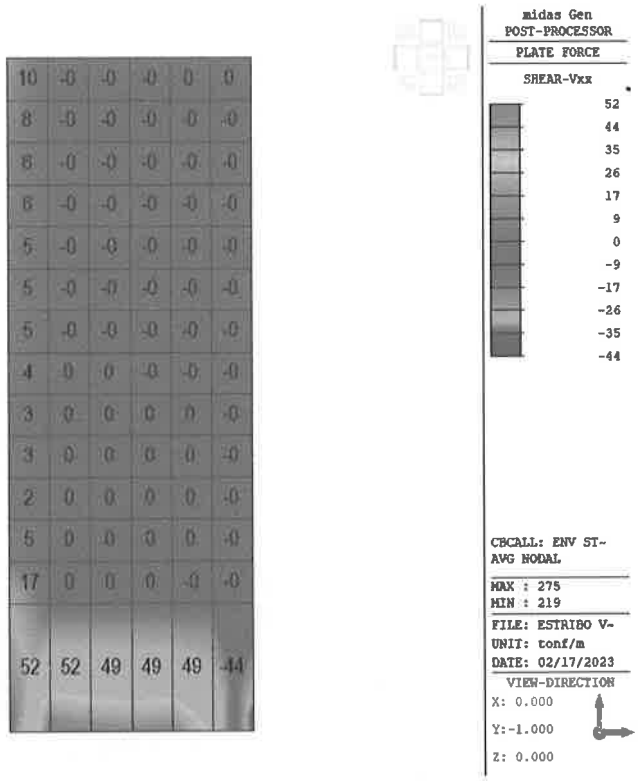
Considerando ancho de fisura de 0,3mm, separación máxima de varillas 15cm y diámetro de 16mm se limita la tensión de tracción a 240MPa. Considerando una tracción de 45tnf/m se requiere 18,7cm2 de acero de armadura horizontal.



Envolvente ELU Esfuerzo Cortante en tnf/m

Integrando se tiene esfuerzo de corte en la sección inferior de 250tnf.

Ing. Freddher Armando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Armaduras Transversales

Análisis de Esfuerzos cortantes en el alma en estado de rotura

V_d = 250.00 tn

$$V_d \le V_{u1}$$
$$V_d \le V_{u2}$$

$$V_{u1} = 0.6 f_{cd}.b_o.d.k.\frac{\cot g\beta + \cot g\alpha}{1+\cot g^2\beta}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante último por compresión oblicua

V_{u2} : Esfuerzo cortante último por tracción del alma

b_o: Ancho mínimo del alma en 3/4 del canto desde la armadura a tracción

d : Canto útil

k: Coeficiente de reducción por efecto del esfuerzo axil

α: ángulo de las armaduras transversales con el eje de la pieza-0º

ß: ángulo de las bielas de compresión con el eje de la pieza-45º

$$k = \frac{5}{3}(1-\frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}) \le 1$$

σ'_{cd}: Tensión de compresión axil efectiva (N/A)

k = 1.00 Se adopt 1.00

V_{u1} = 623.25 tn ➡ *Verifica*

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

V_{su} : Constribución de armaduras transversales

V_{cu} : Constribución de hormigón

$$V_{su} = \frac{0.9d}{s_t} A_t.f_{yd}$$

A_t : Área total de estribos en el plano

s_t: Separación entre estribos

$$V_{cu} = (f_{cv} + 0.15\sigma'_{cd}).b_o.d$$
$$f_{cv} = 0.1\xi.(100\rho_l.f_{ck})^{1/3}$$

f_{cv} : Resistencia virtual a cortante del hormigón

ξ: Coeficiente de engranamiento de áridos

ρ_l : Cuantía geometrica de la armadura longitudinal de tracción

$$\xi = 1+\sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o.d} \le 0.02$$

ρ_l = 0.008 Se adopt 0.008

ξ = 1.27

f_{cv} = 0.35 MPa

V_{cu} = 29.11 t

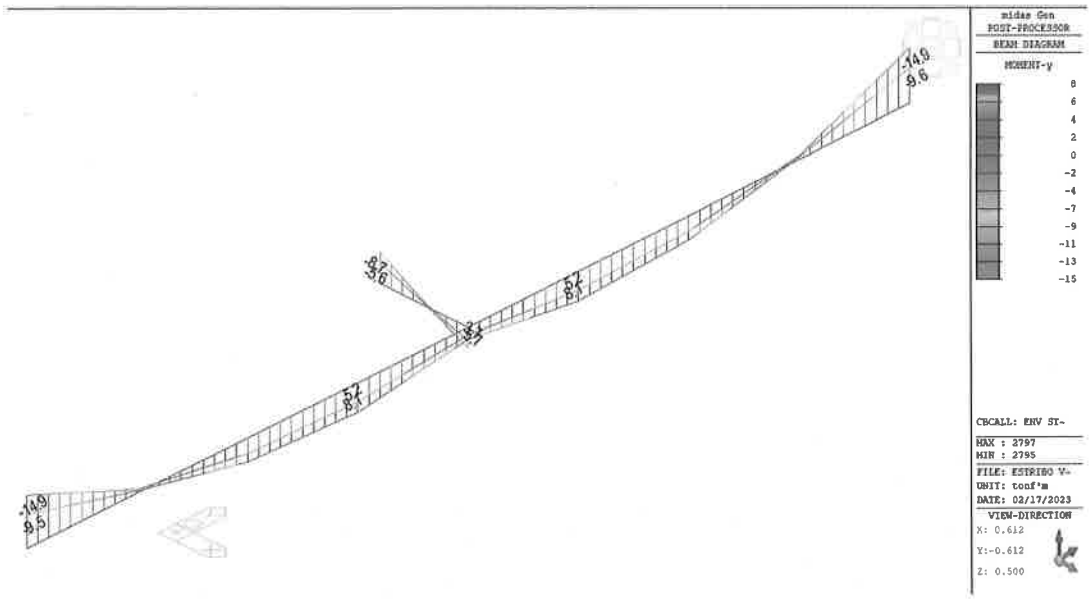
V_{su} > 220.89 t

A_t > 20.38 cm^2/m 10Ø16

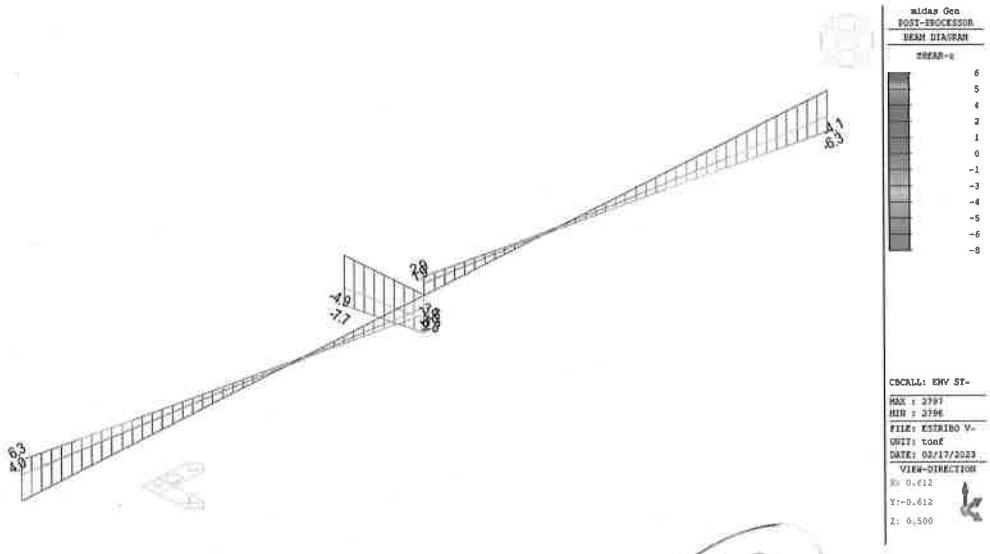
Ing. Freyder Fernando Chavez Gonzáles
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Se examinan a continuación esfuerzos en Vigas



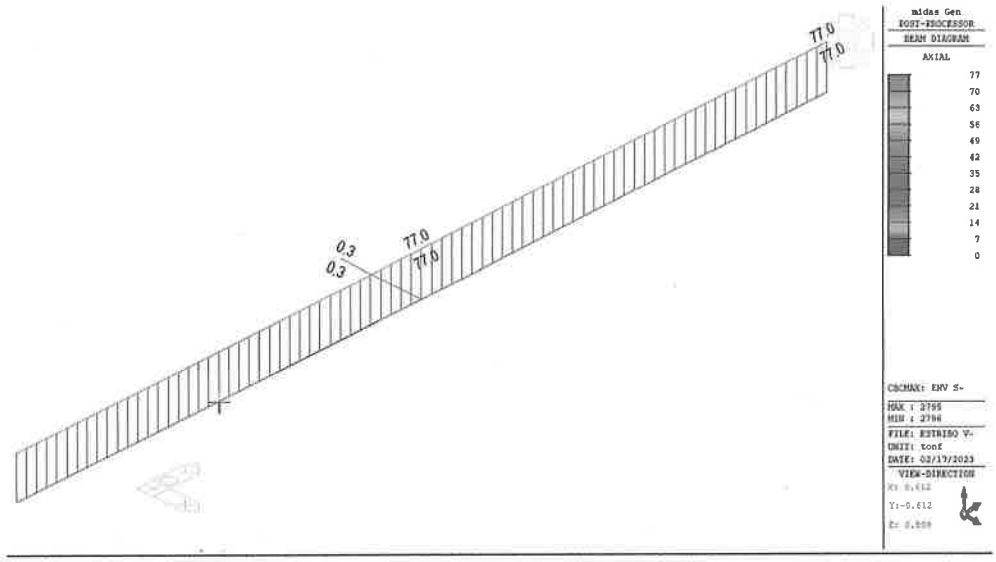
Envolvente Momento Vigas tnf.m



Envolvente Corte Vigas tnf/m

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ
SUN S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal



Envolvente ELS Tracción Vigas tnf

Considerando ancho de fisura de 0,3mm, separación máxima de varillas 15cm y diámetro de 16mm se limita la tensión de tracción a 240MPa. Considerando una tracción de 77tnf se requiere 32cm2 de acero de armadura horizontal.

Por último se verifica la fuerza rasante sobre el patín. Como se vio en 3.2 (verificación al deslizamiento) esta fuerza puede llegar a 77tnf/m. El mecanismo de transmisión de este esfuerzo de corte es un mecanismo de bielas y tirantes (similar a una ménsula), a continuación se muestra el dimensionamiento.

1- Geometría

b (cm)	a (cm)	e (cm)
70	46.7	100

h (cm)	h1 (cm)	rec (cm)	Sup-Horm.	d (cm)
50	80	6	Monolítico	47

2- Cargas

Fvd (tn)	Fhd (tn)
77.0	0.0

ctg θ	T_{1d} (tn)	T_{2d} (tn)
0.85	90.59	15.4

comprobación canto útil	
d >	46.67

3- Dimensionamiento de armaduras

fyd (N/mm^2)	347.83

Pos	As (cm^2)	Adopt.
Tirante	26.04	Ø20c/12

4- Verificación de la compresión localizada

f1cd (tn/cm2)	0.7fcd (tn/cm2)
0.011	0.14

A continuación se muestran las armaduras necesarias y las adoptadas por esfuerzos flectores en muros, zapatas y vigas.

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Planilla: Verificación Rotura Esfuerzo Flector ESTRIBOS
Norma: EHE-08

Fórmulas

Armaduras longitudinales

$$A_s = wbd\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad \mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

Coeficientes de mayoración de cargas

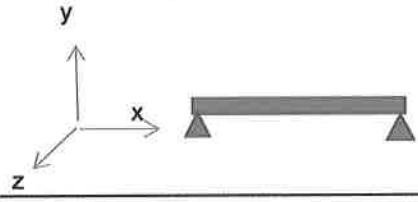
G = 1.35 Q = 1.5

Coeficientes de minoración de resistencias

γc = 1.5 γy = 1.15

Datos

Recubrimiento: 4 cm
fck = 25 MPa
fyk = 500 MPa



Elemento: MURO FRONTAL												
b = 100		h = 60.00		d = 56.00		[cm]						
	M (tm)	μ	w	As_{nec} (cm²)	As_{adopt} (cm²)	Distribución						
Mv	74.00	0.1416	0.1616	34.70	34.51	6.7	ø	16	+	7	ø	20
Mh-	18.00	0.0344	0.0356	7.65	13.47	6.7	ø	16	+		ø	
Mh+	42.00	0.0804	0.0868	18.64	20.10	10	ø	16	+		ø	

Elemento: ALA LATERAL												
b = 100		h = 40.00		d = 36.00		[cm]						
	M (tm)	μ	w	As_{nec} (cm²)	As_{adopt} (cm²)	Distribución						
Mdv+	12.00	0.0556	0.0586	12.59	13.40	6.67	ø	16	+		ø	
Mdv-	23.00	0.1065	0.1178	25.29	26.87	6.67	ø	16	+	7	ø	16
Mdhsup	17.00	0.0787	0.0849	18.22	21.04	6.7	ø	16	+	7	ø	12
Mdhinf	10.00	0.0463	0.0484	10.40	13.47	6.7	ø	16	+		ø	

Elemento: ZAPATAS												
b = 100		h = 80.00		d = 76.00		[cm]						
	M (tm)	μ	w	As_{nec} (cm²)	As_{adopt} (cm²)	Distribución						
Mdx-	60.00	0.0623	0.0662	14.21	21.04	6.7	ø	16	+	7	ø	12
MdX+F	80.00	0.0831	0.0900	19.32	21.04	6.7	ø	20	+		ø	
MdX+A	40.00	0.0416	0.0433	9.29	13.47	6.7	ø	16	+		ø	
Mdy -	60.00	0.0623	0.0662	14.21	21.38	6.7	ø	16	+	7	ø	12

Elemento: Contrafuertes												
b = 100		h = 30.00		d = 26.00		[cm]						
	M (tm)	μ	w	As_{nec} (cm²)	As_{adopt} (cm²)	Distribución						
Mdv+-	12.00	0.1065	0.1179	11.75	13.47	6.7	ø	16	+		ø	
Mdvinf	28.00	0.2485	0.3103	30.92	33.37	8.3	ø	16	+	8	ø	16

Elemento: Vigas												
b = 30		h = 80.00		d = 76.00		[cm]						
	M (tm)	μ	w	As_{nec} (cm²)	As_{adopt} (cm²)	Distribución						
Mdv1+-	16.00	0.0554	0.0585	5.83	8.04	4	ø	16	+		ø	

Ing. Freddy Fernando Chávez González
Representante Legal
SOLTRUNACO CONSTRUCT S.A.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Todos los elementos fueron dimensionados por el método de los Estados Límites. Es mi informe.

Ing. Francisco Munizaga
Reg. Prof. MOPC 2137

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Ministerio de OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES

GOBIERNO NACIONAL

Paraguay de la gente

ANEXO 6

JUSTIFICACION DE REVISION DE PROYECTO

.-• Memoria de Cálculo de las Pilas 01 y 02 - PUENTE ORDEN 02

Referencias:

1. **Diseño de MUROS PILAS EN T para APOYOS DE TABLERO – ÑACUNDAY 3 X 25m = 75 m.**

Materiales

1. **Hormigón: Fck > 25 MPa.**
2. **Acero: AP 420 DN.**
3. **Vigas Pretensadas Rotesma: Fck > 40 MPa.**

Diseño de MUROS PILA EN T

Se realiza un modelo de elementos finitos para el estudio del comportamiento estructural de las PILAS MURO para el puente de 3 vanos, sobre el Rio Ñacunday, compuesto de 3 tramos iguales de 25m, totalizando una longitud de 3x25m = 75 m sobre el cauce del río.

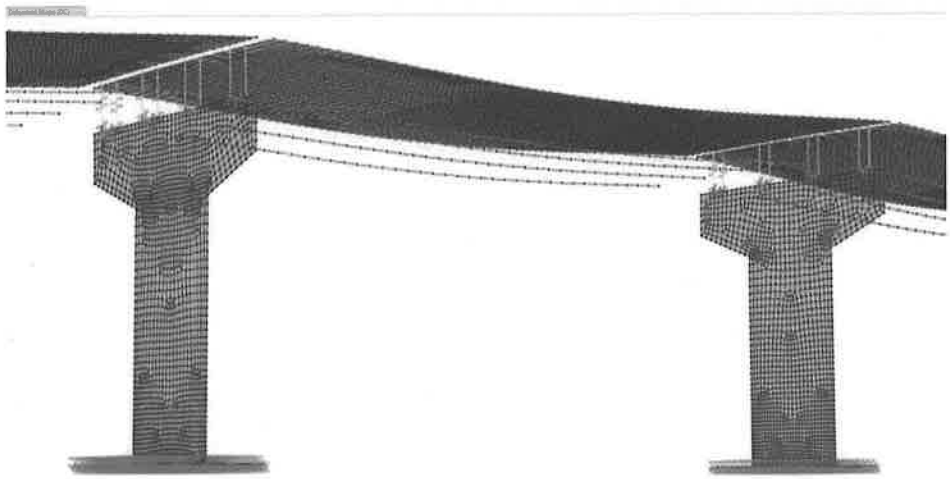


Ilustración 1: VISTA 3D – PARCIAL – MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

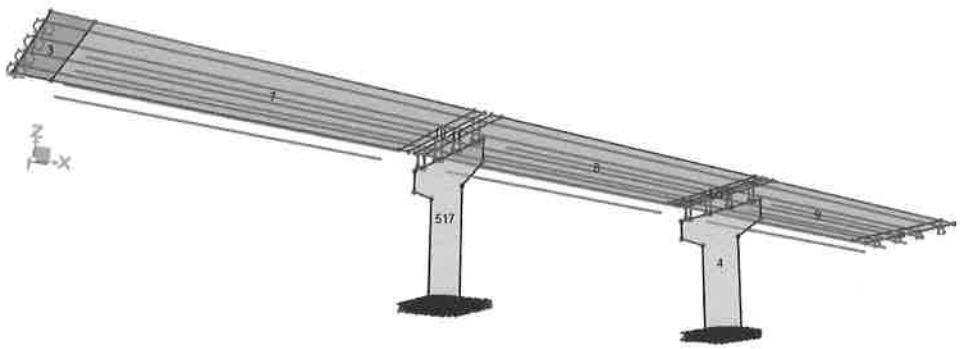


Ilustración 2: VISTA 3D - TOTAL MODELO DE ANÁLISIS: TABLERO - JUNTAS - APOYOS - PILAS & ZAPATAS PARA PILAS.-

Ing. Freydber Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

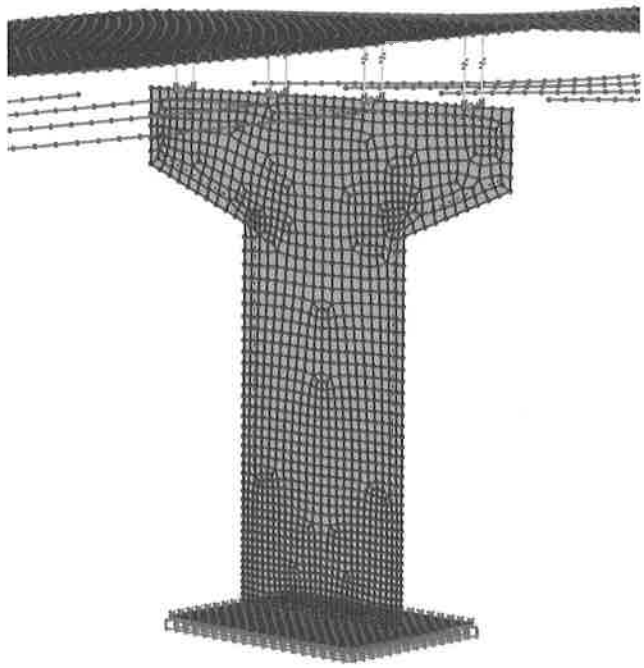


Ilustración 3: VISTA 3D - MODELADO FEM DE ESTRIBO YATYTAY - ANALISIS ESTRUCTURAL

Modelo de Calculo – Breve Descripción

Se emplean elementos SHELLS o de área, para modelar las paredes y ZAPATA de fondo de las pilas muro, además para modelar en el deck la losa sobre vigas I-152 prefabricadas de Rotesma Py. SAIC, vigas de canto 152cm en I:

Shells: Espesores de 25 (Tablero), 65 (Zapata), 100 cm (Muro Pila)– Material Fck 25. Recubrimiento de la armadura principal > 5 cm.

Frames: Elementos tipo barras; serán la viga I-152 de Rotesma, modelado con carga de precompresión, asignada a la hipótesis "PRET." de pretensado.

Elementos links: Lineales, de rigidez importante con vinculo: Patín & Rótula fija (Modelado aparatos de apoyos y excentricidades de Viga con sus puntos de apoyo).

La carga de barrera fuer modelada insertando un elemento viga de borde con la sección de la baranda de HA.

Ing. Freyther Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Modelo de Zapata BLOQUE

Para el diseño de la zapata de apoyo del bloque, se emplearán elementos área de espesor 0.65m, tipo Shell Think (Admite deformación por esfuerzos de corte en elementos área).

El módulo de balasto de la roca será determinado en función a su deformabilidad empleando el módulo de balasto para Basalto, empleando la fórmula de Vesic:

$$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

Fórmula de Vesic para el cálculo de módulo de Balasto en rocas.

K = 8 x 10^5 /[350 cm x (1-0.25^2)] = 4266 kg/cm2

K = 2440 kg/cm2

Se empleará la tabla de valores referenciales de la tabla siguiente:

Roca	E (kg/cm^2)	ν
Granito	2 – 6 x 10^5	0,25
Microgranito	3 – 8 x 10^5	0,25
Sienita	6 – 8 x 10^5	0,25
Diorita	7 – 10 x 10^5	0,25
Dolerita	8 – 11 x 10^5	0,25
Gabro	7 – 11 x 10^5	0,25
Basalto	6 – 10 x 10^5	0,25
Arenisca	0,5 – 8 x 10^5	
Lutita	1 – 3,5 x 10^5	
Arcilla consolidada (Argilita)	2 – 5 x 10^5	
Caliza	1 – 8 x 10^5	
Dolomita	4 – 8,4 x 10^5	
Carbón	1 – 2 x 10^5	

Tabla 1 - Constantes elásticas de rocas con carga cero.

Ilustración 4: PROPIEDADES MECÁNICAS DEL BASALTO

Aplicación & Casos de Carga:

CARGAS APLICADAS

DC: Se generará como un caso de carga ESTATICO LINEAL

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

- Peso de Tablero: Losa + Peso de Vigas ROTESMA SAIC. Vano 25m.
- Peso propio de muros & zapata.

DW: Carga sobreimpuesta – Carpeta de rodadura, espesor 10cm – Peso especifico 2.24 Ton/m3.

LL: Carga Viva de tráfico. (Se considerarán 4 casos:

I. LL1: Truck + carga de carril cargado 1 solo carril
II. LL2: Truck + carga de carril cargado 2 carriles
III. LL3: Tándem + carga de carril cargado 1 solo carril
IV. LL4: Tándem + carga de carril cargado 2 carriles

El factor de presencia múltiple a considerar será de

- Un solo carril cargado: m = 1,20
- Dos carriles cargados: m = 1,00

Valores de amplificación de carga viva de tráfico.

Se define la carga vehicular según el camión Tándem HL-93, definiendo dos ruedas separadas a 1,80m según esquema siguiente:

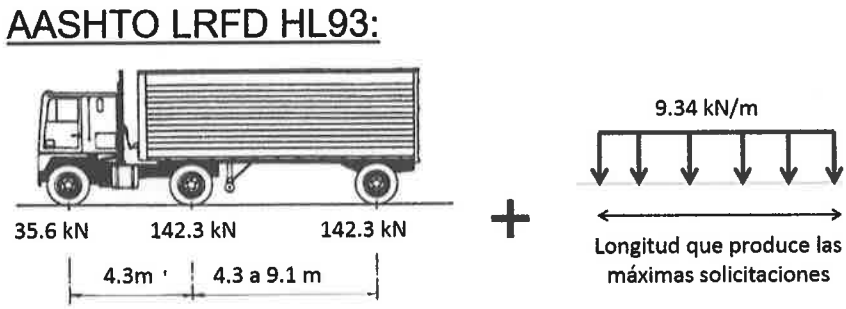


Ilustración 5 :Camión de DISEÑO TRUCK - ESQUEMA. –

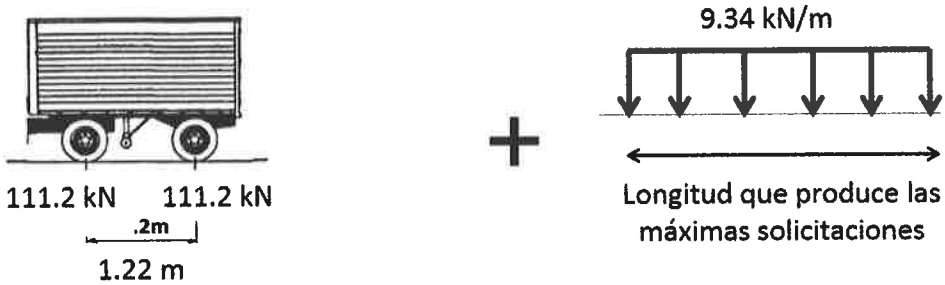


Ilustración 6: CAMION ACOPLE TÁNDEM. -

Además, se aplicará la carga de carril para simular el paso de camiones pequeños, valor definido por la norma igual a 0.96 Ton/m distribuidos en un ancho de carril de 3,00m.

También se aplicará una fuerza de frenado como hipótesis "BR", su valor será el mayor entre los siguientes dos valores:

I. 25% del peso por eje de cada camión de diseño
II. 5% del peso total de cada camión más la carga de carril en el tramo.

La fuerza de frenado será afectada por el coeficiente de presencia múltiple.

La fuerza será aplicada en sentido del tráfico, horizontal a una altura de 1,80m de la capa de rodadura.

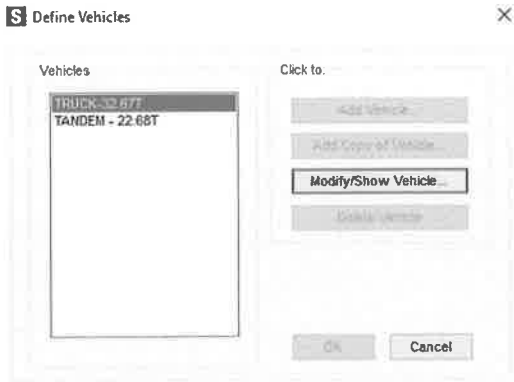
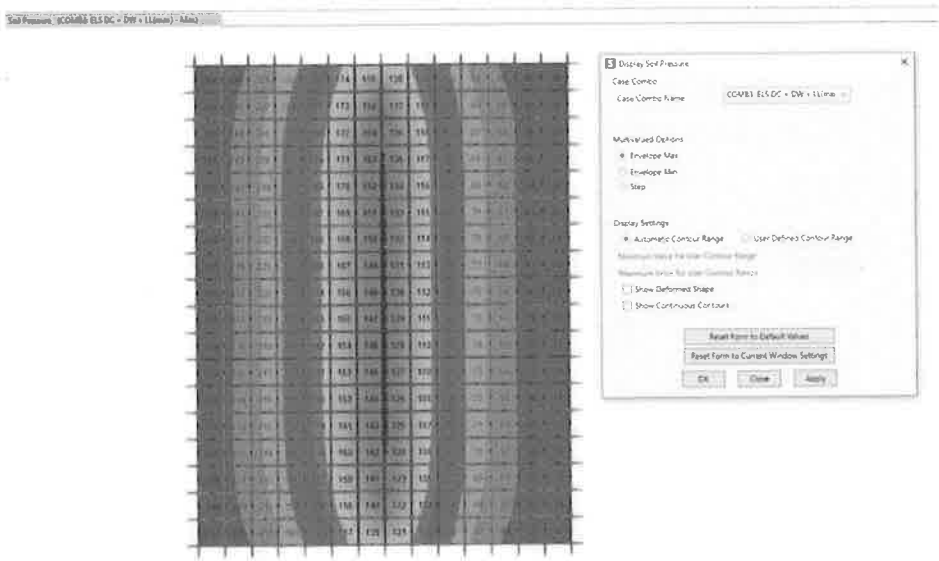


Ilustración 7: VEHICULOS DE DISEÑO HL 93

RESULTADOS OBTENIDOS - PRELIMINARES

1. TENSIONES DE CONTACTO TECHO ROCOSO – SOLERA ZAPATA:

Las tensiones de contacto, en escala de colores según la imagen siguiente, se observan valores máximos de compresión en color rojo, del orden de 15 kg/cm2.



Valores aceptables: la resistencia a la compresión mínima de una roca basáltica está en el orden de 100 kg/cm2 >> a la máxima presentada de 45 kg/cm2.

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Roca	Resistencia a la Compresion Kg/cm2
Gabro	150 - 300
Granito	70 - 250
Basalto	100-300
Diabasa	60 - 130
Dolomita	150 - 250
Caliza	10 - 70
Arenisca	20
Lutita	20 -90
Gnesis	40 -70
Marmol	50 - 80
Cuarcita	30 - 50
Equisto	70 - 200

Valores de referencia de capacidad a compresión. -

2. Armado de MUROS

La armadura principal por caras se obtiene de los diagramas de "As" normativos, por regiones de elementos shells, según como sigue para las combinaciones más desfavorables:

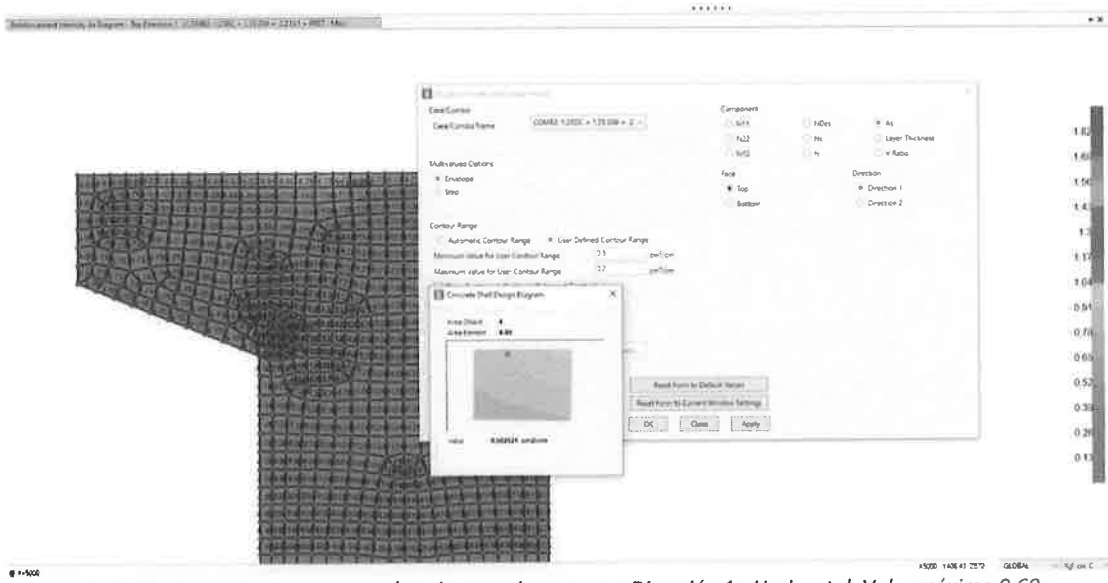


Ilustración 8: Secciones de acero en cm2/cm de armadura tensor: Dirección 1 - Horizontal. Valor máximo 0.60 cm2/cm == 60 cm2 /m, degradándose en escala según imagen. Posición TOP.

Ing. Freycher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

De igual manera se obtienen las secciones en bottom:

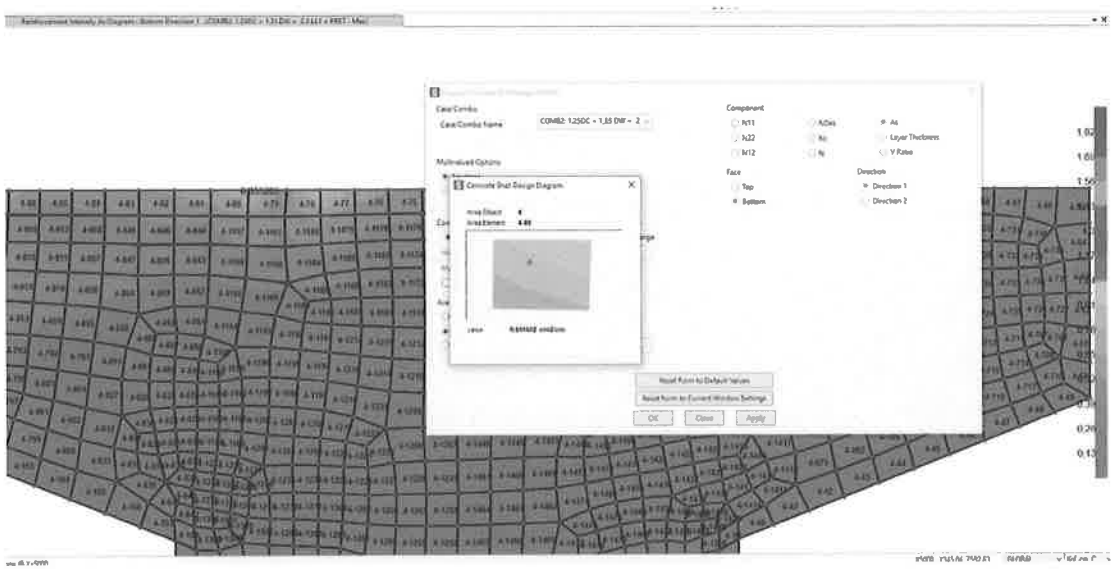


Ilustración 9: Secciones de acero en cm2/cm de armadura tensor: Dirección 1 - Horizontal. Valor máximo 0.60 cm2/cm == 60 cm2 /m, degradándose en escala según imagen. Posición BOTTOM.

Las armaduras verticales se obtienen de los diagramas de intensidad según cada cara, valores en cm2/cm como sigue:

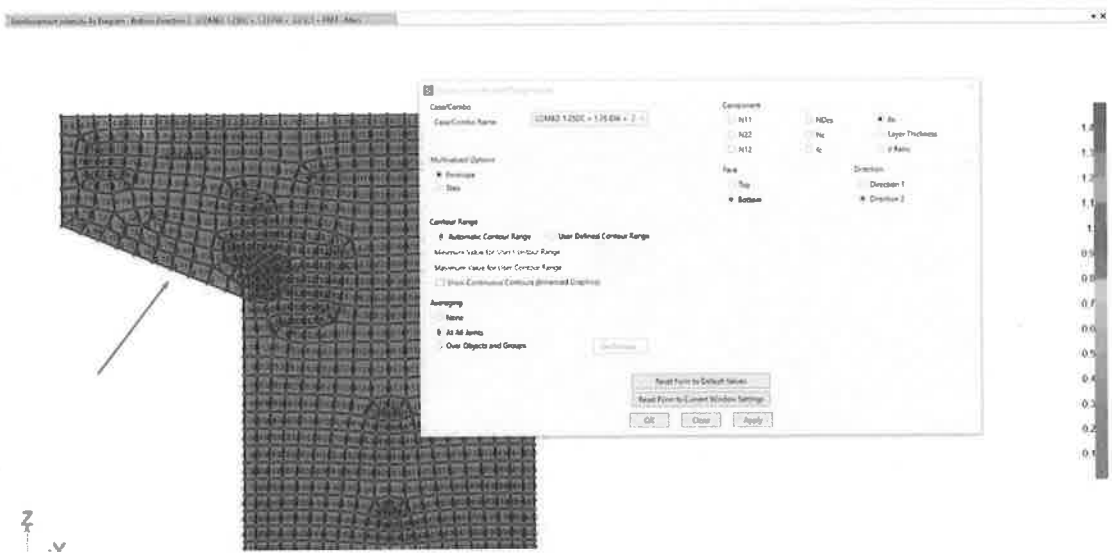


Ilustración 10: Armadura vertical. Dirección 2. Cara Bottom.

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

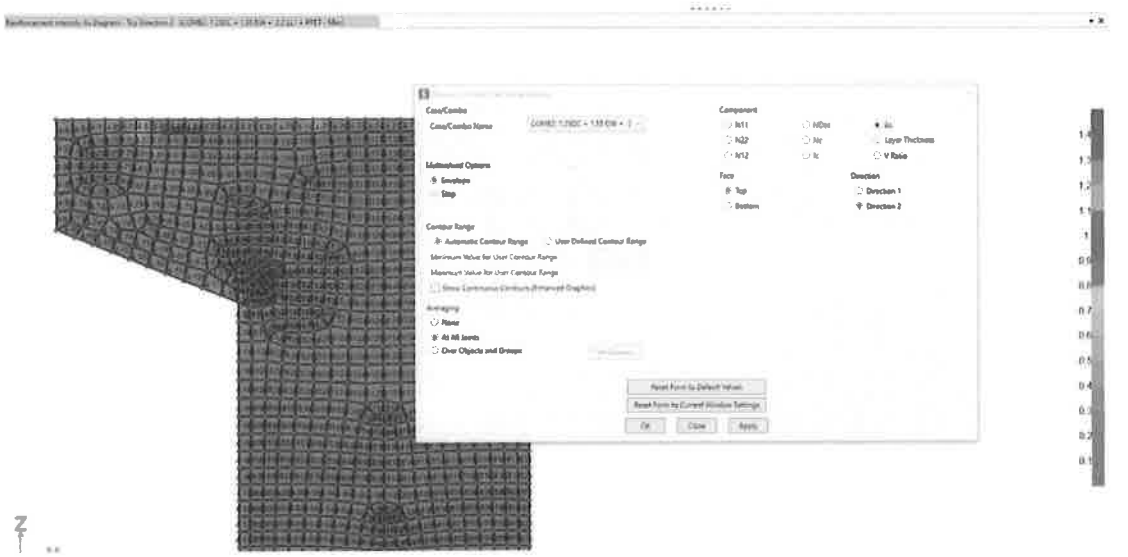


Ilustración 11: Armadura vertical. Dirección 2. Cara TOP.

En cuanto a las derivas longitudinales de la pila muro, se podrían esperar valores máximos del orden de +-0,5 cm. Valor aceptable.

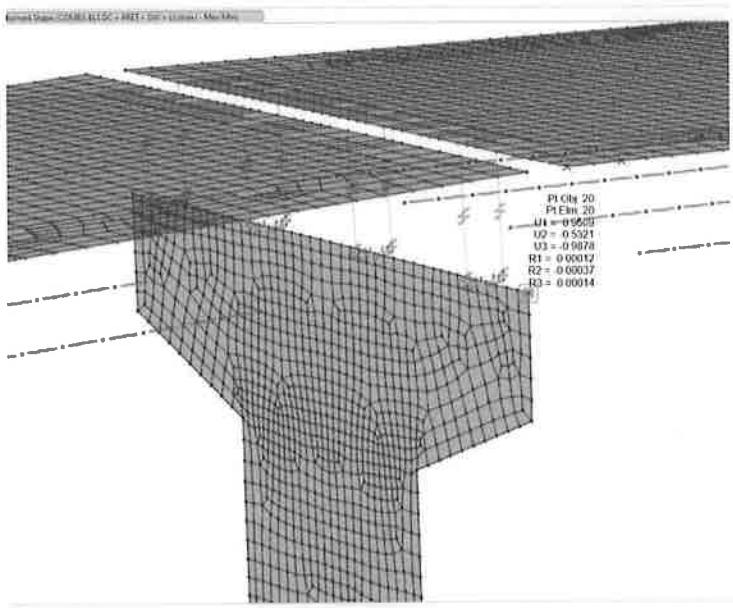


Ilustración 12: Valores máximos de derivas longitudinales - U1. En milímetros.

.....
ING. JOSÉ MA. MOLINAS R.
REG. MOPC 2831

Ing. Freyther Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Ministerio de
OBRAS PÚBLICAS
Y COMUNICACIONES

GOBIERNO
NACIONAL

Paraguay de la gente

ANEXO 6

JUSTIFICACION DE REVISION DE PROYECTO

.- • Memoria de Cálculo de Vigas de Puente pretensadas L = 25M
- PUENTE ORDEN 01 y 02

rotesma

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL

Contrato S.G. MINISTRO 424/2021

Convenio Modificatorio Nº 1 - Sustitución de Vigas

Vigas de Puente pretensadas L = 25M

Localidad: Departamento Itapua y Alto Parana

Cliente: CONSTRUMAQ SUR S.R.L.

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Tabla de Contenido

1) Introducción 3

2) Especificaciones de los materiales 3

3) Análisis estructural 4

4) Geometría de las vigas pretensadas 4

5) Normas utilizadas 6

6) Solicitaciones de carga 6

7) Combinaciones de carga 10

8) Esfuerzos característicos 11

9) Dimensionamiento de las estructuras 15

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

1) Introducción

Esta Memoria de Cálculo analiza los cambios introducidos en la Memoria de Cálculo original, resultante de sustitución de las vigas con postesado y cables curvos por nuevas vigas pretensadas y torones rectos. Para facilitar la ejecución también se eliminaron las vigas transversales, cambiando así las dimensiones de las prelosas previas, debido a la reducción en el apoyo de la viga.

Las diferencias básicas entre los dos proyectos son el peso proprio y la altura de las vigas. Los cambios en el tamaño de las prelosas no introdujeron ninguna alteración estructural, pues se mantuvieran todas las armaduras y espesor de hormigón del proyecto original.

Además, se considera, según las informaciones recibidas, que el proyecto original ya estaba aprobado por los órganos viales del Paraguay. Por esto, intentando simplificar las tramitaciones futuras, se buscó cambiar lo mínimo posible en los elementos estructurales del proyecto original. Solo fue cambiado las vigas pretensadas y la largura de las prelosas para conseguir el apoyo necesario.

Se mantuvo el tablero, los estribos, las pilas, las barreras, las barandas, las juntas de dilatación y las fundaciones.

2) Especificaciones de los materiales

Hormigón

<u>Vigas - C40:</u>

f'_c = 40 MPa;

Módulo de elasticidad - Ec = 37,434 kN/mm²

Coeficiente de Poisson - v = 0,2

Módulo de cizalla – G = 15,597 kN/mm2

Módulo de ruptura = -3,9857 MPa

Coeficiente de dilatación térmica = 1,08 x 10^{-5}/°C

Densidad = 25 kN/m³

Ing. Freyder Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Losas - C30:

f'_c = 30 MPa;

Módulo de elasticidad - Ec = 34,044 kN/mm²

Coeficiente de Poisson - v = 0,2

Módulo de cizalla – G = 14,185 kN/mm2

Módulo de ruptura = -3,4517 MPa

Coeficiente de dilatación térmica = 1,08 x 10^{-5}/°C

Densidad = 25 kN/m³

Acero reforzado

CA50

f_y = 500 MPa;

Módulo de elasticidad - Es = 200 kN/mm²

Densidad = 77 kN/m³

Acero de pretensado

CP 190 RB

f_{pu} = 1900 MPa

Módulo de elasticidad - Ep = 197 kN/mm²

Límite elástico - f_{py} (% f_{pu}) = 90%

Fuerza de pretensado inicial (% f_{pu}) = 75%

Densidad = 77 kN/m³

3) Análisis estructural

El procesamiento y modelado de la estructura se elaboraron con el software *Autodesk® Structural Bridge Design 2019*, utilizando métodos de análisis de elementos finitos.

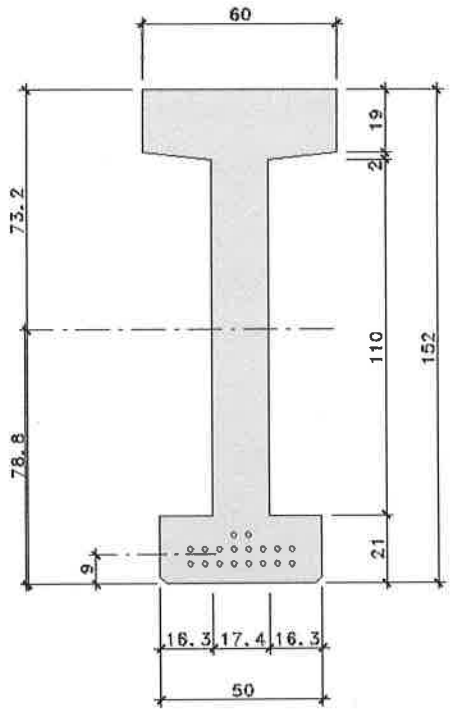
4) Geometría de las vigas pretensadas

La nueva viga pretensada tiene la sección abajo cuando será prefabricada:

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma



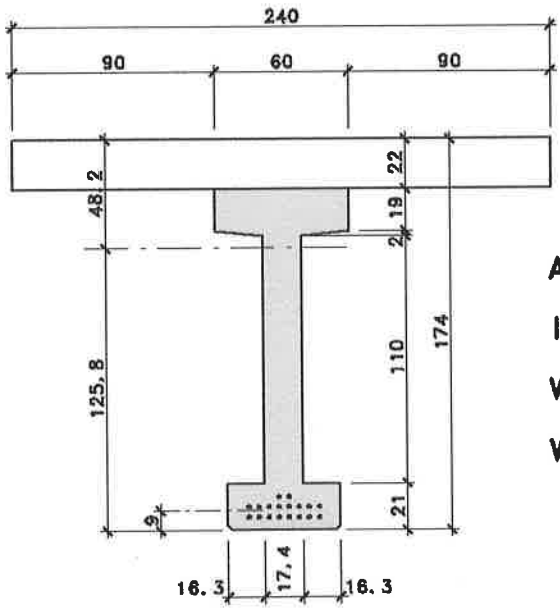
Ac = 4177 cm2

Ic = 11737920 cm4

Ws = 160354 cm3

Wi = 148958 cm3

Cuando pasa a hacer parte del puente la sección tiene las propiedades abajo:



Ac = 9457 cm2

Ic = 28486580 cm4

Ws = 591008 cm3

Wi = 226443 cm3

Su peso total prefabricada será

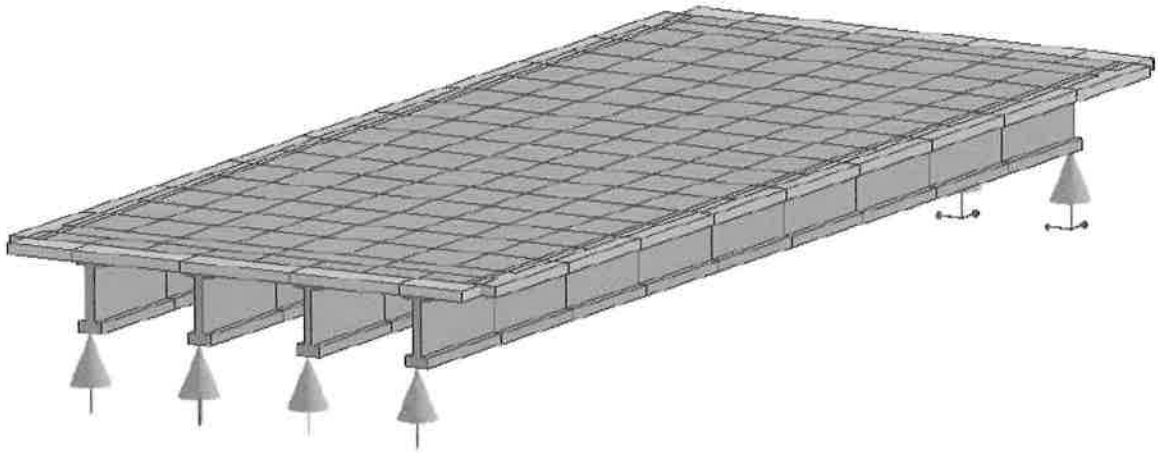
0,41774 x 2,5 x 24,95 = 26,06tf

El puente consta de cuatro vigas pretensadas, de acuerdo con la siguiente figura:

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma



5) Normas utilizadas

La norma utilizada para el proyecto de las vigas cambiadas es la misma del diseño original o sea la AASHTO LRFD 7 siendo que para los vehículos tipo se mantuvo la consideración del HL-93 y Design truck (vehículo tipo AASHTO HS20-44).

6) Solicitaciones de carga

Cargas muertas:

Cargas muertas consideradas como el peso propio de la estructura, y cargas posteriores como el peso del pavimento, new jersey y riostras.

Peso proprio de la viga: 0,41774 x 2,5 x 24,95 = 26,06 tf

Barandas: 0,08 tf/m

Veredas: 0,25x2,4 = 0,6 tf/m²

Capa de rodadura

Asfalto con 7 cm: 0,07 x 2,4 = 0,17 tf/m²

Eventual repavimentación: 0,2 tf/m²

Carga viva peatonal:

Ing. Freydber Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

Se aplica una carga peatonal de 3,59 kN/m² a todas las veredas de más de 600 mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril (design lane load) para vehículos.

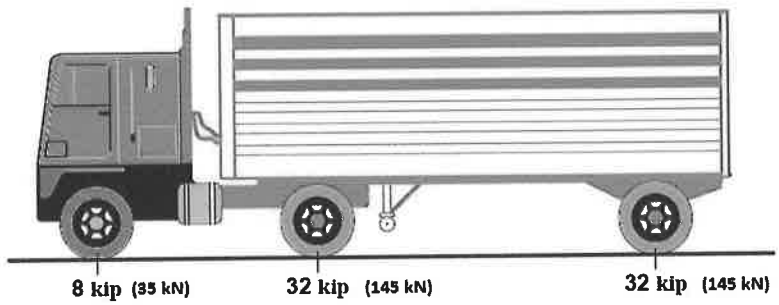
Carga viva vehicular:

Los valores de las solicitaciones debidas a las cargas móviles vehiculares sobre las vigas fueron calculados de acuerdo con el código AASHTO LRFD 7 para la colocación de carga HL-93.

HL-93 es un tipo de carga vehicular teórico propuesto por la AASHTO em 1993. Se utiliza como la carga de diseño de estructuras viales y es una combinación de tres diferentes cargas.

1- Design Truck (anteriormente HS20-44 Truck):

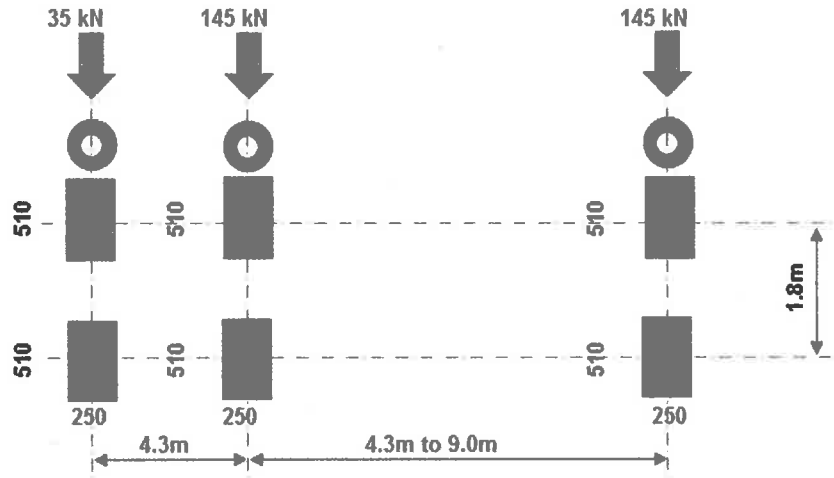
El Design Truck consta de tres ejes, delantero y dos ejes traseros con eje delantero con un peso 8kip (35 kN) y dos ejes traseros con un peso de 32kip (145 kN). La distancia entre los ejes delantero y trasero es de 14' (4,3 m) y la de los dos ejes traseros se puede variar entre el 14' (4,3 m) a 30 '(9,0m) para obtener el peor esfuerzo de cálculo. La distancia de neumático a neumático en todos los ejes es de 6 pies (1,8 m).



Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

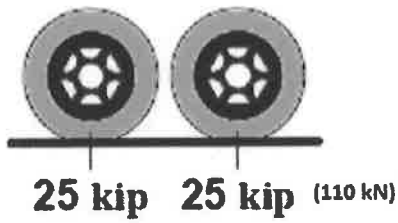
rotesma

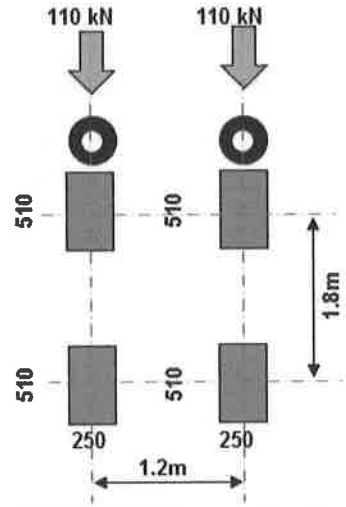


AASHTO HL-93 Truck Tire Plan

2- Design Tandem:

HL-93 Design Tandem constan de ejes dobles espaciados 4 '(1,2 m) de distancia, el peso de cada eje es 25kip (110 kN). La distancia entre los neumáticos de un eje es de 6 pies (1,8 m).





AASHTO HL-93 Tandem Tire Plan

3- Design Lane Load (LL):

El design lane load consistirá en una carga de 0,64 klf (9,34 kN/m) distribuidos de manera uniforme en la dirección longitudinal. En dirección transversal, se supondrá que la carga LL sea distribuida uniformemente sobre un ancho de 10,0' (3m).

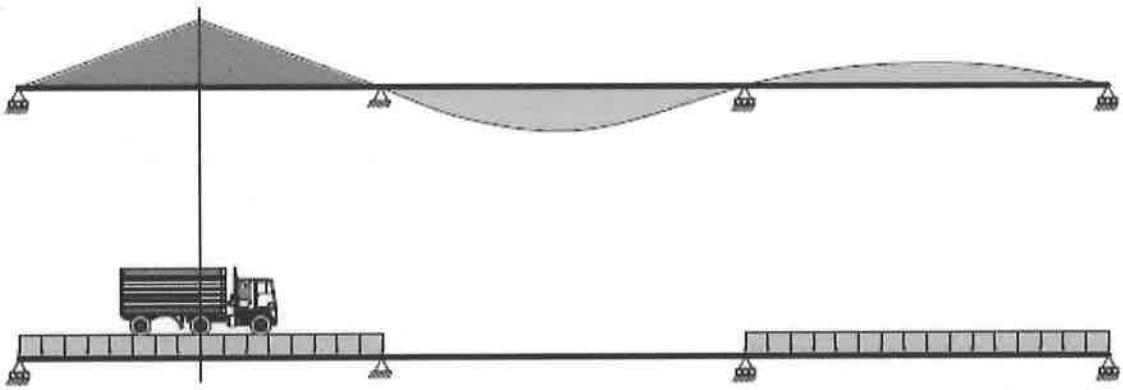
PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Ing. Freycber Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Llc. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

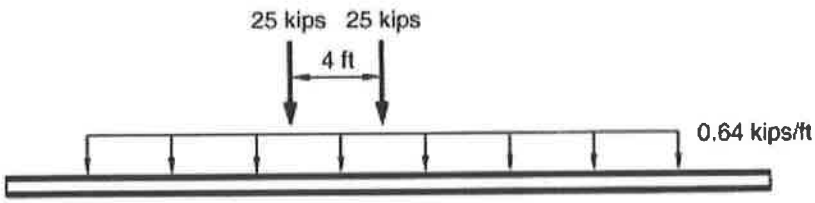
rotesma

El diseño de los vehículos y cargas de LL deben aplicarse de tal manera que se obtiene un efecto de fuerza extrema para el cálculo. En caso de múltiples carriles, se considerarán factores múltiples carriles descritos en el código.

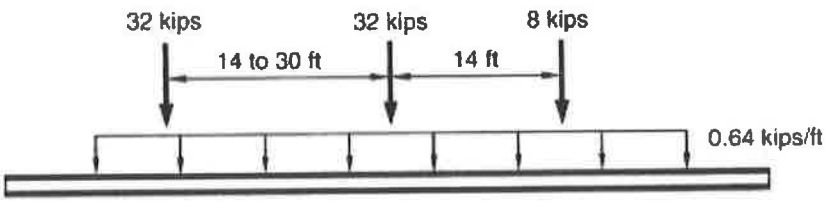


Factor de impacto o de la asignación de carga dinámica se aplica sólo para los camiones y tándems, no para la carga de carril. La fuerza máxima de cálculo se toma como el mayor de los siguientes:

1. El efecto del Design Tandem + Design Lane Load;



2. El efecto del Design Truck (HL93) + el efecto de Design Lane Load;



Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

7) Combinaciones de carga

Las combinaciones fueron calculadas utilizando el software *Autodesk® Structural Bridge Design 2019,* que se encarga de verificar las peores situaciones y proporciona el resultado de estas cargas.

Como se calcularon sólo las vigas, se utilizó nada más que las combinaciones con cargas permanentes y móviles.

Las combinaciones de los efectos de fuerzas extremas factoradas se especifican para este proyecto en los siguientes estados límites:

- **RESISTENCIA** I (Strength I): La combinación de carga básica relacionado con el uso de vehículos normales en el puente sin viento.

- **SERVICIO I** (Service I): Combinación de carga relacionada con el uso normal del puente con vientos de 88 kph, y con todas las cargas tomando sus valores nominales. También relacionado con el control de deflexión en estructuras metálicas y el control de ancho fisuras en estructuras de concreto reforzado.

- **FATIGA** (Fatigue I): La combinación de cargas de fatiga y fractura está relacionada con la carga viva repetitiva vehicular y la respuesta dinámica debido a un camión de diseño simple.

Combinaciones y Factores de Carga

COMBINACIÓN DE CARGA / ESTADO LIMITE	CARGAS PERMANENTES	HL-93 (LANE LOAD, DESIGN TRUCK, DESIGN TANDEM), CARGA PEATONAL	ORTHO DECK
RESISTENCIA I	1,25	1,75	-
RESISTENCIA II	1,25	1,35	-
RESISTENCIA III	1,25	-	-
SERVICIO I	1,00	1,00	-
SERVICIO II	1,00	1,30	-
SERVICIO III	1,00	0,80	-
FATIGA	-	-	2,25

Ing. Freyther Fernando Chavez Gonzalez
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Representante Legal

Carga de impacto (IM)

Los efectos estáticos del camión de diseño o tandem, las fuerzas centrífugas, y de frenado deben ser incrementadas en un porcentaje especificado en la tabla siguiente para los factores de impacto.

El factor que es aplicado a la carga estática debe ser tomado como:

$$(1 + IM / 100)$$

La carga de impacto no puede ser aplicada a cargas peatonales o a la carga del carril de diseño.

Factores de impacto, IM

Componente	IM
Nudos de la losa -Todos los estados límites	75%
Todos los otros componentes	15%
Estado Límite de Fatiga y Fractura	33%
Todos los otros Estados Límites	

8) Esfuerzos característicos

A partir del modelo descrito se encontraron los siguientes esfuerzos para las vigas del tablero de acuerdo con las cargas y combinaciones analizadas.

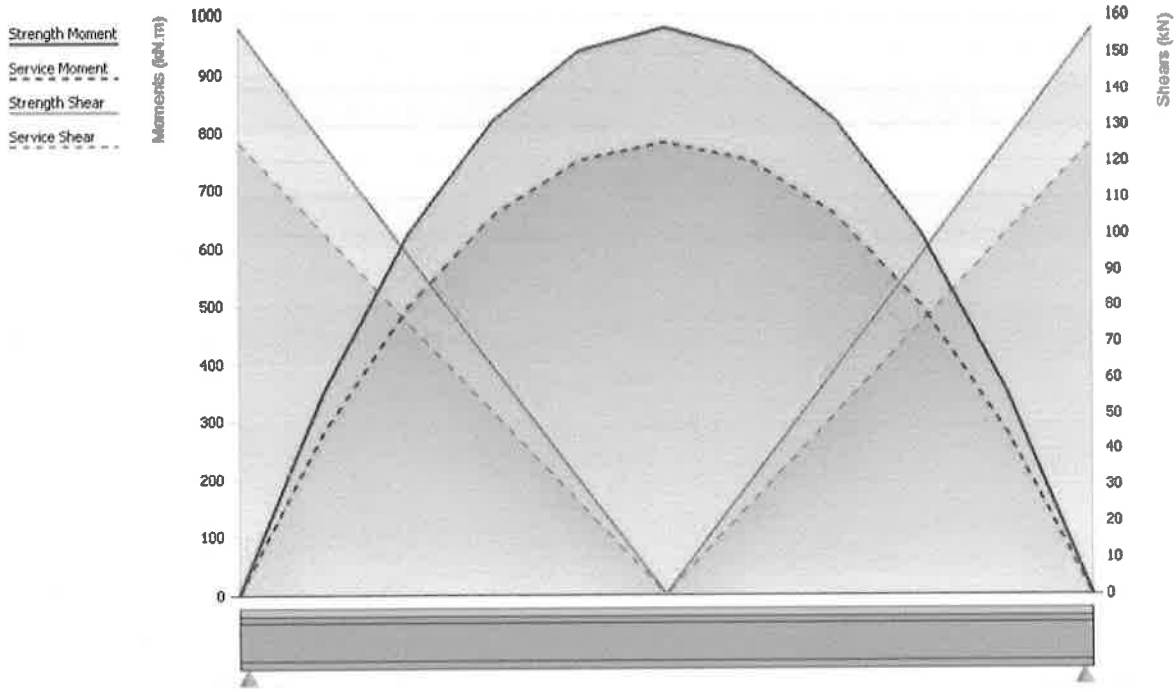
Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

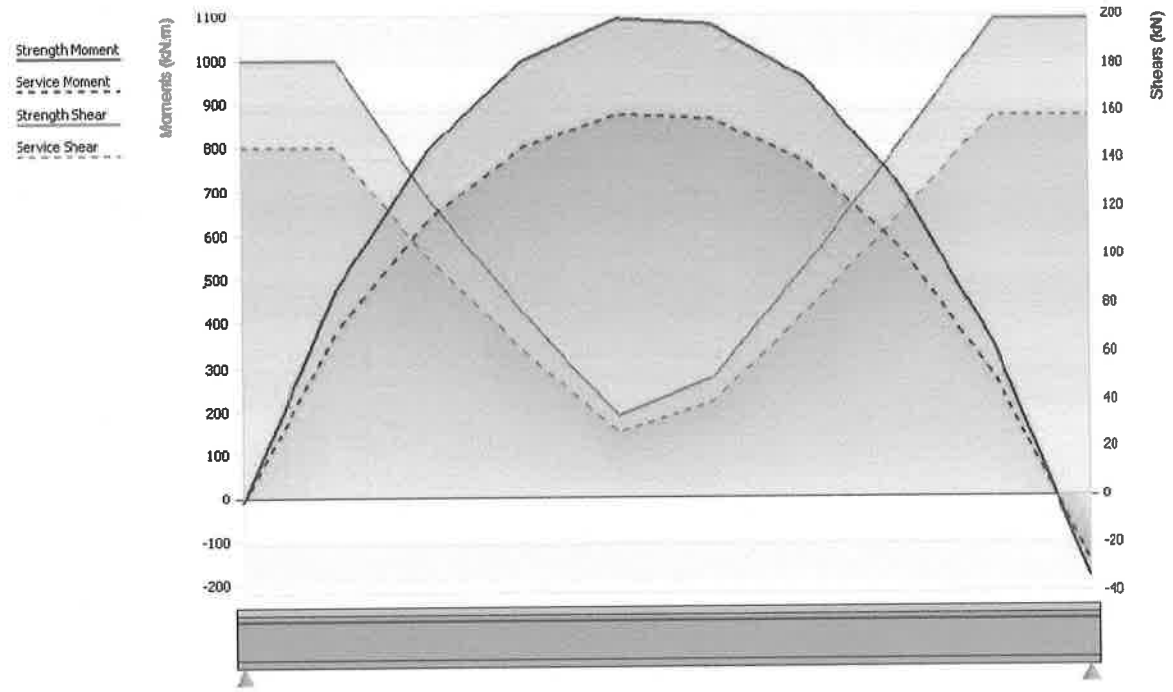
rotesma

Esfuerzos en las vigas pretensadas

Esfuerzos debidos al izaje de la viga



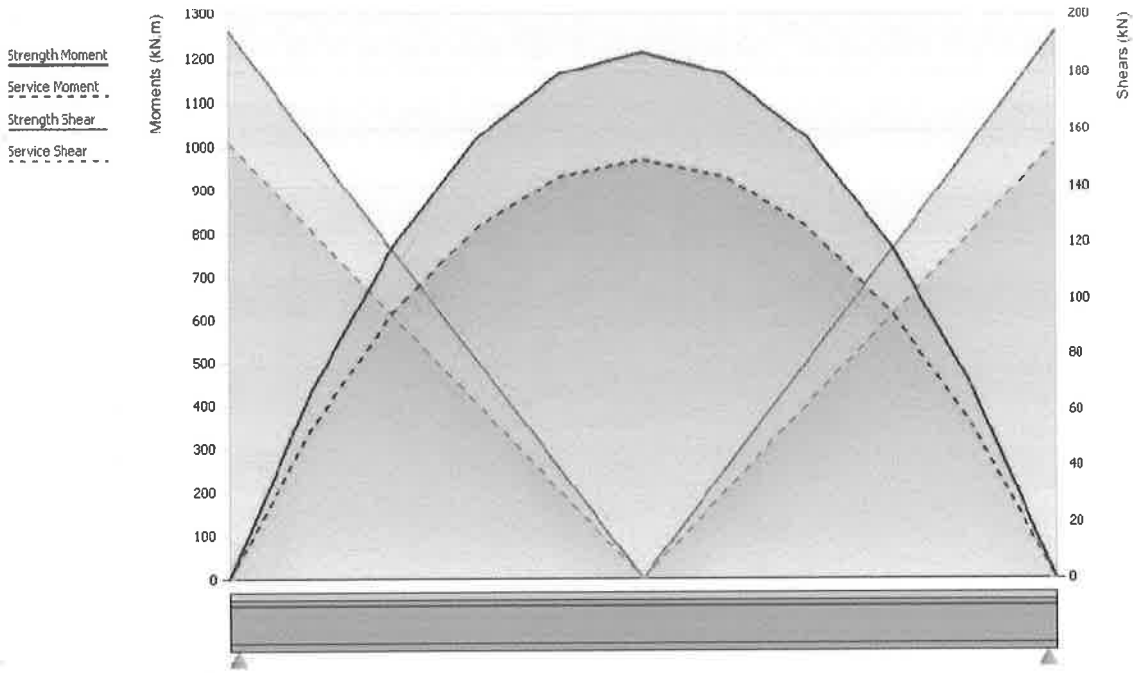
Esfuerzos debidos a las cargas muertas



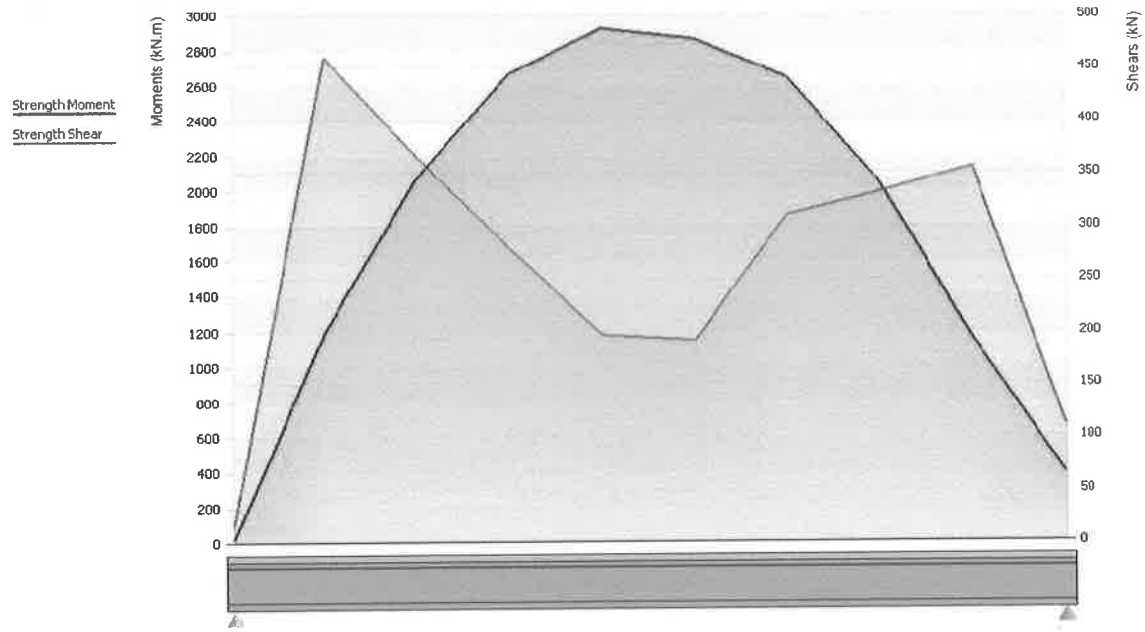
Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

rotesma

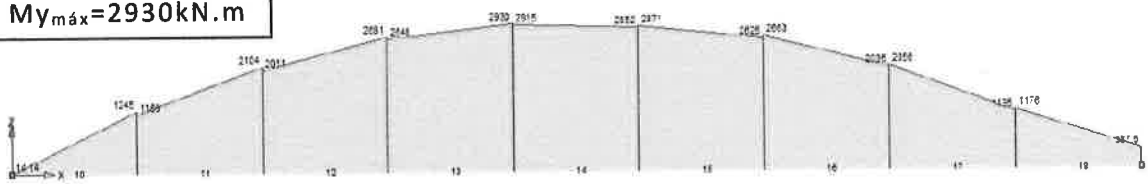
Esfuerzos debidos a etapa de construcción 1A



Envolvente de Momentos My+ en estado de límite de resistencia I (kN.m)



$My_{máx}$=2930kN.m



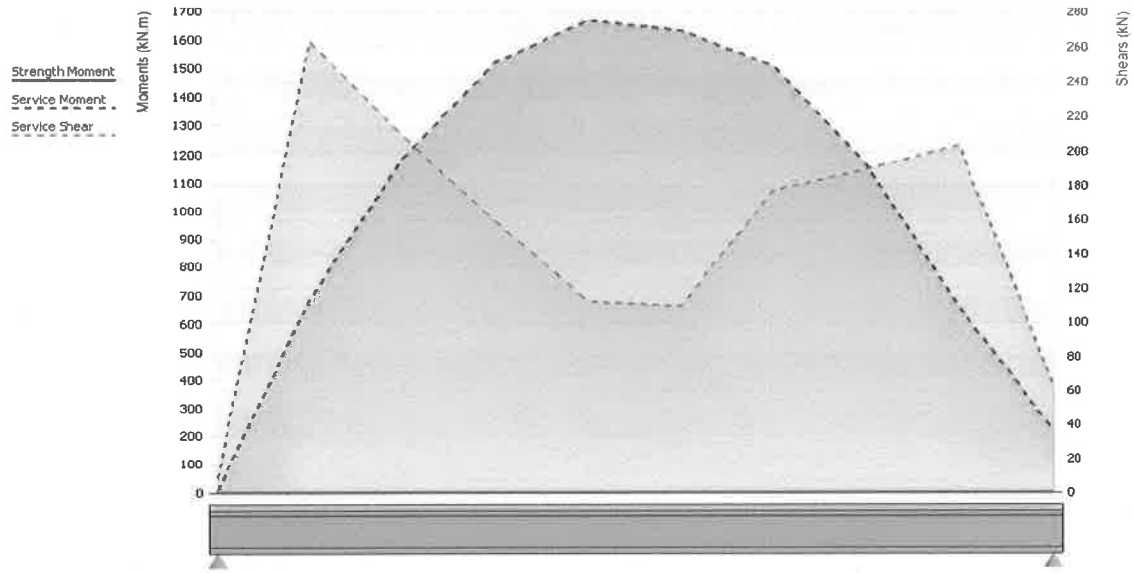
Ing. Freyther Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

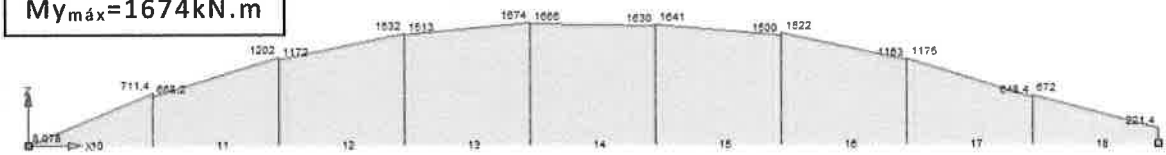
Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

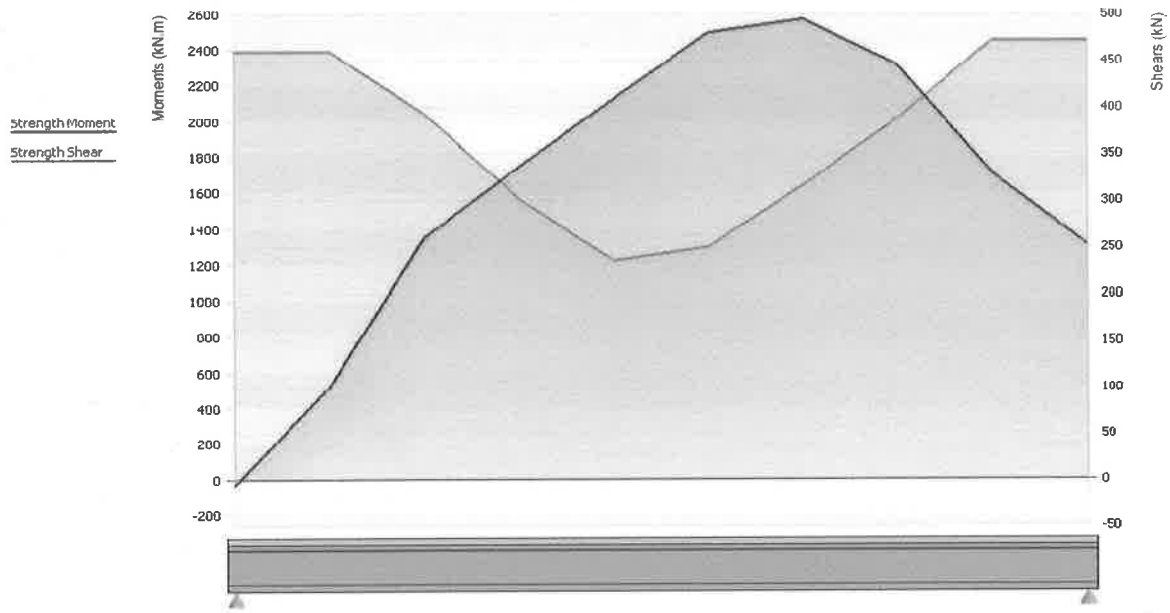
Envolvente de Momentos My+ en estado de límite de servicio I (kN.m)



$My_{máx}$=1674kN.m



Envolvente de Cortantes Fz+ en estado de límite de resistencia I (kN)



$Fz_{máx}$=-472,3kN

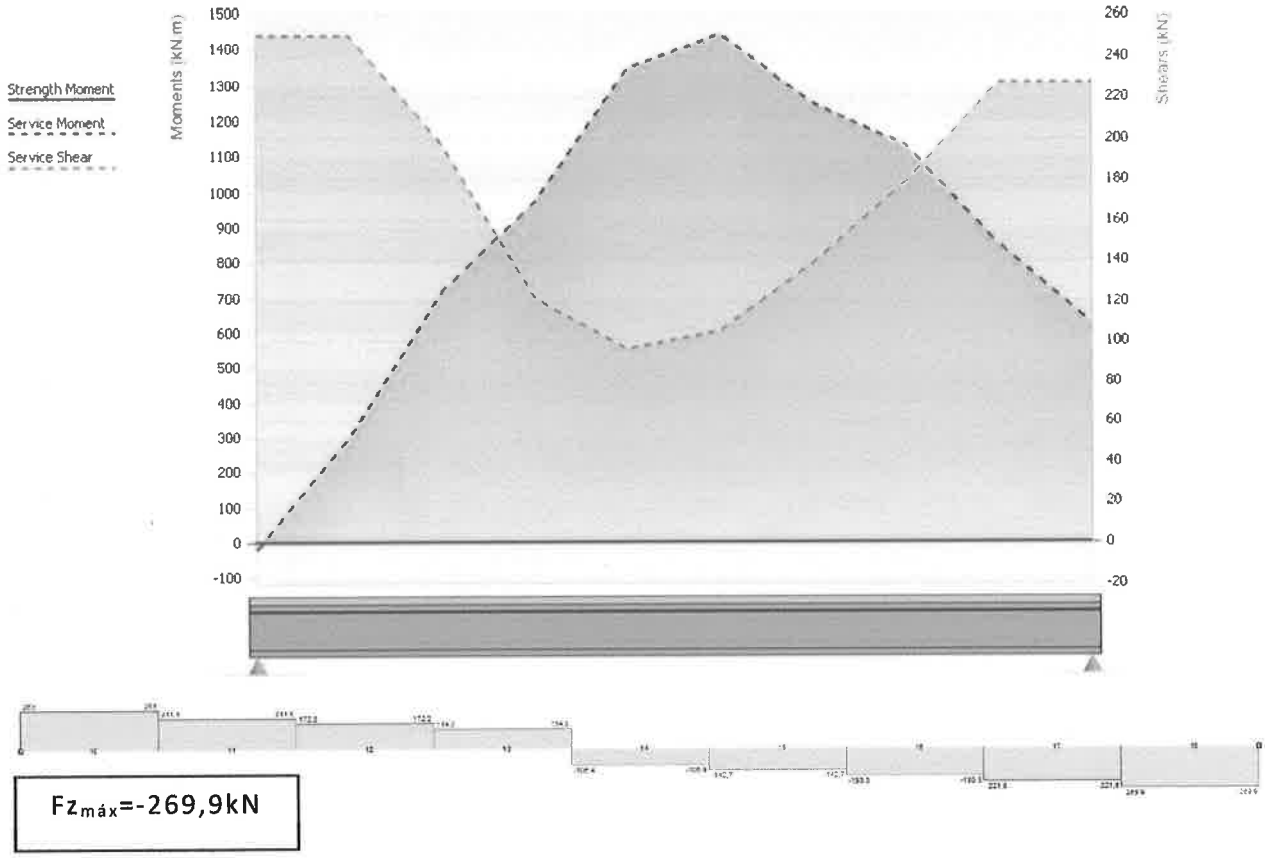
Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Envolvente de Cortantes Fz+ en estado de límite de servicio I (kN)

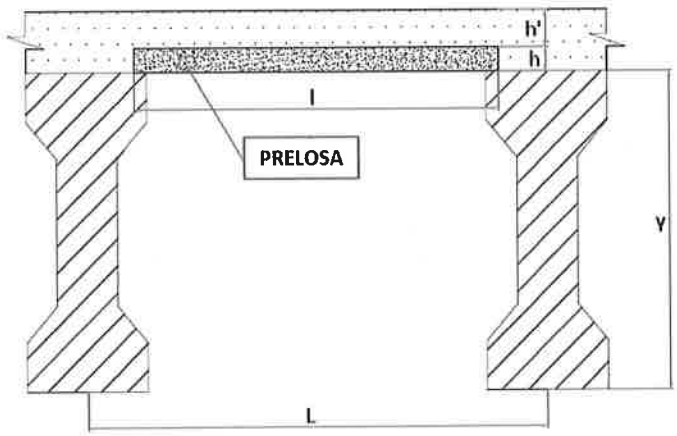


$Fz_{máx}$=-269,9kN

9) Dimensionamiento de las estructuras

Prelosas

Entrada de dados	
Dados de Materiales	
fck	30 MPa
fyk	500 MPa
Dados de Obra	
h	8,00 cm
h'	14,00 cm
l	220,00 cm
L	240,00 cm
Y	152,00 cm
Extensión Longitudinal	2500,00 cm
Recubrimiento	3,00 cm



- Ancho de prelosa: 36,50 cm
- Armadura inferior: 3 Ø 12,50 mm
- As = 3 x 1,23 cm² / 0,3650 m = 10,11 cm²/m ∴ Ø 12,50 c/ 12,16 cm

Ing. Freydber Fernando Chavez Gonzalez
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

- Armadura negativa transversal: Ø 12,50 c/ 15 ∴ a_s = 8,33 cm²/m
- Armadura negativa longitudinal: Ø 10,00 c/ 15 ∴ a_s = 5,33 cm²/m
- Armadura transversal sobre prelosas: Ø 8,00 c/ 15 ∴ a_s = 3,33 cm²/m
- Armadura longitudinal sobre prelosas: Ø 10,00 c/ 15 ∴ a_s = 5,33 cm²/m

Verificación prelosas premoldeadas – Montaje y hormigonado

Momento solicitante:

De acuerdo con la hoja de cálculo:

Dimensionamiento de tablero										
Dados de los materiales		Dados del Tablero (cm)								
Fck (kgf/cm2)	Fyk (kgf/cm2)	h	h'	b	Recubri-miento	d'	d	l	L	Extensión Longitudinal
300	5000	8,00 cm	14,00 cm	100,00 cm	3,00 cm	3,90 cm	3,10 cm	220,00 cm	240,00 cm	2500,00 cm

Dimensionamiento de Prelosa										
Cargas			Verificación de Flexión			Verificación de Cortante				
g1	g2	p - acidental	Mg	Mp	Mk	Vg	Vp	V_{sd}	V_{rd1}	Sin armadura transversal
0,20	0,35	0,2	0,33	0,12	0,60	0,61	0,22	1,15	3,09	

$$g_1 = \frac{h}{100} \times 2{,}50 = 0{,}08 \times 2{,}50 = 0{,}20\ \frac{tf}{m^2}$$

$$g_2 = \frac{h'}{100} \times 2{,}50 = 0{,}14 \times 2{,}50 = 0{,}35\ \frac{tf}{m^2}$$

$$M_g = \frac{(g_1 + g_2) \times l^2}{8} = \frac{(0{,}20 + 0{,}35) \times 2{,}20^2}{8} = 0{,}33\ tf.m/m$$

$$M_p = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{0{,}20 \times 2{,}20^2}{8} = 0{,}12\ tf.m/m$$

$$M_k = M_g \times 1{,}25 + M_p \times 1{,}50$$

$$\boldsymbol{M_k} = 0{,}33 \times 1{,}25 + 0{,}12 \times 1{,}50 = 0{,}60\ tf.\frac{m}{m} = \mathbf{6\ kN.m}$$

Momento resistente

De acuerdo con el cálculo del software:

```
Neutral axis free to rotate
Neutral axis angle (applied loads) = 0,0°  (clockwise from xx)
          depth in compression, c = 0,0223623 m

        Resistance Factor used, φ = 0,850135
```


Ing. Freydber Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Resistance Factor (φ) from Article 5.5.4.2.1

Type of force effect is:

Non-tension-controlled and non-compression-controlled

Compression-controlled strain limit in the extreme tension steel (5,7,2,1)

ε_{cl} = -0,0026

Tension-controlled strain limit in the extreme tension steel (5,7,2,1)

ε_{tl} = -0,005

Net tensile strain in extreme steel at nominal resistance

ε_t = -0,00421

nonprestressed section:

$$0,75 <= \varphi = 0,75 + 0,15\left[\frac{eps_t - eps_{cl}}{eps_{tl} - eps_{cl}}\right] <= 0,9 \quad \text{(Eq.: 5,5,4,2,1-2)}$$

$$0,75 + 0,15\left[\frac{-0,0042 - -0,0026}{-0,005 - -0,0026}\right]$$

$$= 0,85013$$

$$\varphi = 0,85013$$

MAXIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y
C40	(not used)			
CA50	-0,003976	-479,0406	28,0	28,0
CP190 RB	(not used)			
C30	0,003	25,499949	1000,0	80,0

MINIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y
C40	(not used)			
CA50	-0,004211	-488,4314	973,75	26,25
CP190 RB	(not used)			
C30	-0,007732	0,0	0,0	0,0

LOADING relative to centroidal axes:

	Applied Loads	Required Strength	Spare Resistance	(Equilibrium Forces)
Mx kN.m	0,0	0,0	20,613934	20,613934
My kN.m	0,0	0,0	n/a	-1,3497775
Ax kN	0,0	0,0	n/a	0,61687619

Spare resistance for X Moment - Positive = 20,613934 kN.m

therefore limiting additional load = 20,6139 * 0,85013
= **17,5246 kN.m**

Check Minimum Reinforcement

The section is noncompression-controlled, therefore Article 5.7.3.3.2 applies for minimum reinforcement.

$M_{cr} = \gamma_3 . (\gamma_1 . f_r + \gamma_2 . f_{cpe}) . S_c$ (5,7,3,3,2-1)

For Monolithic sections with no prestress,

$M_{cr} = \gamma_3 . \gamma_1 . f_r . S_c$ (5,7,3,3,2-1)

γ_1 = 1,6

γ_3 = 0,67 for A615, Grade 60 reinforcement
0,75 for A706, Grade 60 reinforcement

$f_r = 0,24\sqrt{f'_c}$
= 3,45169 MPa

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Ing. Freydbar Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

S_c = 1106695,1 mm³

hence,

M_{cr} = 1,072 * 3,45169 * 1,1067E+06 = 4,095 kN.m for A615

M_{cr} = 1,2 * 3,45169 * 1,1067E+06 = 4,58396 kN.m for A706

M_r must be not less than the lesser of M_{cr} and $1{,}33M_u$

Summary of Internal Forces

	Force kN	Acting Height mm
compression force, F_{cd}		
- concrete	475,52358	70,4871
- reinforcement	*(no compression reinforcement)*	
- combined	475,52358	70,4871
tension force, F_{td}		
- reinforcement	-474,9067	27,1214

inner lever arm, z = 70,4871 - 27,1214 = 43,365735 mm

Note: Moments arising from eccentricity of axial loads are relative to the centroidal axis of the section.
The transformed section centroid is used.

$$\therefore M_r = 17{,}5246\ kN.m > M_k = 6\ kN.m$$

Verificación OK!

Verificación losas del tablero – Utilización y homogeneizada

- Altura de losa: 22,00 cm

Momento resistente positivo

De acuerdo con el cálculo del software:

Neutral axis free to rotate
Neutral axis angle (applied loads) = 0,0° (clockwise from xx)
depth in compression, c = 0,0245246 m

Resistance Factor used, φ = 0,9

Resistance Factor (φ) from Article 5.5.4.2.1
Type of force effect is:
Tension-controlled reinforced concrete:
φ = 0,90

MAXIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y
C40	(not used)			
CA50	-2,111E-4	-42,21252	26,25	193,75
CP190 RB	(not used)			
C30	0,003	25,499949	1000,0	220,0

MINIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

C40	(not used)			
CA50	-0,020701	-500,0	973,75	26,25
CP190 RB	(not used)			
C30	-0,023912	0,0	0,0	0,0

LOADING relative to centroidal axes:

	Applied Loads	Required Strength	Spare Resistance	(Equilibrium Forces)
Mx kN.m	0,0	0,0	90,03915	90,03915
My kN.m	0,0	0,0	n/a	-0,4295147
Ax kN	0,0	0,0	n/a	0,00741976

Spare resistance for X Moment - Positive = 90,03915 kN.m

therefore limiting additional load = 90,0392 * 0,9
= **81,0352 kN.m**

Check Minimum Reinforcement

The section is noncompression-controlled, therefore Article 5.7.3.3.2 applies for minimum reinforcement.

$M_{cr} = \gamma_3 .(\gamma_1 .f_r + \gamma_2 .f_{cpe}).S_c$ (5,7,3,3,2-1)

For Monolithic sections with no prestress,

$M_{cr} = \gamma_3 .\gamma_1 .f_r .S_c$ (5,7,3,3,2-1)

$\gamma_1 = 1,6$

$\gamma_3 = 0,67$ for A615, Grade 60 reinforcement
$0,75$ for A706, Grade 60 reinforcement

$f_r = 0,24\sqrt{f'_c}$
$= 3,45169$ MPa

$S_c = 8627728,8$ mm³

hence,

$M_{cr} = 1,072 * 3,45169 * 8,62773E+06 = 31,9244$ kN.m for A615

$M_{cr} = 1,2 * 3,45169 * 8,62773E+06 = 35,7363$ kN.m for A706

M_r must be not less than the lesser of M_{cr} and $1,33M_u$

Summary of Internal Forces

	Force kN	Acting Height mm
compression force, F_{cd}		
- concrete	521,9628	209,549
- reinforcement	*(no compression reinforcement)*	
- combined	521,9628	209,549
tension force, F_{td}		
- reinforcement	-521,9554	37,0472

inner lever arm, z = 209,549 - 37,0472 = 172,50212 mm

Note: Moments arising from eccentricity of axial loads are relative to the centroidal axis of the section.
The transformed section centroid is used.

$$\therefore M_{r\,(pos)} = 81,0352\ kN.m$$

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Momento resistente negativo

De acuerdo con el cálculo del software:

```
Neutral axis free to rotate
Neutral axis angle (applied loads) = -179,93°  (clockwise from xx)
          depth in compression, c = 0,0226879 m

        Resistance Factor used, φ = 0,9
```

Resistance Factor (φ) from Article 5.5.4.2.1

```
Type of force effect is:
  Tension-controlled reinforced concrete:
      φ = 0,90
```

MAXIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y
C40	(not used)			
CA50	-5,32E-4	-106,3933	973,75	26,25
CP190 RB	(not used)			
C30	0,003	25,499949	0,0	0,0

MINIMUM Strains:

Material Property	Strain	Stress MPa	location x	location y
C40	(not used)			
CA50	-0,022111	-500,0	973,75	193,75
CP190 RB	(not used)			
C30	-0,025497	0,0	1000,0	220,0

LOADING relative to centroidal axes:

	Applied Loads	Required Strength	Spare Resistance	(Equilibrium Forces)
Mx kN.m	0,0	0,0	-69,762397	-69,762397
My kN.m	0,0	0,0	n/a	-1,0578756
Ax kN	0,0	0,0	n/a	0,14742159

```
Spare resistance for X Moment - Negative =  -69,7624 kN.m

therefore limiting additional load = -69,762 *      0,9
                                   = -62,786 kN.m
```

Check Minimum Reinforcement

The section is noncompression-controlled, therefore Article 5.7.3.3.2 applies for minimum reinforcement.

$M_{cr} = \gamma_3 . (\gamma_1 . f_r + \gamma_2 . f_{cpe}) . S_c$ (5,7,3,3,2-1)

For Monolithic sections with no prestress,

$M_{cr} = \gamma_3 . \gamma_1 . f_r . S_c$ (5,7,3,3,2-1)

$\gamma_1 = 1,6$

$\gamma_3 = 0,67$ for A615, Grade 60 reinforcement

$0,75$ for A706, Grade 60 reinforcement

$f_r = 0,24\sqrt{f'_c}$

$= 3,45169$ MPa

$S_c = 8516136,2$ mm³

hence,

$M_{cr} = 1,072 * 3,45169 * 8,51614E+06 = 31,5115$ kN.m for A615

$M_{cr} = 1,2 * 3,45169 * 8,51614E+06 = 35,274$ kN.m for A706

M_r must be not less than the lesser of M_{cr} and $1,33M_u$

Ing. Freyther Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Summary of Internal Forces

	Force kN	Acting Height mm
compression force, F_{cd}		
- concrete	480,57001	210,966
- reinforcement	*(no compression reinforcement)*	
- combined	480,57001	210,966
tension force, F_{td}		
- reinforcement	-480,4226	65,7837

inner lever arm, z = 210,966 - 65,7837 = 145,18235 mm

Note: Moments arising from eccentricity of axial loads are relative to the centroidal axis of the section.
The transformed section centroid is used.

$$\therefore M_{r\,(neg)} = -62,786\ kN.m$$

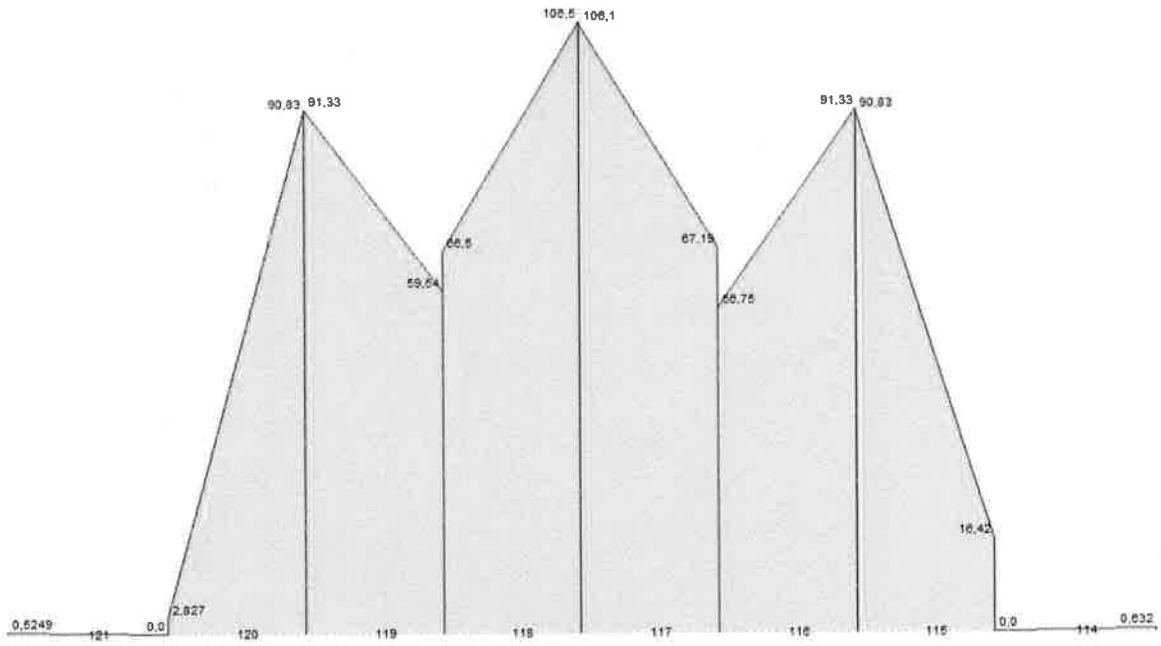
Momento solicitante positivo

Momento debido al peso proprio:

$$g = \frac{h}{100} \times 2,50 = 0,22 \times 2,50 = 0,55\ \frac{tf}{m^2}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{0,55 \times 2,20^2}{8} = 0,33\ tf.\frac{m}{m} = 3,30\ kN.m/m$$

Momento máximo debido al envolvente de cargas (calculado pelo software):



PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$$M_{max\,total\,(pos)} = 106,50\ kN.m$$

Momento en una losa:

$$M_{max\,(pos)} = \frac{106,50}{25/10} = 42,60\ kN.m/m$$

$$M_k = M_g \times 1,25 + M_{max}$$

$$M_{k\,(pos)} = 3,30 \times 1,25 + 42,60 = 46,73\ kN.m$$

$$\therefore M_{r\,(pos)} = 81,0352\ kN.m > M_{k\,(pos)} = 46,73\ kN.m$$

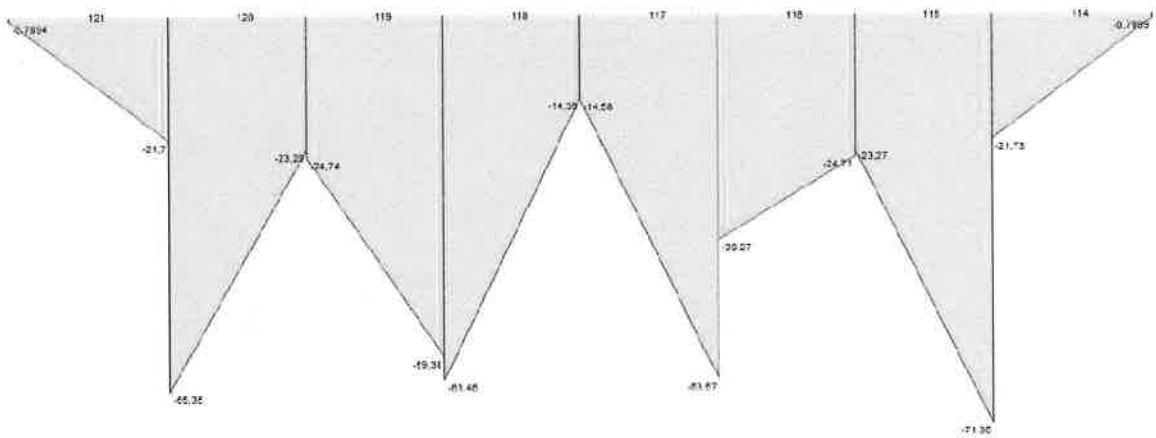
Verificación OK!

Momento solicitante negativo

Momento debido al peso proprio para losa en voladizo:

$$M_g = \frac{g \times l^2}{2} = \frac{(0,22 \times 2,5) \times 1,40^2}{2} = 0,54\ tf.\frac{m}{m} = 5,39\ kN.m/m$$

Momento máximo debido al envolvente de cargas (calculado pelo software):



$$M_{max\,total\,(neg)} = 21,73\ kN.m$$

Momento en una losa:

$$M_{max\,(neg)} = \frac{21,73}{25/10} = 8,69\ kN.m/m$$

$$M_k = M_g \times 1,25 + M_{max}$$

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$$M_{k\,(neg)} = 5{,}39 \times 1{,}25 + 8{,}69 = \mathbf{15{,}43\ kN.m}$$

$$\therefore M_{r\,(neg)} = \mathbf{62{,}78\ kN.m} > M_{k\,(neg)} = \mathbf{15{,}43\ kN.m}$$

Verificación OK!

Momento máximo debido al envolvente de cargas (para losas internas):

$$M_{max\,total\,(neg)} = \mathbf{71{,}36\ kN.m}$$

Momento en una losa:

$$M_{max\,(neg)} = \frac{\mathbf{71{,}36}}{\mathbf{25/10}} = \mathbf{28{,}54\ kN.m/m}$$

$$\therefore M_{r\,(neg)} = \mathbf{62{,}78\ kN.m} > M_{max\,(neg)} = \mathbf{28{,}54\ kN.m}$$

Verificación OK!

Viga Pretensada

Tensión en estado límite de servicio I – izaje de la viga

Section details:
Ref 1 "Section 1"
at 0,5 x span = 0,5 x 25 = 12,5 m from left end of beam

Design Code:
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Seventh Edition with 2016 Interim Revisions

Analysis:
Erection stage stresses
Limit State - Service I

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

18 tendons are fully bonded at this section
0 tendons are fully debonded at this section
0 tendons are harped at this section

INITIAL PRESTRESS

height mm	No of tendons	f_{pu} MPa	area mm²	% of f_{pu}	initial force kN
60,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
105,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
150,0	2	1900,0	140,0	75,0	399,0
TOTAL	18				3591,0

Transverse Eccentricity
Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

INITIAL RELAXATION - Article 5.9.5.4.4b

Data has the time from stressing to transfer set to zero, indicating that initial relaxation is not required to be calculated here.

height mm	No of tendons	f_{pj}	f_{py} MPa	relax. loss	area mm²	After relaxation force kN	moment kN.m
60,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	95,76
105,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	167,58
150,0	2	1425,0	1710,0	0,0	140,0	399,0	59,85
TOTAL	18					3591,0	323,19

Moment about the centroid of the precast beam:

M_r = 323,19-(3591,0*0,787224)
= -2503,733 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 3591/418,14+-2503,73/1,6052E8
= 8,5880327+-15,59791
= -7,00987 MPa

bottom stress = 3591/418,14+-2503,73/-1,494E8
= 8,5880327+16,756906
= 25,3449 MPa

Self weight moment:

c.s.a. = 4,181E5 mm²
density = 25,0 kN/m³
self weight = 4,181E5*25,0
= 10,4535 kN/m
beam length = 25,0 m
distance = 12,5 m
M_{sw} = 0,5*10,4535*12,5*(25,0-12,5)
= 816,68 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 816,68/1,6052E8
= 5,0878 MPa

bottom stress = 816,68/-1,494E8
= -5,4658 MPa

ELASTIC SHORTENING LOSSES - Article 5.9.5.2.3a

concrete stresses at mid-span:
stress at top of precast beam = -1,9221 MPa
stress at bottom of precast beam = 19,8791 MPa
depth of precast beam = 1520,0 mm

height mm	No of tendons	conc stress MPa	E_p / E_{ci}	tendon force kN	tendon moment kN.m
60,0	8	19,01852	5,2626	112,09727	6,7258363
105,0	8	18,37309	5,2626	108,29304	11,370769
150,0	2	17,72766	5,2626	26,122202	3,9183303
TOTAL	18			246,51251	22,014936

Moment about the centroid of the precast beam:

M_{ed} = 22,014936-(246,51251*0,787224)
= -172,0457 kN.m

hence top stress = -1,922-246,513/418,14--172,046/1,6052E8
= -1,922-0,5895454--1,071821
= -1,4398 MPa

bottom stress = 19,879-246,513/418,14--172,046/-1,494E8
= 19,879-0,5895454-1,1514623
= 18,1381 MPa

After a further 2 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:

Ing. Freydher Fernando Ortiz González
Representante Legal
CONSTRUMAQ S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

top stress = -1,47795 MPa
bottom stress = 18,2758 MPa

REFINED ESTIMATES OF TIME-DEPENDENT LOSSES - Article 5.9.5.4

Elastic modulus of prestressing steel: E_p = 197,0 kN/mm²
Total effective tendon area: A_{ps} = 2520,0 mm²
Elastic modulus of concrete at transfer: E_{ci} = 37,434 kN/mm²
Percentage relative humidity: H = 75,0 %
Humidity factor for creep: k_{hc} = 1,56-0,008H = 0,96
Humidity factor for shrinkage: k_{hs} = 2,00-0,014H = 0,95
Age at the end of curing: t_c = 3,0 day
Age at transfer: t_i = 4,0 day
Age at in-situ casting: t_d = 28,0 day
Final age: t_f = 120,0 day
Comp. strength of conc. at 1st loading: f'_{ci} = 40,0 MPa (= 5,802 KSI)

Factor for the effect of concrete strength: $k_f = \frac{35,0}{7+f'_{ci}} = \frac{35,0}{7+40,0} =$ 2,7341

Time factor for creep at final time: $k_{tdc,f,i}$

$$= \frac{t_f - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_f - t_i}$$

$$= \frac{120,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-4,0}$$

$$= 0,7645$$

Time fac. for shrinkage at final time: $k_{tds,f,i}$

$$= \frac{t_f - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_f - t_c}$$

$$= \frac{120,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-3,0}$$

$$= 0,7661$$

Losses: Time of Transfer to Time of Deck Placement - Article 5.9.5.4.2

Gross area of section: A_g = 4,18E5 mm²
Perimeter of section: p = 4853,9 mm
Volume to surface ratio: $V/S = A_g/p$ = 86,146 mm
Factor for the effect of the volume: k_s = 1,45-0,0051*(V/S) = 1,0107
Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1,9*k_s.k_{hc}.k_f.k_{tdc,f,i}.t_i^{-0,118}$$
$$= 1,9*1,0107*0,96*2,7341*0,7645*4,0^{-0,118}$$
$$= 3,272$$

Inertia of the gross concrete section: I_g = 1,18E11 mm⁴
Eccentricity of prestressing force: e_{pg} = -697,18 mm
Transformed section coefficient:

$$K_{1d} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}}.\frac{A_{ps}}{A_g}\left[1+\frac{A_g.e_{pg}^2}{I_g}\right].[1+0,7*\psi_b(t_f, t_i)]}$$

$$= \frac{1}{197,0\ 2520,0\left[4,18E5*-697,2^2\right]}$$

Ing. Freyder Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAC SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$$1 + \frac{\quad}{37,434} * \frac{\quad}{4,18E5} \left[1 + \frac{\quad}{1,2E11}\right] * (1+0,7*3,272)$$

$$= 0,77840$$

Time factor for creep at deck placement:

$$k_{tdc,d,i} = \frac{t_d - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_i}$$

$$= \frac{28,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-4,0}$$

$$= 0,401$$

Time factor for shrinkage at deck placement:

$$k_{tds,d,i} = \frac{t_d - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_c}$$

$$= \frac{28,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-3,0}$$

$$= 0,411$$

Shrinkage of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2a

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{bid} = k_s \,.k_{hs} \,.k_f \,.k_{tds,d,i}$
*0,00048

=

1,009*0,95*0,73*0,41*0,00048

= 1,393E-4

Loss of prestress = ε_{bid} .E_p .K_{id}
= 1,39E-4*197,0*0,87741
= 24,075 MPa
= Δf_{pSR}

Total shrinkage loss of force = Δf_{pSR} .A_{ps}
= 24,0751*2520,0
= 60,6692 kN

Corresponding gain of moment = 60,6692*0,09005
(about y = 0) = 5,46303 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{sh} = 5,46303-
(60,6692*0,78722)
= -42,297 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 60,6692/418140+-42,2973/1,605E8
= 0,1450931+-0,263506
= -0,118413 MPa

bottom stress = 60,6692/418140+-42,2973/-1,494E8
= 0,1450931+0,2830858
= 0,428179 MPa

Creep of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2b

Creep coefficient at deck placement:

$$\psi_b\,(t_d\,,t_i\,) = 1,9k_s\,.k_{hc}\,.k_f\,.k_{tdc,d,i}\quad .t_i^{\,-0,118}$$

Ing. Freyder Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$= 1,9*1,0*0,96*0,7351*0,4019*4,0^{-0,118}$
$= 0,4575$

Concrete stress at the center of gravity of prestressing tendons:
concrete stresses at transfer:
at top of precast beam = -1,921 MPa
at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_{ci}}.f_{cgp}\ .\psi_b\ (t_d\ ,t_i\ ).K_{id}$$

$$= \frac{197,0}{37,434}*18,587*0,4575*0,8893$$

$= 39,8037$ MPa
$= \Delta f_{pCR}$

Total creep loss of force $= \Delta f_{pCR}\ .A_{ps}$
$= 39,8037*2520,0$
$= 100,305$ kN

Corresponding loss of moment $= 100,305*0,09005$
$= 9,03212$ kN.m
(about $y = 0$)

Moment about the centroid of the composite beam:
$M_{cr} = 9,03212-(100,305*0,78722)$
$= -69,931$ kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 100,305/4,181E5+-69,931/1,60517E8
= 0,23988+-0,4356
= -0,1957 MPa

bottom stress = 100,305/4,181E5+-69,931/-1,4941E8
= 0,23988+0,46803
= 0,70791 MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.2c

Stress in tendons after transfer: f_{pt} = 1334,91 MPa
Yield strength of prestressing steel: f_{py} = 1710,0 MPa
Time between tensioning and deck placement: $t = t_s - t_i$ = 28,0- 4,0 = 24,0day
Factor for relaxation steel type: K'_L = 45,0 (low relaxation)

$$\text{Loss of prestress} = \frac{f_{pt}}{K'_L}.\frac{\log(24t)}{\log(24t_i)}.\left[\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55\right].\left[1- \frac{3(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})}{f_{pt}}\right].K_{id}$$

$$= \frac{1334,9}{45,0}*\frac{\log(24*24,0)}{\log(24*4,0)}*\left[\frac{1334,9}{1710,0}-0,55\right]\left[1- \frac{3*(24,075+39,804)}{1334,9}\right]*0,87$$

$= 7,15995$ MPa

$= \Delta f_{pR1}$

Total relaxation loss of force $= \Delta f_{pR1}\ .A_{ps}$
$= 7,1599*2520,0$
$= 18,043074$ kN

Corresponding loss of moment $= 18,043*\ 0,09$
$= 1,6247093$ kN.m
(about $y = 0$)

Moment about the centroid of the composite beam:

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

M_{rx} = 1,62471-(18,0431*0,7872)
= -12,579 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/418140+-12,5792/1,605E8
= 0,0431508+-0,078367
= -0,0352161 MPa

bottom stress = 18,0431/418140+-12,5792/-1,494E8
= 0,0431508+0,0841899
= 0,127341 MPa

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:
$M_{Applied}$ = 816,67969 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = 816,67969/1,6052E8
= 5,0878 MPa
bottom stress = 816,67969/-1,494E8
= -5,4658 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations
M_{sw} = -816,68 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = -816,68/1,6052E8
= -5,0878 MPa
bottom stress = -816,68/-1,494E8
= 5,46585 MPa

PERMISSIBLE STRESSES IN PRECAST BEAM

Compression

Article 5.9.4.2.1 for permament loads
Permissible compression stress = 0,45 * f'_c
= 0,45 * 40
= 18 MPa

Tension

Article 5.9.4.2.2
Permissible tension stress = -0,5 * λ * $\sqrt{f'_c}$
= -0,5 * 1,0 * √40
= -3,15469 MPa

SERVICE LIMIT STATE - STRESS SUMMARY TABLE

Note: The reinforcement has only been included in the calculation of the stresses after the cast in place 1A/1B stage.

	force kN	moment kN.m	Concrete Stresses (MPa) Cast In Place top	Cast In Place bottom	Precast top	Precast bottom
Prestress	3591,0	-2503,7			-7,0099	25,3449
Self Weight		816,68			5,0878	-5,4658
Prestress + Self Wt.					-1,9221	19,8791
Elastic Def	-227,02	158,437			0,44412	-1,6033
TRANSFER	3363,98	-1528,6			-1,478	18,2758
Erection		0,0			0,0	0,0
TOTAL PERMANENT					-1,478	18,2758

Ing. Freddher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

SLS FLEXURE
calculated using curvature of uncracked sections

The deflections are calculated from integration of the curvatures along the beam, using the parameters detailed below:

Elastic Modulus at Transfer, E_T = 37,434 kN/mm²

Intermediate Term Elastic Modulus, E_I = 25,6091 kN/mm²

$E_I = E_c / (\psi(t, t_i) + 1)$

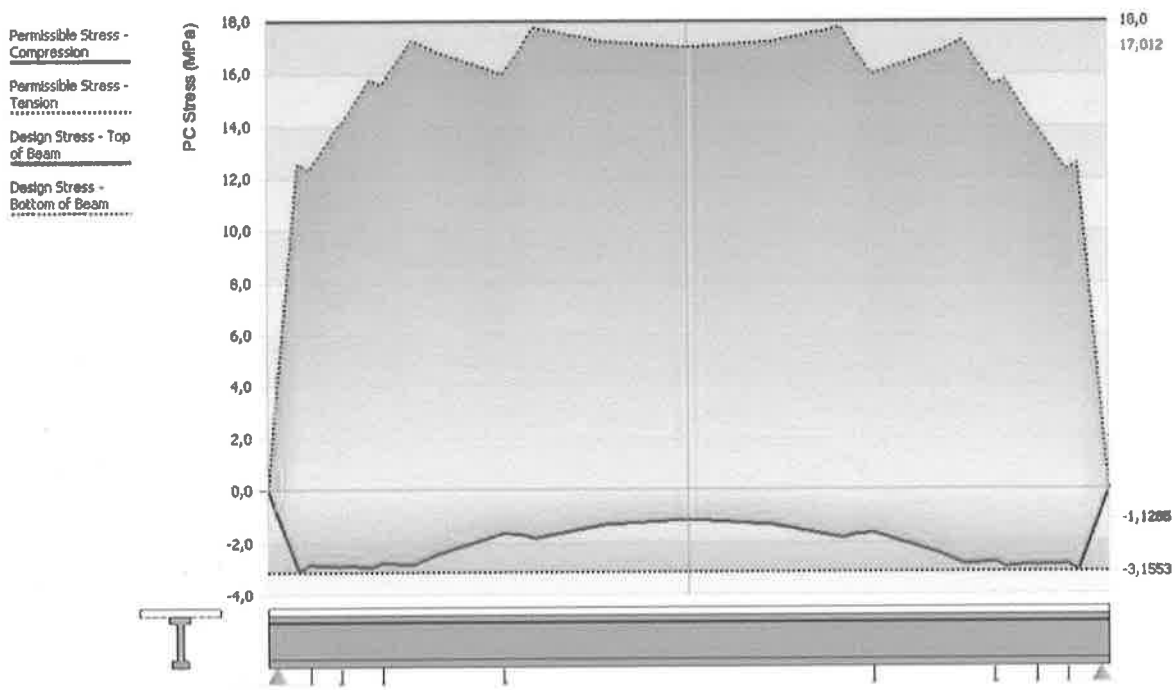
where $\psi(t, t_i)$ = 0,46174 (Article 5.14.2.3.6)]

Precast section height = 1520,0 mm

		Precast Stress (MPa)	E	Strain (x10⁻⁶)	Curvature (x10⁻⁶) (rad/m)	Deflection[1] (mm) Here	Max.
At Transfer	T	-1,478	E_T	-39,482	-347,17	27,4657	Cracked
	B	18,2758		488,214			
At Erection	T	-1,1285	E_I	-44,068	-466,04	35,7992	35,7992
	B	17,0123		664,308			

Stress limit at transfer (-1,38MPa) is exceeded. [Article 5.9.4.1.2]

[1] Deflection 'Cracked' indicates tensile stress at one or more sections along the beam exceeds the stress limit at transfer.



Ing. Freyder Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Tensión en estado límite de servicio I – etapa de construcción 1A

Section details:

Ref 1 "Section 1"
at 0,5 x span = 0,5 x 25 = 12,5 m from left end of beam

Design Code:

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
Seventh Edition with 2016 Interim Revisions

Analysis:

Construction stage stresses
Limit State - Service I

ACTUAL STRESSES IN PRECAST BEAM

18 tendons are fully bonded at this section
0 tendons are fully debonded at this section
0 tendons are harped at this section

INITIAL PRESTRESS

height mm	No of tendons	f_{pu} MPa	area mm²	% of f_{pu}	initial force kN
60,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
105,0	8	1900,0	140,0	75,0	1596,0
150,0	2	1900,0	140,0	75,0	399,0
TOTAL	18				3591,0

Transverse Eccentricity

Tendon layout is symmetrical about the vertical centroidal axis.

INITIAL RELAXATION - Article 5.9.5.4.4b

Data has the time from stressing to transfer set to zero, indicating that initial relaxation is not required to be calculated here.

height mm	No of tendons	f_{pj}	f_{py} MPa	relax. loss	area mm²	After relaxation force kN	After relaxation moment kN.m
60,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	95,76
105,0	8	1425,0	1710,0	0,0	140,0	1596,0	167,58
150,0	2	1425,0	1710,0	0,0	140,0	399,0	59,85
TOTAL	18					3591,0	323,19

Moment about the centroid of the precast beam:

M_r = 323,19-(3591,0*0,787224)
= -2503,733 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 3591/418,14+-2503,73/1,6052E8
= 8,5880327+-15,59791
= -7,00987 MPa

bottom stress = 3591/418,14+-2503,73/-1,494E8
= 8,5880327+16,756906
= 25,3449 MPa

Self weight moment:

c.s.a. = 4,181E5 mm²
density = 25,0 kN/m³
self weight = 4,181E5*25,0
= 10,4535 kN/m
beam length = 25,0 m
distance = 12,5 m
M_{sw} = 0,5*10,4535*12,5*(25,0-12,5)
= 816,68 kN.m

Corresponding stresses:

top stress = 816,68/1,6052E8

Ing. Freydher Fernando Chavez Gonzalez
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

= 5,0878 MPa
bottom stress = 816,68/-1,494E8
= -5,4658 MPa

ELASTIC SHORTENING LOSSES - Article 5.9.5.2.3a

concrete stresses at mid-span:
stress at top of precast beam = -1,9221 MPa
stress at bottom of precast beam = 19,8791 MPa
depth of precast beam = 1520,0 mm

height mm	No of tendons	conc stress MPa	E_p /E_{ci}	tendon force kN	tendon moment kN.m
60,0	8	19,01852	5,2626	112,09727	6,7258363
105,0	8	18,37309	5,2626	108,29304	11,370769
150,0	2	17,72766	5,2626	26,122202	3,9183303
TOTAL	18			246,51251	22,014936

Moment about the centroid of the precast beam:
M_{ed} = 22,014936-(246,51251*0,787224)
= -172,0457 kN.m

hence top stress = -1,922-246,513/418,14--172,046/1,6052E8
= -1,922-0,5895454--1,071821
= -1,4398 MPa
bottom stress = 19,879-246,513/418,14--172,046/-1,494E8
= 19,879-0,5895454-1,1514623
= 18,1381 MPa

After a further 2 iterations of the above process, the top and bottom stresses are as follows:
top stress = -1,47795 MPa
bottom stress = 18,2758 MPa

REFINED ESTIMATES OF TIME-DEPENDENT LOSSES - Article 5.9.5.4

Elastic modulus of prestressing steel: E_p = 197,0 kN/mm²
Total effective tendon area: A_{ps} = 2520,0 mm²
Elastic modulus of concrete at transfer: E_{ci} = 37,434 kN/mm²
Percentage relative humidity: H = 75,0 %
Humidity factor for creep: k_{hc} = 1,56-0,008H = 0,96
Humidity factor for shrinkage: k_{hs} = 2,00-0,014H = 0,95
Age at the end of curing: t_c = 3,0 day
Age at transfer: t_i = 4,0 day
Age at in-situ casting: t_d = 28,0 day
Final age: t_f = 120,0 day
Comp. strength of conc. at 1st loading: f'_{ci} = 40,0 MPa (= 5,802 KSI)

Factor for the effect of concrete strength: $k_f = \frac{35,0}{7+f'_{ci}} = \frac{35,0}{7+40,0} =$
2,7341

Time factor for creep at final time: $k_{tdc,f,i} = \frac{t_f - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_f - t_i}$

$= \frac{120,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-4,0}$

= 0,7645

Time fac. for shrinkage at final time: $k_{tds,f,i} = \frac{t_f - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{\ }\right] + t_f - t_c}$

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSS S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$$\left[f'_{ci} + 20 \right]$$

$$= \frac{120,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 120,0-3,0}$$

$$= 0,7661$$

Losses: Time of Transfer to Time of Deck Placement - Article 5.9.5.4.2

Gross area of section: $A_g = 4,18E5\ mm^2$

Perimeter of section: $p = 4853,9\ mm$

Volume to surface ratio: $V/S = A_g / p = 86,146\ mm$

Factor for the effect of the volume: $k_s = 1,45-0,0051*(V/S) = 1,0107$

Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1,9*k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,f,i} . t_i^{-0,118}$$
$$= 1,9*1,0107*0,96*2,7341*0,7645*4,0^{-0,118}$$
$$= 3,272$$

Inertia of the gross concrete section: $I_g = 1,18E11\ mm^4$

Eccentricity of prestressing force: $e_{pg} = -697,18\ mm$

Transformed section coefficient:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} . \frac{A_{ps}}{A_g} \left[1 + \frac{A_g . e_{pg}^2}{I_g}\right] . [1+0,7*\psi_b(t_f, t_i)]}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{197,0}{37,434} * \frac{2520,0}{4,18E5} \left[1 + \frac{4,18E5*-697,2^2}{1,2E11}\right] * (1+0,7*3,272)}$$

$$= 0,77840$$

Time factor for creep at deck placement:

$$k_{tdc,d,i} = \frac{t_d - t_i}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_i}$$

$$= \frac{28,0-4,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-4,0}$$

$$= 0,401$$

Time factor for shrinkage at deck placement:

$$k_{tds,d,i} = \frac{t_d - t_c}{12*\left[\frac{100-4*f'_{ci}}{f'_{ci}+20}\right] + t_d - t_c}$$

$$= \frac{28,0-3,0}{12*\left[\frac{100-4*5,8}{5,8+20}\right] + 28,0-3,0}$$

$$= 0,411$$

Shrinkage of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2a

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{bid} = k_s . k_{hs} . k_f . k_{tds,d,i} *0,00048$

$= 1,009*0,95*0,73*0,41*0,00048$

Ing. Freyther Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

$= 1,393E-4$

Loss of prestress $= \varepsilon_{bid} \cdot E_p \cdot K_{id}$
$= 1,39E-4*197,0*0,87741$
$= 24,075$ MPa
$= \Delta f_{pSR}$

Total shrinkage loss of force $= \Delta f_{pSR} \cdot A_{ps}$
$= 24,0751*2520,0$
$= 60,6692$ kN

Corresponding gain of moment $= 60,6692*0,09005$
(about $y = 0$) $= 5,46303$ kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
$M_{sh} = 5,46303-$
(60,6692*0,78722)
$= -42,297$ kN.m

Corresponding stresses:
top stress $= 60,6692/418140+-42,2973/1,605E8$
$= 0,1450931+-0,263506$
$= -0,118413$ MPa

bottom stress $= 60,6692/418140+-42,2973/-1,494E8$
$= 0,1450931+0,2830858$
$= 0,428179$ MPa

Creep of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2b

Creep coefficient at deck placement:
$\psi_b(t_d, t_i) = 1,9k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{tdc,d,i} \cdot t_i^{-0,118}$
$= 1,9*1,0*0,96*0,7351*0,4019*4,0^{-0,118}$
$= 0,4575$

Concrete stress at the center of gravity of prestressing tendons:
concrete stresses at transfer:
at top of precast beam = -1,921 MPa
at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

Loss of prestress $= \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \psi_b(t_d, t_i) \cdot K_{id}$
$= \frac{197,0}{37,434}*18,587*0,4575*0,8893$
$= 39,8037$ MPa
$= \Delta f_{pCR}$

Total creep loss of force $= \Delta f_{pCR} \cdot A_{ps}$
$= 39,8037*2520,0$
$= 100,305$ kN

Corresponding loss of moment $= 100,305*0,09005$
$= 9,03212$ kN.m
(about $y = 0$)

Moment about the centroid of the composite beam:
$M_{cr} = 9,03212-$
(100,305*0,78722)
$= -69,931$ kN.m

Corresponding stresses:
top stress $= 100,305/4,181E5+-69,931/1,60517E8$
$= 0,23988+-0,4356$
$= -0,1957$ MPa

bottom stress $= 100,305/4,181E5+-69,931/-1,4941E8$
$= 0,23988+0,46803$
$= 0,70791$ MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.2c

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

PARAGUAY
Calle 16 Monday Minga Guazú, PY

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

Stress in tendons after transfer: f_{pt} = 1334,91 MPa
Yield strength of prestressing steel: f_{py} = 1710,0 MPa
Time between tensioning and deck placement: $t = t_s - t_i$ = 28,0- 4,0 = 24,0day
Factor for relaxation steel type: K'_L = 45,0 (low relaxation)

$$\text{Loss of prestress} = \frac{f_{pt}}{K'_L}.\frac{\log(24t)}{\log(24t_i)}.\left[\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55\right].\left[1-\frac{3(\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR})}{f_{pt}}\right].K_{id}$$

$$= \frac{1334,9}{45,0}*\frac{\log(24*24,0)}{\log(24*4,0)}*\left[\frac{1334,9}{1710,0}-0,55\right]\left[1-\frac{3*(24,075+39,804)}{1334,9}\right]*0,87$$

= 7,15995 MPa

$= \Delta f_{pR1}$

Total relaxation loss of force = Δf_{pR1} .A_{ps}
= 7,1599*2520,0
= 18,043074 kN

Corresponding loss of moment = 18,043* 0,09
= 1,6247093 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{rx} = 1,62471-(18,0431*0,7872)
= -12,579 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/418140+-12,5792/1,605E8
= 0,0431508+-0,078367
= -0,0352161 MPa

bottom stress = 18,0431/418140+-12,5792/-1,494E8
= 0,0431508+0,0841899
= 0,127341 MPa

Erection of beam Loading

Bending moment from erection loadcase at current span location:
$M_{Applied}$ = 816,67969 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = 816,67969/1,6052E8
= 5,0878 MPa
bottom stress = 816,67969/-1,494E8
= -5,4658 MPa

Remove the dead load applied for transfer calculations
M_{sw} = -816,68 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = -816,68/1,6052E8
= -5,0878 MPa
bottom stress = -816,68/-1,494E8
= 5,46585 MPa

Construction stage 1A Loading

$M_{Applied}$ = 971,95374 kN.m
Corresponding stresses:
top stress = 971,95374/1,6052E8
= 6,05514 MPa
bottom stress = 971,95374/-1,494E8
= -6,5051 MPa

Losses: Time of Deck Placement to Final Time - Article 5.9.5.4.3

Gross composite section area: A_c = 9,46E5 mm²
Perimeter of section: p = 8893,9 mm
Volume to surface ratio: $V/S = A_c/p$ = 106,38 mm

Ing. Freydher Fernando Chaez González
Representante Legal
CONSTRUMAC S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.

rotesma

Factor for the effect of the volume: $k_s = 1,45-0,0051*(V/S) = 1,0$

Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1,9*k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,f,i} . t_i^{-0,118}$$
$$= 1,9*1,0*0,96*2,734*0,764*4,0^{-0,118}$$
$$= 3,2375$$

Inertia of the net concrete section: $I_c = 2,9E11$ mm⁴

Eccentricity of prestressing force: $e_{pc} = 1167,5$ mm

Transformed section coefficient:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} . \frac{A_{ps}}{A_c} \left[1 + \frac{A_c . e_{pc}^2}{I_c}\right] . [1+0,7*\psi_b(t_f, t_i)]}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{197,0}{37,434} * \frac{2520,0}{9,46E5} \left[1 + \frac{9,46E5*1167,5^2}{2,9E11}\right] * (1+0,7*3,2375)}$$

$$= 0,79834$$

Shrinkage of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.3a

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{bdf} = k_s . k_{hs} . k_f . k_{tds,f,i}$
*0,00048

=

1,009*0,95*0,73*0,76*0,00048

= 2,592E-4

Loss of prestress $= \varepsilon_{bdf} . E_p . K_{df}$
= 2,59E-4*1,97E8*0,88931
= 45,4033 MPa
$= \Delta f_{pSD}$

Total shrinkage loss of force $= \Delta f_{pSD} . A_{ps}$
= 45,4033*2520,0
= 114,416 kN

Corresponding gain of moment = 114,416*0,09005
(about $y = 0$) = 10,3027 kN.m

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{sh} = 10,3027-(114,416*1,2539)
= -133,16 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 114,416/953132+-133,164/1,091E9
= 0,1200423+-0,122033
= -0,00199149 MPa

bottom stress = 114,416/953132+-133,164/-2,316E8
= 0,1200423+0,5750462
= 0,695089 MPa

Creep of Girder Concrete - Article 5.9.5.4.2b

Creep coefficient at deck placement:

$$\psi_b(t_d, t_i) = 1,9k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,d,i} . t_i^{-0,118}$$
$$= 1,9*1,0091*0,96*0,7351*0,4019*4,0^{-0,118}$$
$$= 0,4617$$

Creep coefficient at final time:

$$\psi_b(t_f, t_d) = 1,9k_s . k_{hc} . k_f . k_{tdc,f,i} . t_d^{-0,118}$$
$$= 1,9*1,0091*0,96*0,7351*0,7203*28,0^{-0,118}$$
$$= 0,6578$$

Concrete stress at the center of gravity of prestressing tendons:
concrete stresses at transfer:
at top of precast beam = -1,921 MPa

Ing. Freydher Fernando Chávez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ SUR S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal

rotesma

at bottom of precast beam = 19,878 MPa
at center of gravity of prestress: f_{cgp} = 18,5866 MPa

Change in concrete stress at centroid of prestressing strands:
concrete stress change after permanent loads:
at top of precast beam = 0,18819 MPa
at bottom of precast beam = 14,7097 MPa
Δf_{cd} = 13,8494 MPa

$$\text{Loss of prestress} = \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} * \left[\psi_b (t_f, t_i) - \psi_b (t_d, t_i) \right] * K_{df}$$
$$+ \frac{E_p}{E_c} * \Delta f_{cd} * \psi_b (t_f, t_d) * K_{df}$$
$$= \frac{197,0}{37,434} * 18,5866 * (0,87842 - 0,46174) * 0,87741$$
$$+ \frac{197,0}{18,717} * 13,8494 * 0,65781 * 0,87741$$
$$= 119,894 \text{ MPa}$$
$$= \Delta f_{pcD}$$

Total creep loss of force = $\Delta f_{pcD} * A_{ps}$
= 119,894*2520,0
= 302,132 kN

Corresponding loss of moment = 302,132*0,09005
= 27,2059 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{cr} = 27,2059-(302,132*1,2539)
= -351,64 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 302,132/9,531E5+-351,64/1,09121E9
= 0,31698+-0,3222
= -0,0053 MPa

bottom stress = 302,132/9,531E5+-351,64/-2,3157E8
= 0,31698+1,51849
= 1,83548 MPa

Relaxation of Prestressing Strands - Article 5.9.5.4.3c

Loss of prestress = Δf_{pR1}
= 7,15995 MPa
= Δf_{pR2}

Total relaxation loss of force = $\Delta f_{pR2} . A_{ps}$
= 7,1599*2520,0
= 18,043074 kN

Corresponding loss of moment = 18,043* 0,09
= 1,6247093 kN.m
(about y = 0)

Moment about the centroid of the composite beam:
M_{rx} = 1,62471-(18,0431*1,2539)
= -21,0 kN.m

Corresponding stresses:
top stress = 18,0431/953132+-20,9995/1,091E9
= 0,0189303+-0,019244
= -0,000314051 MPa

bottom stress = 18,0431/953132+-20,9995/-2,316E8
= 0,0189303+0,0906829
= 0,109613 MPa

Shrinkage of Deck Concrete - Article 5.9.5.4.3d

Concrete shrinkage strain of girder: $\varepsilon_{ddf} = k_s . k_{hs} . k_f . k_{tds,f,i}$
*0,00048
=

Ing. Freydher Fernando Chavez González
Representante Legal
CONSTRUMAQ S.R.L.
EMPRESA CONSTRUCTORA

Lic. Carlos M. Machuca V.
Representante Legal