $\rightarrow$ Pérdida por asentamiento de cuña

$E_{ps} = 198.00$ kN/mm² $\rightarrow$ Módulo de elasticidad

PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN

CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m

EJECUTÓ: REVISÓ:

No:

FECHA: Marzo / 2019

HOJA: DE

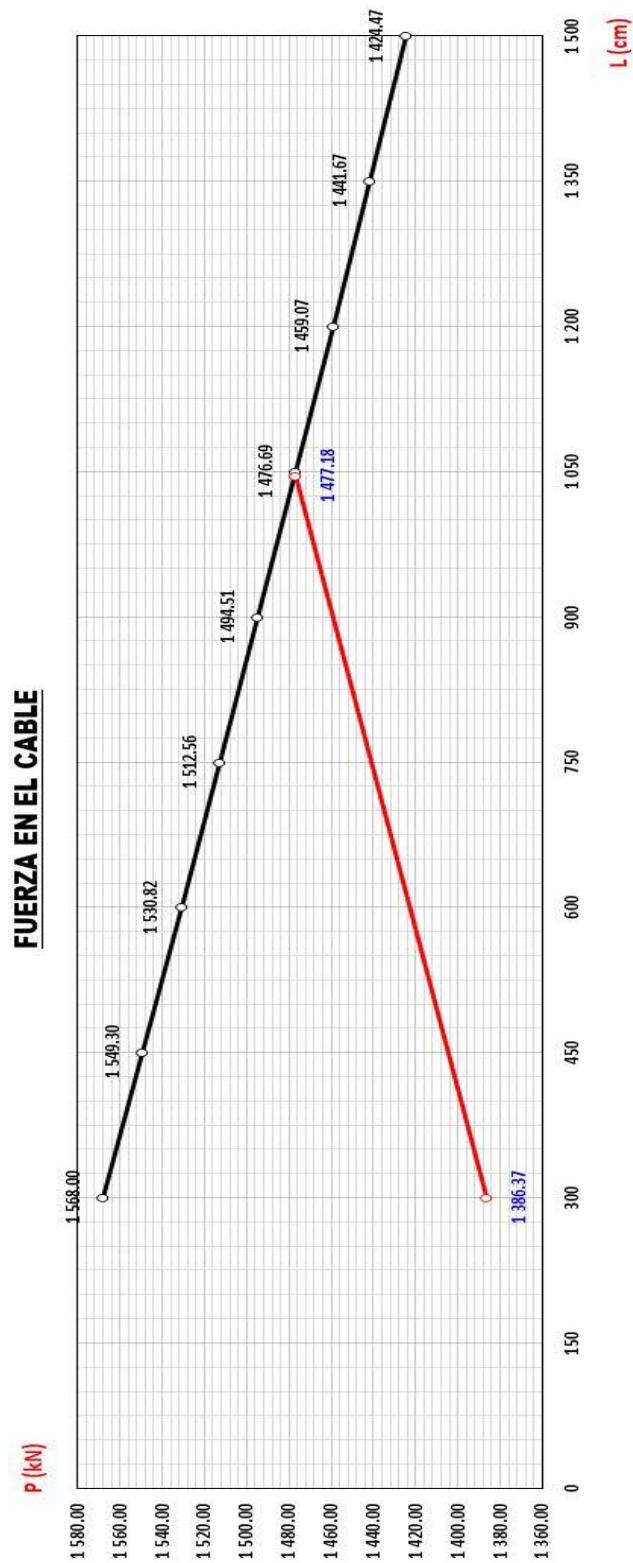
SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Ordenada (cm)	Po (kN)	ΔL (cm)	K * ΔL	Δα (rad)	μ * Δα	(KΔL + μΔα)	$e^{-(KΔL + μΔα)}$	Px (kN)	Alargamiento Cable ΔL (mm)	Px - Panci. (kN)	Ecc (cm)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	300.00	145.00	1 568.00	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 568.00	5.30	1 459.43	34.47
4	450.00	116.88	1 549.30	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 549.30	10.54	1 477.26	6.35
5	600.00	92.50	1 530.82	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 530.82	10.42	1 495.31	-18.03
6	750.00	71.88	1 512.56	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 512.56	10.29	1 513.58	-38.65
7	900.00	55.00	1 494.51	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 494.51	10.17	1 494.51	-55.53
8	1 050.00	41.88	1 476.69	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 476.69	10.05	1 476.69	-68.65
9	1 200.00	32.50	1 459.07	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 459.07	9.93	1 459.07	-78.03
10	1 350.00	26.88	1 441.67	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 441.67	9.81	1 441.67	-83.65
11	1 500.00	25.00	1 424.47	150.00	0.004500	0.025000	0.007500	0.012000	0.988072	1 424.47	9.69	1 424.47	-85.53
Alargamiento esperado en el cable (antes del asentamiento de cuña) =											172		

CONTROL DE ESFUERZOS EN EL CABLE

0.70 fpu =	132.30	kN/cm²
F _{ADM.} =	1 481.76	kN
P _{CUÑA} =	1 386.37	kN → Cumple ✓ (D/C =0.94)
	0.94	

0.74 fpu =	139.86	kN/cm²
F _{ADM.} =	1 566.43	kN
P _{CUÑA} =	1 477.18	kN → Cumple ✓ (D/C =0.94)
	0.94	

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:
		HOJA: DE



	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

7.2 PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DE LA VIGA

Esfuerzos en el concreto, en la sección de máximo momento (centro luz), en el centro de gravedad de los cables.

ETAPA	Po (kN)	Exc. (cm)	M (kN-cm)	f _{cis} (kN/cm ²)	f _{cim} (kN/cm ²)	f _{cgp} (kN/cm ²)	Δf _{pES} (kN/cm ²)
Etapas 1	3 245.23	70.18	-227 734.37	-1.76	0.75	-1.02	2.83
Etapas 2	2 835.76	85.53	-242 539.84	-1.08	0.32	-0.76	2.11

Esfuerzos en la sección de viga simple

Esfuerzos en la sección compuesta

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

8. PRESFUERZO INICIAL P_i (DESPUÉS DE TODAS LAS PÉRDIDAS INSTANTANEAS)

SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Cable #1 Po (kN)	Cable #2 Po (kN)	Cable #3 Po (kN)	Cable #4 Po (kN)	Cable #5 Po (kN)	1a ETAPA Po (kN)	2a ETAPA Po (kN)	TOTAL Po (kN)
1	0.00	1 015.68	1 003.96	1 034.07	0.00	0.00	3 053.71	0.00	3 053.71
2	150.00	1 023.17	1 016.12	1 044.14	1 357.50	0.00	3 083.43	1 357.50	4 440.93
3	300.00	1 030.84	1 028.42	1 054.31	1 379.86	1 435.79	3 113.57	2 815.65	5 929.22
4	450.00	1 038.69	1 040.86	1 064.57	1 402.59	1 453.62	3 144.12	2 856.21	6 000.33
5	600.00	1 046.72	1 053.44	1 074.92	1 425.68	1 471.67	3 175.08	2 897.35	6 072.42
6	750.00	1 063.80	1 066.15	1 085.36	1 449.11	1 489.94	3 215.31	2 939.05	6 154.36
7	900.00	1 080.90	1 077.23	1 090.52	1 428.88	1 470.88	3 248.64	2 899.76	6 148.40
8	1 050.00	1 079.85	1 072.28	1 080.56	1 406.83	1 453.05	3 232.69	2 859.88	6 092.57
9	1 200.00	1 074.90	1 067.36	1 070.69	1 400.41	1 435.43	3 212.94	2 835.84	6 048.79
10	1 350.00	1 069.96	1 062.46	1 060.90	1 394.01	1 418.03	3 193.33	2 812.04	6 005.37
11	1 500.00	1 065.05	1 057.59	1 051.20	1 387.65	1 400.83	3 173.84	2 788.48	5 962.32
$P_{o\ MAX} (kN) =$		1 083.94	1 078.08	1 093.14	1 449.11	1 489.94			
$f_{s\ MAX} (kN/cm^2) =$		129.04	128.34	130.14	129.39	133.03			
$0.74\ F_{pu} = 139.86\ kN/cm^2$		$f_s < 0.74 F_{pu} \checkmark$	$f_s < 0.74 F_{pu} \checkmark$	$f_s < 0.74 F_{pu} \checkmark$	$f_s < 0.74 F_{pu} \checkmark$	$f_s < 0.74 F_{pu} \checkmark$			
$D / C =$		0.92	0.92	0.93	0.93	0.95			

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA: DE

9. CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE LARGO PLAZO

Valoración aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo (5.9.5.3 - CCP14)

$H = 80.00$ humedad relativa ambiente promedio anual (%)
 $\gamma_h = 0.90$ factor de corrección para humedad relativa del ambiente
 $\gamma_{st} = 1.69$ factor de corrección de la resistencia especificada del concreto
 en el instante de transferencia del preesfuerzo al miembro de concreto
 (el día del 1º tensionamiento) $\gamma_h = 1.7 - 0.01H$ (5.9.5.3-2)

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(1 + f'_{ci})} \quad (5.9.5.3-3)$$

$P_i = 5\,962.32$ kN → Presfuerzo inicial en la secc. de máximo momento (centro-luz)
 $A_{ps} = 47.60$ cm² → Área total del acero presforzado
 $f_{pi} = 1\,252.59$ Mpa → P_i / A_{ps} esfuerzo del acero de preesfuerzo
 $A_g = 5\,122.50$ cm² → Área bruta de la viga

Flujo plástico del concreto (Creep)

$CR_c = 25.70$ Mpa

Retracción del concreto (Shrinkage)

$SH = 126.37$ Mpa

Relajación del Acero

Torón de baja relajación

$\Delta f_{pR} = 16.00$ Mpa → Aproximación de la pérdida por relajación

Pérdidas Totales A Largo Plazo (Método Aprox. AASHTO)

$\Delta f_{pLT} = 16.81$ kN/cm²

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

PÉRDIDAS DE FUERZAS EN CABLES A LARGO PLAZO

SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Cable #1 ΔPLT (kN)	Cable #2 ΔPLT (kN)	Cable #3 ΔPLT (kN)	Cable #4 ΔPLT (kN)	Cable #5 ΔPLT (kN)	TOTAL ΔPLT (kN)
1	0.00	141.18	141.18	141.18	0.00	0.00	423.54
2	150.00	141.18	141.18	141.18	188.24	0.00	611.78
3	300.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
4	450.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
5	600.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
6	750.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
7	900.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
8	1 050.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
9	1 200.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
10	1 350.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
11	1 500.00	141.18	141.18	141.18	188.24	188.24	800.02
fpsi (prom) =		15.73	kN/cm²				

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

10. PRESFUERZO EFECTIVO (Pe)

SECCIÓN	ABSCISA (cm)	Cable #1 Pe (kN)	Cable #2 Pe (kN)	Cable #3 Pe (kN)	Cable #5 Pe (kN)	Cable #6 Pe (kN)	TOTAL Pe (kN)	exc. (cm)
1	0.00	874.50	862.78	892.89	0.00	0.00	2 630.17	0.97
2	150.00	881.99	874.94	902.96	1 169.26	0.00	3 829.15	-0.67
3	300.00	889.66	887.24	913.13	1 191.62	1 247.55	5 129.20	-8.48
4	450.00	897.51	899.68	923.39	1 214.35	1 265.38	5 200.31	-28.07
5	600.00	905.54	912.26	933.74	1 237.44	1 283.43	5 272.40	-43.83
6	750.00	922.62	924.97	944.18	1 260.87	1 301.70	5 354.34	-56.12
7	900.00	939.72	936.05	949.34	1 240.64	1 282.64	5 348.38	-65.29
8	1 050.00	938.67	931.10	939.38	1 218.59	1 264.81	5 292.55	-71.37
9	1 200.00	933.72	926.18	929.51	1 212.17	1 247.19	5 248.77	-74.85
10	1 350.00	928.78	921.28	919.72	1 205.77	1 229.79	5 205.35	-76.76
11	1 500.00	923.87	916.41	910.02	1 199.41	1 212.59	5 162.30	-77.40
	fmax. =	111.87	111.43	113.02	112.58	116.22	112.49	= fps [kN/cm ²]
	f (centro-luz) =	109.98	109.10	108.34	107.09	108.27	108.45	

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

11. ESTADOS DE ESFUERZOS

11.1 ESTADO 1: P.P VIGA + TENSIONAMIENTO 1

SECCIÓN	ABSCISA (m)	P.P. VIGA		ESFUERZOS POR 1º TENSIONAMIENTO								ESTADO 1	
		ft superior (kN/cm²)	fb inferior (kN/cm²)	Pi 1 Etapa (kN)	exc. (cm)	M (kN-m)	AXIAL P/A (kN/cm²)	FLEXIÓN		AXIAL + FLEXIÓN 1º TENSIONAMIENTO		ft superior (kN/cm²)	fb inferior (kN/cm²)
								ft (kN/cm²)	fb (kN/cm²)	ft (kN/cm²)	fb (kN/cm²)		
1	0.00	0.00	0.00	3 053.71	1.82	55.72	-0.60	-0.03	0.03	-0.63	-0.57	-0.63	-0.57
2	1.50	-0.15	0.16	3 083.43	-16.60	-511.70	-0.60	0.27	-0.28	-0.33	-0.88	-0.48	-0.73
3	3.00	-0.29	0.30	3 113.57	-31.86	-991.83	-0.61	0.52	-0.55	-0.08	-1.16	-0.37	-0.86
4	4.50	-0.41	0.42	3 144.12	-43.96	-1 382.00	-0.61	0.73	-0.76	0.12	-1.38	-0.29	-0.95
5	6.00	-0.51	0.53	3 175.08	-52.90	-1 679.46	-0.62	0.89	-0.93	0.27	-1.55	-0.24	-1.01
6	7.50	-0.60	0.62	3 215.31	-59.34	-1 908.03	-0.63	1.01	-1.05	0.38	-1.68	-0.22	-1.06
7	9.00	-0.67	0.70	3 248.64	-63.96	-2 077.89	-0.63	1.10	-1.15	0.46	-1.78	-0.20	-1.08
8	10.50	-0.72	0.76	3 232.69	-66.82	-2 159.93	-0.63	1.14	-1.19	0.51	-1.82	-0.21	-1.07
9	12.00	-0.76	0.80	3 212.94	-68.68	-2 206.71	-0.63	1.17	-1.22	0.54	-1.85	-0.23	-1.05
10	13.50	-0.79	0.82	3 193.33	-69.80	-2 229.00	-0.62	1.18	-1.23	0.56	-1.85	-0.23	-1.03
11	15.00	-0.80	0.83	3 173.84	-70.18	-2 227.25	-0.62	1.18	-1.23	0.56	-1.85	-0.24	-1.02

CONTROL DE ESFUERZOS - ESTADO 1 (P.P VIGA + 1 TENSIONAMIENTO)

Máximo esfuerzo compresión $f_c =$

-1.08	kN/cm²
-------	--------

Resistencia mínima del concreto el día del 1º Tensionamiento = $f_{ci} =$

-1.97	kN/cm²
-2 856	psi

 $f_c \leq 0.55 f_{ci}$

Máximo esfuerzo de tensión $f_t =$

0.00	kN/cm²
------	--------

esfuerzo admisible a tensión $f_{ADM,T} =$

0.87	kN/cm²
0.00	= D/C

No se presentan esfuerzos de tensión en el estado 1

$$f_{ADM,T} \leq f_{r_{ci}} = 0.62 \sqrt{f_{ci}}$$

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

11.2 ESTADO 2: ESTADO 1 + LOSA + RIOSTRAS

SECCIÓN	ABSCISA (m)	LOSA + RIOSTRAS		ESTADO 2	
		ft superior (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)	ft superior (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)
1	0.00	0.00	0.00	-0.63	-0.57
2	1.50	-0.11	0.11	-0.59	-0.62
3	3.00	-0.20	0.21	-0.57	-0.65
4	4.50	-0.28	0.30	-0.57	-0.66
5	6.00	-0.36	0.37	-0.60	-0.64
6	7.50	-0.42	0.44	-0.63	-0.62
7	9.00	-0.47	0.49	-0.67	-0.59
8	10.50	-0.51	0.53	-0.72	-0.54
9	12.00	-0.54	0.56	-0.76	-0.49
10	13.50	-0.55	0.58	-0.79	-0.45
11	15.00	-0.56	0.58	-0.80	-0.44

ESTADO 2 (EST. 1 + LOSA + RIOSTRAS)

Máximo esfuerzo compresión $f_c =$ kN/cm²

Máximo esfuerzo de tensión $f_t =$ kN/cm²

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECH-A: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

11.3 ESTADO 3: ESTADO 2 + 2º TENSIONAMIENTO

SECCIÓN	ABSCISA (m)	ESFUERZOS POR 2º TENSIONAMIENTO							ESTADO 3			
		Pi 2 Etapa (kN)	exc. (cm)	M (kN-m)	AXIAL P/A (kN/cm²)	FLEXIÓN			AXIAL + FLEXIÓN 2º TENSIONAMIENTO			
						ft (kN/cm²)	ft VIGA (kN/cm²)	fb (kN/cm²)	ft (kN/cm²)	ft VIGA (kN/cm²)	fb (kN/cm²)	fb (kN/cm²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.57
2	1.50	1 357.50	17.24	233.97	-0.16	-0.05	-0.04	0.09	-0.21	-0.20	-0.07	-0.69
3	3.00	2 815.65	17.82	501.77	-0.34	-0.11	-0.08	0.20	-0.45	-0.41	-0.14	-0.79
4	4.50	2 856.21	-10.19	-291.09	-0.34	0.06	0.04	-0.11	-0.28	-0.30	-0.46	-1.11
5	6.00	2 897.35	-33.63	-974.35	-0.35	0.21	0.15	-0.38	-0.14	-0.20	-0.73	-1.37
6	7.50	2 939.05	-52.49	-1 542.76	-0.35	0.33	0.23	-0.61	-0.02	-0.12	-0.96	-1.58
7	9.00	2 899.76	-66.78	-1 936.43	-0.35	0.42	0.29	-0.76	0.07	-0.06	-1.11	-1.70
8	10.50	2 859.88	-76.49	-2 187.57	-0.34	0.47	0.33	-0.86	0.13	-0.01	-1.20	-1.74
9	12.00	2 835.84	-81.78	-2 319.13	-0.34	0.50	0.35	-0.91	0.16	0.01	-1.25	-1.74
10	13.50	2 812.04	-84.59	-2 378.75	-0.34	0.51	0.36	-0.93	0.17	0.02	-1.27	-1.73
11	15.00	2 788.48	-85.53	-2 384.96	-0.33	0.51	0.36	-0.94	0.18	0.03	-1.27	-1.71

CONTROL DE ESFUERZOS - ESTADO 3 (ESTADO 2 + 2 TENSIONAMIENTO)

Máximo esfuerzo compresión en la viga $f_c = -1.74$ kN/cm²
Máximo esfuerzo de compresión = -0.50 f_c

Nota: Se debe asegurar que el concreto el día del segundo tensionamiento presente una resistencia a la compresión $f_{ci} = 174$ Mpa

Resistencia mínima del concreto de la losa el día del 2º Tensionamiento = $f_{ci} = -0.81$ kN/cm²
 $f_c \leq 0.55 f_{ci}$
 $f_c = -0.45$ kN/cm²
 $f_c = -0.81$ kN/cm² = D/C

Máximo esfuerzo de tensión $f_t = 0.18$ kN/cm²
 esfuerzo admisible a tensión $f_{ADM.T} = 0.41$ kN/cm²
 $f_t = 0.44$ = D/C

✓ Ok, los esfuerzos de tensión están controlados

$$f_{ADM.T} \leq \frac{f_{r_{ci}}}{2} = 0.5 * 0.62 \sqrt{f_{ci}}$$

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

11.4 ESTADO 4: ESTADO 3 + CARGAS MUERTAS POSTERIORES + PAVIMENTO

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGAS MUERTAS POSTERIORES				PAVIMENTO			ESTADO 4		
		ft superior (kN/cm ²)	f VIGA (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)	ft superior (kN/cm ²)	f VIGA (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)	ft (kN/cm ²)	ft VIGA (kN/cm ²)	fb (kN/cm ²)	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.63	-0.57	
2	1.50	-0.02	-0.01	0.03	-0.01	-0.01	0.02	-0.24	-0.81	-0.64	
3	3.00	-0.03	-0.02	0.06	-0.02	-0.01	0.04	-0.50	-1.02	-0.69	
4	4.50	-0.04	-0.03	0.08	-0.03	-0.02	0.05	-0.35	-0.92	-0.98	
5	6.00	-0.06	-0.04	0.10	-0.03	-0.02	0.06	-0.23	-0.86	-1.21	
6	7.50	-0.06	-0.05	0.12	-0.04	-0.03	0.07	-0.13	-0.83	-1.39	
7	9.00	-0.07	-0.05	0.13	-0.05	-0.03	0.08	-0.05	-0.81	-1.49	
8	10.50	-0.08	-0.06	0.14	-0.05	-0.03	0.09	0.00	-0.82	-1.50	
9	12.00	-0.08	-0.06	0.15	-0.05	-0.04	0.10	0.02	-0.85	-1.49	
10	13.50	-0.09	-0.06	0.16	-0.05	-0.04	0.10	0.03	-0.86	-1.47	
11	15.00	-0.09	-0.06	0.16	-0.05	-0.04	0.10	0.04	-0.87	-1.45	

ESTADO 4 = COMO QUEDÓ EL PUENTE CONSTRUIDO

CONTROL DE ESFUERZOS - ESTADO 4 (ESTADO 3 + CM POSTERIORES + PAVIMENTO)

Máximo esfuerzo compresión $f_c =$ -1.50 kN/cm²

Máximo esfuerzo de tensión $f_t =$	0.04	kN/cm ²
esfuerzo admisible a tensión $f_{ADM.T} =$	0.18	kN/cm ²
	0.20	= D/C

✓ Ok, los esfuerzos de tensión están controlados

$$f_{ADM.T} \leq \frac{f_{tci}}{2} = 0.5 * 0.62 \sqrt{f'ci}$$

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		NO:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

11.5 ESTADO 5: ESTADO 4 + PÉRDIDAS A LARGO PLAZO

SECCIÓN	ABSCISA (m)	ESFUERZOS POR PÉRDIDAS A LARGO PLAZO										ESTADO 5		
		ΔPLT Total (kN)	exc. (cm)	M (kN-m)	AXIAL P/A (kN/cm²)	FLEXIÓN			AXIAL + FLEXIÓN (SECC. COMPUESTA)			ft (kN/cm²)	ft VIGA (kN/cm²)	fb (kN/cm²)
						ft (kN/cm²)	ft VIGA (kN/cm²)	fb (kN/cm²)	ft (kN/cm²)	ft VIGA (kN/cm²)	fb (kN/cm²)			
1	0.00	423.54	0.97	4.09	0.05	0.00	0.00	0.00	0.052	0.051	0.049	0.052	-0.574	-0.516
2	1.50	611.78	-0.67	-4.13	0.07	0.00	0.00	0.00	0.072	0.073	0.075	-0.167	-0.733	-0.563
3	3.00	800.02	-8.48	-67.83	0.10	-0.01	-0.01	0.03	0.081	0.086	0.123	-0.415	-0.934	-0.571
4	4.50	800.02	-28.07	-224.54	0.10	-0.05	-0.03	0.09	0.048	0.062	0.184	-0.304	-0.861	-0.797
5	6.00	800.02	-43.83	-350.64	0.10	-0.08	-0.05	0.14	0.021	0.043	0.234	-0.208	-0.819	-0.974
6	7.50	800.02	-56.12	-448.96	0.10	-0.10	-0.07	0.18	-0.001	0.028	0.272	-0.127	-0.800	-1.113
7	9.00	800.02	-65.29	-522.31	0.10	-0.11	-0.08	0.21	-0.016	0.017	0.301	-0.066	-0.794	-1.184
8	10.50	800.02	-71.37	-570.97	0.10	-0.12	-0.09	0.22	-0.027	0.010	0.320	-0.028	-0.814	-1.184
9	12.00	800.02	-74.85	-598.78	0.10	-0.13	-0.09	0.24	-0.033	0.005	0.331	-0.010	-0.840	-1.161
10	13.50	800.02	-76.76	-614.11	0.10	-0.13	-0.09	0.24	-0.036	0.003	0.337	-0.001	-0.858	-1.133
11	15.00	800.02	-77.40	-619.22	0.10	-0.13	-0.09	0.24	-0.037	0.002	0.339	0.000	-0.867	-1.110

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

ESTADO 5 = ESTADO PERMANENTE DE CARGAS MUERTAS TOTALES

(SIN CARGA VIVA)

$$\begin{aligned}
 \text{Máximo esfuerzo compresión } f_c &= -1.18 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{esfuerzo admisible a compresión } f_{c \text{ ADM.}} &= 0.45 f'_c = -1.58 \text{ kN/cm}^2 \\
 &\Rightarrow 0.75 = D/C
 \end{aligned}$$

$f_c = -1.18 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c \text{ adm.}} = -1.58 \text{ kN/cm}^2$	Cumple ✓
---	-----------------

Tabla 5.9.4.2.1-1 — Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas — Elementos totalmente preesforzados

Ubicación	Esfuerzo límite
• Excepto en puentes construidos por segmentos, esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesfuerzo, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes	$0.45 f'_c$ (MPa)

$$\begin{aligned}
 \text{Máximo esfuerzo de tensión } f_T &= 0.052 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{esfuerzo admisible a tensión } f_{T \text{ ADM.}} &= 0.296 \text{ kN/cm}^2 \\
 f_{T \text{ ADM.}} &= 0.50 \sqrt{f'_c} \\
 &\Rightarrow 0.17 = D/C
 \end{aligned}$$

$f_T = 0.05 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{T \text{ adm.}} = 0.30 \text{ kN/cm}^2$	Cumple ✓
---	-----------------

Table 5.9.4.2.2-1 — Límites para los esfuerzos de tracción en el concreto preesforzado en estado límite de servicio, después de las pérdidas – Elementos totalmente preesforzados

	PROYECTO:	REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE:	DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

11.6 ESTADO 6: ESTADO 5 + CARGA VIVA (ESTADO FINAL)

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGA VIVA			ESTADO 6		
		ft superior (kN/cm ²)	f VIGA (kN/cm ²)	fb inferior (kN/cm ²)	ft (kN/cm ²)	ft VIGA (kN/cm ²)	fb (kN/cm ²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.052	-0.574	-0.516
2	1.50	-0.11	-0.08	0.20	-0.275	-0.808	-0.366
3	3.00	-0.20	-0.14	0.37	-0.618	-1.077	-0.201
4	4.50	-0.29	-0.20	0.52	-0.590	-1.061	-0.274
5	6.00	-0.36	-0.25	0.65	-0.564	-1.070	-0.322
6	7.50	-0.42	-0.29	0.76	-0.542	-1.092	-0.355
7	9.00	-0.46	-0.32	0.84	-0.528	-1.119	-0.341
8	10.50	-0.50	-0.35	0.91	-0.525	-1.163	-0.276
9	12.00	-0.52	-0.37	0.96	-0.533	-1.207	-0.204
10	13.50	-0.54	-0.38	0.98	-0.539	-1.236	-0.152
11	15.00	-0.54	-0.38	0.98	-0.537	-1.244	-0.127

Máximo esfuerzo compresión $f_c = -1.24$ kN/cm²
 esfuerzo admisible a compresión $f_{c\text{ADM.}} = 0.60 f_c = -2.10$ kN/cm²
 $0.59 \Rightarrow$ D/C

$f_c = -1.24 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c\text{ adm.}} = -2.10 \text{ kN/cm}^2$ Cumple ✓

Tabla 5.9.4.2.1-1 — Límites para el esfuerzo de compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas — Elementos totalmente preesforzados

Ubicación	Esfuerzo límite
• esfuerzo producido por la sumatoria de esfuerzo efectivo preesforzado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manejo	$0.60\phi_w f'_c$ (MPa)

Máximo esfuerzo de tensión $f_t = 0.052$ kN/cm²
 esfuerzo admisible a tensión $f_{t\text{ADM.}} = 0.296$ kN/cm²
 $f_{t\text{ADM.}} = 0.50\sqrt{f'_c} = 0.17 \Rightarrow$ D/C

$f_t = 0.05 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t\text{ adm.}} = 0.30 \text{ kN/cm}^2$ Cumple ✓

Table 5.9.4.2.2-1 — Límites para los esfuerzos de tracción en el concreto preesforzado en estado límite de servicio, después de las pérdidas — Elementos totalmente preesforzados

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

12. REVISIÓN DE LA FLEXIÓN POR CAPACIDAD ÚLTIMA (ROTURA)

MOMENTOS POR CARGAS DE SERVICIO EN LA SECCIÓN (CENTRO LUZ)

ITEM	M (kN-m)
CARGA MUERTA	-
Peso propio	1 506.76
Losa y riostras	1 054.50
Cargas posteriores	402.75
$\Sigma =$	2 964.01
Pavimento	253.13
CARGA VIVA	2 499.75
$\Sigma =$	5 716.89

Estado Límite: Resistencia I (Tabla 3.4.1-1 CCP14)

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Accesorios	1.25	0.90
DW: Superficie de rodadura e instalaciones	1.50	0.65

$M_u = 8\,459.26$ kN $\rightarrow$ Momento último

MATERIALES DE DISEÑO

$f_c =$	35.00	MPa $\rightarrow$ Concreto viga
$\beta_1 =$	0.80	relación entre la profundidad de la zona equivalente, uniformemente tensionada, supuesta en el estado límite de resistencia y la profundidad de la zona de
$f_y = f_s =$	420.00	MPa $\rightarrow$ Resistencia de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo
$f_{py} =$	1 701.00	MPa $\rightarrow$ Esfuerzo de fluencia acero de presfuerzo
$f_{pu} =$	1 890.00	MPa $\rightarrow$ Esfuerzo de rotura acero de presfuerzo

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

SECCIÓN DE ANÁLISIS

beqv =	178.89	cm → Ancho efectivo equivalente
bw =	20.00	cm → Ancho del alma (para análisis como viga T)
h =	171.00	cm → Altura total de viga en S.C.
tc =	18.00	cm → Espesor de la losa

REFUERZO PASIVO

8

Cant =	6	Cantidad de barras de refuerzo
	# 8	
As =	5.10	cm² para 1 # 8
As =	30.60	cm² para 6 # 8
r =	5	cm → Recubrimiento (Tabla 5.12.3-1 CCP14)
ds =	166.00	cm → dist. fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo a tracción
ps =	0.00103	cuantía de acero de refuerzo pasivo

Nota: No se cuenta con el refuerzo pasivo a compresión.

REFUERZO POR ACERO DE PRESFUERZO

Aps =	47.60	cm² → área total de cables de acero
dp =	137.87	cm → distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de presfuerzo
pp =	0.00156	cuantía de acero de refuerzo pasivo
k =	0.28	

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

a = 16.60 cm ≤ tc = 18.00 cm Comportamiento como viga rectangular

Para viga rectangular:

c =	20.74	cm → distancia entre el eje neutro y la fibra extrema a compresión
a =	16.60	cm → profundidad del bloque de compresión $a = \beta_1 * c$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_w b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUEBLO SAN JOAQUIN		Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

$f_{ps} = 1\ 810.38$ MPa → esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo

Resistencia a la Flexión Mayorada $f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$ (5.7.3.1.1-1)

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

$M_n = 13\ 192.70$ kN-m
 $\phi = 0.90$ factor de resistencia (Artículo 5.5.4.2 CCP14)
 $M_r = 11\ 873.43$ kN-m = ϕM_n

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

$$M_r \geq M_u \quad \Rightarrow \quad (5.7.3.2.2-1)$$

$M_r = 11\ 873.43$ kN-m $\geq M_u = 8\ 459.26$ kN-m Cumple ✓

REVISIÓN POR DUCTILIDAD

$$\frac{\rho_p * f_{ps}}{f'_c} \leq 0.36 * \beta_1$$

$\rho_p * f_{ps} / f'_c = 0.0805$
 $0.36 * \beta_1 = 0.2880$

⇒

$\rho_p * f_{ps} / f'_c = 0.080 \leq 0.36 * \beta_1 = 0.288$ Cumple ✓

REVISIÓN POR REFUERZO MÍNIMO EN LA SECCIÓN

$f_r = 3.73$ MPa → Esfuerzo de rotura del concreto
 $M_{p,p} = 286.29$ kN-m
 $M_{LOSA+RIOSTRAS} = 200.36$ kN-m
 $M_{dnc} = 486.64$ kN-m

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN	No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m	FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ: HOJA: DE

Pe = 5 162.30 kN (Presfuerzo efectivo en centro-luz)
 exc. = -77.40 cm (excentricidad en centro-luz, cables de 1 y 2 etapa)
 fcpe = -2.19 kN/cm²

γ1 = 1.60
 γ2 = 1.10
 γ3 = 0.75

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

(5.7.3.3.2-1)

Mcr = 9 026.31 kN-m
 1.2·Mcr = 10 831.57 kN-m

⇒

Mr = 11 873.43 kN-m ≥ 1.2·Mcr = 10 831.57 kN-m El refuerzo pasivo colocado es satisfactorio ✓

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES ÚLTIMOS

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CARGAS MUERTAS					TOTAL C.V (kN-m)	Mu (Resistencia I) (kN-m)
		P.P Viga (kN-m)	Losa + Riostras (kN-m)	Cargas Posteriore s (kN-m)	Carga de Pavimento (kN-m)	TOTAL C.M (kN-m)		
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.50	286.29	200.36	76.52	48.09	611.26	500.28	1 651.58
3	3.00	542.43	379.62	144.99	91.13	1 158.17	943.56	3 121.72
4	4.50	768.45	537.80	205.40	129.09	1 640.74	1 329.85	4 410.43
5	6.00	964.33	674.88	257.76	162.00	2 058.97	1 659.13	5 517.69
6	7.50	1 130.07	790.88	302.06	189.84	2 412.85	1 931.44	6 443.55
7	9.00	1 265.68	885.78	338.31	212.63	2 702.40	2 146.76	7 187.98
8	10.50	1 371.15	959.60	366.50	230.34	2 927.60	2 311.91	7 762.93
9	12.00	1 446.49	1 012.32	386.64	243.00	3 088.45	2 433.83	8 180.52
10	13.50	1 491.70	1 043.96	398.72	250.59	3 184.97	2 498.76	8 416.69
11	15.00	1 506.76	1 054.50	402.75	253.13	3 217.14	2 499.75	8 459.26

CÁLCULO DEL MOMENTO CRÍTICO QUE CAUSA EL AGRIETAMIENTO DE LA SECCIÓN (Mcre)

SECCIÓN	ABSCISA (m)	ESFUERZOS POR PRESFUERZO EFECTIVO					
		Pe Total (kN)	exc. (cm)	M-e (kN-m)	P/Asc (kN/cm²)	fb (kN/cm²)	fcpe (kN/cm²)
1	0.00	2 630.17	0.97	25.41	0.32	-0.01	0.305
2	1.50	3 829.15	-0.67	-25.84	0.46	0.01	0.469
3	3.00	5 129.20	-8.48	-434.87	0.61	0.17	0.786
4	4.50	5 200.31	-28.07	-1 459.54	0.62	0.57	1.197
5	6.00	5 272.40	-43.83	-2 310.83	0.63	0.91	1.540
6	7.50	5 354.34	-56.12	-3 004.76	0.64	1.18	1.822
7	9.00	5 348.38	-65.29	-3 491.83	0.64	1.37	2.013
8	10.50	5 292.55	-71.37	-3 777.23	0.63	1.48	2.119
9	12.00	5 248.77	-74.85	-3 928.45	0.63	1.54	2.173
10	13.50	5 205.35	-76.76	-3 995.72	0.62	1.57	2.194
11	15.00	5 162.30	-77.40	-3 995.65	0.62	1.57	2.189

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA DE

SECCIÓN	ABSCISA (m)	M _{dnc} (kN-m)	f _r (kN/cm ²)	M _{cre} (kN-m)
1	0.00	0.00	3.08	1 559.98
2	1.50	563.16		1 185.23
3	3.00	1 067.04		1 282.44
4	4.50	1 511.65		1 703.72
5	6.00	1 896.97		2 035.26
6	7.50	2 223.01		2 295.78
7	9.00	2 489.77		2 405.98
8	10.50	2 697.25		2 382.64
9	12.00	2 845.45		2 312.14
10	13.50	2 934.37		2 241.14
11	15.00	2 964.01		2 186.27

M_{cre} = Momento que causa agrietamiento por flexión en la sección, debido a las cargas externas

$$M_{cre} = S_c \left(f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right) \quad (5.8.3.4.3-2)$$

f_r = Módulo de rotura del concreto = 0.52 √f_c (5.4.2.6 - CCP14)

f_{cpe} = Esf. de compresión por presfuerzo efectivo (secc. compuesta)

M_{dnc} = Momento no mayorado por C.M sobre la sección no compuesta

S_c = Módulo de secc. compuesta

S_{nc} = Módulo de secc. No compuesta

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

CÁLCULO DEL ANCHO Y LA ALTURA EFECTIVA A CORTANTE

SECCIÓN	ABSCISA (m)	bw (cm)	de (cm)	dv (cm)
1	0.00	60.00	124.24	123.12
2	1.50	60.00	110.23	123.12
3	3.00	20.00	105.27	123.12
4	4.50	20.00	119.79	123.12
5	6.00	20.00	131.25	123.12
6	7.50	20.00	140.20	126.18
7	9.00	20.00	147.35	132.61
8	10.50	20.00	152.26	137.04
9	12.00	20.00	155.12	139.61
10	13.50	20.00	156.70	141.03
11	15.00	20.00	157.24	141.51

bw = Ancho de la sección para el análisis de cortante (5.8.2.9 - CCP14)

dv = profundidad efectiva de cortante, no es necesario tomarla menor que la mayor entre 0.9·de o 0.72·h (5.8.2.9 - CCP14)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.8.2.9-2)$$

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		Nº:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

CÁLCULO DE Vci (FALLA POR FLEXO-CORTE)

SECCIÓN	ABSCISA (m)	Vd (kN)	Vi (kN)	M _{MÁX.} (kN-m)	Vci(1) (kN)	Vci(2) (kN)	Vci (kN)
1	0.00	428.95	1 285.55	0.00	1 943.95	699.25	1 943.95
2	1.50	386.06	1 181.41	1 651.58	1 463.32	699.25	1 463.32
3	3.00	343.16	1 077.28	3 121.72	862.20	233.08	862.20
4	4.50	300.27	973.14	4 410.43	752.67	233.08	752.67
5	6.00	257.37	869.00	5 517.69	654.39	233.08	654.39
6	7.50	214.48	764.87	6 443.55	565.37	238.88	565.37
7	9.00	171.58	660.73	7 187.98	475.12	251.05	475.12
8	10.50	128.69	556.59	7 762.93	384.64	259.43	384.64
9	12.00	85.79	452.46	8 180.52	300.40	264.30	300.40
10	13.50	42.90	348.32	8 416.69	223.25	266.99	266.99
11	15.00	0.00	244.18	8 459.26	151.02	267.91	267.91

$$V_{ci} = 0.0525\sqrt{f'_c}b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.16\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

(5.8.3.4.3-1)

PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN

CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m

EJECUTÓ:

REVISÓ:

No:

FECHA: Marzo / 2019

HOJA: DE

SECCIÓN	ABSCISA (m)	CABLE #2		CABLE #2		CABLE #3		CABLE #4		CABLE #5		Vp (kN)
		α (°)	Vp (kN)	α (°)	Vp (kN)	α (°)	Vp (kN)	α (°)	Vp (kN)	α (°)	Vp (kN)	
1	0.00	5.33	81.27	7.59	113.92	8.07	125.42	12.52	0.00	0.00	0.00	320.60
2	1.50	5.33	81.96	7.59	115.52	8.07	126.83	12.52	253.41	0.00	0.00	577.72
3	3.00	3.81	59.18	6.37	98.41	7.23	114.98	12.52	258.25	10.62	229.91	760.73
4	4.50	2.29	35.87	5.14	80.65	6.39	102.78	10.54	222.06	10.62	233.19	674.55
5	6.00	0.76	12.07	3.91	62.25	5.54	90.21	8.53	183.56	9.23	205.86	553.96
6	7.50	0.00	0.00	2.68	43.24	4.70	77.29	6.50	142.81	7.83	177.32	440.66
7	9.00	0.00	0.00	1.44	23.58	3.84	63.65	4.46	96.48	6.42	143.39	327.10
8	10.50	0.00	0.00	0.28	4.47	2.99	49.03	2.41	51.14	5.00	110.25	214.89
9	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.14	34.68	0.46	9.70	3.58	77.80	122.17
10	13.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.28	20.60	0.00	0.00	2.15	46.08	66.68
11	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.43	6.79	0.00	0.00	0.72	15.16	21.95

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

CÁLCULO DE V_{cw} (FALLA POR CORTANTE EN EL ALMA)

SECCIÓN	ABSCISA (m)	f _{pc} (kN/cm ²)	V _p (kN)	V _{cw} (kN)
1	0.00	0.32	320.60	1 718.55
2	1.50	0.46	577.72	2 294.18
3	3.00	0.61	760.73	1 448.00
4	4.50	0.62	674.55	1 368.12
5	6.00	0.63	553.96	1 253.91
6	7.50	0.64	440.66	1 165.45
7	9.00	0.64	327.10	1 088.27
8	10.50	0.63	214.89	995.93
9	12.00	0.63	122.17	913.50
10	13.50	0.62	66.68	861.66
11	15.00	0.62	21.95	815.27

$$V_{cw} = (0.16\sqrt{f'_c} + 0.30f_{pc})b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.4.3-3)$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE SOBRE EL CONCRETO (5.8.2.9 - CCP14)

Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO (5.8.2.7 - CCP14) Y MÍNIMO (5.8.2.5 - CCP14) DEL REFUERZO TRANSVERSAL

SECCIÓN	ABSCISA (m)	v _u (kN/cm ²)	0.125 f _c (kN/cm ²)	S _{max} (cm)	S _{min} (cm)	V _s req. (kN)	S _{req} (cm)	S _{recomendado} (cm)
1	0.00	0.15	0.44	60	36	-610.76	0	36
2	1.50	0.10		60	36	-728.36	0	36
3	3.00	0.18		60	110	-425.96	0	60
4	4.50	0.17		60	110	-345.95	0	60
5	6.00	0.17		60	110	-242.79	0	60
6	7.50	0.16		60	110	-156.18	0	60
7	9.00	0.15		60	110	-68.08	0	60
8	10.50	0.15		60	110	18.91	785	60
9	12.00	0.14		60	110	80.16	188	60
10	13.50	0.11		60	110	53.35	286	60
11	15.00	0.09		60	110	-18.55	0	60

	PROYECTO: REHABILITACIÓN PUENTE SAN JOAQUIN		No:
	CONTIENE: DISEÑO VIGA POSTENSADA L = L 31m		FECHA: Marzo / 2019
	EJECUTÓ:	REVISÓ:	HOJA: DE

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE CORTANTE V_n

SECCIÓN	ABSCISA (m)	V_c (kN)	$S_{colocado}$ (cm)	V_s (kN/cm ²)	$V_n(1)$ (kN)	$V_n(máx)$ (kN)	$V_r = \phi \cdot V_n$ (kN)	V_u (kN)	$V_u \leq V_r$	D/C	
1	0.00	1 718.55	15	889.42	2 607.97	6 784.40	2 347.17	1 285.55	✓ Cumple	0.55	≤ 1.00 ✓
2	1.50	1 463.32	15	889.42	2 352.74	7 041.52	2 117.47	1 181.41	✓ Cumple	0.56	≤ 1.00 ✓
3	3.00	862.20	20	667.06	1 529.27	2 915.33	1 376.34	1 077.28	✓ Cumple	0.78	≤ 1.00 ✓
4	4.50	752.67	20	667.06	1 419.73	2 829.15	1 277.76	973.14	✓ Cumple	0.76	≤ 1.00 ✓
5	6.00	654.39	25	533.65	1 188.04	2 708.56	1 069.24	869.00	✓ Cumple	0.81	≤ 1.00 ✓
6	7.50	565.37	25	546.92	1 112.30	2 648.83	1 001.07	764.87	✓ Cumple	0.76	≤ 1.00 ✓
7	9.00	475.12	30	479.00	954.11	2 647.82	858.70	660.73	✓ Cumple	0.77	≤ 1.00 ✓
8	10.50	384.64	30	494.97	879.61	2 613.00	791.65	556.59	✓ Cumple	0.70	≤ 1.00 ✓
9	12.00	300.40	30	504.27	804.67	2 565.35	724.20	452.46	✓ Cumple	0.62	≤ 1.00 ✓
10	13.50	266.99	60	254.70	521.69	2 534.72	469.52	348.32	✓ Cumple	0.74	≤ 1.00 ✓
11	15.00	267.91	60	255.58	523.48	2 498.45	471.13	244.18	✓ Cumple	0.52	≤ 1.00 ✓

LISTA DE CANTIDADES DE OBRA, VALORES UNITARIOS Y VALOR TOTAL DE LOS TRABAJOS

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Total
1	REEMPLAZO DE VIGA 4D				
1.1	DEMOLICIÓN	m3	23	500,000	11,500,000
1.2	CONCRETO DE 4000 PSI PARA VIGA	M3	13	3,500,000	45,500,000
1.3	CONCRETO DE 4000 PSI PARA LOSA Y BARANDA	m3	10	1,300,000	13,000,000
1.4	HIERRO DE REFUERZO	kg	3300	4,500	14,850,000
1.5	TENSIONAMIENTO	T-M	8333	1,800	14,999,400
				SUBTOTAL	99,849,400
2	REPARACION Y REFUERZO DE VIGAS				
2.1	INYECCION DE FISURAS CON PRODUCTO HI MOD 35 DE SIKA	KG	10	530,000	5,300,000
2.2	PULIDA DE SUPERFICIE	M2	311	45,000	13,995,000
2.3	PREPRACION DE SUPERFICIE	M2	311	53,000	16,483,000
2.4	SUMINISTRO Y COLCOACION DE SIKAWRAP 300C PARA ESFUERZO CORTANTE	M2	311	428,644	133,308,284
2.5	SUMINISTRO Y COLCOACION DE SIKACARBODUR PARA ESFUERZO A FLEXION	ML	525	358,730	188,333,250
				SUBTOTAL	357,419,534
3	REPARACIONES Y TRABAJOS GENERALES				
3.1	CAMBIO DE JUNTAS DE DILATACION	ML	22	2,451,370	54,420,414
3.2	HIDROLAVADO	M2	650	28,800	18,720,000
3.3	APLICACIÓN DE PINTURA DE PROTECCION AL CONCRETO	M2	650	43,525	28,291,250
3.4	CAMBIO DE NEOPRENOS, INCLUYE MENSULAS DE APOYO Y GATEO DE LAS VIGAS	GL	1	33,186,085	33,186,085
				SUBTOTAL	134,617,749
				SUBTOTAL	591,886,683
				I.V.A SOBRE UTILIDAD DEL 4%	3598671.033
				VALOR TOTAL	595,485,354

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

UNIDAD : M³

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
					0

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales	global					
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						\$0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Maestro	75,000	2.20	165,000	1.9	86,842	
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	1.9	249,474	
Sub-Total						336,316

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	87,121	
	U.	4%	15,151	
	I.	5%	18,939	
			Sub-Total	121,211

Precio unitario total aproximado al peso

PROPOENENTE**FECHA**

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

OBJETO : _____
CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 1.2: Concreto Fc´ = 4000 PSI PARA VIGA

UNIDAD : M³

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
Formaleta y parales				350,000	
Herramientas manuales	mecanicas			105,000	
					455,000

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Concreto de 350 kg/cm²	M3	658,000	1.05	690,900	
					690,900

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales	global				29,500	
						Sub-Total
						29,500

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Maestro	75,000	2.20	165,000	0.65	253,846	
Oficial	65,000	2.37	154,050	0.65	237,000	
Ayudantes: 4	270,000	2.37	639,900	0.65	984,462	
						Sub-Total
						1,475,308

Total Costo Directo

2,650,838

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	609,693	
	U.	4%	106,034	
	I.	5%	132,542	
				Sub-Total
				848,269

Precio unitario total aproximado al peso

3,499,107

PROPONENTE

FECHA:

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma): _____

OBJETO : _____
CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 1.2: Concreto Fc´ = 4000 PSI PARA LOSA Y BARANDA

UNIDAD : M³

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
Formaleta y parales				121,500	
Herramientas manuales	mecanicas			50,000	
					171,500

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Concreto de 350 kg/cm²	M3	658,000	1.05	690,900	
					690,900

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales	global				29,500	
						Sub-Total
						29,500

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Maestro	75,000	2.20	165,000	8	20,625	
Oficial	65,000	2.37	154,050	8	19,256	
Ayudantes: 4	180,000	2.37	426,600	8	53,325	
						Sub-Total
						93,206

Total Costo Directo

985,236

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	226,604	
	U.	4%	39,409	
	I.	5%	49,262	
				Sub-Total
				315,275

Precio unitario total aproximado al peso

1,300,511

PROPONENTE

FECHA:

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma): _____

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

UNIDAD : kg

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
Acero de refuerzo 60000psi	KG	2,580	1.02	2,632
Alambre negro	KG	2,300	0.04	92

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.
Materiales	global				200
Equipos					
Mano de obra					
Sub-Total					200

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	900	183
Ayudantes: 2	\$100,000	2.37	237,000	900	263
Sub-Total					

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	785	
	U.	4%	137	
	I.	5%	171	
			Sub-Total	1,093

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 2.1: INYECCION DE FISURAS

UNIDAD : kg

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

III. MATERIALES					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
HI MOD 35	KG	251,000	1.1	263,851	
					263,851

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.
Materiales	global				50,000
Equipos					
Mano de obra					
Sub-Total					50,000

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	150	1,100
Ayudantes: 2	\$100,000	2.37	237,000	150	1,580
Sub-Total					

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	92,352	
	U.	4%	16,061	
	I.	5%	20,076	
			Sub-Total	128,489

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 2.2: PULIDA DE SUPERFICIE

UNIDAD : M2

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

[illegible]

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	16	10,313
Ayudantes: 2	\$100,000	2.37	237,000	16	14,813
Sub-Total					

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	7,841	
	U.	4%	1,364	
	I.	5%	1,705	
			Sub-Total	10,910

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

OBJETO : _____
CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 2.3: PREPARACION DE SUPERFICIE

UNIDAD : M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
					0

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
SIKATOP 122	KG	5,216	1.0	5,216	
					5,216

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Maestro	75,000	2.20	165,000	12	14,348	
Ayudantes: 2	\$100,000	2.37	237,000	12	20,609	
Sub-Total						34,957

Total Costo Directo

40,171

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción	Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	9,239
	U.	4%	1,607
	I.	5%	2,009
Sub-Total			12,855

Precio unitario total aproximado al peso

53,026

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma): _____

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 2.4: SIKAWRAP

UNIDAD : M2

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

[illegible]

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	12	14,348
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	12	41,217
Sub-Total					55,565

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	74,688	
	U.	4%	12,989	
	I.	5%	16,237	
			Sub-Total	103.914

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE**FECHA**

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

UNIDAD : ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR				\$35,000	
					35,000

II. MATERIALES

[illegible]

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	15	11,000
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	15	31,600
Sub-Total					42,600

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	62,506	
	U.	4%	10,871	
	I.	5%	13,588	
			Sub-Total	86,965

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 3.1: JUNTAS DE DILATACION

UNIDAD : ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.
HERRAMIENTA MENOR				\$12,000
PLANTA		11250		
MARTILLO DEMOLEDOR		\$5,625		

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
LAMINAS METALICAS	KG	4,500	15.0	67,500
SIKAGORUT	KG	4,250	400	1,700,000
CAUCHOS	ML	35,000	1.00	\$35,000

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	15	11,000
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	15	31,600
Sub-Total					

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	427,133	
	U.	4%	74,284	
	I.	5%	92,855	
			Sub-Total	594,272

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

UNIDAD : M2

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

[illegible]

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	25	6,600
Ayudantes: 2	\$100,000	2.37	237,000	25	9,480
Sub-Total					

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	5,018	
	U.	4%	873	
	I.	5%	1,091	
			Sub-Total	6,982

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 3.3: PINTURA PARA CONCRETO

UNIDAD : M2

I. EQUIPO

[illegible]

II. MATERIALES

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
PINTURA TIPO SIKACOLOR	M2	120,000	0.1	12,000

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Maestro	75,000	2.20	165,000	40	4,125	
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	40	11,850	
Sub-Total						15,975

Total Costo Directo

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	7,584	
	U.	4%	1,319	
	I.	5%	1,649	
			Sub-Total	10,552

Precio unitario total aproximado al peso

PROPONENETE**FECHA**

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):

CARRETERA: FLORENCIA - SAN VICENTE DEL CAGUAN

ITEM 3.4: CAMBIO DE NEOPRENOS

UNIDAD : GL

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR				\$5,000	
GATOS HIDRAULICOS				\$25,000,000	
					25,005,000

II. MATERIALES

[illegible]

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Materiales						
Equipos						
Mano de obra						
Sub-Total						0

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jomal	Prestaciones	Jomal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
Maestro	75,000	2.20	165,000	40	4,125
Ayudantes: 4	\$200,000	2.37	474,000	40	11,850
Sub-Total					15,975

Total Costo Directo

25,140,973

V. COSTOS INDIRECTOS

Descripción		Porcentaje	Valor Total	
A. I. U.	A.	23%	5,782,424	
	U.	4%	1,005,639	
	I.	5%	1,257,049	
			Sub-Total	8,045.112

Precio unitario total aproximado al peso

33,186,085

PROPONENETE

FECHA

REPRESENTANTE LEGAL DEL PROPONENTE (nombre y firma):